



Verein Deutscher Zementwerke e.V.
Forschungsinstitut der Zementindustrie

Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports 1998-2000



Verein Deutscher Zementwerke e.V.
Forschungsinstitut der Zementindustrie

Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports 1998–2000

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Gerd Thielen



Verlag Bau+Technik

Vorwort

Unter der Rubrik „Betontechnische Berichte“ veröffentlicht das Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ) seit 1960 technisch-wissenschaftliche Beiträge in der Fachzeitschrift „Beton“. Diese Fachveröffentlichungen zu Fragen der Anwendung von Zement und Beton gehören zu den satzungsgemäßen Aufgaben des Vereins Deutscher Zementwerke (VDZ) und des von ihm getragenen Forschungsinstituts. Sie haben zum Zweck, Technik und Wissenschaft auf dem Gebiet der Herstellung und Anwendung von hydraulischen Bindemitteln durch Veröffentlichung gesicherter Ergebnisse aus der Forschung und aus der übrigen wissenschaftlichen Tätigkeit zu fördern. In den Berichten des vorliegenden 28. Sammelbands werden die Ergebnisse umfangreicher Untersuchungen mitgeteilt, die überwiegend durch Arbeiten im Forschungsinstitut der Zementindustrie, teilweise auch in anderen Forschungseinrichtungen gewonnen wurden. Von den insgesamt dreizehn Beiträgen sind vier bei der Erstveröffentlichung außerhalb der Reihe der „Betontechnischen Berichte“, einige davon auch in anderen Fachzeitschriften erschienen. Sämtliche Beiträge sind zweisprachig in Deutsch und Englisch abgedruckt, wodurch ein verbesserter Kenntnistransfer in die internationale Fachwelt angestrebt wird.

Die europäische Normung verfolgt mit der Standardisierung technischer Regeln nicht nur die traditionell mit Normen verknüpften Ziele, sondern sie soll auch die Voraussetzungen schaffen für das Inverkehrbringen von Bauprodukten auf dem europäischen Binnenmarkt. Anhand der Erarbeitung der harmonisierten europäischen Zementnorm wird dies näher erläutert. Die Entwicklung und Herstellung leistungsfähiger Portlandkompositzemente gehört zu den Schwerpunkten der Arbeiten im Forschungsinstitut. Die in umfangreichen Zulassungsprüfungen an Portlandkalksteinzementen gewonnenen Ergebnisse wurden erstmals zu einer das Festigkeitsbildungsvermögen und die Dauerhaftigkeitsaspekte umfassenden Darstellung zusammengefasst. Eine der Grundlagen für die Weiterentwicklung von Zementen liegt in der vertieften Kenntnis der durch Granulometrie und Reaktivität der Zementhauptbestandteile bedingten Einflüsse auf die Leistungsmerkmale der Zemente; über entsprechende Untersuchungen wird berichtet. In einem weiteren Beitrag wurden grundlegende betontechnologische Zusammenhänge dargestellt, die bei selbstverdichtenden Betonen zu beachten sind. Durch breit angelegte Untersuchungen zu den Inhaltsstoffen von Restwasser konnten die Möglichkeiten für das Frischbetonrecycling erweitert werden. Zur Vermeidung von temperatur- und schwindbedingten Rissen in flächigen, verformungsbehinderten Bauteilen wurden umfangreiche Laboruntersuchungen durchgeführt und Auswertungen an Bauwerken vorgenommen, über die ebenfalls hier berichtet wird. Über den Kenntnisstand zum kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt enthält dieser Sammelband eine Zusammenfassung. Der Nachweis einer ausreichenden Frostbeständigkeit von Beton beruht weiterhin auf aussagekräftigen Laborprüfverfahren. In einem umfangreichen europäischen Ringversuch wurden die heute angewandten Prüfverfahren einer kritischen Prüfung unterzogen. Durch wechselnde Durchfeuchtungs- und Trocknungszustände werden Schwind- und Quellvorgänge im Straßenbeton hervorgerufen, die zu Oberflächenrissen führen können. Unterschiedliche Zemente üben auf diese Vorgänge bei üblich zusammengesetzten Straßenbetonen keinen praxisrelevanten Einfluss aus. Dränbeton auf Verkehrsflächen trägt signifikant zur Minderung des Verkehrslärms bei. Eine ausreichende Dauerhaftigkeit dieses offenporigen Betons unter Verkehrs-, Temperatur- und Frostbeanspruchungen kann im Labor nur unter Verwendung von Feinstoffen und Polymeren nachgewiesen werden; ein baupraktischer Nachweis konnte bislang noch nicht erbracht werden. Die Bewertung der Auswirkungen von Baustoffen auf die Gesundheit und auf die unmittelbare Umwelt der daraus errichteten Bauwerke bedarf noch intensiver konzeptioneller Vorarbeiten und wissenschaftlicher Untersuchungen. In zwei Beiträgen wird über entsprechende Überlegungen und Untersuchungen berichtet.

Die Reihe der Sammelbände der „Betontechnischen Berichte“, die nunmehr einen Zeitraum von vier Jahrzehnten überspannen, bildet ein Nachschlagewerk über nahezu alle Bereiche der Betontechnologie und der Betontechnik mit ihren Entwicklungen. Das alle Bände umfassende Sachverzeichnis ermöglicht einen raschen Zugriff auf den breiten Fundus an Fachaussagen mit konkreten Hinweisen für das praktische Handeln und den Erläuterungen der Zusammenhänge. Dank gebührt allen Autoren und Mitarbeitern im Forschungsinstitut und im Verlag Bau+Technik, die an der Herausgabe dieses Buches sachkundig mitwirkten.

Foreword

Since 1960 the Research Institute of the Cement Industry (FIZ) has been publishing technical and scientific articles in the specialist journal „Beton“ under the heading „Concrete Technology Reports“. These specialist publications on questions of the application of cement and concrete form part of the statutory functions of the German Cement Works Association (VDZ) and its Research Institute. The aim is to promote technology and science in the field of production and application of hydraulic binders by publishing confirmed results from research and other scientific activities. The reports in this 28th volume give the results of extensive investigations which were obtained predominantly through work at the Research Institute of the Cement Industry, but in some cases also at other research establishments. Of the total of thirteen articles four were first published outside the series of „Concrete Technology Reports“, and some of them appeared in other technical journals. The articles are all printed in both German and English with the aim of improving the interchange of knowledge with the international technical world.

By standardizing technical regulations European standardization is not only following the traditional objectives linked with standards but also aims to create the basic requirements for introducing building products into the internal European market. This is explained in detail using the example of the compilation of the harmonized European cement standard. The development and production of efficient Portland composite cements is one of the focal points of the work at the Research Institute. The results obtained in extensive acceptance tests on Portland limestone cements have been combined for the first time to produce a comprehensive picture of the strength forming ability and durability aspects of these cements. The continued development of cements is based partly on the increased knowledge of the factors affecting the performance of the cements due to the granulometry and reactivity of the main cement constituents; a report is given of the corresponding investigations. Another article describes the fundamental concrete technology relationships which are to be found with self-compacting concretes. Through broadly based investigations into the substances contained in recycled water it has been possible to extend the options for recycling fresh concrete. There is also a report on the extensive laboratory investigations carried out, and evaluations undertaken on structures, in order to avoid cracks caused by temperature and shrinkage in flat components with restricted movement. This volume contains a summary of the current understanding of the critical chloride level at which corrosion is initiated. Proof of adequate freeze-thaw resistance of concrete continues to be based on meaningful laboratory test methods. The test methods currently used were submitted to critical testing in an extensive European inter-laboratory trial. Shrinkage and swelling processes, which can lead to surface cracks, were induced in road-building concrete by alternating wetting and drying conditions. In road concretes of normal composition these processes are not influenced to any relevant extent by different types of cement. Draining concrete on traffic surfaces contributes significantly to the abatement of traffic noise. Adequate durability of this open-pore concrete under stresses from traffic, temperature and freeze-thaw can only be demonstrated in the laboratory using ultrafines and polymers, and it has not yet been possible to provide proof under practical conditions. Evaluation of the effects of building materials on health and on the immediate environment of the structures built from them still requires intensive conceptual preliminary work and scientific investigations. Relevant considerations and investigations are reported in two articles.

The series of volumes of the „Concrete Technology Reports“, which now spans a period of four decades, forms a reference work covering virtually all areas of concrete technology and concrete engineering and their developments. The subject-matter index covering all volumes provides rapid access to the wide fund of technical information with specific advice for practical matters, and explanations of the interrelationships involved. Thanks are due to all the authors and staff at the Research Institute and at the Bau + Technik publishing company for their expert cooperation in the publication of this book.

Die Deutsche Bibliothek – CIP-Einheitsaufnahme
Betontechnische Berichte/VDZ, Verein Deutscher Zementwerke e.V.;
Forschungsinstitut der Zementindustrie – 1. 1960 (1961) –
– Düsseldorf: VBT, Verl. Bau und Technik, 1961
Erscheint jährl. – Früher im Beton-Verlag, Düsseldorf. –
Bibliographische Deskription nach 1998/2000 (2001)
ISSN 0409-2740
ISBN 3-7640-0410-X

©2001 by Verlag Bau+Technik, Düsseldorf
Gesamtproduktion: Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf

Inhaltsverzeichnis / Contents

Europäische Normung am Beispiel von Zement European Standardization with Reference to Cement <i>Gerd Thielen, Siegbert Sprung</i>	7	Ergebnisse eines europäischen Ringversuchs – Frost- und Frost-Tausalz-Prüfverfahren Results of an European Round Robin Test – Standard Methods for Testing the Resistance of Concrete to Freezing and Thawing <i>Eberhard Siebel, Wolfgang Breit</i>	85
Bewertung der Ergebnisse von Prüfungen zur bauaufsichtlichen Zulassung von Portlandkalk- steinzementen Evaluation of the results of tests for building inspectorate approval of Portland limestone cements <i>Wilhelm Manns, Gerd Thielen, Christina Laskowski</i> ,	15	Einfluß der Ausgangsstoffe und der Beton- zusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton Influence of constituents and concrete composition on the shrinkage and swelling of paving concrete <i>Eberhard Eickschen, Eberhard Siebel</i>	93
Einfluß der Granulometrie und Reaktivität von Zement und Zusatzstoffen auf die Festigkeits- und Gefügeentwicklung von Mörtel und Beton Influence of the granulometry and reactivity of cement and additions on the development of the strength and microstructure of mortar and concrete <i>Thorsten Reschke, Eberhard Siebel, Gerd Thielen</i>	25	Dauerhaftigkeit von Dränbeton für Beton- fahrbahndecken Durability of porous concrete for concrete pavements <i>Eberhard Eickschen, Eberhard Siebel</i>	111
Selbstverdichtender Beton – ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton Self compacting concrete – another stage in the development of the 5-component system of concrete <i>Horst Grube, Jörg Rickert</i>	39	Freisetzung flüchtiger Substanzen aus zement- gebundenen Bauprodukten Release of volatile substances of cement-bound building products <i>Gerhard Spanka, Gerd Thielen</i>	123
Analyse von Restwasserinhaltsstoffen Analysis of recycled water components <i>Jörg Rickert, Horst Grube</i>	49	Technische und rechtliche Anforderungen bei Verwendung von Bauprodukten unter Berücksichtigung von Gesundheits- und Umweltaspekten aus der Sicht der Steine- und Erden-Industrie Technical and legal requirements for the use of construction products, taking health and environ- mental aspects into account from the point of view of the non-metallic minerals industry <i>Gerd Thielen</i>	135
Betontechnische Einflüsse auf die Rißbildung infolge Hydratationswärme Influences of concrete technology on cracking due to the heat of hydration <i>Wilhelm Hintzen, Gerd Thielen</i>	61	Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen Critical corrosion inducing chloride content – State of the art and new investigation results <i>Wolfgang Breit</i>	145
Verminderung der Rißbildung in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton Reduction of crack formation in tunnel inner shells made of in-situ concrete <i>Wilhelm Hintzen, Horst Grube</i>	73		

Europäische Normung am Beispiel von Zement

European Standardization with Reference to Cement

Übersicht

Die nach den Vorgaben des EU-Mandats entwickelte europäische Zementnorm umfaßt 27 in Europa gebräuchliche, aber in ihrer Zusammensetzung unterschiedliche Zemente. Gegenüber den bislang in DIN 1164-1 genormten zwölf unterschiedlichen Zementen bedeutet dies mehr als eine Verdoppelung. Diese Erweiterung auf alle in Europa derzeit hergestellten und angewendeten Zemente hat zur Folge, daß nicht alle genormten Zemente über vergleichbare Leistungsmerkmale verfügen. Das macht wiederum eine Differenzierung bei der Auswahl der Zemente für bestimmte Anwendungen notwendig. Diese erfolgt in Übereinstimmung mit den Vorgaben der Bauproduktenrichtlinie dadurch, daß die 27 Zemente als unterschiedliche Produkte in der Norm aufgeführt sind.

Abstract

The European cement standard, which has been developed according to the requirements of the EU mandate, covers 27 cements which are in common use in Europe but are of varying compositions. This is more than double the twelve different cements which were hitherto standardized in DIN 1164-1. A consequence of this broadening to include all the cements currently produced and used in Europe is that not all the standardized cements have comparable performance characteristics. This in turn means that discretion is necessary when selecting the cements for particular applications. In conformity with the requirements of the Construction Products Directive, this is made possible by the fact that the 27 cements are listed in the standard as different products.

1 Gesetzliche Rahmenbedingungen

1.1 Römische Verträge

Die europäische Einigung und ganz besonders das bereits im Jahre 1957 zur Gründung der europäischen Wirtschaftsgemeinschaft in den Römischen Verträgen formulierte Ziel, die Handelsgrenzen zwischen den Staaten der Gemeinschaft abzubauen und einen gemeinsamen Markt zu schaffen, bestimmen zunehmend die Regeln zur Herstellung und Anwendung von Bauprodukten auf dem europäischen Binnenmarkt [1].

Die Umsetzung der Vorgaben aus den Römischen Verträgen setzt eine Harmonisierung oder zumindest Angleichung mehrerer, teilweise konkurrierender Rechtsbereiche voraus. Während die einzelstaatlichen Regelungen zur Herstellung und Anwendung von Bauprodukten im wesentlichen dem Schutz des Menschen und der Umwelt dienen und damit dem Bauordnungsrecht, dem Umweltrecht oder dem Arbeitsschutzrecht zuzuordnen sind, dienen die Richtlinien der EU-Kommission der Schaffung des europäischen Binnenmarkts und sind somit dem Wirtschaftsrecht zuzuordnen. Das früher einmal angestrebte Ziel einer vollständigen Harmonisierung der nationalen Regelwerke zum Schutz von Mensch und Umwelt wurde durch einen pragmatischeren Ansatz, dem «Neuen Ansatz», ersetzt [2].

Der „Neue Ansatz“ sieht vor, daß sich die Richtlinien zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedsstaaten auf die Festlegung von grundsätzlichen Sicherheitsanforderungen und von sonstigen wesentlichen Anforderungen im Sinne des Allgemeinwohls beschränken. Diese Anforderungen sind von den Bauwerken, die mit den auf den Markt gebrachten Bauprodukten hergestellt werden, zu erfüllen und umfassen die mechanische Festigkeit und Standsicherheit, den Brandschutz, Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz, die Nutzungssicherheit, den Schallschutz sowie die Energieeinsparung und den Wärmeschutz. Die aus diesen Anforderungen an Bauwerke resultierenden Anforderungen an die Bauprodukte sind in technischen Spezifikationen, das sind harmonisierte europäische Normen und Zulassungen,

1 Legal framework

1.1 The Treaty of Rome

European unification and particularly the objective of demolishing the trade barriers between the member states of the Community and creating a common market which was set out in the Treaty of Rome as long ago as 1957 when the European Economic Community was established are increasingly shaping the rules and regulations governing the production and use of construction products in the single European market [1].

A prerequisite for the practical fulfilment of the requirements arising from the Treaty of Rome is the harmonisation or at least the approximation of several domains of law which are to some extent in competition. Whereas the national regulations governing the production and use of construction products are essentially aimed at protecting people and the environment, and therefore fall into the categories of building, environmental or health and safety law, the European Commission's directives have the purpose of creating the single European market and therefore belong to the realm of economic law. The former objective of complete harmonisation of the national bodies of laws, codes and standards for the protection of people and the environment was superseded by a more pragmatic approach, the “new approach” [2].

The “new approach” envisages that the directives on the approximation of the member states' laws, regulations and administrative provisions will be limited to the stipulation of basic safety requirements and other essential requirements in the interest of general well-being. These requirements must be met by the construction works produced with the construction products that are placed on the market and comprise mechanical strength and stability, fire protection, hygiene, health and environmental protection, safety in use, sound insulation, energy economy and heat conservation. The requirements to be met by the construction products which result from these requirements applicable to “construction works” (a term which covers both buildings and civil engineering works) must be laid down in technical specifications, i.e. harmonised European standards and approvals. Competence for developing these technical specifications was devolved by the European Commission to

festzulegen. Die Zuständigkeit für die Ausarbeitung dieser technischen Spezifikationen wurde von der EU-Kommission für den Bereich der Normung an die europäische Normenorganisation CEN übertragen. Die von CEN erarbeiteten Normen bedürfen der Zustimmung der EU-Kommission, bevor sie als harmonisierte Normen durch Veröffentlichung im Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften Gültigkeit erlangen.

1.2 Europäische Bauproduktenrichtlinie

Die für das Inverkehrbringen von Bauprodukten maßgebliche EU-Richtlinie ist die Richtlinie des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedsstaaten über Bauprodukte, die Bauproduktenrichtlinie [3]. Die Bauproduktenrichtlinie gehört somit zum Bereich des Wirtschaftsrechts mit dem Ziel des Inverkehrbringens von Bauprodukten auf dem gemeinsamen Markt und dient dem Abbau von Handelsgrenzen und Handelshemmnissen.

Die zum Schutz von Mensch und Umwelt notwendigen Regelungen betreffen die Anwendung der in Verkehr gebrachten Bauprodukte. Sie liegen in der Zuständigkeit der Mitgliedsstaaten. Die Verwirklichung des Binnenmarkts besitzt dahingehend Priorität, daß nationale Anwendungsbeschränkungen nur in Übereinstimmung mit der Bauproduktenrichtlinie vorgenommen werden dürfen.

Die in Deutschland gültigen gesetzlichen Rechtsvorschriften zum Schutz von Mensch und Umwelt umfassen zuerst das Baurecht mit dem Schutzziel der Gefahrenabwehr, das im Zuständigkeitsbereich der Bundesländer angesiedelt und in den Landesbauordnungen (LBO), z.B. in der LBO des Landes Nordrhein-Westfalen [4] und den diesen zugeordneten Regelwerken, z.B. in den Bauregellisten des Deutschen Instituts für Bautechnik [5], konkretisiert ist. Daneben sind weitere Rechtsbereiche zu nennen, die stärker dem Schutzziel der Gefahrenvorsorge dienen und teilweise in die Zuständigkeit des Bundes, teilweise in die der Bundesländer fallen und bei denen zunehmend auch europäische Rahmenrichtlinien zu beachten sind. Hierbei handelt es sich um das Straßenbaurecht, das Wasserrecht, das Bodenschutzrecht, das Immissionsschutzrecht, das Abfallrecht, das Arbeitsschutzrecht, das Chemikalienrecht, das Lebensmittel- und Bedarfsgegenständerecht sowie das Energieeinsparungsgesetz.

Die Bauproduktenrichtlinie legt zuerst einmal die Voraussetzungen fest, unter denen die grundsätzliche Eignung von Bauprodukten für eine Verwendung in Bauwerken gegeben ist. Dies ist der Fall, wenn die Anforderungen der technischen Spezifikationen erfüllt werden und dies durch ein gesetzlich festgelegtes, europäisch einheitliches Verfahren des Konformitätsnachweises bescheinigt und durch das europäische Konformitätszeichen – das CE-Zeichen – dokumentiert ist. Dieses europäische Konformitätszeichen ist somit zuerst eine Marktkennzeichnung, mit der die grundsätzliche Eignung als Voraussetzung für das Inverkehrbringen der betreffenden Bauprodukte auf dem europäischen Binnenmarkt kenntlich gemacht wird. Wie weit das CE-Zeichen auch ein Qualitätszeichen ist, hängt von dem Niveau der Qualitätsanforderungen ab, die in der zugrundeliegenden technischen Spezifikation festgelegt worden sind. Das bisher in Deutschland vorgegebene Qualitätsniveau wird nur in Ausnahmefällen wegen des notwendigen Konsenses unter allen Mitgliedsstaaten bei der Verabschiedung europäischer Normen wiederzufinden sein. Ein solcher Ausnahmefall konnte allerdings für den Zement weitestgehend erzielt werden, wie später noch näher erläutert wird.

Einschränkungen der Verwendung, die sich aus unterschiedlichen Schutzniveaus entsprechend den geographischen, klimatischen und lebensgewohnheitlichen Bedingungen in den EU-Mitgliedsstaaten ergeben, sollen im Sinne der Bauproduktenrichtlinie auf der Grundlage von Klassen und Stufen der in den Normen festgelegten Leistungsmerkmale erfolgen (Bild 1). Stufen und Klassen in europäischen Normen stellen somit das Bindeglied dar zwischen der grundsätzlichen Eignung eines Bauproduktes und den zusätzlichen Anforderungen, die sich aus dem nationalen Bauordnungsrecht oder anderen Rechtsbereichen ergeben.

the European standards organisation CEN for the area of standardization. The standards developed by CEN require the European Commission's approval before acquiring validity as harmonised standards through publication in the Official Journal of the European Communities.

1.2 The European Construction Products Directive

The EU directive which governs the placing of construction products on the market is the Council Directive of 21 December 1988 on the approximation of laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to construction products – the Construction Products Directive [3]. This directive therefore belongs to the domain of economic law with the goal of placing construction products on the common market; its purpose is to remove trade barriers and obstacles to trade.

The rules and regulations that are required for the protection of people and the environment relate to the use of the construction products that are placed on the market. They fall within the competence of the member states. The achievement of the internal market has priority inasmuch as national restrictions on use may only be imposed in conformity with the Construction Products Directive.

The laws in force in Germany for the protection of people and the environment comprise, first of all, the domain of building law with its protective aim of warding off danger. This falls within the sphere of competence of the federal states and is laid down in the state building regulations (Landesbauordnungen, LBO), e.g. in the LBO of the state of North Rhine-Westphalia [4] and the associated bodies of rules, e.g. the lists of construction rules issued by the German Institute of Construction Technology [5]. Alongside this there are further spheres of law which are directed to a greater extent towards the protective aim of prevention of danger and fall partly within the competence of national government and partly within that of the federal states; here too, European framework directives must also be observed more and more. These comprise the laws on road construction, water, soil conservation, ambient air quality, waste, occupational health and safety, chemicals, foodstuffs and consumer goods, not forgetting the Energy Economy Act.

The Construction Products Directive first of all stipulates the conditions under which the general suitability of construction products for use in construction works is specified. This is the case when the requirements of the technical specifications are met, and this is certified by a legally embodied, standardized European procedure for certification of conformity and documented by the European mark of conformity – the CE marking. This European mark of conformity is therefore firstly an indication to the market by means of which the general suitability of the construction products in question is signified as a precondition of their being placed on the single European market. The extent to which the CE marking is also a symbol of quality depends on the level of the quality requirements which are laid down in the underlying technical specification. The quality level which has hitherto existed in Germany will only be encountered in exceptional cases because of the consensus among all the member states that is required for the adoption of European standards. Such an exceptional case has, however, been achieved for cement, as will be explained in detail later.

Restrictions on use arising from different levels of protection corresponding to the geographical or climatic conditions and ways of life in the member states of the EU are required to be based, in line with the Construction Products Directive, on classes and levels of the performance characteristics specified in the standards (Figure 1). Levels and classes in European standards therefore form the connecting link between the general suitability of a construction product and the additional requirements arising from the corpus of national building law or other domains of law.

2 Technical rules, codes and standards

2.1 Mandates

A prerequisite for placing construction products on the single European market in line with the Construction Products Directive is the existence of harmonised technical specifications. The success-

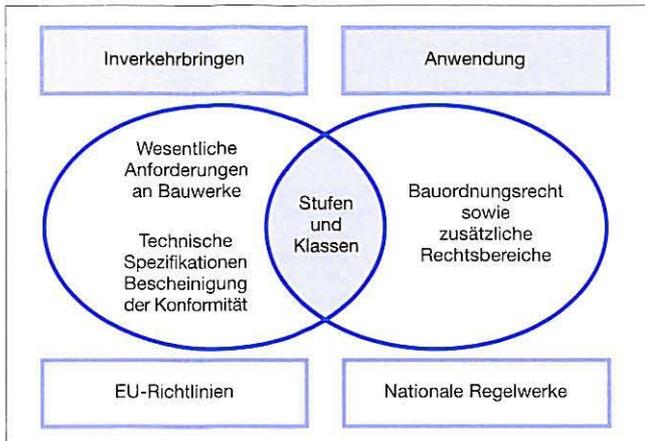


Bild 1: Abgrenzung zwischen europäischen und nationalen Regelwerken

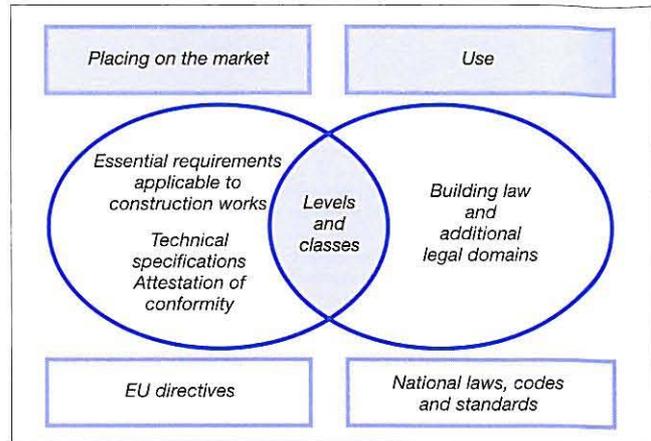


Fig. 1: Differentiation between European and national rules

2 Technische Regelwerke

2.1 Mandate

Das Inverkehrbringen von Bauprodukten auf dem europäischen Binnenmarkt im Sinne der Bauproduktenrichtlinie setzt das Vorhandensein harmonisierter technischer Spezifikationen voraus. Damit hängt der erfolgreiche Vollzug der Bauproduktenrichtlinie von der Zielstrebigkeit und Konsensfähigkeit der Arbeiten in den Technischen Komitees der zuständigen Europäischen Normenorganisationen CEN ab. Die Tatsache, daß zehn Jahre nach Verabschiedung der Bauproduktenrichtlinie noch keine europäisch harmonisierte Norm im Bereich der Bauprodukte vorliegt, wird von der EU-Kommission auch der mangelnden Effizienz dieser CEN-Gremien zugeschrieben. Wenn diese Kritik auch teilweise berechtigt ist, so muß dabei doch berücksichtigt werden, wie schwierig die Konsensfindung bei der Ausarbeitung technischer Regelwerke ist. Viele Länder mit teilweise stark unterschiedlichen nationalen Traditionen müssen in den Konsens eingebunden werden. Hierfür legen die über 20 Jahre dauernden Arbeiten an europäischen Zementnormen ein beredtes Zeugnis ab.

Die Ausarbeitung von harmonisierten europäischen Normen für Bauprodukte wird von der europäischen Kommission durch Mandate bei der Europäischen Normenorganisation CEN in Auftrag gegeben. In diesen Auftragsschreiben werden die zu normenden Bauprodukte genannt und die zum Nachweis der Eignung für die vorgesehene Nutzung maßgeblichen Leistungsmerkmale festgelegt. Das Mandat enthält außerdem die Entscheidung der Kommission über das zur Bescheinigung der Konformität anzuwendende System der Konformitätsbescheinigung.

Das Mandat zur Ausarbeitung von harmonisierten europäischen Normen für Bindemittel [6] umfaßt Zement, Baukalk und andere hydraulische Binder. Das sind allgemein gebräuchliche Zemente, Zemente mit Sondereigenschaften wie z.B. HS- oder NW-Zemente, Tonerdezemente, Putz- und Mauerbinder, hydraulische Tragschichtbinder sowie Baukalke. Die durch die Norm abzudeckenden Anwendungsbereiche sind entsprechend den vielfältigen Einsatzgebieten dieser Bauprodukte mit der Formulierung „zur Herstellung von Beton, Mörtel, Einpreßmörtel und von anderen Mischungen für den Bau und zur Herstellung von Bauprodukten“ sehr weit gefaßt.

Die sichere Anwendung dieser Bindemittel in den vielfältigen Einsatzgebieten erfordert weitergehende technische Regelungen, die sinnvollerweise nicht in den Bindemittelnormen selbst, sondern in den für das Einsatzgebiet maßgeblichen Anwendungsnormen, z.B. der Betonnorm, zu treffen sind. Regelungen zur sicheren Anwendung von Zement in den unterschiedlichen – z.B. zur Herstellung von Straßenbeton oder zur Werkfertigung von Betonwaren – unterscheiden sich aus der Sache heraus voneinander. Daraus folgt, daß für wichtige Leistungsmerkmale allgemeiner verbindliche Leistungsklassen und -stufen in einer harmonisierten Zementnorm vorzusehen sind. Dies ist besonders dann erforderlich, wenn Einschränkungen in der Anwendung von grundsätzlich als geeignet in den Verkehr gebrachten Bauprodukten wegen geo-

ful implementation of the Construction Products Directive therefore depends on the diligence and fitness for achieving a consensus of the work done in the Technical Committees of the competent European standards organisation CEN. The fact that a harmonised standard for the whole of Europe in the field of construction products has still not been produced ten years after adoption of the Construction Products Directive is attributed by the European Commission to, among other things, inefficiency on the part of these CEN committees. Even though this criticism is partly justified, it should nevertheless be borne in mind how hard it is to achieve consensus when developing technical rules. A large number of countries with to some extent widely differing national traditions must be bound by the consensus. The work on European cement standards, which has taken over 20 years, bears eloquent witness to this.

The development of harmonised European standards for construction products is entrusted by the European Commission to the European standards organisation CEN by means of mandates. This written instruction specifies the construction products to be standardized and the performance characteristics that are critical for proving suitability for the intended use. The mandate also contains the Commission's decision on the system of attestation of conformity to be used for attesting conformity.

The mandate for the development of harmonised European standards for binders [6] covers cement, construction lime and other hydraulic binders. These comprise common cements, cements with special properties such as, for instance, highly sulphate-resisting or low-heat cements, high alumina cements, plastering and masonry mortars, hydraulic sub-base binders and construction limes. In line with the wide-ranging areas of use of these construction products, the fields of application to be covered by the standard are very broadly defined with the words "for the manufacture of concrete, mortar, grout and other mixtures for construction and for the manufacture of construction products".

The safe use of these binders in the diverse areas of use requires further technical rules which, sensibly, are contained not in the binders standards themselves but in the application standards governing the area of use, e.g. the concrete standard. Regulations on the safe use of cement in the various areas – e.g. for the production of paving concrete or prefabrication of concrete products – self-evidently differ from each other. It follows from this that for important performance characteristics, universally binding classes and levels of performance should be specified in a harmonised cement standard. This is particularly necessary if restrictions on the use of construction products which have generally been placed on the market as suitable are imposed differently from country to country because of geographical or climatic differences.

Also of major importance is the decision on the system of attestation of conformity for the most important inorganic binders, which has been enshrined in law by the Commission. Certification of the conformity of the cement by an approved certification body is required uniformly for the whole of Europe, i.e. the internal and



**Bild 2: Harmonisierte europäische Zementnorm DIN EN 197-1
Regelungsinhalte**

graphischer oder klimatischer Unterschiede national unterschiedlich getroffen werden.

Von großer Bedeutung ist außerdem die von der Kommission gesetzlich verankerte Entscheidung über das System zur Konformitätsbescheinigung für die wichtigsten anorganischen Bindemittel. Einheitlich für ganz Europa wird eine Zertifizierung der Konformität des Zements durch eine zugelassene Zertifizierungsstelle gefordert, d.h. die in Deutschland immer schon übliche Eigen- und Fremdüberwachung wird nun in ganz Europa verlangt.

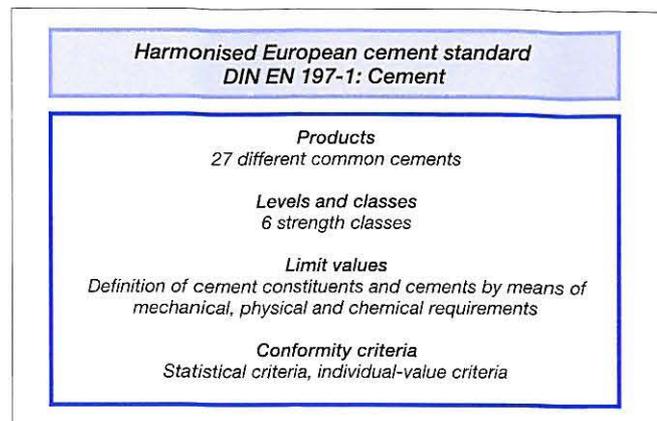
2.2 Europäische Zementnorm

Die nach den Vorgaben des EU-Mandats entwickelte europäische Zementnorm für Normalzement (common cement) umfaßt 27 in Europa gebräuchliche, aber in ihrer Zusammensetzung unterschiedliche Zemente (Bild 2). Gegenüber den bislang in DIN 1164-1 genormten zwölf unterschiedlichen Zementen bedeutet dies mehr als eine Verdoppelung. Diese Erweiterung auf alle in Europa derzeit hergestellten und angewendeten Zemente hat zur Folge, daß nicht alle genormten Zemente über vergleichbare Leistungsmerkmale verfügen.

Dies macht wiederum eine Differenzierung bei der Auswahl der Zemente für bestimmte Anwendungen notwendig. Diese erfolgt in Übereinstimmung mit den Vorgaben der Bauproduktenrichtlinie dadurch, daß die 27 Zemente als unterschiedliche Produkte in der Norm aufgeführt sind. Welche Anforderungen bei der Verwendung von europäischen Zementen z.B. am deutschen Markt zu beachten sind, wird in Abschnitt 2.3 kurz erläutert. Von den im Mandat vorgegebenen Leistungsmerkmalen wird das wichtigste Leistungsmerkmal, die Festigkeit, in der europäischen Zementnorm durch sechs Festigkeitsklassen, d.h. durch die drei üblichen Festigkeitsklassen 32,5, 42,5 und 52,5 mit jeweils zweistufiger Anfangsfestigkeit, erfaßt. Die anderen im Mandat für allgemein gebräuchliche Zemente vorgegebenen Leistungsmerkmale, d.h. die Erstarrungszeit, der unlösliche Rückstand, der Glühverlust, die Raumbeständigkeit einschließlich Sulphatgehalt sowie der Chloridgehalt, wurden als Grenzwerte festgelegt. Diese Klassen und Grenzwerte sind im Sinne der Bauproduktenrichtlinie als Bestandteil der Definition von Normzement zu betrachten. Bindemittel mit Leistungsmerkmalen außerhalb dieser Grenzwerte gehören somit per Definition nicht zu den in der harmonisierten europäischen Zementnorm genormten Zementen.

Das gleiche gilt für die Zementbestandteile (Bild 3). Nur die in der europäischen Zementnorm beschriebenen Zementbestandteile, das sind Portlandzementklinker, Hüttensand, Puzzolane, Flugasche, gebrannter Ölschiefer, Kalkstein und Silicastaub, dürfen zur Herstellung von genormten Zementen eingesetzt werden. Voraussetzung hierfür ist, daß alle in der Norm festgelegten Anforderungen an diese Zementbestandteile erfüllt werden.

Zum Nachweis der Konformität mit diesen im Sinne der Bauproduktenrichtlinie harmonisierten Anforderungen enthält die europäische Zementnorm zusätzlich die zu beachtenden Konformitätskriterien. Nur bei Erfüllung dieser Kriterien und nach Zerti-



**Fig. 2: Harmonised European cement standard DIN EN 197-1
Items covered by the regulations**

external control which has always been the norm in Germany is now a requirement throughout Europe.

2.2 The European cement standard

The European cement standard for common cement, which has been developed according to the requirements of the EU mandate, covers 27 cements which are in common use in Europe but which differ in their composition (Fig. 2). This is more than double the twelve different cements which were until now standardized in DIN 1164-1. A consequence of this broadening to include all the cements currently produced and used in Europe is that not all the standardized cements have comparable performance characteristics.

This in turn makes it necessary to exercise discretion when selecting the cements for particular applications. In conformity with the requirements of the Construction Products Directive, this is made possible by the fact that the 27 cements are listed in the standard as different products. The requirements to be observed when using European cements on, for example, the German market are briefly described in section 2.3. Of the performance characteristics specified in the mandate, the most important, strength, is covered in the European standard by six strength classes – namely, the three conventional strength classes 32,5, 42,5 and 52,5 with an upper and lower early strength limit for each. The other performance characteristics specified in the mandate for common cements, i.e. setting time, insoluble residue, loss on ignition, soundness including sulphate content and chloride content, are defined as limit values. These classes and limit values should be regarded, in line with the Construction Products Directive, as part of the definition of standard cement. Binders with performance characteristics outside these limit values are therefore by definition not included in the cements which are standardized in the harmonised European cement standard.

The same applies to the cement constituents (Fig. 3). Only the cement constituents described in the European cement standard, namely, Portland cement clinker, blastfurnace slag, pozzolana, fly ash, burnt shale, limestone and silica fume, may be used for the manufacture of standardized cements. A prerequisite for this is that all the requirements applicable to these cement constituents which are specified in the standard are met.

For the attestation of conformity with these requirements, which are harmonised in line with the Construction Products Directive, the European cement standard additionally includes the conformity criteria to be observed. Only if these criteria are met, and after certification by an approved certification body, can a cement be awarded the European mark of conformity, the CE marking. All cements which do not satisfy these requirements are ineligible for the CE marking and require, for example, a European technical approval before they can be placed on the market. Through these stipulations, the level of quality requirements and attestation of conformity which has hitherto existed in Germany could be achieved throughout Europe.

Harmonisierte europäische Zementnorm DIN EN 197-1: Zement	
Hauptbestandteile von Zement	
Portlandzementklinker [K]	Gebraunter Ölschiefer [T]
Hüttensand [S]	Kalkstein Niedriger TOC-Gehalt [LL] Höherer TOC-Gehalt [L]
Puzzolane Natürliche [P] Natürliche, gegläute [Q]	Silicastaub [D]
Flugasche Kieselsäurereiche [V] Kalkreiche [W]	

Bild 3: Harmonisierte europäische Zementnorm DIN EN 197-1
Hauptbestandteile von Zement

fizierung durch eine zugelassene Zertifizierungsstelle kann ein Zement mit dem europäischen Konformitätszeichen, dem CE-Zeichen, versehen werden. Alle Zemente, die diese Voraussetzungen nicht erfüllen, sind nicht CE-Zeichenfähig und bedürfen vor Inverkehrbringen z.B. einer europäisch technischen Zulassung. Mit diesen Festlegungen könnte das bisher in Deutschland vorgegebene Niveau der Qualitätsanforderungen und des Konformitätsnachweises für ganz Europa gültig durchgesetzt werden.

2.3 Nationale Anwendungsregeln für Zement

Die Landesbauordnungen fordern durch Bezug auf die Bauregellisten des Deutschen Instituts für Bautechnik, daß für alle Anwendungen von Zement im konstruktiven Bereich ausschließlich genormte oder entsprechend bauaufsichtlich zugelassene Zemente verwendet werden müssen. Diese Forderung wird auch für andere Verwendungsbereiche, z.B. im Verkehrsbau [7], im Bau von Trinkwasserversorgungs- oder Abwasserentsorgungsanlagen, erhoben, so daß für Zemente außerhalb von Norm oder Zulassung in Deutschland weiterhin kaum Anwendungsbereiche vorhanden sein werden.

Neben dieser Grundforderung werden Sonderanforderungen bei bestimmten Anwendungen erhoben. Solche Sonderanforderungen bestehen z.B. in dem Anwendungsbereich von Bauwerken der Trinkwasserversorgung bzw. von Bauwerken in Kontakt mit Grundwasser und Boden [8, 9], auf die hier jedoch nicht näher eingegangen wird. Der Einfluß des Zements auf die wichtigen Eigenschaften des Konstruktionsbetons, die Festigkeit und die Konsistenz, wird durch Eignungsprüfungen bei der Betonherstellung erfaßt und bedarf daher keiner einschränkenden Festlegungen. Anders ist es mit dem Einfluß des Zements auf die Dauerhaftigkeit daraus hergestellter Betone. Die Dauerhaftigkeit entzieht sich einer zuverlässigen Kurzzeitprüfung, weshalb beschreibende Festlegungen von Dauerhaftigkeitsanforderungen in den Regelwerken vorgenommen werden müssen. In der zukünftigen europäischen Betonnorm [10] wurden dazu Grenzwerte für die Betonzusammensetzung – und damit auch für Mindestzementgehalte festgelegt, daneben Grenzwerte für die Betonfestigkeitsklasse sowie Anforderungen an den Zement, an Betonzusatzstoffe, an Betonzusatzmittel und an den Betonzuschlag.

Diese Anforderungen hängen von den Korrosionsrisiken ab, denen der Beton während seiner Lebensdauer ausgesetzt ist. Die Betonnorm sieht dabei drei wesentliche Korrosionsklassen vor, kein Korrosionsrisiko, Korrosion von Beton – z.B. durch Frostangriff – sowie Korrosion von Stahl in Beton. Entsprechend diesen Gefährdungsklassen werden Einschränkungen bei der Auswahl anzuwendender Zemente vorgenommen. Bei den derzeit in DIN 1164-1 genormten zwölf unterschiedlichen Zementen sind diese Einschränkungen nur sehr gering, wie dies in Bild 4 gezeigt wird. Dies liegt daran, daß bislang nur die Zemente in die deutsche Zementnorm aufgenommen wurden, die über vergleichbare Leistungsmerkmale verfügen. Diese Voraussetzung wird durch die europäische Zementnorm nicht mehr erfüllt, weshalb für die zusätzlichen 15 Zemente derzeit eingrenzende Anwendungsregeln in dem dazu

Harmonised European cement standard DIN EN 197-1: Cement	
Main constituents of cement	
Portland cement clinker [K]	Burnt oil shale [T]
Blastfurnace slag [S]	Limestone low TOC content [LL] higher TOC content [L]
Pozzolana natural [P] natural calcined [Q]	Silica fume [D]
Fly ash siliceous [V] calcareous [W]	

Fig. 3: Harmonised European cement standard DIN EN 197-1
Main constituents of cement

2.3 National application rules for cement

The building regulations of the individual German states stipulate, by reference to the lists of construction rules issued by the German Institute of Construction Technology, that only standardized cements or cements with appropriate building regulations approval may be used for all applications of cement in the field of construction. This requirement is specified for other areas of use as well, e.g. in road construction [7] or in the construction of installations for drinking water supply or sewage disposal; as a result, there will continue to be scarcely any areas of application in Germany for non-standardized or non-approved cements.

Besides this basic requirement, special requirements are stipulated for particular applications. Such special requirements apply, for example, in the area of application of construction works for drinking water supply or construction works in contact with ground water and soil [8, 9]; however, these will not be dealt with in detail here. The influence of the cement on the important characteristics of the structural concrete, its strength and consistency, is ascertained by means of suitability tests during manufacture of the concrete and therefore need not be subjected to restrictions. The situation is different with regard to the influence of the cement on the durability of concretes made from it. There is no reliable short-time test of durability; therefore descriptive stipulations of durability requirements have to be included in the rules. In the future European concrete standard [10] limit values have been specified for the concrete composition – and therefore also for minimum cement contents – plus limit values for the concrete strength class as well as requirements governing the cement, concrete additions, admixtures and the aggregate.

These requirements are dependent on the corrosion risks to which the concrete is exposed during its life. The concrete standard provides for three main classes of corrosion: no corrosion risk, corrosion of concrete (e.g. through frost attack) and corrosion of steel in concrete. Limitations on the selection of cements to be used are imposed in line with these danger classes. In the case of the twelve different cements that are currently standardized in DIN 1164-1, these limitations are only very minor, as is shown in Fig. 4. This is because only the cements which have comparable performance characteristics have hitherto been included in the German cement standard. This condition is no longer fulfilled by the European cement standard; because of this, limiting rules of application are currently being drawn up for the additional 15 cements in the competent standardization body in Germany, the German Committee for Reinforced Concrete.

3 Consequences of new rules for cement

The consequences of the future replacement of the current German cement standard DIN 1164 by the European cement standard DIN EN 197 are illustrated in Fig. 5. The dark-coloured segments show that the number of standardized cements will double, particularly due to the inclusion of further Portland-composite cements (CEM II) and the pozzolanic and composite cements (CEM IV and CEM V).

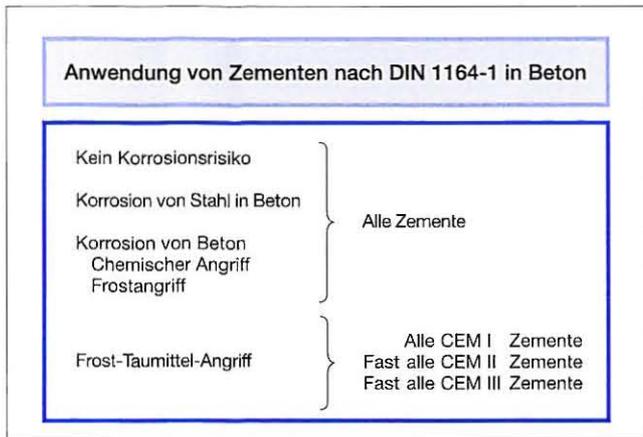


Bild 4: Anwendung von Zementen nach DIN 1164-1 in Beton

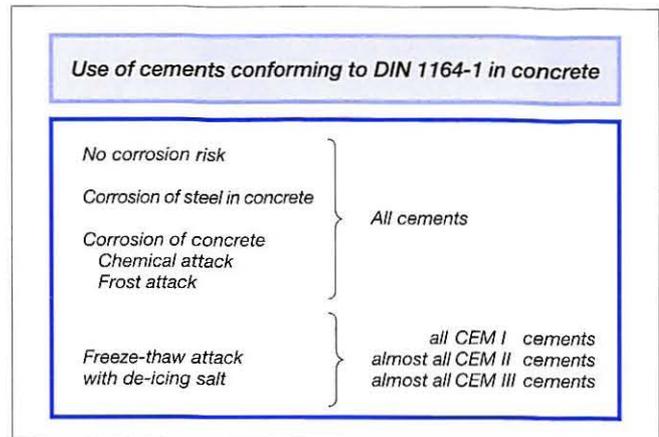


Fig. 4: Use of cements conforming to DIN 1164-1 in concrete

in Deutschland zuständigen Normungsgremium, dem Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, erarbeitet werden.

3 Auswirkungen neuer Regelwerke für Zement

Die Auswirkungen eines zukünftigen Ersatzes der derzeit gültigen Zementnorm DIN 1164 durch die europäische Zementnorm DIN EN 197 sind in Bild 5 dargestellt. Die dunkel dargestellten Segmente zeigen, daß die Anzahl an Normzementen sich verdoppeln wird, besonders durch weitere Portlandkompositzemente CEM II sowie durch die Puzzolan- und Kompositzemente CEM IV und CEM V.

Bild 6 relativiert diese Zunahme an Zementarten und zeigt die Mengenanteile der derzeit genormten Zemente in Deutschland in dunkler Farbe und in den Mitgliedsländern des CEMBUREAU's in heller Farbe. An der mengenmäßigen Dominanz von Portlandzementen CEM I bzw. gleich leistungsfähiger Zemente in Deutschland wird sich auch nach Einführung der europäischen Zementnorm wenig ändern. Vielmehr findet schon heute auf der Basis der derzeit gültigen Zementnorm ein teilweiser Ersatz von Portlandzementen durch gleich leistungsfähige Portlandkompositzemente statt, d.h. durch Portlandhüttenzemente CEM II/S bzw. durch Portlandkalksteinzemente CEM II/A-L.

Unterschiedlich vom Marktgeschehen in anderen EU-Mitgliedsstaaten werden in Deutschland Zemente mit hohem Festigkeitsbildungsvermögen auch weiterhin nicht nur für Betone mit Sondereigenschaften, sondern ebenso für übliche Betone eingesetzt werden. Dies ist zum einen auf die in Deutschland üblichen niedrigen Zementgehalte in Beton von im Mittel weniger als 300 kg/m³ und zum anderen auf die intensive Verwendung von Steinkohlen-

Fig. 6 puts this increase in types of cement into proportion and shows the volume shares of the cements currently standardized in Germany in a dark colour and in the CEMBUREAU member countries in a light colour. The dominance of CEM I Portland cements and equally effective cements in Germany in volume terms will change little after introduction of the European cement standard. In fact, a certain amount of substitution of Portland cements by equally effective Portland-composite cements, i.e. CEM II/S Portland-slag cements and CEM II/A-L Portland-limestone cements, is already taking place on the basis of the current cement standard.

In contrast to the situation on the markets of other EU member states, in Germany cements with a high strength development capacity will continue to be used not only for concretes with special properties but also for common concretes. This is due firstly to the low cement contents of less than 300 kg/m³ on average that are normal for concrete in Germany and secondly to the intensive use of hard-coal fly ash as a concrete addition. The quantity of fly ash used in concrete in Germany, at somewhat more than 3 million tonnes, amounts to approx. 10 % of domestic cement consumption. A new cement standard will scarcely change this situation. Portland-composite cements containing substantial proportions of inert or pozzolanic interground additives, or CEM IV/CEM V cements with their low clinker contents, will therefore be used only for special applications and in correspondingly small quantities. Nevertheless, the European cement standard, with its option of producing standardized cements with a low clinker content in cement works, especially for special fields, offers a welcome opportunity to widen the range of cements without needing to go down the complex road of approvals.

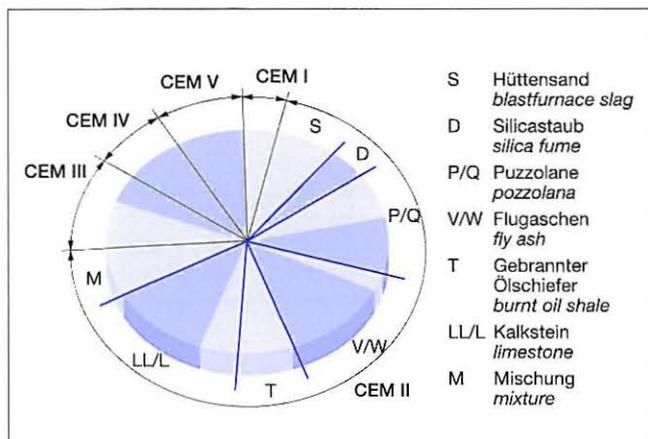


Bild 5: Zementarten nach DIN EN 197-1
Fig. 5: Cement types specified in DIN EN 197-1

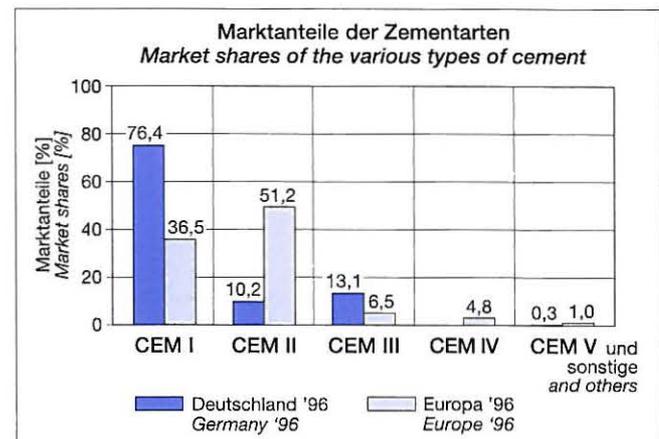


Bild 6: Marktanteile der Zementarten im Jahr 1996
Vergleich zwischen Deutschland und dem europäischen Ausland
Fig. 6: Market shares of the various types of cement in 1996
Comparison between Germany and the rest of Europe

Zeitplan für die Einführung Europäischer Bindemittelnormen in Deutschland		
Prüfnormen	DIN EN 196 ff.	eingeführt
Allgemein gebräuchl. Zemente	DIN EN 197	~ 2000
Putz- und Mauerbinder	DIN EN 431	} ~ 2001
Baukalk	DIN EN 459	
NW-Zemente		~ 2003
HS-Zemente		} ~ 2005
Hydraulische Tragschichtbinder		
Tonerdeschmelzzemente		

Bild 7: Zeitplan für die Einführung europäischer Bindemittelnormen in Deutschland

flugasche als Betonzusatzstoff zurückzuführen. Die in Deutschland im Beton eingesetzte Flugaschemenge erreicht mit etwas über 3 Mio. t einen Anteil von rd. 10 % des Zementinlandverbrauchs. Diese Gegebenheiten werden sich auch durch eine neue Zementnorm kaum ändern. Portlandkompositzemente mit höheren Anteilen von inerten oder puzzolanischen Zuschlagstoffen oder CEM IV- bzw. CEM V-Zemente mit ihren geringeren Klinkeranteilen werden deshalb nur bei besonderen Anwendungen und in entsprechend geringer Menge zum Einsatz kommen. Trotzdem bietet die europäische Zementnorm mit der Möglichkeit, besonders für Sonderbereiche genormte Zemente mit geringerem Klinkeranteil im Zementwerk herzustellen, eine willkommene Öffnung zur Erweiterung der Zementpalette, ohne den aufwendigen Weg der Zulassung beschreiten zu müssen.

Der heute überschaubare zeitliche Rahmen für die Einführung europäisch harmonisierter Bindemittelnormen in Deutschland geht aus Bild 7 hervor. Es handelt sich hierbei um eine Abschätzung, wie sie sich aus dem derzeitigen Stand der Beratungen in den europäischen Normengremien und aus den Gesprächen mit den Diensten der europäischen Kommission ergibt.

4 Zusammenfassung

Mit dem Wirksamwerden des europäischen Binnenmarkts haben sich die Entscheidungsabläufe bei der Ausarbeitung von Regelwerken mit einem neuen Schwerpunkt auf Marktregularien verändert. Die europäische Zementnorm macht keine Abstriche von dem in Deutschland vorhandenen Qualitätsniveau, öffnet jedoch mit einer wesentlich erweiterten Palette von Zementen neue Möglichkeiten für die Herstellung und Anwendung von Zement. Es wird darauf ankommen, von diesen Möglichkeiten sinnvollen Gebrauch zu machen.

Literatur

- [1] BGBl. II S. 766, 1957
- [2] Entschließung des Rates vom 7. Mai 1985 über eine neue Konzeption auf dem Gebiet der technischen Harmonisierung und der Normung (85/C 136/01) (A Bl. Nr. C 136/1 vom 4. 5. 1985)
- [3] Richtlinien des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedsstaaten über Bauprodukte (89/106/EWG) (A Bl. Nr. L 40/12 vom 11. 2. 1989)
- [4] Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen – Landesbauordnung – (BauO NRW), vom 7. März 1995 (GVBl. NW S. 218)
- [5] Bauregelliste A, Bauregelliste B und Liste C, Ausgabe 98/1 „Mitteilungen“, Deutsches Institut für Bautechnik 29 (1998), Sonderheft Nr. 18

Timetable for the introduction of European binder standards in Germany		
Testing standards	DIN EN 196 ff.	introduced
Common cements	DIN EN 197	~ 2000
Rendering, plastering and masonry mortar	DIN EN 431	} ~ 2001
Construction lime	DIN EN 459	
Low-heat cements		~ 2003
Highly sulphate-resisting cements		} ~ 2005
Hydraulic sub-base binders		
High-alumina cements		

Fig. 7: Timetable for the introduction of European binder standards in Germany

The currently calculated timescale for the introduction of harmonised European standards for binders in Germany is shown in Fig. 7. This is an estimated timescale based on the current position of the deliberations in the European standards committees and the discussions with the departments of the European Commission.

4 Summary

With the coming to fruition of the single European market, the decision-making processes for the development of rules, codes and standards have changed, with a new emphasis on market conditions. The European cement standard makes no concessions compared with the existing level of quality in Germany but, with a greatly expanded range of cements, it opens up new possibilities for the production and use of cement. The important thing will be to make worthwhile use of these opportunities.

- [6] Auftrag für CEN/CENELEC über die Erstellung harmonisierter Normen für Zement, Baukalk und andere hydraulische Binder, Mandat M 114 DE, Europäische Kommission, Generaldirektion III
- [7] Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. ZTV Beton-StB 93, Ausgabe 1993
- [8] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. (DVGW): Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich, Technische Regel, DVGW-Arbeitsblatt W 347, Entwurf Juni 1998
- [9] Deutsches Institut für Bautechnik: Boden- und Grundwassergefährdung durch Baustoffe – Analyse und Bewertung (in Vorbereitung)
- [10] prEN 206: 1997. Concrete – Performance, production and conformity

Bewertung der Ergebnisse von Prüfungen zur bauaufsichtlichen Zulassung von Portlandkalksteinzementen

Evaluation of the results of tests for building inspectorate approval of Portland limestone cements

Übersicht

Der Portlandkalksteinzement – Kurzbezeichnung CEM II/A-L – ist ein genormtes Produkt. Sowohl die gültige deutsche Zementnorm DIN 1164-1 als auch der Entwurf der europäischen Zementnorm DIN EN 197-1 legen fest, daß dieser Zement in seinen Hauptbestandteilen zu mindestens 80 M.-% aus Portlandzementklinker und höchstens 20 M.-% aus Kalkstein bestehen muß. Für die praktische Betonanwendung kann der Portlandkalksteinzement im Vergleich zu einem entsprechenden Portlandzement hinsichtlich der Verarbeitbarkeit und der Festigkeitsentwicklung des damit hergestellten Betons von Vorteil sein. Wichtig ist aber auch, daß die Dauerhaftigkeit des Betons aus einem CEM II/A-L-Zement in vergleichbar gutem Ausmaß gewährleistet wird.

Aufgrund von Prüfergebnissen, die im Zuge der Prüfungen für die bauaufsichtliche Zulassung von Portlandkalksteinzementen in Deutschland an zehn Zementen unterschiedlicher Herstellwerke gewonnen wurden, sind für Zemente CEM II/A-L 32,5 R und entsprechende Zemente CEM I 32,5 R die wesentlichen technischen Eigenschaften verglichen worden. Erfasst sind die Zement- und Betonfestigkeitsentwicklungen sowie als Merkmale für das Dauerhaftigkeitsverhalten der Carbonatisierungsverlauf und der Frostwiderstand sowie der Frost-Tausalz-Widerstand.

Wie die Ergebnisse zeigen, sind für den Portlandkalksteinzement keine nennenswerten Unterschiede zum Portlandzement zu erkennen. Deshalb ist die Gleichstellung dieser beiden Zementarten in dem für die baupraktische Verwendung geltenden Regelwerk, wie z.B. der DIN 1045 Beton und Stahlbeton, gerechtfertigt.

Abstract

Portland limestone cement – abbreviation CEM II/A-L – is a standardized product. Both the relevant German cement standard DIN 1164-1 and the draft of the European cement standard DIN EN 197-1 stipulate that the principle constituents of this cement must consist of at least 80 % by mass of Portland cement clinker and no more than 20 % by mass of limestone. In practical concrete applications Portland limestone cement shows comparable performance with Portland cement with respect to the workability and strength development of the concrete produced from it. However, it is important to ensure that the durability of the concrete made with a CEM II/A-L cement is also comparable.

The important technical properties of CEM II/A-L 32.5 R cements and corresponding CEM I 32.5 R cements have been compared on the basis of the test results which were obtained during the tests for building inspectorate approval of Portland limestone cements in Germany carried out on ten cements from different manufacturing plants. This covers not only the strength developments of the cement and concrete but also the progress of carbonation and the resistance to freeze-thaw and to freeze-thaw with de-icing salt as durability characteristics.

As is shown by the results, Portland limestone cement performance in concrete does not exhibit any appreciable differences from the performance of Portland cement. This justifies the equal ranking of these two types of cement in the body of legislation dealing with practical construction applications, such as DIN 1045 Beton und Stahlbeton (Concrete and Reinforced Concrete).

1 Ausgangslage

In Übereinstimmung mit dem Entwurf einer europäischen Zementnorm E DIN EN 197-1 [1] benennt die mit Ausgabe Oktober 1994 vollständig überarbeitete deutsche Zementnorm DIN 1164-1 [2] die zur Zementherstellung als Hauptbestandteile zugelassenen hydraulischen, latent-hydraulischen, puzzolanischen oder inerten Zementbestandteile und legt für diese Stoffe Anforderungen fest. Durch die in dieser Norm vorgenommene, durch Kurzzeichen gekennzeichnete Definition der Zementarten werden für jede Zementart obere und untere Mengengrenzungen für die jeweiligen Haupt- und Nebenbestandteile festgeschrieben. Mit der Möglichkeit, Normzemente aus unterschiedlichen Hauptbestandteilen innerhalb vorgegebener Mengenbeschränkungen zusammenzusetzen, wird der Notwendigkeit Rechnung getragen, die für die Zementanwendung maßgeblichen Merkmale gezielt und wenn erforderlich, differenziert zu verwirklichen. Die breiten Anwendungsmöglichkeiten von Zement in Mörtel und Beton fordern Ze-

1 Original situation

In conformity with the draft of European cement standard E DIN EN 197-1 [1] the completely revised German cement standard DIN 1164-1 [2] issued in October 1994 lists the hydraulic, latent-hydraulic, pozzolanic or inert cement constituents approved as main constituents for cement manufacture and specifies requirements for these substances. The definitions of the cement types, characterized by notations, provided in this standard stipulate upper and lower limits for the quantities of the respective main and secondary constituents for each type of cement. Where standard cements can be made up from different main constituents within given limits it is recognized that the features essential to the cement application need to be achieved selectively and, where necessary, discriminatingly. The wide range of possible applications of cement in mortar and concrete require cements with very different working properties – from, for example, high early strength cements for industrial manufacture of precast elements and concrete products to

mente mit sehr unterschiedlichen Verarbeitungsmerkmalen – von beispielsweise früh hochfesten Zementen für die industrielle Werkfertigung von Fertigteilen und Betonwaren bis hin zu langsam mit geringer Hydratationswärmeabsetzung erhärtenden Zementen für massige, großflächige Bauteile.

Während der Einfluß der Zemente auf die Betonfestigkeit – und wenn erforderlich, auch auf die Festigkeitsentwicklung – sowie auf die für die Verarbeitung maßgeblichen Frischbetoneigenschaften wie Konsistenz- bzw. Verdichtungsmaß, Zusammenhaltevermögen, durch Eignungsprüfungen an der baupraktisch vorgesehenen Mörtel- oder Betonzusammensetzung geprüft werden kann und auf dieser Grundlage die Eignung des Zements für die vorgesehene Beton- oder Mörtelsorte bzw. für die baupraktische Aufgabe bewertet werden kann, entziehen sich die für die Dauerhaftigkeit unter den jeweils gegebenen klimatischen Bedingungen erforderlichen Zementeigenschaften einer vergleichbar unmittelbaren Bewertung. Bei Neuentwicklungen von Zementen mit wenig erprobten stofflichen und mengenmäßigen Zusammensetzungen muß deshalb neben der Festigkeitsentwicklung überprüft werden, ob auch die für die Dauerhaftigkeit von Beton maßgeblichen Anforderungen an die Zementeigenschaften erfüllt werden. Wegen der in der Regel nicht vorhandenen Langzeiterfahrungen mit neuen Zementen kann diese Prüfung nur auf der Grundlage von Laboruntersuchungen erfolgen, deren Ergebnisse durch Vergleich mit entsprechenden Ergebnissen langzeiterprobter Zemente zu bewerten sind.

Da Zement für die Gebrauchstauglichkeit und Standfestigkeit daraus hergestellter Mörtel und Betone eine große Bedeutung hat, werden neue Zementarten nach ihrer Entwicklung i.d.R. nicht unmittelbar genormt, sondern bedürfen zur baupraktischen Erprobung erst einmal einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Diese wird nur auf der Grundlage umfangreicher, erfolgreich bestandener Prüfungen erteilt. Erst nach einer angemessen langen Erprobungszeit werden bei Bedarf bauaufsichtlich zugelassene Zemente in die Norm übernommen. Dies geschah für Portlandkalksteinzemente CEM II/A-L erstmals bei der als Ausgabe Oktober 1994 vorliegenden Gesamtüberarbeitung von DIN 1164-1. Dieser Übernahme als Normzement ging eine mehr als zehnjährige baupraktische Erprobung voraus.

2 Portlandkalksteinzemente

Die in DIN 1164-1 [Oktober 1994] genormten Portlandkalksteinzemente CEM II/A-L unterscheiden sich nur in den Hauptbestandteilen von Portlandzement CEM I. Der Gehalt an Portlandzementklinker muß wenigstens 80 M.-%, und der Gehalt an Kalkstein darf höchstens 20 M.-%, bezogen auf die Summe der Haupt- und Nebenbestandteile, betragen. Dabei darf nur hochwertiger Kalkstein nach DIN 1164-1 verwendet werden. Die notwendige hohe Qualität des Kalksteins wird in DIN 1164-1 durch die Erfüllung von 3 Kriterien sichergestellt: Erstens durch einen hohen Gehalt an Calciumcarbonat im Kalkstein, er muß ≥ 75 M.-% betragen, zweitens durch einen niedrigen Gehalt an organischen Verunreinigungen – der Gehalt an organischem Kohlenstoff, der sog. TOC-Wert, darf 0,20 M.-% nicht überschreiten – und drittens durch einen niedrigen Tongehalt im Kalkstein, der – gemessen als Methylenblau-Adsorption – 1,20 g/100 g Zement nicht überschreiten darf.

Mit der Entwicklung von Portlandkalksteinzementen CEM II/A-L mit bis zu maximal 20 M.-% hochwertigem Kalkstein verfolgten die Zementhersteller das Ziel, einen den erprobten Portlandzementen ebenbürtigen Zement zur Seite zu stellen. Betone aus Portlandkalksteinzement CEM II/A – L müssen vergleichbare, d.h. im Mittel in etwa gleiche Festbetoneigenschaften besitzen und ein unempfindliches Frischbetonverhalten aufweisen. Portlandkalksteinzemente eignen sich dazu besonders.

Der einer bauaufsichtlichen Zulassung zugrunde liegende, vom Deutschen Institut für Bautechnik [DIBT] auf Empfehlung des zuständigen Sachverständigenausschusses erstmals im April 1984 herausgegebene Prüfplan [3] umfaßt für Portlandkalksteinzemente chemisch-mineralogische Untersuchungen am Kalkstein und am Zement sowie die in DIN 1164-1 vorgeschriebenen Normprüfungen am Zement. Daneben sind umfangreiche Prüfungen zur Bestimmung der Frischbetoneigenschaften sowie der Festigkeitsent-

wicklungen, die bei Zementen, die langsam mit geringer Hydratationswärmeabsetzung erhärten, bei der Verfestigung von massiven Bauteilen zu beobachten sind, zu berücksichtigen.

Performance tests on the mortar or concrete composition intended for a particular construction task can be used to test the influence of the cements on the concrete strength – and, if necessary, also on the strength development – as well as on the fresh concrete properties which govern workability, such as consistency or degree of compaction and cohesive ability. On this basis it is possible to evaluate the suitability of the cement for the intended types of concrete or mortar and for the construction task, but there is no comparable direct evaluation available for the cement properties required to achieve durability under the particular climatic conditions. With newly developed cements with compositions for which there has been little testing of materials and quantities it is therefore necessary, in addition to the strength development, to check whether the requirements for the cement properties which govern the durability of concrete are also fulfilled. Because long-term experience is not as a rule available with new cements this testing can only be carried out on the basis of laboratory investigations, the results of which have to be evaluated by comparison with corresponding results from cements which have been submitted to long-term testing.

Cement is very important for the serviceability and stability of the mortars and concretes produced from it, so new types of cement are not normally standardized immediately after their development. They first require general building inspectorate approval for testing under practical construction conditions. This is only awarded after they have successfully passed extensive tests. Cements which have had building inspectorate approval will only, on request, be adopted into the standard after a suitably long trial period. For CEM II/A-L Portland limestone cements this first occurred with the complete revision of DIN 1164-1 issued in October 1994. This adoption as a standard cement was preceded by more than ten years of testing under practical construction conditions.

2 Portland limestone cements

The CEM II/A-L Portland limestone cements standardized in DIN 1164-1 [October 1994] differ from CEM I Portland cement only in the main constituents. The content of Portland cement clinker must be at least 80 % by mass, and the content of limestone must not exceed 20 % by mass, relative to the total of main and secondary constituents. Only high-grade limestone as defined in DIN 1164-1 shall be used. Three criteria have to be fulfilled in DIN 1164-1 to ensure the necessary high quality of the limestone: firstly a high content of calcium carbonate in the limestone (it must be ≥ 75 % by mass), secondly a low content of organic impurities (the content of organic carbon, the TOC value, shall not exceed 0.20 % by mass), and thirdly a low clay content in the limestone (which shall not exceed 1.20 g/100 g cement, measured as methylene blue adsorption).

When they developed CEM II/A-L Portland limestone cements with up to a maximum of 20 % by mass of high-grade limestone the cement manufacturers were aiming at a cement which could be compared on equal terms with the proven Portland cements. Concretes made with CEM II/A-L Portland limestone cements must have comparable, i.e. on average approximately the same, solid concrete properties and exhibit robust fresh concrete characteristics. Portland limestone cements are particularly suitable for this purpose.

The test schedule [3], which was issued for the first time in April 1984 by the DIBT (German Institute for Construction Technology) at the recommendation of the responsible committee of experts and on which building inspectorate approval is based, comprises, for Portland limestone cements, chemical and mineralogical investigations of the limestone and cement as well as the standard tests on the cement stipulated in DIN 1164-1. Extensive tests also have to be carried out to determine the fresh concrete properties and the strength development. Of particular importance is the assessment of the durability characteristics of concretes made with Portland limestone cement which cannot be determined directly by practical suitability tests. For this purpose investigations were carried out into the resistance to carbonation and the resistance to

wicklung durchzuführen. Von besonderer Bedeutung ist die Beurteilung der durch baupraktische Eignungsprüfungen nicht unmittelbar bestimmbar dauerhaften Merkmale von Betonen aus Portlandkalksteinzement. Hierzu wurden Untersuchungen zum Carbonatisierungswiderstand sowie zum Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand durchgeführt. Damit sollte gezeigt werden, daß Betone aus Portlandkalksteinzement einen ausreichenden Widerstand auch gegenüber einem sehr starken Frost-Tausalz-Angriff im Sinn von DIN 1045 7.88 [4] aufweisen, wie er z.B. bei Betonfahrbahnen auftreten kann.

Mit der Entwicklung und Markteinführung von Portlandkalksteinzementen mit Leistungsmerkmalen ähnlich denen der Portlandzemente trägt die Zementindustrie auch zur Klimavorsorge bei. Der mit der Herstellung von Zement verbundene Energieeinsatz und die dabei freigesetzte Menge an CO₂ resultiert überwiegend aus dem Klinkerbrennprozeß. Durch teilweisen Austausch des Portlandzementklinkers gegen hochwertigen Kalkstein wird Energie gespart und die CO₂-Emission gemindert. Im Mittel beträgt der Gesamtenergieaufwand zur Herstellung von Portlandkalksteinzementen etwa 90 % des entsprechenden Aufwands zur Herstellung von Portlandzementen, und die CO₂-Emissionen können um bis zu 15 % gesenkt werden [5].

Zum besseren Verständnis der baupraktischen Eigenschaften von Portlandkalksteinzementen werden in diesem Beitrag die Ergebnisse umfangreicher Zulassungsprüfungen zusammengestellt, die in den 80er Jahren an der Amtlichen Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen beim Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover und an der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg – Otto-Graf-Institut – im Auftrag der die Zulassung beantragenden Zementhersteller an Portlandkalksteinzementen der Festigkeitsklasse 32,5 R (CEM II/A-L 32,5 R) durchgeführt wurden.

3 Durchgeführte Prüfungen

3.1 Zusammensetzung der untersuchten Portlandkalksteinzemente

Zulassungsprüfungen für Zemente werden an Zementproben aus sogenannten Probemahlungen durchgeführt. Die Zusammensetzungen von Probemahlungen werden so festgelegt, daß für die jeweils betrachteten Eigenschaften diejenige gewählt wird, die für die zu prüfende Eigenschaft am ungünstigsten erscheint. Alle hier berichteten Mörtel- und Betonmischungen wurden mit Portlandkalksteinzementen hergestellt, die bei der Probemahlung einem Gehalt an Kalkstein am oberen zulässigen Grenzwert für CEM II/A-L von 20 M.-% am nächsten kamen. In der Produktion muß ein Abstand von diesem Grenzwert eingehalten werden, d.h. der Gehalt an Kalkstein muß so gewählt werden, daß mit ausreichender Sicherheit der Grenzwert unter Produktionsbedingungen an jeder Einzelprobe nicht erreicht wird (siehe E DIN EN 197-1).

3.2 Umfang der Prüfungen

Die im folgenden dargestellten Prüfungen wurden an Probekörpern mit Portlandkalksteinzementen der Festigkeitsklasse 32,5 R aus zehn Herstellwerken durchgeführt. Zur Beurteilung der beton-technologischen Eignung wurde eine vergleichende Auswertung des Einflusses von Portlandkalksteinzementen und Portlandzementen auf die Festigkeitsentwicklung, auf das Verformungsverhalten sowie auf das für die zur Dauerhaftigkeit maßgebliche Verhalten im Hinblick auf den Schutz der Korrosion von Stahl in Beton und auf den Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand vorgenommen. Im einzelnen wurden folgende Eigenschaften näher untersucht:

- Festigkeitsprüfungen am Zementmörtel über eine Zeit von bis zu 180 Tagen nach DIN EN 196-1 [6]
- Druckfestigkeiten an Betonen mit zwei unterschiedlichen Zusammensetzungen nach DIN 1048-1 [7]
- Statische Elastizitätsmoduln an Betonen mit zwei unterschiedlichen Zusammensetzungen nach DIN 1048-1
- Carbonatisierung an Betonen mit zwei unterschiedlichen Zusammensetzungen über einen Zeitraum von fünf Jahren mit Hilfe des Phenolphthaleintests [8]

freeze-thaw and to freeze-thaw with de-icing salt. The intention was to show that concretes made with Portland limestone cement exhibit adequate resistance for the purposes of DIN 1045 7.88 [4], even to very severe attack by freeze-thaw with de-icing salt such as can occur in concrete pavements.

By developing and marketing Portland limestone cements with performance features similar to those of Portland cements the cement industry is also helping to prevent climatic problems. The use of energy associated with the production of cement and the quantities of CO₂ which are liberated come predominantly from the clinker burning process. Partial replacement of the Portland cement clinker by high-grade limestone saves energy and reduces CO₂ emissions. On average, the total energy expenditure for producing Portland limestone cements amounts to about 90 % of the corresponding expenditure for producing Portland cements, and the CO₂ emissions can be lowered by up to 15 % [5].

For better understanding of the practical properties of Portland limestone cements this article has compiled the results of extensive approval tests which were carried out in the 80s on Portland limestone cements of the 32,5 R strength class (CEM II/A-L) in the Official Materials Testing Laboratory for Civil Engineering at the Institute for Building Materials Science and Materials Testing of the University of Hanover and in the Baden-Württemberg Research and Materials Testing Laboratory – Otto-Graf Institute – at the request of the cement manufacturers applying for approval.

3 Tests carried out

3.1 Composition of the Portland limestone cements investigated

Approval tests for cements are carried out on cement samples from sample grinding batches. The compositions of sample grinding batches are defined so that those compositions which appear least favourable for the property to be tested are chosen for the particular properties under consideration. All the mortar and concrete mixes covered by this report were produced with Portland limestone cements which came closest in the sample grinding to a limestone content of 20 % by mass at the upper permissible limit for CEM II/A-L. During production it is necessary to maintain a safety margin from this limit, i.e. the content of limestone must be chosen to ensure with sufficient confidence that no individual sample reaches this limit under production conditions (see E DIN EN 197-1).

3.2 Extent of the tests

The tests described below were carried out on test pieces made with Portland limestone cements of the 32,5 R strength class from ten manufacturing plants. In order to assess their suitability from the aspect of concrete technology a comparative evaluation was carried out into the influence of Portland limestone cements and Portland cements on strength development, deformation characteristics and the behaviour with respect to corrosion protection of steel in concrete and resistance to freeze-thaw and freeze-thaw with de-icing salt which governs the durability. The following specific properties were investigated in detail:

- Strength tests of cement mortars over a period of up to 180 days as specified in DIN EN 196-1 [6]
- Compressive strengths of the concretes with two different compositions as specified in DIN 1048-1 [7]
- Static modulus of elasticity of concretes with two different compositions as specified in DIN 1048-1
- Carbonation of concretes with two different compositions over a period of five years using the phenolphthalein test [8]
- Freeze-thaw resistance of concretes up to 100 freeze-thaw cycles as specified in the test schedules for the approval testing of Portland limestone cement
- Resistance to freeze-thaw with de-icing salt of concretes up to 70 freeze-thaw cycles with de-icing salt, substantially following the procedure in ÖNORM B 3306 [9] as specified in the test schedules for approval testing of Portland limestone cement

All tests were carried out both on the Portland limestone cements requiring approval and on Portland cements, made with the clinker

- Frostwiderstand an Betonen bis zu 100 Frost-Tau-Wechseln (FTW) nach den Prüfplänen für die Zulassungsprüfung von Portlandkalksteinzement
- Frost-Tausalz-Widerstand an Betonen bis zu 70 Frost-Tausalz-Wechseln (FTW) unter weitgehender Anlehnung an die ÖNORM B 3306 [9] nach den Prüfplänen für die Zulassungsprüfung von Portlandkalksteinzement

Alle Prüfungen wurden sowohl an den zuzulassenden Portlandkalksteinzementen als auch an Portlandzementen mit dem auch im Portlandkalksteinzement verwandten Klinker als Vergleichszement durchgeführt. Jede Prüfung erfolgte an drei Probekörpern – bei Frostprüfung an zwei Probekörpern. Die in Abschnitt 4 dargestellten Ergebnisse sind Mittelwerte der Einzelpfängergebnisse.

Um sicherzustellen, daß Zulassungszemente allen Anwendungsbereichen nach DIN 1045 (7.88) genügen, wurden die zuvor genannten Eigenschaften an Betonzusammensetzungen überprüft, die nach den jeweils ungünstigsten jedoch noch zulässigen Grenzwerten für die Betonzusammensetzung ausgewählt wurden. Für die Ermittlung der Frischbetoneigenschaften sowie der Festigkeits- und Verformungskenngrößen wurden Betone gewählt, die in bezug auf Zementgehalt und Wasserzementwert im ungünstigsten Bereich liegen, den DIN 1045 (7.88) für Stahlbeton (Betonmischung 1) und Beton für Außenbauteile (Betonmischung 2) zuläßt. Dasselbe gilt für die für Stahlbeton wesentliche Eigenschaft des Korrosionsschutzes von Stahl. Diese wird an Betonen ermittelt, die über die bereits genannten Festlegungen für die Betonzusammensetzung hinaus eine feinteilreichere, schlechter verdichtbare Kornzusammensetzung des Zuschlags aufweisen. Die Zusammensetzung der Betone mit besonderen Eigenschaften, wie z.B. Beton mit hohem Frostwiderstand oder Beton mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand, richtete sich ebenfalls nach den Mindestanforderungen der DIN 1045 (7.88) für diese Anwendungsbereiche.

3.3 Prüfung der Festigkeitsentwicklung des Zements nach DIN EN 196-1

Die Festigkeiten des Zements wurden an Normprismen im Alter von 2, 7, 28 sowie zusätzlich im Alter von 90 und 180 Tagen bestimmt.

3.4 Prüfung der Druckfestigkeit und des statischen Elastizitätsmoduls an Betonprobekörpern

Die Prüfungen nach DIN 1048-1 wurden an den Betonmischungen 1 und 2 durchgeführt.

Mischung	Zementgehalt	w/z	Zuschlag
1	240 kg/m ³	0,75	Kiessand mit der Sieblinie C 32 nach DIN 1045 (12.78) [10]
2	300 kg/m ³	0,60	Kiessand mit der Sieblinie A 32/B 32 nach DIN 1045 (12.78)

Die Betondruckfestigkeit an Würfeln von 150 mm Kantenlänge wurde im Alter von 2, 7, 28 und 180 Tagen geprüft. Im Prüfplan von 1984 wurden die Prüfungen nur bis zu einem Alter von 180 Tagen gefordert. In drei Fällen wurde die Betondruckfestigkeit zusätzlich im Alter von 1, 2 und 5 Jahren geprüft.

Der statische E-Modul wurde an Zylindern von 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe im Alter von 7 und 28 Tagen sowie 3, 6 und 12 Monaten bestimmt.

3.5 Prüfung der Carbonatisierung an Betonprobekörpern

Die Prüfungen wurden an den Betonmischungen 3 und 4 durchgeführt.

Mischung	Zementgehalt	w/z	Zuschlag
3	240 kg/m ³	0,75	Kiessand mit der Sieblinie B 32/C 32 nach DIN 1045 (12.78)
4	300 kg/m ³	0,60	Kiessand mit der Sieblinie B 32/C 32 nach DIN 1045 (12.78)

Die Carbonisierungstiefe wurde an Balken mit den Maßen 100 mm x 100 mm x 500 mm nach 14, 28, 56, 98 und 140 Tagen

used in the Portland limestone cements, as reference cements. Each test was carried out on three test pieces – or on two test pieces for the freeze-thaw testing. The results shown in Section 4 are average values of the individual test results.

In order to ensure that approved cements satisfy all application areas as specified in DIN 1045 (7.88) the above mentioned properties were checked on concrete compositions which were chosen in each case on the basis of the least favourable, but still permissible, limits for the concrete composition. Concretes which lay in the least favourable range with respect to cement content and water cement value permitted by DIN 1045 (7.88) for reinforced concrete (concrete mix 1) and for concrete for external components (concrete mix 2) were chosen for determining the fresh concrete properties and the strength and deformation parameters. The same applies to the property of corrosion protection for steel which is essential for reinforced concrete. This was determined in concretes which, in addition to the already mentioned specifications for the concrete composition, had an aggregate particle size composition which was richer in fines and harder to compact. The compositions of the concretes with special properties, such as concrete with high freeze-thaw resistance or concrete with high resistance to freeze-thaw with de-icing salt, were also governed by the minimum requirements of DIN 1045 [7.88] for these areas of application.

3.3 Testing the strength development of the cement as specified in DIN EN 196-1

The strengths of the cements were determined on standard prisms at 2, 7 and 28 days and also at 90 and 180 days.

3.4 Testing the compressive strength and static modulus of elasticity on concrete test pieces

The tests as specified in DIN 1048-1 were carried out on the concrete mixes 1 and 2.

Mix	Cement content	w/c	Aggregate
1	240 kg/m ³	0,75	coarse sand with the C 32 grading curve specified in DIN 1045 (12.78) [10]
2	300 kg/m ³	0,60	coarse sand with the A 32/B 32 grading curve specified in DIN 1045 (12.78)

The concrete compressive strength was tested on cubes of 150 mm edge length at 2, 7, 28 and 180 days. The 1984 test schedule required testing only up to 180 days, but in three cases the concrete compressive strengths were also tested at 1, 2 and 5 years.

The static modulus of elasticity was determined on cylinders of 150 mm diameter and 300 mm height at 7 and 28 days as well as at 3, 6 and 12 months.

3.5 Testing the carbonation in concrete test pieces

The tests were carried out on concrete mixes 3 and 4.

Mix	Cement content	w/c	Aggregate
3	240 kg/m ³	0,75	coarse sand with the B 32/C 32 grading curve specified in DIN 1045 (12.78)]
4	300 kg/m ³	0,60	coarse sand with the B 32/C 32 grading curve specified in DIN 1045 (12.78)]

The depth of carbonation was tested on 100 mm x 100 mm x 500 mm beams after 14, 28, 56, 98 and 140 days as well as after 1, 2 and 5 years. The cross-sectional pieces which were split off were about 50 mm to 70 mm long. The carbonation was established using the phenolphthalein test, in which fresh fracture surfaces were sprayed with phenolphthalein at each test date and the average depth of carbonation for the test pieces was determined 24 hours later from the average depth of carbonation of each side.

3.6 Testing the freeze-thaw resistance of concrete test pieces

The cyclic freeze-thaw testing was carried out on concrete mix 5 without artificial air pores.

sowie nach 1, 2, und 5 Jahren geprüft. Die Länge der abgespaltenen Querschnittstücke betrug etwa 50 mm bis 70 mm. Die Carbonatisierung wurde mit Hilfe des Phenolphthaleintests festgestellt, wobei je Prüfetermin frische Bruchflächen mit Phenolphthalein besprüht und 24 Stunden danach die mittleren Carbonatisierungstiefen für den Probekörper aus den mittleren Carbonatisierungstiefen jeder Seite bestimmt wurden.

3.6 Prüfung des Frost-Widerstands an Betonprobekörpern

Die Frost-Tau-Wechselprüfung (FTW) wurde an der Betonmischung 5 ohne künstliche Luftporen durchgeführt:

Mischung	Zementgehalt	w/z	Sieblinie des Zuschlags							
			Sieb [mm]	0,25	1	2	4	8	16	32
5	300 kg/m ³	0,60	Durchgang [M.-%]	5	25	45	56	70	85	100

Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte wie in Heft 422 des DAfStb [8] beschrieben. Die FTW-Prüfung wurde im Alter von 28 Tagen nach eintägiger Wasserlagerung begonnen. Die Probenbehälter mit den zwei 100-mm-Würfeln und dem Wasser wurden in einer Frostkammer oder Frosttruhe so abgekühlt, daß die Temperatur in Würfelmitte (Ausgangstemperatur rd. +20 °C) nach 2 Stunden 0 °C (±2 K) und nach 15,5 Stunden -15 °C (±2 K) betrug. Die Abkühlung verlief zwischen +20 °C und 0 °C und zwischen 0 °C und -15 °C möglichst linear. Nach der 15,5stündigen Lagerung wurde der Probenbehälter mit den Würfeln und dem Eis 8,5 Stunden in Wasser von rd. +20 °C gelagert. Nach 10, 20, 30, 50 und 100 FTW wurden die abgefrosteten Bestandteile aus dem Probenbehälter entnommen, einen Tag bei 105 °C getrocknet und ihre Masse auf 1 g genau bestimmt. Abweichend von den oben beschriebenen Prüfintervallen wurde die Masse der abgefrosteten Bestandteile, je nach Prüfplan, auch nach 25 und 70 oder 75 FTW bestimmt. Durch das Beziehen der Masse der abgefrosteten Bestandteile auf die Masse der beiden Würfel im Alter von 27 Tagen wurde der Masseverlust ermittelt.

3.7 Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands an Betonprobekörpern

Die Frost-Tausalz-Wechselprüfung (FTsW) wurde an der Betonmischung 6 durchgeführt.

Mischung	Zementgehalt	w/z	Zuschlag
6	335 kg/m ³	0,50	Kiessand mit der Sieblinie A 32/B 32 nach DIN 1045 (12.78)
LP-Gehalt im Frischbeton rd. 4,5 Vol.-% Abstandsfaktor ≤0,20 mm, Mikroluftporengehalt L300 ≥1,5 M.-%			

Als Prüffläche diente die abgezogene Oberfläche von Probekörpern mit den Maßen 200 mm x 200 mm x 80 mm. Die Prüfung begann im Alter von 56 Tagen. Die zu prüfende Oberfläche wurde vor Beginn der Prüfung mit einer 15 mm hohen Randeinfassung versehen. Etwa 8 Stunden vor Frostbeginn wurde eine 3%ige NaCl-Lösung in einer Schichtdicke von 4 mm bis 5 mm auf die waagrecht eingerichtete Prüffläche gegossen. Die Prüfung selbst bestand aus 70 FTW, wobei während der ganzen Prüfdauer die 3%ige NaCl-Lösung auf der waagrecht eingerichteten Prüffläche stand. Ein FTsW bestand aus 16 Stunden Frost- und 8 Stunden Taulagerung.

Bei der Frostphase mußte die mit der NaCl-Lösung bedeckte Betonoberfläche 4 bis 7 Stunden nach Beginn der Frostlagerung eine Temperatur von -18 °C erreichen oder unterschreiten. Ab diesem Zeitpunkt mußte die Lufttemperatur in der Frostanlage -20 °C bis -22 °C betragen. Bei der Tauphase mußte die mit der NaCl-Lösung bedeckte Betonoberfläche 2 bis 5 Stunden nach Beginn der Taulagerung eine Temperatur von mindestens +15 °C aufweisen.

Bis zum Jahr 1986 wurden alle abgewitterten Anteile nach 7, 14, 21, 42 und 70 FTsW mit der NaCl-Lösung von den Platten abgegossen, gesammelt, nach Abgießen der überstehenden NaCl-Lösung bei 105 °C getrocknet und auf 0,1 g genau gewogen. Ab dem Jahr 1987 wurde die Masse der abgewitterten Teile nach 5, 15,

Mix	Cement content	w/c	Aggregate grading curve							
			sieve [mm]	0,25	1	2	4	8	16	32
5	300 kg/m ³	0,60	material passing [M.-%]	5	25	45	56	70	85	100

The test pieces were produced and stored as described in Vol. 422 of the DAfStb [8]. The cyclic freeze-thaw testing was started at 28 days after one day's storage in water. The sample container with the two 100 mm cubes and the water was cooled in a frost chamber or frost chest so that the temperature in the centre of the cube (initial temperature about +20 °C) after 2 hours was 0 °C (±2 K) and after 15.5 hrs was -15 °C (±2 K). The cooling between +20 °C and between 0 °C, and between 0 °C and -15 °C, took place as linearly as possible. After the 15.5 hours storage the sample container with the cubes and the ice was stored for 8.5 hours in water at about +20 °C. After 10, 20, 30, 50 and 100 freeze-thaw cycles the pieces lost by frost erosion were taken from the sample container, dried for one day at 105 °C, and their mass measured to the nearest 1 g. As a departure from the test intervals described above the mass of the pieces lost by frost erosion was, depending on the test schedule, also determined after 25 and 70 or 75 freeze-thaw cycles. The mass loss was determined by relating the mass of the pieces lost by frost erosion to the mass of the two cubes at 27 days.

3.7 Testing the resistance to freeze-thaw with de-icing salt of concrete test pieces

The cyclic freeze-thaw testing with de-icing salt was carried out on concrete mix 6.

Mix	cement content	w/c	Aggregate
6	335 kg/m ³	0,50	course sand with the A 32/B 32 grading curve specified in DIN 1045 (12.78)
air void content in fresh concrete approx. 4,5 Vol.-% spacing factor ≤0,20 mm, L300 micro air void content ≥ 1,5% by mass			

The test surfaces were the cleared surfaces of 200 mm x 200 mm x 80 mm test pieces. The testing began at 56 days. Before the start of testing the surfaces to be tested were provided with a 15 mm high edge surround. About 8 hours before the start of freezing a 3 % NaCl solution was poured on to the horizontal test surface to a depth of 4 mm to 5 mm. The test itself consisted of 70 freeze-thaw cycles with de-icing salt during which the horizontal test surface was covered for the whole period of the test with 3 % NaCl solution. One freeze-thaw cycle with de-icing salt consisted of 16 hours of storage under freezing conditions and 8 hours storage under thawing conditions.

During the freezing phase the concrete surface covered with NaCl solution had to reach or fall below a temperature of -18 °C between 4 and 7 hours after the start of the freezing storage. From this time the air temperature in the freezing unit had to be -20 °C

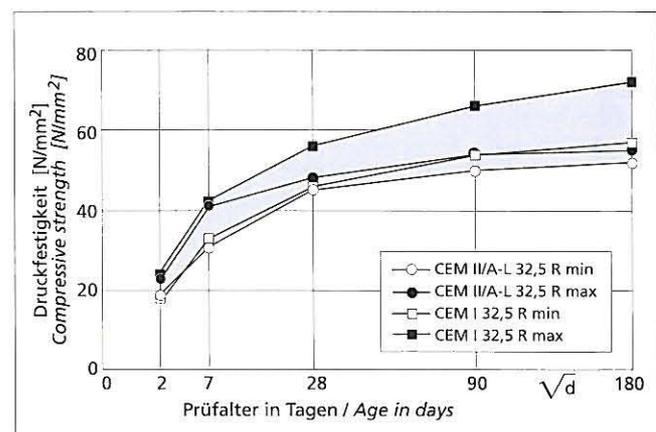


Bild 1: Druckfestigkeitsentwicklung des Zements, geprüft nach DIN EN 196-1

Fig. 1: Compressive strength development of cement tested in accordance with DIN EN 196-1

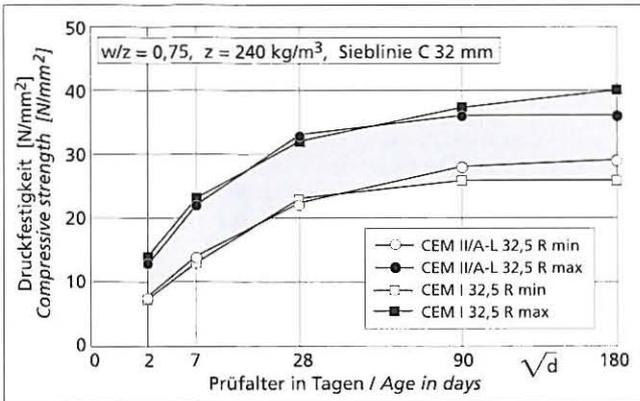


Bild 2: Druckfestigkeitsentwicklung des Betons, geprüft an der Mischung 1

Fig. 2: Compressive strength development of concrete tested on Mix 1

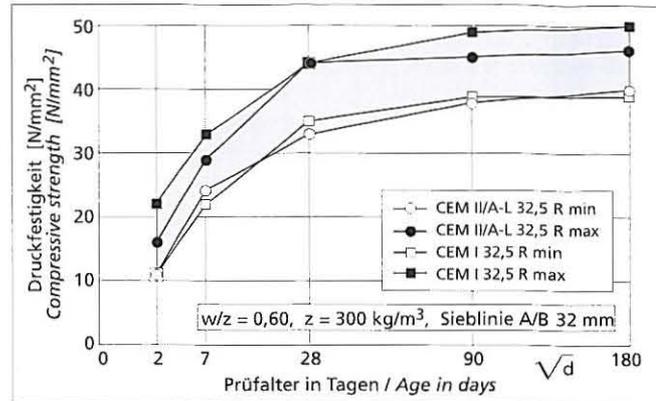


Bild 3: Druckfestigkeitsentwicklung des Betons, geprüft an der Mischung 2

Fig. 3: Compressive strength development of concrete tested on Mix 2

25, 50 und 70 FTW bestimmt. Die Masseverluste wurden jeweils als Mittelwerte der drei untersuchten Probekörper angegeben. Die Beurteilung des Frost-Tausalz-Widerstands erfolgte nach der abgewitterten Masse und nach einer augenscheinlichen Beurteilung der Oberfläche.

4 Darstellung und Bewertung der Ergebnisse¹⁾

4.1 Darstellung der Ergebnisse in den Abbildungen

Die einzelnen Darstellungen zeigen die jeweiligen Ergebnisse als Mittelwert der Einzelprüfungen sowohl für die geprüften Portlandkalksteinelemente als auch für die parallel dazu geprüften Portlandzemente. Die Darstellung der Ergebnisse in den Abbildungen ist so gewählt, daß jeweils der Minimalwert und der Maximalwert für die beiden Zementarten wiedergegeben wird. Der sich überschneidende Bereich ist dunkler hinterlegt.

4.2 Festigkeiten der Zemente

Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen an Normprismen nach 2, 7, 28, 90 und 180 Tagen sind in Bild 1 dargestellt.

Die Bandbreite der Anfangsfestigkeit ist bei beiden Zementen gleich. Dies gilt in etwa auch für die Minimalwerte der Normfestigkeit und des Nacherhärtungsverlaufs über 28 Tage hinaus. Die Normfestigkeiten sowie die maximal erreichten Festigkeiten nach 90 und 180 Tagen liegen bei den Portlandzementen in der Tendenz höher als bei den Portlandkalksteinelementen. Der breitere Streubereich der Festigkeitsentwicklung von Portlandzementen wird auch dadurch deutlich, daß die Normfestigkeit von zwei Portlandzementen oberhalb des als 90%-Fraktile in DIN 1164-1 definierten oberen Grenzwertes liegt.

4.3 Betondruckfestigkeit

Die Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfungen nach 2, 7, 28, 90 und 180 Tagen sind in den Bildern 2 und 3 dargestellt.

Die in der Baupraxis durch Eignungsprüfungen für die Betonzusammensetzung zu bestimmende charakteristische Betondruckfestigkeit und auch die Festigkeitsentwicklung liegen für beide Zemente und für beide Betonzusammensetzungen in engen Bereichen. Der in diesen Untersuchungen festgestellte Unterschied im Festigkeitsverlauf der Portlandzement- bzw. Portlandkalksteinelementbetone ist aus baupraktischer Sicht unbedeutend.

Die Anforderungen der DIN 1045 (7.88) an einen Beton der Festigkeitsklasse B 15 bzw. B 25 hinsichtlich der Druckfestigkeit sind für die Betonmischung 1 und 2 beispielsweise gleichermaßen erfüllt.

Die Festigkeitsentwicklung im jungen Alter verläuft normal, legt man den Umrechnungsbeiwert nach DIN 1045 (7.88) von 1,2 β_{w7} von der 7- auf die 28-Tage-Festigkeit zugrunde. Die Prüfwerte liegen erwartungsgemäß im allgemeinen über den Rechen-

to -22 °C. During the thawing phase the concrete surface covered with NaCl solution had to have a temperature of at least +15 °C between 2 and 5 hours after the start of the thawing storage.

Up to 1986 all the pieces lost by frost erosion after 7, 14, 21, 42 and 70 freeze-thaw cycles with de-icing salt were poured off from the slabs together with the NaCl solution, collected, dried at 105 °C after pouring off the supernatant NaCl solution, and weighed to the nearest 0.1 g. After 1987 the mass of the eroded pieces was determined after 5, 15, 25, 50 and 70 freeze-thaw cycles with de-icing salt. In each case the mass losses were given as the average of the three test pieces investigated. Assessment of the resistance to freeze-thaw with de-icing salt was carried out on the basis of the mass lost by erosion and a visual assessment of the surface.

4 Representation and evaluation of the results¹⁾

4.1 Representation of the results in the diagrams

The individual representations show the relevant results as the average value of the individual tests both for the Portland limestone cements tested and for the Portland cements tested at the same time. The representation of the results in the diagrams has been chosen so that in each case the minimum values and maximum values are shown for the two types of cement. The overlapping area has been shaded.

4.2 Strengths of the cements

The results of the strength tests on standard prisms after 2, 7, 28, 90 and 180 days are shown in Figure 1.

The band widths for the initial strength are the same for the two cements. The same is also approximately true for the minimum values of the standard strength and the secondary hardening behaviour after 28 days. The standard strengths as well as the maximum strengths reached after 90 and 180 days tend to be higher for the Portland cements than for the Portland limestone cements. The wider range of spread of the strength development of Portland cements also becomes obvious in that the standard strengths of two Portland cements lie above the upper limit defined in DIN 1164-1 as the 90 % fractile.

4.3 Concrete compressive strength

The results of the concrete compressive strength tests after 2, 7, 28, 90 and 180 days are shown in Figures 2 and 3.

The characteristic concrete compressive strength and the strength development which, in construction practice, have to be tested by suitability tests for the concrete composition lie in narrow ranges for both cements and for both concrete compositions. The differences in strength behaviour of the Portland cement concretes and Portland limestone cement concretes established in these in-

¹⁾ Die in Tabellenform zusammengestellten Ergebnisse aller Prüfungen können über das Forschungsinstitut der Zementindustrie, Hauptabteilung Betontechnik, Postfach 30 10 63, 40410 Düsseldorf, bezogen werden.

¹⁾ The results of all tests listed in tabular form can be obtained through the Research Institute of the Cement Industry, Hauptabteilung Betontechnik, Postfach 30 10 63, 40410 Düsseldorf.

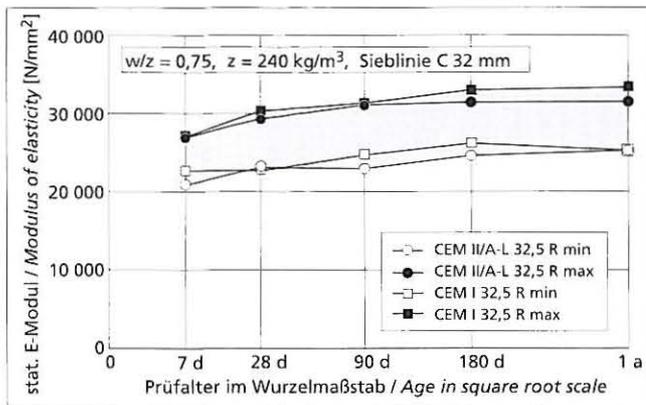


Bild 4: Statischer E-Modul des Betons, geprüft an der Mischung 1
Fig. 4: Static modulus of elasticity of concrete tested on Mix 1

werten. Auch die Nacherhärtung des Betons bewegt sich in durchaus üblichem Rahmen.

4.4 Statischer E-Modul

Die Ergebnisse der Prüfung des statischen E-Moduls nach 7, 28, 90, 180 und 360 Tagen sind in den Bildern 4 und 5 dargestellt.

Die Streubereiche der Meßergebnisse für den Elastizitätsmodul der Betone beider Zementarten sind für beide Betone nahezu deckungsgleich. Zwischen beiden Zementarten ist kein nennenswerter Unterschied erkennbar. Absolut lagen die Werte im Alter von 90 Tagen für Mischung 1 bei rd. 29 000 N/mm² und für Mischung 2 bei rd. 30 000 N/mm².

4.5 Carbonatisierung

Die Ergebnisse der Prüfung des Carbonatisierungsfortschritts nach 14, 28, 56, 98, 140 Tagen sowie nach 1, 2, und 5 Jahren sind für die Prüfungen am Beton in den Bildern 6 und 7 dargestellt.

Erwartungsgemäß erreichen die Carbonatisierungstiefen im Beton der Mischung 3 mit $w/z = 0,75$ höhere Werte als die im Beton der Mischung 4 mit $w/z = 0,60$. Bis zu einem Jahr Prüfdauer sind die Streubereiche nahezu deckungsgleich, im weiteren Verlauf tritt für die Portlandkalkzemente eine geringe Verschiebung zu höheren Werten hin auf. Diese Tendenz zeigte sich auch bei einer Untersuchung von Krell und Wischers über den Austausch von Zement gegen Kalksteinmehl [11].

Die geringen Unterschiede im Carbonatisierungsfortschritt unter Laborbedingungen lassen im Bauwerk unter realen Feuchtebedingungen keinen systematischen Unterschied im Carbonatisierungsverhalten der Bauteile erwarten. Grundsätzlich sind Stahlbetonbauteile, wie z.B. Außenbauteile bei regengeschützter Lagerung im Freien, deren Bewehrung infolge Carbonatisierung des Betons korrodieren kann, durch eine entsprechende Betondeckung zu schützen. Dazu wird in DIN 1045 (7.88) eine ausreichend dicke und dichte Betondeckung gefordert. Wie ein Vergleich der Bilder 6 und 7 zeigt, wird durch eine Verbesserung der Dichtheit infolge der geringeren Kapillarporosität von Betonen mit kleinerem w/z -Wert der Carbonatisierungsfortschritt maßgeblich gebremst. Die auftretenden Streuungen im Carbonatisierungsverhalten, wie sie in den Bildern 6 und 7 gezeigt sind, haben für die Praxis eine untergeordnete Bedeutung und werden durch die in DIN 1045 (7.88) geforderten Anforderungen an die Betondeckung sicher abgedeckt.

4.6 Frost-Widerstand

Die Ergebnisse der Frostwiderstandsprüfungen nach 10, 20, 25, 30, 50 und 100 Frost-Tau-Wechseln sind in Bild 8 dargestellt.

Beide Zementarten weisen gemäß den in [12] angegebenen Grenzwerten einen hohen Widerstand gegen starken Frostangriff auf. Danach soll der Gewichtsverlust nach 50 Frost-Tau-Wechseln 5 M.-% und nach 100 Frost-Tau-Wechseln 10 M.-% nicht überschreiten. Die Ergebnisse zeigen jeweils deutlich geringere Abfrostungen. Bei Berücksichtigung der Versuchsstreuungen des

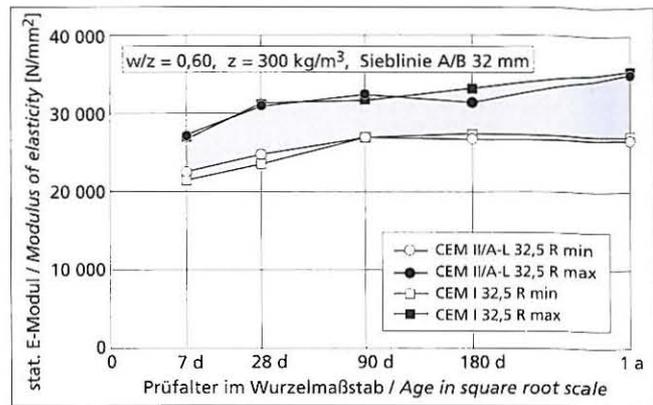


Bild 5: Statischer E-Modul des Betons, geprüft an der Mischung 2
Fig. 5: Static modulus of elasticity of concrete tested on Mix 2

vestigations are insignificant from the practical construction point of view.

Concrete mixes 1 and 2 fulfil the respective compressive strength requirements of DIN 1045 (7.88) for concrete of the B 15 and B 25 strength classes.

The early strength development shows the normal behaviour patterns based on the conversion coefficient given in DIN 1045 (7.88) of $1.2 \beta_w$ from the 7 to the 28 day strength. As expected the test values are generally higher than the calculated values. The secondary hardening of the concrete also lies within entirely normal limits.

4.4 Static modulus of elasticity

The results of the test of the static modulus of elasticity after 7, 28, 90, 180 and 360 days are shown in Figures 4 and 5.

The spread of results for the modulus of elasticity of the concretes made with the two types of cement are virtually identical for the two concretes. No appreciable difference can be detected between the two types of cement. In absolute terms the values at 90 days were about 29 000 N/mm² for mix 1 and about 30 000 N/mm² for mix 2.

4.5 Carbonation

The results of the test of the progress of carbonation after 14, 28, 56, 98, and 140 days and after 1, 2, and 5 years are shown in Figures 6 and 7 for the tests on the concrete.

As expected, the depths of carbonation in the concrete of mix 3 with $w/c = 0.75$ reached higher values than those in the concrete of mix 4 with $w/c = 0.60$. Up to a test period of one year the ranges of scatter were virtually identical, after this there was a slight movement towards higher values for the Portland limestone cements. This trend was also apparent in an investigation by Krell and Wischers into the replacement of cement by limestone [11].

The small differences in progress of carbonation under laboratory conditions mean that no systematic differences in carbonation behaviour of the components can be expected in structures under real moisture conditions. Basically, reinforced concrete components, such as external components in outdoor, rain-protected storage, with reinforcement which can become corroded as a result of carbonation of the concrete, should be protected by an appropriate concrete cover. DIN 1045 (7.88) requires a concrete cover which is sufficiently thick and dense for this purpose. Comparison of Figures 6 and 7 shows that the progress of carbonation is significantly retarded by an improvement in the impermeability due to the lower capillary porosity of concretes with lower w/c value. The spread of results which occurs in the carbonation behaviour, as shown in Figures 6 and 7, is of secondary practical importance and is safely dealt with by the requirements for concrete cover demanded in DIN 1045 (7.88).

4.6 Freeze-thaw resistance

The results of the freeze-thaw resistance tests after 10, 20, 25, 30, 50 and 100 freeze-thaw cycles are shown in Figure 8.

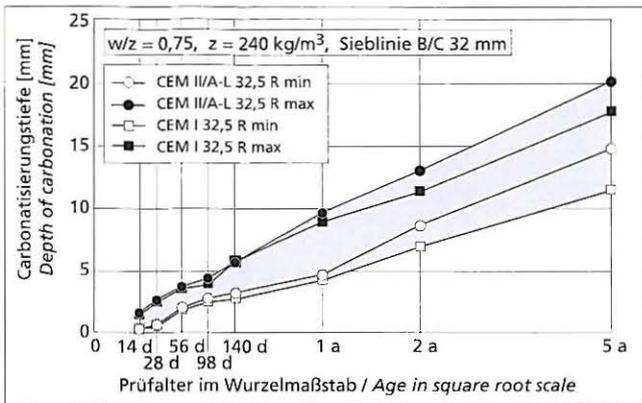


Bild 6: Carbonatisierungstiefen in Beton, geprüft an der Mischung 3
Fig. 6: Depth of carbonation in concrete tested on Mix 3

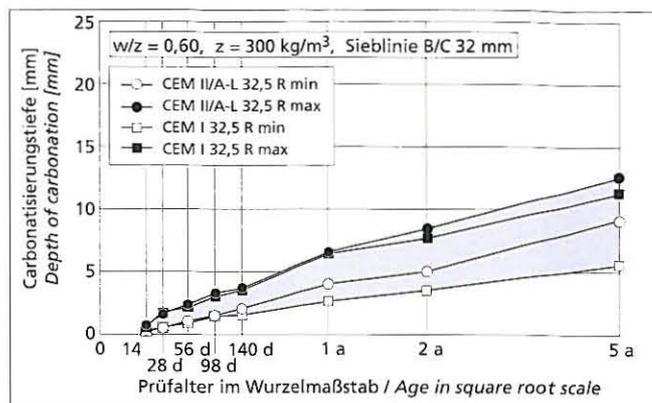


Bild 7: Carbonatisierungstiefen in Beton, geprüft an der Mischung 4
Fig. 7: Depth of carbonation in concrete tested on Mix 4

Prüfverfahrens kann festgestellt werden, daß kein nennenswerter Unterschied im Verhalten der beiden Zementarten besteht.

4.7 Frost-Tausalz-Widerstand

Die Ergebnisse der Frost-Tausalz-Prüfungen sind in Bild 9 dargestellt. Für beide Zementarten liegen die Maximalwerte der Abfrostonen im Bereich des hohen Widerstandes gegen starken Frost-Tausalz-Angriff. Der Streubereich für beide Zementarten ist nahezu deckungsgleich. Der im Bild angegebene Grenzwert wurde aus der gesicherten Kenntnis gewählt, daß Luftporenbetone aus Portlandzement bei vorschriftsmäßiger Zusammensetzung und Herstellung einen hohen Widerstand gegen starken Frost-Tausalz-Angriff aufweisen. Anhand dieser Überlegung wurden entsprechende Beurteilungskriterien durch den Sachverständigenausschuß Betontechnologie des Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin, für den Fall festgelegt, daß wenn ein nicht genormter Zement für den Anwendungsbereich eines Betons mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand zugelassen werden soll.

5 Zusammenfassung

Portlandkalksteinzemente mit bis zu 20 % hochwertigem Kalkstein nach DIN 1164-1 wurden im Laufe der 80er Jahre von den Zementherstellern entwickelt und nach umfangreichen Zulassungsprüfungen als bauaufsichtlich zugelassene Zemente am Markt eingeführt. Nach über zehnjähriger baupraktischer Erprobung im Hoch- und Ingenieurbau wurden sie 1994 als genormte Zemente in DIN 1164-1 übernommen. Auf der Grundlage der in den Zulassungsprüfungen gewonnenen Erkenntnisse und der in der baupraktischen Anwendung gesammelten Erfahrung beschloß der zuständige Normenausschuß im NABau, Portlandkalksteinzemente wie Portland-

Based on the limits specified in [12] both types of cement exhibit a high resistance to severe freeze-thaw attack. According to this the weight loss should not exceed 5 % by mass after 50 freeze-thaw cycles or 10 % by mass after 100 freeze-thaw cycles. In all cases the results show significantly lower frost erosion. Taking into account the experimental error of the test method it can be stated that there is no appreciable difference in the behaviour of the two types of cement.

4.7 Resistance to freeze-thaw with de-icing salt

The results of the freeze-thaw tests with de-icing salt are shown in Figure 9. For both types of cement the maximum values of the frost erosion losses lie in the range of high resistance to severe freeze-thaw attack with de-icing salt. The spread of results is virtually identical for the two types of cement. The limit shown in the diagram was chosen from the established knowledge that air-entrained concretes made with Portland cement with composition and manufacture conforming with the regulations exhibit a high resistance to severe freeze-thaw attack with de-icing salt. This was used by the concrete technology committee of the DIBT (German Institute for Construction Technology) in Berlin for stipulating corresponding assessment criterion for the situation where a non-standardized cement is to be approved for use in a concrete with high resistance to freeze-thaw with de-icing salt.

5 Summary

Portland limestone cements with up to 20 % high-grade limestone as specified in DIN 1164-1 were developed during the 80s by the cement manufacturers and, after extensive approval testing, were introduced onto the market as cements with building inspectorate approval. After over 10 years of testing in practical building construction and civil engineering they were adopted into DIN 1164-1 in

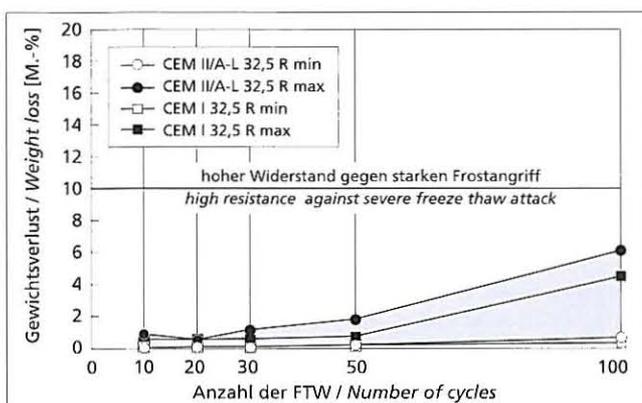


Bild 8: Gewichtsverlust des Betons bei Frost-Tau-Wechsel-Prüfung, geprüft an der Mischung 5
Fig. 8: Weight loss of concrete during freeze-thaw testing with de-icing salt on Mix 5

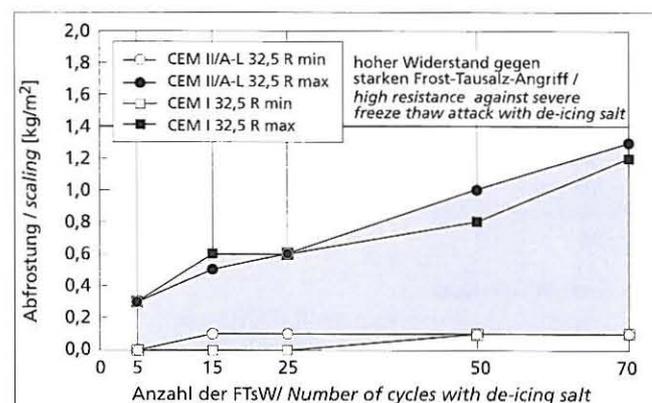


Bild 9: Abfrostonung des Betons bei Frost-Tau-Wechsel-Prüfung, geprüft an der Mischung 6
Fig. 9: Scaling of concrete during freeze-thaw testing with de-icing salt on Mix 6

zemente in den zur Betonherstellung maßgeblichen Regelwerken zu behandeln und dies in einer entsprechenden Ergänzung zu DIN 1045 festzulegen [13]. Diese Ergänzung wurde auch in die Bauregelliste A des Deutschen Instituts für Bautechnik übernommen [14].

Die baupraktische Gleichstellung von Portlandkalksteinzementen mit Portlandzementen in DIN 1045 konnte nach Auswertung der umfangreichen Zulassungsversuche getroffen werden. In dieser Veröffentlichung sind die wichtigsten Ergebnisse, die im Rahmen von Zulassungsverfahren vieler Portlandkalksteinzemente unterschiedlicher Hersteller gewonnen wurden, zusammenfassend dargestellt. Den Zementherstellern sei hiermit für eine Zurverfügungstellung der ihre Zemente betreffenden Ergebnisse gedankt.

Die dieser Veröffentlichung zugrunde liegenden Portlandkalksteinzemente besaßen gemäß DIN 1164-1 [2] den Mindestklinkergehalt von 80 M.-% und den Höchstgehalt an hochwertigem Kalkstein von 20 M.-% bezogen auf die Summe der Haupt- und Nebenbestandteile. Bei den großtechnisch hergestellten und zur baupraktischen Anwendung versandten Portlandkalksteinzementen CEM II/A-L liegt der Gehalt an Kalkstein wegen der sicheren Einhaltung der oberen Grenze von 20 % im Mittel etwas niedriger. Portlandkalksteinzemente werden überwiegend in der Festigkeitsklasse 32,5 R in geringen Mengen auch in den Festigkeitsklassen 42,5 R und 52,5 hergestellt. Die hier dargestellten Ergebnisse wurden an Mörteln und Betonen aus Portlandkalksteinzementen der Festigkeitsklasse 32,5 R gewonnen. Aus den Ergebnissen können folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

Die festigkeitsbildenden Eigenschaften einschließlich der Druckfestigkeitsentwicklung und der Nacherhärtung der geprüften Mörtel und Betone lassen keinen nennenswerten Unterschied der beiden Zementarten erkennen. In bezug auf die elastische Verformung, gekennzeichnet durch den statischen Elastizitätsmodul, verhalten sich Betone aus beiden Zementarten nahezu identisch. In den Laboruntersuchungen wiesen die Betone mit Portlandkalksteinzement im höheren Alter etwas größere Carbonatisierungstiefen auf als die Betone mit Portlandzement. Unter Berücksichtigung der in DIN 1045 festgelegten Anforderungen an die Betondeckung besitzen diese Unterschiede keine baupraktische Bedeutung.

Der Frostwiderstand des Betons mit Portlandkalksteinzement ist ebenso wie der des Betons mit Portlandzement in der Regel sehr hoch und entspricht damit den Festlegungen der DIN 1045 für Beton für Außenbauteile. Die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands hat gezeigt, daß die Betone beider Zementarten einen hohen Widerstand gegen starken Frost-Tausalz-Angriff aufweisen und damit auch in Bauwerken mit sehr starkem Frost-Tausalz-Angriff eingesetzt werden können, wie z.B. Betonfahrbahndecken.

Die hier zusammengefaßten Ergebnisse umfangreicher Zulassungsuntersuchungen und die während mehr als zehn Jahren gewonnene praktische Erfahrung sollten Anlaß sein, die in DIN 1045 getroffenen Anwendungsregeln für Portlandkalksteinzemente auch in die ZTV-K [15] zu übernehmen.

1994 as standardized cements. On the basis of the findings obtained during the approval testing and the experience gathered during practical application in construction the appropriate standards committee in NABau (German Standards Organization for Civil Engineering) decided to treat Portland limestone cements in the same way as Portland cements in the body of legislation governing concrete production and to specify this in a corresponding supplement to DIN 1045 [13]. This supplement was also adopted into the Building Control List A of the Deutsche Institut für Bautechnik (German Institute for Construction Technology) [14].

Portland limestone cements were put on an equal footing with Portland cements in DIN 1045 for practical construction after evaluating the extensive approval tests. The most important results which were obtained during the approval procedure for a number of Portland limestone cements from different manufacturers are summarized in this paper. The cement manufacturers are to be thanked for making available the results relating to their cements.

The Portland limestone cements on which this paper is based had the minimum clinker content specified in DIN 1164-1 [2] of 80 % by mass and the maximum content of high-grade limestone of 20 % by mass relative to the total of the principal and secondary constituents. The average content of limestone in CEM II/A - L Portland limestone cements produced on an industrial scale and despatched for use in construction work is somewhat lower than this to be sure of complying with the upper limit of 20 %. Portland limestone cements are manufactured predominantly in the 32,5 R strength class, but also in small quantities in the 42,5 R and 52,5 strength classes. The results shown here were obtained on mortars and concretes made with Portland limestone cements of the 32,5 R strength class. The following conclusions were drawn from the results:

No appreciable differences between the two types of cement were found in the strength-forming properties, including the compressive strength development and secondary hardening of the mortars and concretes tested. Concretes from the two types of cement behaved virtually identically with respect to elastic deformation, characterized by the static modulus of elasticity. In the laboratory investigations the older concretes made with Portland limestone cements exhibited after longer exposures somewhat greater depths of carbonation than the concretes with Portland cement. Taking into account the requirements for concrete cover stipulated in DIN 1045 these differences have no practical constructional significance.

The freeze-thaw resistance of concrete made with Portland limestone cement is as a rule just as high as that of concrete with Portland cement, and therefore meets the requirements of DIN 1045 for concrete for external components. Testing the resistance to freeze-thaw with de-icing salt has shown that the concretes made with both types of cement exhibit a high resistance to severe freeze-thaw attack with de-icing salt, and can therefore also be used in structures exposed to very severe freeze-thaw attack with de-icing salt as e. g. concrete road surfaces.

The results summarized here from extensive approval investigations and the practical experience obtained over more than 10 years should also permit the application regulations for Portland limestone cement found in DIN 1045 to be adopted in the ZTV-K (Detailed Technical Specifications for Highway Structures) [15].

Literatur

- [1] E DIN EN 197-1: Zement. Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von allgemein gebräuchlichem Zement. Deutsche Fassung prEN 197-1:1998
- [2] DIN 1164-1: Zement. Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen, Ausgabe Oktober 1994
- [3] Prüfplan für die Zulassungsprüfung von Portlandkalksteinzement (Arbeitstitel: Steinmehlzement). Fassung April 1984, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT)
- [4] DIN 1045: Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988
- [5] Schmidt, M.: Zement mit Zusatzstoffen - Leistungsfähigkeit und Umweltentlastung, Teil 1. Zement-Kalk-Gips 45 (1992), H. 2, S. 64-69
- [6] DIN EN 196-1: Prüfverfahren für Zement. Teil 1: Bestimmung der Festigkeit, Ausgabe März 1990
- [7] DIN 1048-1: Prüfverfahren für Beton. Teil 1: Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Probekörper, Ausgabe Dezember 1978
- [8] Bunke, N.; et al.: Prüfung von Beton; Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048, Heft 422, DAfStb, Berlin 1991
- [9] ONORM B 3306: Prüfung der Frost-Tausalz-Beständigkeit von Betonoberflächen, Ausgabe Mai 1973
- [10] DIN 1045: Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung, Ausgabe Dezember 1978
- [11] Krell, L.; Wischers, G.: Einfluß der Feinstoffe im Beton auf Konsistenz, Festigkeit und Dauerhaftigkeit. Beton 38 (1988) H. 10, S. 401-404, ebenso Betontechnische Berichte 1986-88, S. 175-197
- [12] Siebel, E.: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. Beton 42 (1992) H. 9, S. 496-501, ebenso Betontechnische Berichte 1992-94, S. 33-51
- [13] DIN 1045/A1: Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung, Änderung A1, Ausgabe Dezember 1996
- [14] Bauregelliste A. Abschnitt 1, Bauprodukte für den Beton- und Stahlbetonbau, Ausgabe 98/1, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT)
- [15] ZTV-K: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten, Bundesministerium für Verkehr, Ausgabe 1996

Einfluß der Granulometrie und Reaktivität von Zement und Zusatzstoffen auf die Festigkeits- und Gefügeentwicklung von Mörtel und Beton

Influence of the granulometry and reactivity of cement and additions on the development of the strength and microstructure of mortar and concrete

Übersicht

Die Matrix, der Zuschlag und der Verbund zwischen Matrix und Zuschlag haben Einfluß auf die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit des Betons. Die Feinstoffmatrix besteht aus Zement, Anmachwasser, Mehlkorn des Zuschlags sowie ggf. Zusatzmitteln und Zusatzstoffen. Sie ist außer vom w/z-Wert von der Granulometrie und der Reaktivität der Feinstoffe Zement und Zusatzstoffe abhängig. Um die Matrix optimal aufzubauen, wurde deshalb der Einfluß der Granulometrie der Feinstoffe untersucht. Als Bestandteile des Zements wurden Hüttensand, Kalksteinmehl, Steinkohlenflugasche und als Zusatzstoffe Metakaolin, Silikastaub und Quarzmehl in die Untersuchungen einbezogen. Durch Erhöhung der Feinheit und Optimierung der Granulometrie der Feinstoffe, die nur durch die industrielle Herstellung im Zementwerk ausreichend zielsicher durch Abstimmung der Kornverteilungskurven erreicht werden kann, läßt sich das Festigkeitsbildungsvermögen der Matrix und damit die Festigkeit von Mörtel und Beton entscheidend beeinflussen.

Abstract

The matrix, the aggregate, and the bond between matrix and aggregate affect the strength and durability of the concrete. The fines matrix consists of cement, mixing water, the ultrafines in the aggregate, and possibly admixtures and additions. It is dependent not only on the w/c ratio but also on the granulometry and reactivity of the fines, namely cement and additions. The influence of the granulometry of the fines was therefore investigated in order to optimize the construction of the matrix. The investigations included blastfurnace slag, limestone meal and coal fly ash as constituents of the cement, and metakaolin, silica fume and quartz meal as additions. By increasing the fineness and optimizing the granulometry of the fines, which can only be achieved with sufficient dependability through industrial production in a cement works by coordinating the particle distribution curves, it is possible to exert a decisive influence on the strength-forming ability of the matrix and hence on the strength of the mortar and concrete.

1 Einleitung

Die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit eines Betons werden von den Eigenschaften der Matrix bestehend aus Zement, Anmachwasser und gegebenenfalls Zusatzstoffen sowie Zusatzmitteln, von den Eigenschaften des Zuschlags und dem Verbund zwischen Zuschlag und Matrix bestimmt. Die Eigenschaften der Matrix sowie der Verbund zwischen Zuschlag und Matrix sind vom wirksamen Wasser-Zement-Wert sowie von der Reaktivität und der Kornform und Korngrößenverteilung, von Zement und Zusatzstoffen abhängig (Bild 1). Im Rahmen dieser Arbeit werden die Begriffe Kornform und Kornverteilung unter dem Begriff Granulometrie zusammengefaßt.

Für eine Optimierung der Matrixeigenschaften sind neben dem Zement und seiner Zusammensetzung die Betonzusatzstoffe sowie ggf. der Mehlkornanteil des Zuschlags ($\varnothing < 125 \mu\text{m}$) zu berücksichtigen. Diese Stoffe werden im folgenden als Feinstoffe bezeichnet. Die Mengenanteile des Zements und die der verschiedenen Zusatzstoffe im Beton sowie der wirksame Wasser-Zement-Wert sind in den bestehenden Regelwerken in Abhängigkeit von den Festigkeits- und Dauerhaftigkeitsanforderungen in relativ engen Grenzen festgelegt. Die Mengenoptimierung erfolgt im Regel-

1 Introduction

The strength and durability of a concrete are determined by the properties of the matrix (consisting of cement, mixing water and possibly additions and admixtures), the properties of the aggregate, and the bond between aggregate and matrix. The properties of the matrix and of the bond between aggregate and matrix are dependent on the effective water/cement ratio and on the reactivity, particle shape and particle size distribution of the cement and additions (Figure 1). In this work the terms particle shape and particle size distribution are covered by the term granulometry.

To optimize the matrix properties it is necessary to take account not only of the cement and its composition but also of the concrete additions and, if applicable, the ultrafine fraction ($\varnothing < 125 \mu\text{m}$) of the aggregate. These materials are referred to below as fines. The percentages of the cement and of the various additions in the concrete as well as the effective water/cement ratio are laid down within relatively narrow limits in the existing codes to suit the strength and durability requirements. The quantities are normally optimized through performance tests. This concrete design does not give individual consideration to the granulometric properties of the fines

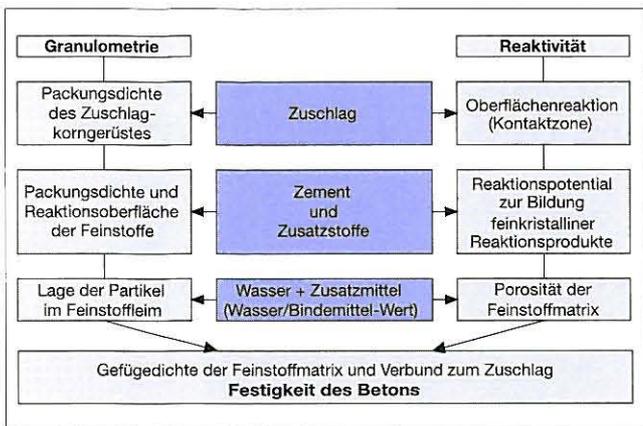


Bild 1: Stofflicher Einfluß auf die Gefüge- und Festigkeitsentwicklung von Beton

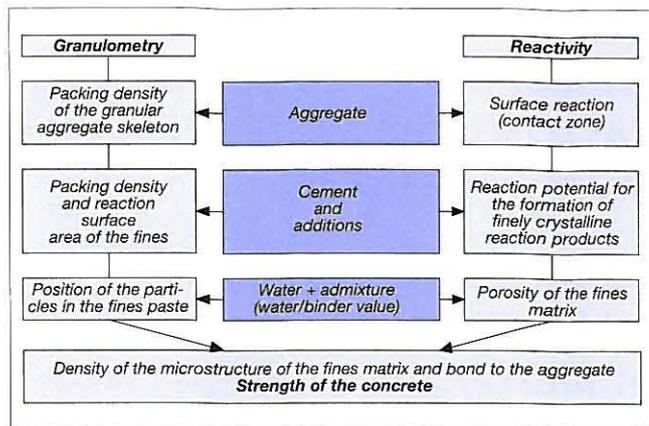


Figure 1: Material factors affecting the development of the microstructure and strength of concrete

fall über Eignungsprüfungen. Die granulometrischen Eigenschaften der Feinstoffe (Kornform und Korngrößenverteilung) bzw. die dadurch entstehenden Einflüsse auf die Betoneigenschaften werden bei diesem Betonentwurf nicht differenziert berücksichtigt.

Durch eine Abstimmung der Kornverteilung aller Feinstoffe kann deren Wirksamkeit im Zement und Beton – insbesondere bei Kombinationen mehrerer Feinstoffe – gezielt verbessert werden. Dafür ist die Erarbeitung systematischer Zusammenhänge zwischen der Granulometrie der Feinstoffe und ihrer Wirkung auf die Gefüge- und Festigkeitsentwicklung des Betons erforderlich. Die folgenden Darstellungen sollen zu einem besseren Verständnis der Wirkungsweise der Feinstoffe beitragen.

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Wirkungsmechanismen der Feinstoffe

2.1.1 Allgemeines

Hinsichtlich ihrer Wirkung im Beton können die Feinstoffe in inerte und reaktive Stoffe unterteilt werden. Zu den nahezu inerten Stoffen werden Gesteinsmehle und der Mehlkornanteil des Zuschlags gerechnet. Diese Stoffe haben im wesentlichen nur eine physikalische Füllereffekt, d.h. sie füllen die zwischen den größeren Partikeln verbleibenden Hohlräume in Abhängigkeit von ihrer Granulometrie aus [1, 2, 3]. Darüber hinaus wird bei inerten Feinstoffen sehr hoher Feinheit eine Beschleunigung der Anfangshydratation des Zements infolge zusätzlicher Reaktionskeime [4] beobachtet, die dem Füllereffekt zugeordnet wird. Zemente und im geringen Maße auch reaktive Betonzusatzstoffe liefern zusätzlich zur physikalischen Füllereffekt durch ihre chemisch-mineralogische Reaktivität selbst gefüge- und festigkeitsbildende Reaktionsprodukte. Diese durchdringen im Verlauf der Hydratation die wassergefüllten Hohlräume zwischen den Feststoffpartikeln, binden das Wasser teilweise in ihre Hydratationsprodukte chemisch ein und vermindern damit die Porosität der Feinstoffmatrix [5, 6] und ggf. der Zuschlagrandzone [7, 8, 9].

2.1.2 Füllereffekt und Packungsdichte der Feinstoffe

Die Packungsdichte bzw. der Hohlraumgehalt der Feinstoffsieblinie wird von der Kornverteilung aller Feinstoffpartikel bestimmt. Die meisten Feinstoffe sind aufgrund ihres Herstellungs- bzw. Entstehungsprozesses stetig verteilt. Mischungen aus mehreren Feinstoffen unterschiedlicher Partikelverteilung können auch unstetig verteilt sein. Dabei hat sich gezeigt, daß der Hohlraumgehalt insbesondere durch die Mischung von Feinstoffen deutlich unterschiedlicher Kornverteilung verringert werden kann [3]. Durch die Zugabe gut dispergierter hochfeiner Bestandteile im Zement oder Beton, im folgenden als Feinstoffe bezeichnet, kann neben einer dichteren Packung der Feinstoffschüttung selbst auch der Hohlraumgehalt im unmittelbaren Bereich der Zuschlagrandzone vermindert werden [10]. Zugemischte Feinstoffe liegen nicht immer in dem erforderlichen gut dispergierten Zustand vor. Bei der experimentellen Packungsdichtebestimmung zeigen

(particle shape and particle size distribution) and the resulting effects on the concrete properties.

By harmonizing the particle distributions of all the fines it is possible to make carefully directed improvements in their effectiveness in the cement and concrete – especially with combinations of several fines. To achieve this it is necessary to work out systematic relationships between the granulometry of the fines and their effects on the development of the microstructure and strength of the concrete. The following descriptions are intended to contribute to a better understanding of the action of the fines.

2 Current understanding

2.1 Action mechanism of the fines

2.1.1 General

The fines can be divided into inert and reactive substances in respect of their effect in the concrete. The virtually inert substances include stone meal and the ultrafine fraction of the aggregate. Essentially, these substances have only a physical filler action, i.e. they fill up the void spaces which, depending on their granulometry, remain between the coarser particles [1, 2, 3]. An acceleration of the initial hydration of the cement which is associated with the filler effect is also observed with inert fines of very great fineness as a result of additional reaction nuclei [4]. In addition to the physical filler action the cements, and to a small extent also the reactive concrete additions, provide microstructure- and strength-forming reaction products through their chemical and mineralogical reactivity. During the hydration these penetrate into the water-filled voids between the solid particles, combine some of the water chemically in their hydration products, and in this way reduce the porosity of the fines matrix [5, 6] and possibly of the aggregate surface zone [7, 8, 9].

2.1.2 Filler effect and packing density of the fines

The packing density and voids content of the fines grading curve is determined by the particle size distribution of all the fine particles. Because of the processes involved in their production or development the majority of fines have continuous distributions, but mixes of several fines with different particle size distributions can also have discontinuous distributions. In particular, it has been found that the voids content can be reduced by mixing fines with significantly different particle distributions [3]. By the addition of well dispersed, very fine, constituents, referred to below as ultrafines, to the cement or concrete it is possible not only to achieve a denser packing of the fine particulate material itself, but also to reduce the voids content in the immediate vicinity of the aggregate surface zone [10]. Added ultrafines are not always available in the requisite well dispersed state. In the experimental determination of packing density they often exhibited poor compactability. The reasons for this are inter-particle forces which prevent the ultrafine particles from lying close together both in the dry state and in a water-ultrafines suspension [37].

sie häufig eine schlechte Verdichtbarkeit. Ursache dafür sind zwischenpartikuläre Kräfte, die eine dichte Zusammenlagerung der Feinststoffpartikel sowohl im trockenen Zustand als auch in einer Wasser-Feinststoff-Suspension behindern [37].

2.1.3 Chemisch-mineralogische Wirkung der Feinstoffe

Für die Bewertung der Reaktivität sind die chemische und mineralogische Zusammensetzung zu berücksichtigen. Ausgehend von der chemischen Zusammensetzung und mineralogischen Beschaffenheit können für latent-hydraulische oder pozzolanische Zementbestandteile sowie für pozzolanische Betonzusatzstoffe Aussagen zu den möglichen chemischen Reaktionen getroffen werden. Zu den Reaktionsmechanismen der verschiedenen Feinststoffarten liegen umfangreiche Untersuchungen vor, die in der Literatur ausführlich beschrieben sind (siehe u.a. [5, 6, 11, 12, 13]). Aus baupraktischer Sicht interessiert die Gefügedichte der Feinststoffmatrix. Im folgenden wird deshalb der Einfluß der verschiedenen Feinststoffarten auf die Ausbildung der Gefügestruktur der Feinststoffmatrix näher erläutert:

Bei der hydraulischen Reaktion des Portlandzements (Hydratation) werden wasserfreie Klinkerphasen in komplexe Hydrate umgewandelt. Die Hydratationsprodukte besitzen nur noch $1/1000$ der mittleren Korngröße der Zementpartikel und liegen somit, wie die dazwischen verbleibenden Gelporen, im Nanometerbereich. Bei vollständiger Reaktion werden in den Hydratationsprodukten rd. 28 % des Zementgewichts an Wasser chemisch und zusätzlich in den Gelporen rd. 12 % adsorptiv fest eingebunden. Die bei höheren w/z-Werten darüber hinausgehende Wassermenge verbleibt ungebunden im Zementstein und führt zur Ausbildung eines kapillaren Porensystems mit Porengrößen zwischen rd. 0,10 μm und 100 μm . Sind zusätzlich zum Portlandzementklinker weitere reaktive Feinstoffe vorhanden, die selbst festigkeitsbildende Hydrate bilden, d.h. Wasser chemisch binden, so tragen diese Stoffe zu einer weiteren Verminderung der Kapillarporosität und somit zu einer Gefügeverdichtung bei.

Verschiedenen Untersuchungen (u.a. [11, 14]) kann entnommen werden, daß Betone mit Hochofenzementen, die neben dem Portlandzementklinker als weiteren Hauptbestandteil latent-hydraulischen Hüttensand enthalten, eine gegenüber PZ-Betonen feinere Porenstruktur mit einem geringeren Anteil größerer Kapillarporen besitzen. Sie sind deshalb bei gleicher Zusammensetzung im allgemeinen dichter als PZ-Betone. Eine Ursache dafür ist der geringere Gehalt an groben $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Kristallen im Matrixgefüge und in der Zuschlagrandzone dieser Betone.

Auch bei der Verwendung von Steinkohlenflugaschen als pozzolanischem Zementbestandteil bzw. Betonzusatzstoff wurde infolge der pozzolanischen Reaktion eine Verschiebung der Porenstruktur in den Bereich feinerer Poren beobachtet [12]. Als Ursache für diese Gefügeverdichtung wird eine Reaktion der groben $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Kristalle zu feinkristallinen CSH-Phasen angesehen. Betone mit sehr feinen Pozzolanen, wie z.B. Silicastaub, besitzen gegenüber herkömmlichen Betonen eine deutlich höhere Dichtigkeit. Dies ist insbesondere auf eine erhebliche Verbesserung der Zuschlagrandzone zurückzuführen [8, 9]. Bei normalen Betonen liegt im Bereich der Zuschlagrandzone eine erhöhte Konzentration von gut kristallisierten und gleichmäßig zur Zuschlagoberfläche ausgerichteten $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Kristallen und Ettringitnadeln vor, wodurch die Porosität gegenüber der umgebenden Matrix erhöht ist. Mit gegenüber dem Zement wesentlich feineren Pozzolanen wird von vornherein eine dichtere Packung der Partikel an der Zuschlagoberfläche erreicht, wodurch eine pozzolanische Reaktion in dieser Zone, d.h. die Bildung dichter CSH-Phasen begünstigt wird.

2.2 Einfluß der Feinstoffe auf die Festigkeitsentwicklung von Mörtel und Beton

2.2.1 Einfluß der Zemente

Dem Einfluß der Granulometrie und der Reaktivität der Zementbestandteile auf die Festigkeit von Mörtel und Beton wurde in mehreren Untersuchungen nachgegangen [15 bis 21]. Die Festigkeitsentwicklung von Mörteln und Betonen nimmt – bei gegebenem Klinkergehalt – in erster Linie mit steigender Feinheit des

2.1.3 Chemico-mineralogical action of the fines

The chemical and mineralogical compositions have to be taken into account for assessing the reactivity. Information about the possible chemical reactions for latent-hydraulic or pozzolan cement constituents and for pozzolan concrete additions can be obtained from the chemical composition and mineralogical constitution. There have been extensive investigations, which are described in detail in the literature (see among others [5, 6, 11, 12, 13]), into the reaction mechanisms of the different types of fines. The density of the microstructure of the fines matrix is of interest from the practical construction point of view. The influence of the different types of fines on the formation of the microstructure of the fines matrix will therefore be described in detail below.

During the hydraulic reaction of Portland cement (hydration) the water-free clinker phases are converted into complex hydrates. The hydration products have only $1/1000$ of the average particle size of the cement particles, which means that they lie in the nanometre range, like the gel pores left between them. With complete reaction about 28 % of the cement weight of water is chemically combined in the hydration products, and in addition about 12 % is fixed adsorptively in the gel pores. At higher w/c values the quantity of water which is surplus to this requirement remains uncombined in the hardened cement paste and leads to the formation of a capillary pore system with pore sizes between about 0.1 μm and 100 μm . If, in addition to the Portland cement clinker, other reactive fines are also present which themselves form strength-forming hydrates, i.e. which combine water chemically, then these substances contribute to a further reduction of capillary porosity and hence to a densification of the microstructure.

It can be deduced from various investigations (among others [11, 14]) that concretes made with blastfurnace cements which, in addition to the Portland cement clinker, contain latent-hydraulic blastfurnace slag as another main constituent have a finer pore structure than Portland cement concretes, with a lower proportion of fairly coarse capillary pores. For the same composition they are therefore generally denser than Portland cement concretes. One reason for this is the lower content of coarse $\text{Ca}(\text{OH})_2$ crystals in the matrix microstructure and aggregate surface zones of these concretes.

Displacement of the pore structure towards finer pores as a result of the pozzolan reaction is also observed when coal fly ash is used as a pozzolan cement constituent or concrete addition [12]. Reaction of the coarse $\text{Ca}(\text{OH})_2$ crystals to form microcrystalline CSH phases is regarded as a cause of this densification of the microstructure. Concretes with very fine pozzolans, such as silica fume, have a significantly higher impermeability than conventional concretes. This is attributed in particular to a considerable improvement of the aggregate surface zone [8,9]. With normal concretes there is an increased concentration in the aggregate surface zone of well crystallized $\text{Ca}(\text{OH})_2$ crystals and ettringite needles aligned uniformly towards the aggregate surface, which raises the porosity when compared with the surrounding matrix. Pozzolans which are substantially finer than the cement achieve a denser packing of the particles at the aggregate surface from the outset, which favours a pozzolan reaction in this zone, i.e. the formation of denser CSH phases.

2.2 Influence of the fines on the strength development of mortar and concrete

2.2.1 Influence of the cements

Several investigations [15 to 21] have examined the influence of the granulometry and reactivity of cement constituents on the strength of mortar and concrete. For a given clinker content the strength development of mortars and concretes increases primarily with increasing fineness of the cement clinker. For the same fineness the mortar strength of older mortar increases more strongly with a narrow particle size distribution than with a wide particle distribution [18]. In concrete this effect can only be detected at low water/cement ratios (≤ 0.45) [17]. The strength is hardly affected by the fineness of inert cement constituents (limestone) [21]. On the other hand, the strength contribution from latent-hydraulic (blastfurnace slag) and pozzolan (trass, fly ash) cement constituents increases

Zementklinkers zu. Bei gleicher Feinheit nimmt die Mörtelfestigkeit in höherem Alter bei enger Kornverteilung stärker zu als bei breiter Kornverteilung [18]. Bei Beton ist dieser Effekt nur bei kleinen Wasser-Zement-Werten ($\leq 0,45$) [17] feststellbar. Von der Feinheit inerte Zementbestandteile (Kalkstein) wird die Festigkeit kaum beeinflusst [21]. Der Festigkeitsbeitrag der latentlydraulischen (Hüttensand) und puzzolanischen Zementbestandteile (Traß, Flugasche) steigt dagegen bei gleicher stofflicher Zusammensetzung mit zunehmender Feinheit an [19, 20]. Bei gemeinsamer Vermahlung der Hauptbestandteile des Zements reichert sich die leichter mahlbare Komponente in den feineren Fraktionen an und besitzt dementsprechend eine größere Verteilungsbreite und eine größere Feinheit [22]. Bei Hochofenzementen ist deshalb die Feinheit des Klinkers in der Regel etwas höher als die des schwerer mahlbaren Hüttensands, während Kalksteintmehl und Traß bei Portlandkompositzementen aufgrund ihrer leichteren Mahlbarkeit eine höhere Feinheit als der Zementklinker besitzen [23]. Die Frühfestigkeit wird bei Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen in erster Linie von der Feinheit des Klinkers bestimmt [23]. Bei Hochofenzementen wurde jedoch auch durch weitere Aufmahlung des Hüttensandes eine Verbesserung der Frühfestigkeit an Mörteln und Betonen nachgewiesen [24].

2.2.2 Einfluß der Betonzusatzstoffe

Der Einfluß der Granulometrie und der Reaktivität von Betonzusatzstoffen auf die Festigkeit von Mörtel und Beton wird im folgenden für verschiedene, im Rahmen dieser Arbeit untersuchte Feinstoffarten, getrennt betrachtet:

Von **Gesteinsmehlen** normaler Feinheit wird die Festigkeit kaum beeinflusst. Sie haben keinen gefügebildenden Einfluß, und liefern auch bei hoher Feinheit keinen nennenswerten Festigkeitsbeitrag im Beton [21, 25, 26].

In verschiedenen Untersuchungen zur Wirksamkeit von **Steinkohlenflugaschen** wurde übereinstimmend festgestellt, daß die Feinheit den Haupteinflußfaktor für die Wirksamkeit und somit für den Festigkeitsbeitrag darstellt [28, 29, 30]. Mit zunehmender Feinheit nimmt der Festigkeitsbeitrag der Flugaschen zu. Neben der Feinheit trägt die Puzzolanität der Flugaschen im höheren Alter, d.h. ab 28 oder 56 Tagen, zur Festigkeitsbildung bei [30]. Die Füllerwirkung ist um so größer, je weiter sich die Feinheiten von Flugasche und Zement unterscheiden [29]. Unabhängig von der Charakteristik der Kornverteilung wird der Festigkeitsbeitrag der Flugaschen entscheidend vom Anteil der feinen Partikel $\leq 10 \mu\text{m}$ bestimmt [28]. Die höchsten Festigkeiten an Mörteln und Betonen wurden bei Verwendung gemahlener Flugaschen ermittelt, wobei sich Zugabemengen von rd. 30 M.-% bis 45 M.-%, bezogen auf den Zement, als optimal erwiesen. Als Ursache für die hohe Wirksamkeit gemahlener Flugaschen wird die bessere chemische Reaktionsfähigkeit dieser Partikel genannt [29].

Das **Metakaolin** als hochreaktives Puzzolan besitzt eine wesentlich höhere Feinheit als übliche Betonzusatzstoffe. Bei Zugabemengen von 10 M.-% bis 20 M.-% und Wasser-Zement-Werten $\leq 0,50$ wurde eine deutliche Festigkeitssteigerung, insbesondere der Frühfestigkeiten bis zu 7 Tagen, ermittelt [32]. Die schnellere Festigkeitsentwicklung ist neben der Füllerwirkung auf die sehr rasch ablaufende puzzolanische Reaktion dieses Feinstoffs zurückzuführen, die sich u.a. auch in einer gegenüber reinen Zementbetonen erhöhten Temperaturentwicklung während der ersten Tage äußert [31]. Zusätzlich zur Gefügeverdichtung trägt auch die Verbesserung des Verbunds zwischen Zuschlag und umgebender Feinstoffmatrix zur Festigkeitssteigerung bei [8].

Die Wirksamkeit von **Silicastaub** beruht neben dem „Mikrofüllereffekt“ vor allem auf der sehr schnellen und vollständigen puzzolanischen Reaktion des hochreaktiven Silicastaubs, wie vergleichende Untersuchungen mit inerten Mikrofüllern zeigen [33]. Beide Mechanismen führen infolge einer dichteren und festeren Matrix sowie einer Verbesserung des Verbunds zwischen Zuschlag und Matrix zu einer Festigkeitssteigerung. Die granulometrischen Eigenschaften der üblicherweise als Betonzusatzstoff verwendeten Silicastaube („Microsilica“) unterscheiden sich nur wenig, die Feinheit ist rund 100mal höher als die des Zements. Deutliche

with increasing fineness for the same material composition [19, 20]. When the main constituents of the cement are interground the more easily grindable components become concentrated in the finer fractions and therefore have a greater distribution width and a greater fineness [22]. With blastfurnace cements the fineness of the clinker is therefore as a rule somewhat greater than that of the blastfurnace slag which is harder to grind, while the limestone meal and trass in Portland composite cements have a greater fineness than the cement clinker because they are easier to grind [23]. In cements with several main constituents the early strength is determined primarily by the fineness of the clinker [23]. With blastfurnace cements, however, the early strength of mortars and concretes was also improved by further grinding of the blastfurnace slag [24].

2.2.2 Influence of the concrete additions

The influence of the granulometry and reactivity of concrete additions on the strength of mortar and concrete is considered separately below for the different types of fines investigated during this work:

The strength is hardly affected by **stone meal** of normal fineness. It has no influence on the formation of the microstructure and even when very fine makes no appreciable contribution to the strength of the concrete [21, 25, 26].

Various investigations into the effectiveness of **coal fly ash** have agreed in establishing that the fineness represents the main influencing factor for the effectiveness and hence for the strength contribution [28, 29, 30]. The strength contribution of fly ash increases with increasing fineness. In addition to its fineness the pozzolanicity of the fly ash contributes to strength formation at greater ages, i.e. from 28 or 56 days [30]. The filler effect is greater the wider the difference in fineness between the fly ash and cement [29]. Regardless of the characteristics of the particle distribution the strength contribution of the fly ash is determined crucially by the proportion of fine particles $\leq 10 \mu\text{m}$ [28]. The greatest strengths in mortars and concretes were measured when using ground fly ash, in which the optimum level of addition proved to be about 30 to 45 % by mass relative to the cement. The better chemical reactivity of these particles is given as the cause for the great effectiveness of ground fly ash [29].

Metakaolin is a highly reactive pozzolan and has a substantially greater fineness than normal concrete additions. A significant increase in strength, in particular the early strength up to 7 days, was measured at additions of 10 to 20 % by mass and water/cement ratios ≤ 0.50 [32]. The more rapid strength development is attributable not only to the filler action but also to the pozzolanic reaction of these fines which takes place very rapidly. Among other things, this is apparent in the increased temperature development during the first few days when compared to pure cement concretes [31]. In addition to densification of the microstructure the improvement in the bond between aggregate and surrounding fines matrix also contributes to raising the strength [8].

The effectiveness of **silica fume** is based, alongside the „microfiller effect“, mainly on the very rapid and complete pozzolanic reaction of the highly reactive silica fume, as has been shown by comparative investigations with inert microfillers [33]. As a result of a denser and stronger matrix and an improvement in the bond between aggregate and matrix both mechanisms lead to an increase in strength. There is little difference in the granulometric properties of the silica fumes normally used as concrete additions (microsilica), the fineness is about 100-times higher than that of the cement. Significant increases in strength can be achieved with additions of 5 to 25 % by mass [34, 35]. A further increase in the fineness of the silica fume („nanosilica“) has so far only been investigated at small additions of up to 5 % by mass. In spite of the extremely great fineness only a slight increase in strength was found compared with the normal silica [36].

3 Development of the strength and microstructure of mortar and concrete

3.1 Mix composition

When the concrete is mixed the reactive and inert fines (cement, additions and ultrafine fraction of the aggregate) form a paste with

Festigkeitssteigerungen können bei Zugabe von 5 M.-% bis 25 M.-% erreicht werden [34, 35]. Eine weitere Erhöhung der Feinheit des Silicastaubs („Nanosilica“) wurde bislang nur bei kleinen Zugabemengen bis 5 M.-% untersucht. Dabei konnte trotz der extrem hohen Feinheit nur ein geringer Festigkeitszuwachs gegenüber dem normalen Silica ermittelt werden [36].

3 Festigkeits- und Gefügeentwicklung von Mörtel und Beton

3.1 Mischungszusammensetzung

Beim Mischen des Betons bilden reaktive und inerte Feinstoffe (Zement, Zusatzstoffe und Mehlkornanteil des Zuschlags) mit dem Anmachwasser einen Leim, der die größeren Zuschlagkörner umhüllt und in einem gefügedichten Beton auch die Zwickelräume zwischen den Zuschlagkörnern vollständig ausfüllt. Infolge der Hydratation der reaktiven Leimkomponenten erhärtet der Leim, so daß die in die entstandene Matrix eingebetteten Zuschlagkörner fest miteinander verbunden werden. Die Festigkeit des so entstandenen Betons wird demnach im wesentlichen vom Stoffraumanteil und von den Eigenschaften der Matrix (des Zementsteins), von den Eigenschaften des Zuschlags und vom Verbund zwischen Matrix und Zuschlag bestimmt. Der Stoffraumanteil und die Eigenschaften der Matrix werden durch die Menge und die Zusammensetzung des Leims vorgegeben. Um die Einflüsse der Leimmenge auszuschließen, wurde in diesen Untersuchungen sowohl die Zuschlagsieblinie als auch das Zuschlag- und Leimvolumen der Mörtel bzw. Betone konstant gehalten. Dabei wurde von einer Referenzmischung mit einem Feinstoffanteil von 100 Vol.-% Portlandzement und einem w/z-Wert von 0,45 ausgegangen. Für die Beurteilung der Feinstoffwirkung wurde ein Volumenanteil von 25 % des Portlandzements durch die zu beurteilenden Feinstoffe ersetzt. Durch Vergleich mit der Referenzmischung konnte dadurch sowohl die Wirksamkeit in bezug auf den Referenzzement als auch – durch Vergleich der verschiedenen Feinstoffmischungen untereinander – Unterschiede in der Wirksamkeit der verschiedenen Feinstoffe abgeschätzt werden. In Bild 2 ist beispielhaft in einem Systembild dargestellt, wie sich die Wirksamkeit eines Feinstoffs f1 mit einer gewissen Reaktivität, z.B. Flugasche, sowie die eines nahezu inerten Feinstoffs f2, z.B. Kalksteinmehl, auf die Festigkeitsentwicklung gegenüber der Referenzmischung darstellt.

Für die Druckfestigkeitsuntersuchungen wurden die Mörtelprismen 1 Tag abgedeckt in Formen und anschließend bis zur Prüfung unter Wasser, die 15-cm-Betonwürfel 1 Tag in Formen, 6 Tage unter Wasser und anschließend bis zur Prüfung im Klimaraum 20 °C/65 % r.L. gelagert.

Um den Einfluß der unterschiedlichen Zuschlagoberflächen zwischen Mörteln und Betonen möglichst klein zu halten, wurden die

the mixing water which surrounds the coarser aggregate grains and, in a concrete with a dense microstructure, also completely fills the interstitial spaces between the aggregate grains. The paste hardens as a result of the hydration of the reactive paste components so that the aggregate grains embedded in the resulting matrix are joined rigidly to one another. The strength of the resulting concrete is therefore determined essentially by the percentage of components by volume and by the properties of the matrix (the hardened cement paste), by the properties of the aggregate, and by the bond between matrix and aggregate. The percentage of components by volume and the properties of the matrix are predetermined by the quantity and composition of the paste. Both the aggregate grading curve and the volumes of aggregate and paste in the mortars or concretes were kept constant in these investigations in order to eliminate the influence of the quantity of paste. The starting point was a reference mix with a fines fraction of 100 vol.% Portland cement and a w/c ratio of 0.45. For assessing the action of fines 25 vol.% of the Portland cement was replaced by the fines to be assessed. This meant that by comparison with the reference mix it is possible to assess both the effectiveness with reference to the reference cement and also – by comparison of the different fines mixtures with one another – differences in the effectiveness of the different fines. In a system diagram Figure 2 shows an example of how a fines f1 with a certain reactivity, e.g. fly ash, and a virtually inert fines f2, e.g. limestone meal, affect the strength development when compared with the reference mix.

For the compressive strength tests the mortar prisms were stored for one day in covered moulds and then underwater until testing, and the 15 cm concrete tubes were stored for one day in moulds, 6 days underwater and then in a 20 °C/65 % r.h. climatic chamber until testing.

In order to keep the influence of the difference in aggregate surface area between mortars and concretes as small as possible the concretes and mortars were made up so that the aggregates were surrounded with a “paste layer of the same thickness”. At the same paste layer thickness and the same water/cement ratio the mortar with a maximum aggregate size of 4 mm had a paste content of 370 l/m³ and the concrete with a maximum aggregate size of 16 mm had a paste content of 300 l/m³. The cement content of the reference mixes was therefore 480 kg/m³ for the mortars and 390 kg/m³ for the concretes. The volumetric proportion of the fines matrix formed in the mortar after hardening is therefore higher than in concrete so that in spite of the equal paste layer thickness the fines can have a greater effect in the mortar than in the concrete. Because of the greater specific surface area of the mortar aggregate this is also true for the effect in the aggregate surface zone.

The particle size distribution was fitted to the RRSB distribution function as part of this investigation to enable a direct compari-

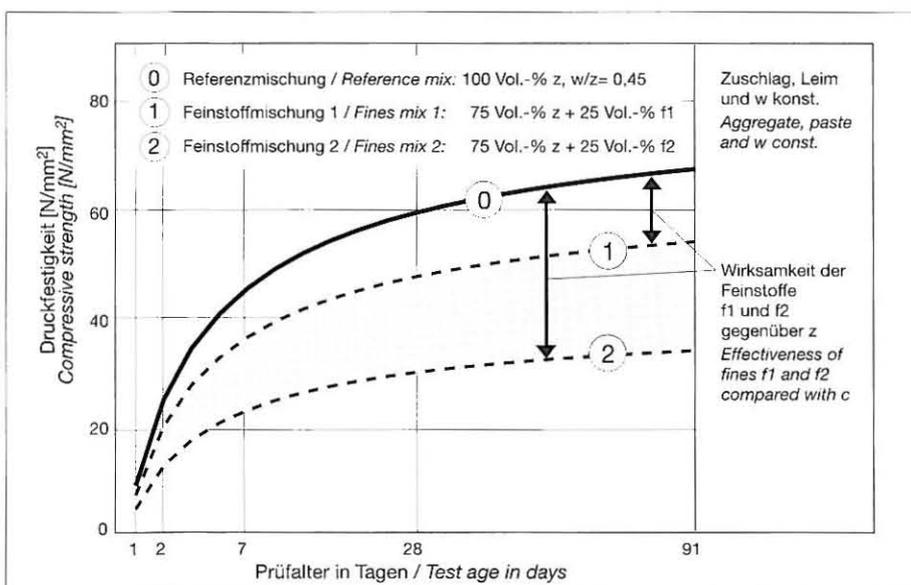


Bild 2: Systembild, Wirksamkeit von Feinstoffen f1 reaktiv und f2 inert in bezug auf die Referenzmischung sowie Vergleich unterschiedlicher Feinstoffwirkung

Figure 2: System diagram, effectiveness of fines f1 and f2 relative to the reference mix and comparison of the differing action of the fines

Betone und Mörtel so zusammengesetzt, daß die Zuschläge mit einer „Leimschicht der gleichen Dicke“ umhüllt waren. Bei gleicher Leimschichtdicke und gleichem Wasser-Zement-Wert ergab sich für den Mörtel mit 4 mm Größtkorn ein Leimgehalt von 370 l/m³, für den Beton mit 16 mm Größtkorn von 300 l/m³. Der Zementgehalt der Referenzzmischungen betrug somit bei den Mörteln 480 kg/m³ und bei den Betonen 390 kg/m³. Analog dazu ist der Volumenanteil der nach der Erhärtung gebildeten Feinstoffmatrix im Mörtel höher als im Beton, so daß sich die Wirkungen der Feinstoffe im Mörtel trotz gleicher Leimschichtdicke stärker als im Beton auswirken können. Dies gilt, wegen der größeren spezifischen Oberfläche des Mörtelzuschlags, auch für die Wirkung in der Zuschlagrandzone.

Um einen direkten Vergleich aller Feinstoffe zu ermöglichen, wurde im Rahmen dieser Untersuchung eine Anpassung der Kornverteilung an die RRSB-Verteilungsfunktion vorgenommen, [37]. Somit wird die Feinheit aller untersuchten Feinstoffe durch zwei Parameter der RRSB-Funktion beschrieben: Der Lageparameter x' ist die Korngröße x bei einer Massenverteilungssumme von 63,2 % und charakterisiert damit die Feinheit des Partikelkollektivs. Die Breite der Kornverteilung wird durch das Steigungsmaß n (Streuungsparameter) beschrieben. Es ist um so größer, je enger die Verteilungsbreite der Korngrößenverteilung ist.

3.2 Einfluß der Granulometrie inerte Feinstoffe

Ausgehend von dem durch die Referenzzmischung vorgegebenen konstanten Leimvolumen wurde der Feststoffanteil des Leims zu 75 Vol.-% aus einem Portlandzement CEM I 32,5 R und zu 25 Vol.-% durch Kalksteinmehle unterschiedlicher Verteilungsbreite ($n = 0,81$ bis 1,04) zusammengesetzt. Der w/z-Wert betrug dadurch 0,60. Alle Kalksteinmehle besaßen etwa die gleiche Feinheit (spezifische Oberfläche $S_{m, Blaine}$ rd. 4800 cm²/g). Die Festigkeitsentwicklung der Mörtel und Betone in Abhängigkeit vom Steigungsmaß n der Kalksteinmehle ist in den Bildern 3 (a) und (b) dargestellt.

Bei den Mörteln (Bild 3 [a]) war im Alter von 28 und 90 Tagen eine geringfügige, baupraktisch nicht signifikante Festigkeitsabnahme mit enger werdender Kornverteilungsbreite (steigendem Anstieg n) des Kalksteinmehls zu beobachten, beim Beton (Bild 3 [b]) hingegen nur in jungem Alter von 2 und 7 Tagen. Diese Tendenz entspricht dem erwarteten physikalischen Einfluß, da sich der durch die Wasserfilmdicke gekennzeichnete Abstand der Partikel und somit die Gefügedichte der Matrix mit enger werdender Verteilungsbreite des Kalksteinmehls geringfügig erhöht. Insgesamt

son to be made of all fines [37]. The fineness of all fines investigated is described by two parameters of the RRSB function: the position parameter x' is the particle size x at a cumulative mass distribution of 63.2%, and therefore characterizes the fineness of the particle population. The width of the particle size distribution is described by the slope n (parameter of variation). It is larger the narrower the width of the particle size distribution.

3.2 Influence of the granulometry of inert fines

Starting from the constant paste volume defined by the reference mix the fines fraction of the paste was made up of 75 vol.% of a CEM I 32.5 R Portland cement and 25 vol.% limestone meals with different widths of distribution ($n = 0.81$ to 1.04). The w/c value was 0.60. All the limestone meals had approximately the same fineness (specific surface area $S_{m, Blaine}$ of about 4800 cm²/g). The strength development of the mortars and concretes is shown in Figures 3 (a) and (b) as a function of the slope n of the limestone meals.

With the mortars (Figure 3 (a)) a slight decrease in strength, which has no practical significance from the construction point of view, was observed at 28 and 90 days as the width of the particle size distribution of the limestone meal became narrower (increasing slope n), while with concrete (Figure 3 (b)) this only occurred in the young material at 2 and 7 days. This trend corresponds to the expected physical effect as the distance between the particles, characterized by the water film thickness, and hence the microstructural density of the matrix is increased slightly as the width of distribution of the limestone meal becomes narrower. However, as a whole, the strength differences were so small that they lay within the range of variation of the test.

3.2.1 Influence of fineness

For this investigation the fines fraction of the fines paste was again made up of 75 vol.% of CEM I 32.5 R Portland cement and 25 vol.% limestone meals, but of different finesses (Blaine specific surface area 4730 to 10430 cm²/g). The w/c ratio was again 0.60. All the limestone meals had about the same width of distribution (slope n about 1.00). The strength development of the mortars and concretes is shown in Figures 4 (a) and (b) as a function of the specific surface area $S_{m, Blaine}$ of the limestone meals.

No influence of the fineness could be detected initially with the mortars shown in Figure 4 (a) which were produced without using

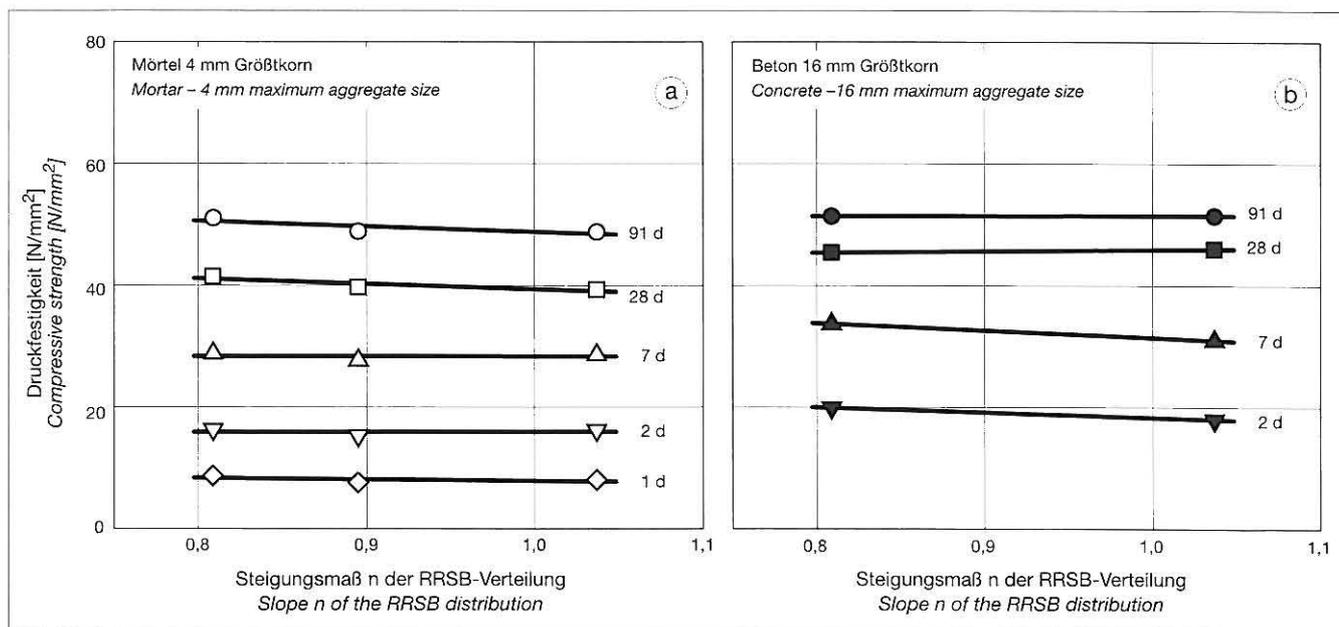


Bild 3: Einfluß der Verteilungsbreite (Anstieg n) von Kalksteinmehlen auf die Festigkeitsentwicklung; (a) Mörtel (Leimgehalt = 370 l/m³, $z = 360$ kg/m³, $f_{Kalkst.} = 105$ kg/m³, $w/z = 0,60$); (b) Beton (Leimgehalt = 300 l/m³, $z = 292,5$ kg/m³, $f_{Kalkst.} = 85$ kg/m³, $w/z = 0,60$)

Figure 3: Influence of the width of distribution (slope n) of limestone meals on the strength development of; (a) mortar (paste content = 370 l/m³, $c = 360$ kg/m³, $f_{limest.} = 105$ kg/m³, $w/c = 60$) and of; (b) concrete (paste content = 300 l/m³, $c = 292,5$ kg/m³, $f_{limest.} = 85$ kg/m³, $w/c = 60$)

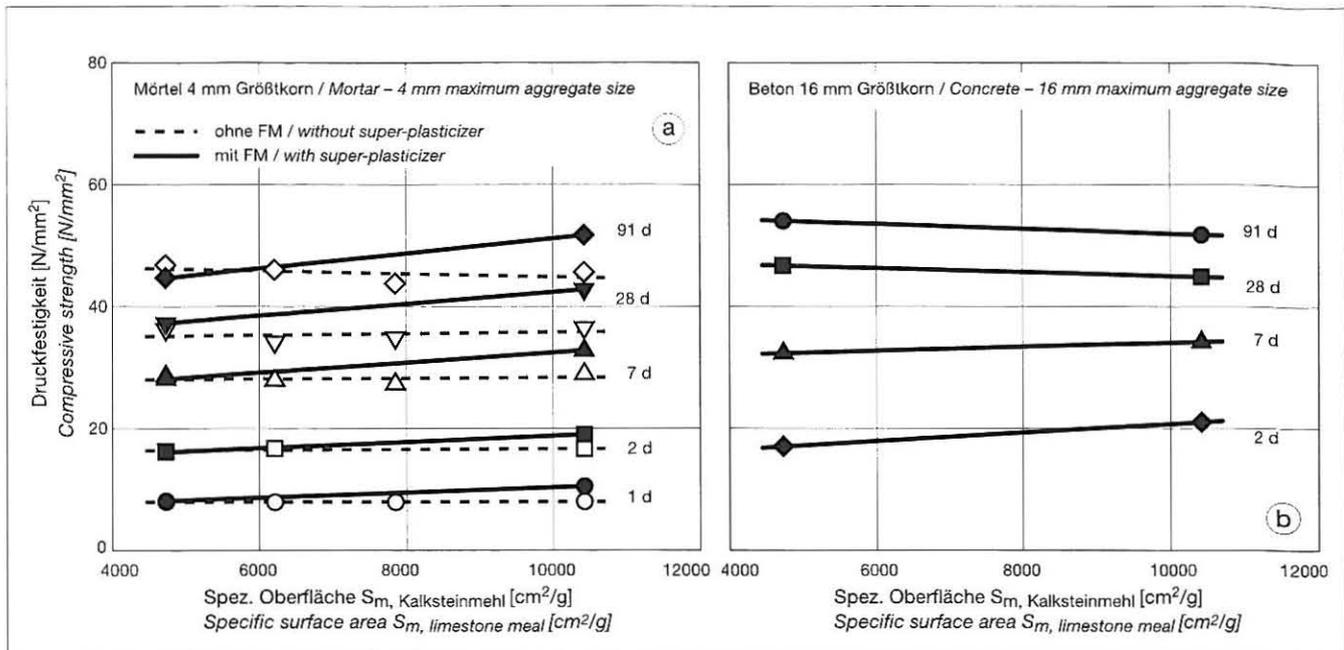


Bild 4: Einfluß der Feinheit von Kalksteinmehlen auf die Festigkeitsentwicklung; (a) Mörtel (Leimehalt = 370 l/m³, z = 360 kg/m³, f_{kalkst.} = 105 kg/m³, w/z = 0,60); (b) Beton (Leimehalt = 300 l/m³, z = 292,5 kg/m³, f_{kalkst.} = 85 kg/m³, w/z = 0,60)
 Figure 4: Influence of the fineness of limestone meals on the strength development of; (a) mortar (paste content = 370 l/m³, c = 360 kg/m³, f_{limest.} = 105 kg/m³, w/c = 60) and of; (b) concrete (paste content = 300 l/m³, c = 292,5 kg/m³, f_{limest.} = 85 kg/m³, w/c = 60)

waren die Festigkeitsunterschiede jedoch so gering, daß sie im Rahmen der Prüfstreuung lagen.

3.2.1 Einfluß der Feinheit

Auch für diese Untersuchung wurde der Feststoffanteil des Feinstoffleims wiederum zu 75 Vol.-% aus einem Portlandzement CEM I 32,5 R und zu 25 Vol.-% durch Kalksteinmehle jedoch unterschiedlicher Feinheit (spezifische Oberfläche nach Blaine 4730 cm²/g bis 10430 cm²/g) zusammengesetzt. Der w/z-Wert betrug dadurch wiederum 0,60. Alle Kalksteinmehle besaßen etwa die gleiche Verteilungsbreite (Steigungsmaß n rd. 1,0). Die Festigkeitsentwicklung der Mörtel und Betone in Abhängigkeit von der spezifischen Oberfläche S_{m, Blaine} der Kalksteinmehle ist in den Bildern 4 (a) und (b) dargestellt.

Bei den Mörteln gemäß Bild 4 (a), die ohne Verwendung eines Fließmittels hergestellt wurden, war zunächst kein Einfluß der Feinheit zu erkennen. Da bei sehr feinen Stoffen Agglomerationen der Partikel auftreten, welche die Granulometrie und Packungsdichte nachteilig verändern, wurden in einem weiteren Versuch die Mischungen mit dem Kalksteinmehl hoher spezifischer Oberfläche, sowie zum Vergleich die mit Kalksteinmehl normaler spezifischer Oberfläche, unter Verwendung eines Fließmittels wiederholt. Es zeigte sich, daß die Fließmittelzugabe bei Kalksteinmehl mit normaler spezifischer Oberfläche keinen Einfluß auf die Festigkeit hatte, während durch die Dispergierung der sehr feinen Kalksteinmehle eine erkennbare Verbesserung der Festigkeit auftrat. Bei den entsprechenden Versuchen mit Betonen (Bild 4 [b]) wurde nur die Frühfestigkeit nach 1 und 2 Tagen mit zunehmender Feinheit etwas erhöht, in höherem Alter kann aus den geringen Festigkeitsunterschieden kein systematischer Einfluß der Feinheit abgeleitet werden.

Die mit zunehmender Feinheit der Kalksteinmehle erzielten Festigkeitsverbesserungen können mit einer Erhöhung der Gefügedichte der Matrix begründet werden. Mit steigender spezifischer Oberfläche wird der durch die Wasserfilmdicke gekennzeichnete Abstand aller Feinstoffpartikel geringer, wodurch die Gefügedichte und somit die Festigkeit der Matrix zunimmt. Der Zusammenhang zwischen der nach [37] ermittelten Wasserfilmdicke und der Frühfestigkeit von Mörteln ist in Bild 5 noch einmal verdeutlicht. Neben dem inerten Kalksteinmehl sind im Bild zusätzlich die Festigkeiten der Mörtel mit Quarzmehl eingezeichnet, da auch Quarzmehl kaum Hydratationsprodukte bilden kann und somit als

a superplasticizer. Agglomeration of the particles occurs with very fine substances and this causes a deterioration in the granulometry and packing density, so the mixes with limestone meal of high specific surface area and, for comparison, those with limestone meal of normal specific surface area, were repeated in another trial using a superplasticizer. It was apparent that the addition of superplasticizer had no effect on the strength of limestone meal of normal specific surface area, but with the very fine limestone meals the dispersion produced a discernable improvement in strength. In the corresponding tests with concretes (Figure 4 (b)) only the early strength after 1 and 2 days was somewhat increased with increasing fineness, but at greater ages it is not possible to deduce any systematic influence of the fineness from the small differences in strength.

The strength improvements achieved with increasing fineness of the limestone meals may be due to an increase in the density of the matrix microstructure. The spacing between all fine particles,

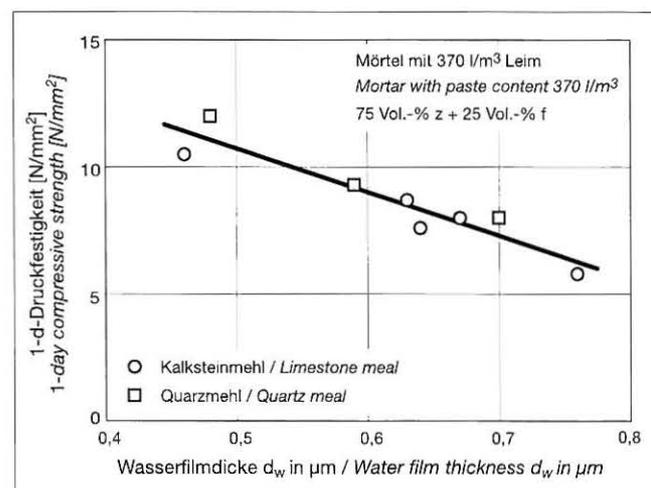


Bild 5: Zusammenhang zwischen der nach [37] ermittelten Wasserfilmdicke d_w und der Frühfestigkeit der Mörtel nach einem Tag
 Figure 5: Relationship between water film thickness d_w and early strength of the mortar after one day

weitgehend inert einzustufen ist. Bei einer Verringerung der Wasserfilmdicke um rd. 0,30 μm infolge der Erhöhung der Feinheit der genannten Feinstoffe konnte bei den Mörteln eine Erhöhung der Frühfestigkeit um rd. 5 N/mm^2 erzielt werden.

3.2.2 Wirksamkeitsfaktor inerte Feinstoffe

Bei der Verwendung von sehr feinem Kalksteinmehl stellte sich die Frage, welche Feinheit der inerte Austauschstoff aufweisen muß, damit die chemisch-mineralogische Reaktivität des ersetzten Zements bzw. Zementklinkers kompensiert wird (Wirksamkeitsfaktor). Dies ist durch die Erhöhung der Feinheit bei üblichen Austauschmengen zwischen 15 Vol.-% und 25 Vol.-% offenbar nicht möglich. Die den Portlandzementen ähnelnde Festigkeitsentwicklung von Portlandkalksteinzementen CEM II/A-L [38] kann deshalb nur durch eine gezielte aufeinander abgestimmte Korngrößenverteilung von Portlandzementklinker und Kalksteinmehl bei höherer Feinheit des Zementklinkers erklärt werden. Um dies zu überprüfen, wurden Mörtel hergestellt, bei denen zum einen ein CEM I 52,5 R ($S_{m, \text{Blaine}} = 5650 \text{ cm}^2/\text{g}$) und zum anderen ein CEM I 32,5 R ($S_{m, \text{Blaine}} = 3130 \text{ cm}^2/\text{g}$) in einer Menge von 25 Vol.-% (entspricht einem Massenanteil von 17 %) durch ein Kalksteinmehl üblicher Feinheit ($S_{m, \text{Blaine}} = 3110 \text{ cm}^2/\text{g}$) ausgetauscht wurde. Die Festigkeitsentwicklung dieser Mörtel, sowie zum Vergleich die eines Mörtels mit einem Zement CEM II/A-L 32,5 R (Kalksteinanteil ebenfalls 17 M.-%) und die des Referenzmörtels mit CEM I 32,5 R, sind in Bild 6 dargestellt. In Bild 7 sind die dazugehörigen Kornverteilungskurven enthalten.

Aus dem Bild 6 geht hervor, daß die Festigkeitsentwicklung des Mörtels mit CEM I, CEM II/A-L und des mit Portlandzementklinker höherer Feinheit im Labor hergestellten Portlandkalksteinzementes im baupraktischen Sinne vergleichbar war. Hierfür war es notwendig, wie Bild 7 zeigt, den volumenmäßigen Anteil von Bestandteilen sehr kleiner Korngröße zu erhöhen. Das geschah wie bei der werkmäßigen Herstellung von Portlandkalksteinzement durch die Verwendung eines Portlandzementklinkers größerer Feinheit und eines darauf abgestimmten Kalksteinmehls. Wurde diese Abstimmung nicht durchgeführt, wie bei der Verwendung eines Portlandzementklinkers mit geringeren Anteilen kleiner Korngröße, konnte nur ein niedrigeres Festigkeitsbildungsvermögen erzielt werden. Mit den im Zementwerk gegebenen Produktionsvoraussetzungen können die Feinheit des vorliegenden Portlandzementklinkers und Kalksteinmehls so aufeinander abgestimmt werden, daß markt- und anforderungsgerechte Portlandkalksteinzemente nach DIN 1164-1 mit hohem Festigkeitsbildungsvermögen hergestellt werden können.

characterized by the water film thickness, becomes smaller with increasing specific surface area, so the density of the microstructure, and hence the strength of the matrix, increases. The relationship between the water film thickness determined as described in [37] and the early strength of mortars is illustrated once again in Figure 5. In addition to the inert limestone meal the diagram also shows the strength of mortar with quartz meal, as quartz meal is hardly able to form any hydration products and can therefore be classified as substantially inert. With a reduction of the water film thickness by about 0.3 μm as a result of the increase in fineness of the above-mentioned fines the mortars achieved an increase of about 5 N/mm^2 in the early strength.

3.2.2 Effectiveness factor of inert fines

When very fine limestone meal is used there is the question of the fineness required by the inert replacement material to compensate for the chemico-mineralogical reactivity of the cement or cement clinker replaced (effectiveness factor). This is clearly not possible by increasing the fineness with the normal replacement quantities of between 15 and 25 vol.%. The strength development of CEM II/A-L Portland limestone cements which resembles that of the Portland cements [38] can therefore only be explained by carefully controlled matching of the particle size distribution of the Portland cement clinker and the limestone meal, using finer cement clinker. This was checked by producing mortars in which, on the one hand, a CEM I 52.5 R cement ($S_{m, \text{Blaine}} = 5650 \text{ cm}^2/\text{g}$) and, on the other hand, a CEM I 32.5 R cement ($S_{m, \text{Blaine}} = 3130 \text{ cm}^2/\text{g}$) were replaced in a quantity of 25 vol.% (corresponding to a mass fraction of 17%) by a limestone meal of normal fineness ($S_{m, \text{Blaine}} = 3110 \text{ cm}^2/\text{g}$). The strength developments of these mortars and, for comparison, that of a mortar with a CEM II/A-L 32.5 R cement (limestone fraction also 17% by mass), and that of the reference mortar with CEM I 32.5 R cement are shown in Figure 6. The associated particle size distribution curves are given in Figure 7.

From Figure 6 it can be seen that the strength developments of the mortar made with CEM I, CEM II/A-L and with the Portland limestone cement produced in the laboratory with Portland cement clinker of greater fineness were comparable for practical building purposes. To achieve this it was necessary, as shown in Figure 7, to raise the proportions by volume of constituents with very small particle sizes. As with the factory production of Portland limestone cement, this was carried out by using a Portland cement clinker of greater fineness and a matching limestone meal. Only a poor strength-forming ability could be achieved if this matching was not carried out, such as when using a Portland cement clinker with a

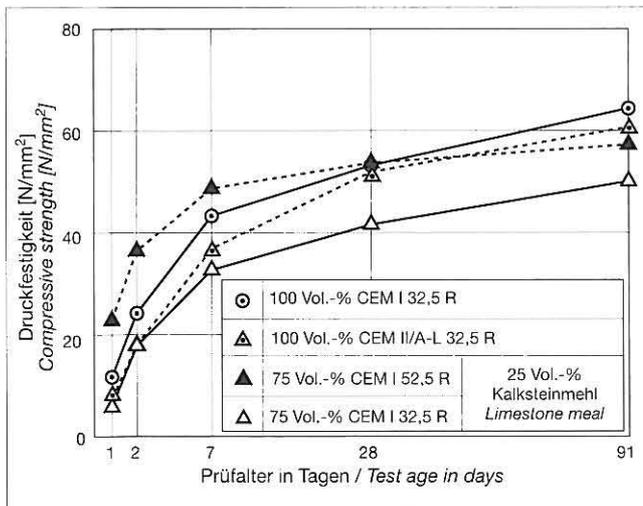


Bild 6: Festigkeitsentwicklung von Mörtel mit Portlandzement und Portlandkalksteinzementen, die unterschiedliche Kornverteilungen aufweisen ($\rho_0 = 480 \text{ kg}/\text{m}^3$, $w = 216 \text{ kg}/\text{m}^3$, Leim = $370 \text{ l}/\text{m}^3$)
 Figure 6: Strength development of mortar as a function of the fineness of the Portland cement clinker containing 25 vol.% limestone relative to c_0 ($c_0 = 480 \text{ kg}/\text{m}^3$, $w = 216 \text{ kg}/\text{m}^3$, paste = $370 \text{ l}/\text{m}^3$)

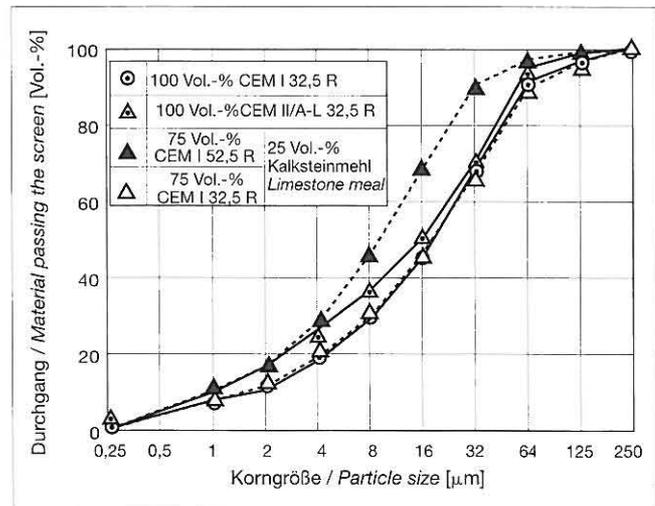


Bild 7: Kornverteilung des Portlandzements und der Portlandkalksteinzemente
 Figure 7: Particle size distribution of the Portland cement and of the Portland limestone cements

3.3 Einfluß der chemisch-mineralogischen Wirksamkeit der Feinstoffe

3.3.1 Zusammenhang zwischen Gefügedichte und Festigkeit

Unter chemisch-mineralogischer Wirksamkeit der Feinstoffe, im folgenden als Reaktivität bezeichnet, ist die Fähigkeit dieser Stoffe zu verstehen, selbst oder zusammen mit dem bei der Zementhydratation freigesetzten Calciumhydroxid festigkeitsbildende Reaktionsprodukte zu bilden (durch hydraulische, latent-hydraulische oder puzzolanische Reaktion). Demzufolge wird die Porosität der Matrix in Abhängigkeit vom reagierten Anteil der Feinstoffe vermindert, während gleichzeitig die Festigkeit der Matrix zunimmt. Der Zusammenhang zwischen der nach [37] ermittelten Gesamtporosität und der 28-Tage-Druckfestigkeit ist für die untersuchten Mörtel in Bild 8 (a) dargestellt.

Anhand der Darstellung in Bild 8 (a) ist lediglich ein tendenzieller Zusammenhang in dem Sinne erkennbar, daß die Festigkeit mit abnehmender Gesamtporosität zunimmt. Da die Gesamtporosität einen sehr weiten Porengrößenbereich umfaßt, der sowohl die Gel- als auch die Kapillarporen einschließt, ist dies nicht verwunderlich. Für einen besseren Zusammenhang muß deshalb zusätzlich die Porenstruktur berücksichtigt werden. Bei Betrachtung eines charakteristischen Kennwerts der Porengrößenverteilung, wie in diesem Fall dem mittleren Porenradius r_{50} (Bild 8 [b]) wird deshalb ein deutlich engerer Zusammenhang zwischen der Porenstruktur und der 28-Tage-Druckfestigkeit sichtbar.

3.3.2 Einfluß der Reaktivität bei Stoffen gleicher Feinheit

Um physikalisch bedingte Einflüsse auszuschließen, wurden Stoffe nahezu gleicher Kornverteilung eingesetzt. Da auch gegenüber der Referenzmischung ohne Zusatzstoff kein physikalisch bedingter Einfluß auftreten sollte, entsprach ihre Kornverteilung in etwa der des eingesetzten Zements CEM I 32,5 R. Dieser wurde in einer Menge von 25 Vol.-% durch Flugasche sowie vergleichend dazu durch Kalksteinmehl und Quarzmehl ersetzt. Der w/z-Wert erhöhte sich dadurch auf 0,60. Zum Vergleich wurde ein Portlandhüttenzement CEM II/B-S in die Mörteluntersuchungen mit einbezogen. Dieser CEM II/B-S wurde im Labor durch Austausch von 25 M.-% des Referenzzements CEM I 32,5 R gegen eine gleiche Menge Hütten sand ähnlicher Feinheit hergestellt. Die Festigkeitsentwicklung der Mörtel und Betone mit den so zusammengesetzten Leimen geht aus den Bildern 9 (a) und (b) hervor.

Bei den Mörteln, dargestellt in Bild 9 (a), führte die Verwendung von Gesteinsmehlen bis zum Alter von 91 Tagen zu einer Festigkeitsverminderung um rd. 30 %. Bei Verwendung von Flugasche war gegenüber den Gesteinsmehlen ab dem 28. Tag ein Festigkeitszuwachs zu erkennen, so daß die Festigkeitsverminderung gegenüber der Referenzmischung nach 91 Tagen nur rd. 13 % betrug. Der Festigkeitszuwachs ab dem 28. Tag ist auf die puzzolanische Reaktion der Flugasche zurückzuführen, die zur Bildung zusätzlicher Hydratationsprodukte führt und somit eine Verdichtung des Gefüges bewirkt. Mit dem CEM II/B-S wurde bereits nach 7 Tagen die Festigkeit der Referenzmischung erreicht. Die latent-hydraulische Reaktion des Hüttenandes verlief offensichtlich ab diesem Zeitpunkt ähnlich schnell wie die Hydratation des Portlandzementklinkers, so daß auch nach 28 und 91 Tagen keine nennenswerten Unterschiede zwischen den Festigkeiten des Mörtels aus dem Referenzzement CEM I und dem Laborvergleichszement CEM II/B-S bestanden. Bei den Betonen (Bild 9 [b]) wurden hinsichtlich der chemisch-mineralogischen Reaktivität der Feinstoffe tendenziell die gleichen Wirkungen wie bei den Mörteln festgestellt. Bei Mörteln und Betonen, bei denen der Anmachwassergehalt durch eine Anrechnung der Flugasche mit dem k-Faktor von 0,4 gesenkt wird, wurden die Ergebnisse der Referenzmischung näherungsweise erreicht.

3.3.3 Einfluß der Granulometrie reaktiver Feinstoffe auf deren Wirksamkeit

Der Einfluß der Feinheit auf die Reaktivität und somit die Festigkeit muß für jede Stoffart einzeln betrachtet werden, da sich einerseits der zeitliche Verlauf der chemisch-mineralogischen Reaktionen unterscheidet, und die Feinstoffe andererseits ein sehr unterschiedliches Potential reaktiver Bestandteile besitzen. In den fol-

lower proportion of small particle sizes. With the production facilities available in the cement works it is possible to match the fineness of the available Portland cement clinker and limestone meal to one another so that Portland limestone cements conforming to DIN 1164-1 can be produced with high strength-forming capabilities which are acceptable to the market and meet the specifications.

3.3 Influence of the chemico-mineralogical effectiveness of the fines

3.3.1 Relationship between microstructural density and strength

The chemico-mineralogical effectiveness of the fines, referred to below as reactivity, is taken to mean the ability of the substances, either alone or together with the calcium hydroxide liberated during the cement hydration, to form strength-forming reaction products (through hydraulic, latent-hydraulic or pozzolanic reactions). The porosity of the matrix is reduced as a function of the proportion of fines which has reacted, while at the same time the strength of the matrix increases. The relationship between the total porosity determined as described in [37] and the 28-day compressive strength is shown in Figure 8 (a) for the mortars examined.

The diagram in Figure 8 (a) only shows that the strength tends to increase with decreasing total porosity. The total porosity covers

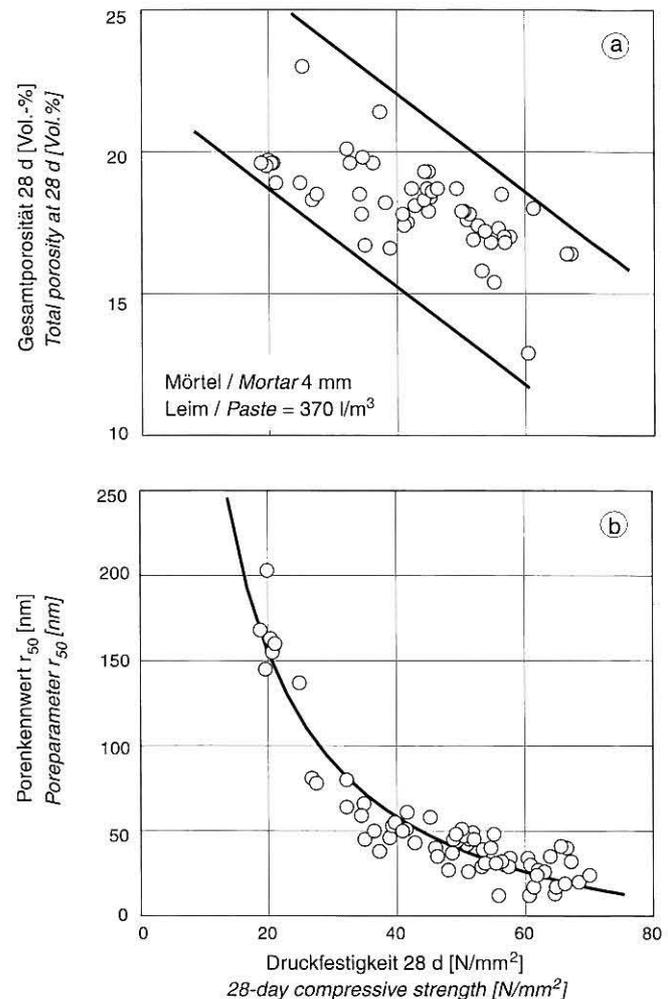


Bild 8: Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit nach 28 Tagen und: a) der nach 28 Tagen experimentell ermittelten Gesamtporosität der Mörtel ($\rho_0 = 480 \text{ kg/m}^3$, $w = 216 \text{ kg/m}^3$, Leim = 370 l/m^3) und b) dem nach 28 Tagen experimentell ermittelten Medianwert der Porenverteilung r_{50}

Figure 8: Relationship between 28-day compressive strength and: a) a total porosity of the mortar determined experimentally after 28 days ($\rho_0 = 480 \text{ kg/m}^3$, $w = 216 \text{ kg/m}^3$, paste = 370 l/m^3) and b) the median value of the pore distribution r_{50} determined experimentally after 28 days

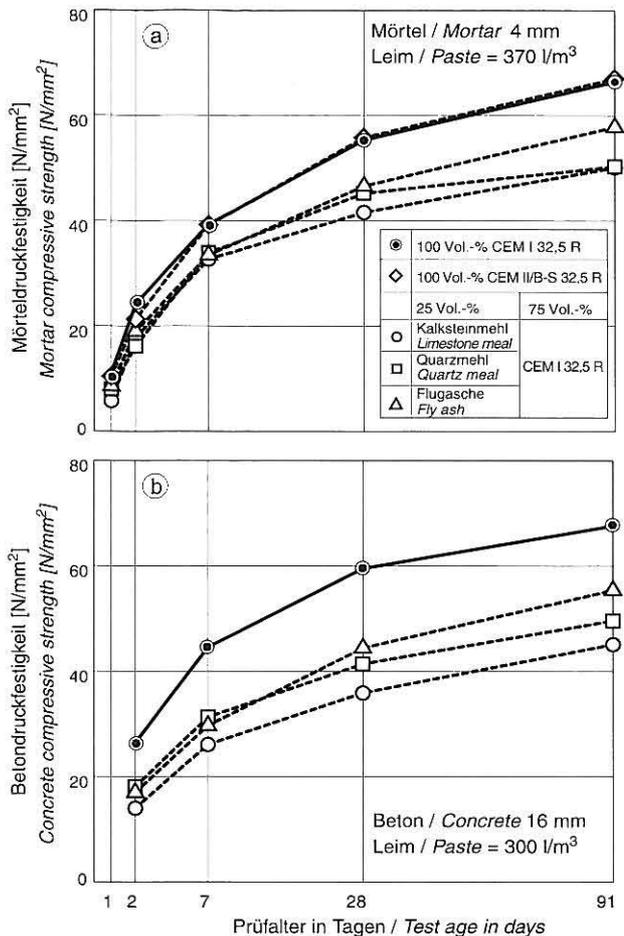


Bild 9: Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Reaktivität verschiedener Feinstoffe (f) gleicher Kornverteilung: a) Mörtel mit 4 mm Größtkorn ($c_0 = 480 \text{ kg/m}^3$, $f = 25 \text{ Vol.-%}$ von c_0 , $w = 216 \text{ kg/m}^3$, Leim = 370 l/m³) und b) Betone mit 16 mm Größtkorn ($c_0 = 390 \text{ kg/m}^3$, $f = 25 \text{ Vol.-%}$ von c_0 , $w = 175,5 \text{ g/m}^3$, Leim = 300 l/m³)
Figure 9: Strength development as a function of the reactivity of different fines with the same particle size distribution: a) Mortars with 4 mm maximum aggregate size ($c_0 = 480 \text{ kg/m}^3$, $f = 25 \text{ vol.-%}$ of c_0 , $w = 216 \text{ kg/m}^3$, paste = 370 l/m³) b) concretes with 16 mm maximum aggregate size ($c_0 = 390 \text{ kg/m}^3$, $f = 25 \text{ vol.-%}$ of c_0 , $w = 175,5 \text{ kg/m}^3$, paste = 300 l/m³)

genden Bildern 10 (a) und (b) ist die Druckfestigkeit von Mörteln, bei denen der Feststoffanteil der Matrix zu 75 Vol.-% aus einem Portlandzement CEM I 32,5 R und zu 25 Vol.-% aus verschiedenen puzzolanischen und inerten Feinstoffen zusammengesetzt wurde, in Abhängigkeit von der Feinheit dieser Stoffe (Lageparameter x') dargestellt. Die erhöhte Feinheit wurde durch Mahlung in Labormøhlen erzielt. Der w/z-Wert der Mörtel betrug 0,60. Da sich Reaktionsbeginn und -verlauf in Abhängigkeit von der Feinstoffart unterscheiden, erfolgt die Darstellung für verschiedene Prüfzeitpunkte von 2 bis zu 91 Tagen. In den Bildern sind zusätzlich die Festigkeiten der Mörtel mit den inerten Kalksteinmehlen unterschiedlicher Feinheit angegeben, um den infolge der Reaktivität erzielten Festigkeitsbeitrag vom physikalisch bedingten Anteil trennen zu können. Die Festigkeit der Mörtel mit den inerten Kalksteinmehlen wird deshalb jeweils als Referenzwert für die Beurteilung der Reaktivität zugrunde gelegt. Vergleichend wurde wiederum ein labormäßig hergestellter Portlandhüttenzement CEM II/B-S, bestehend aus 75 % des Referenzzements CEM I 32,5 R und 25 % Hüttsand unterschiedlicher Feinheit, in die Untersuchungen mit eingebracht.

Kalksteinmehl: Wie bereits in Abschnitt 3.2.1 erläutert, führt die Erhöhung der Feinheit von inerten Kalksteinmehlen infolge der physikalischen Füllereffekte nur zu einem sehr geringen Festigkeitszuwachs bei den Mörteln. Der Festigkeitszuwachs war nach 2,

a very wide pore size range, which includes both gel pores and capillary pores, so this is not surprising. The pore structure must therefore also be taken into account to obtain a better relationship. A considerably tighter relationship can therefore be seen between the pore structure and the 28-day compressive strength if a characteristic parameter of the pore size distribution, such as in this case the average pore radius r_{50} (Figure 8 (b)), is examined.

3.3.2 Influence of reactivity with materials of equal fineness

Materials of virtually the same particle size distribution were used in order to exclude factors of physical origin. There was also to be no physical influence when compared to the reference mix without any additions so the particle size distribution corresponded approximately to that of the CEM I 32.5 R cement used. 25 vol.-% of this were replaced by fly ash and, for comparison, by limestone meal and quartz meal. The w/c ratio was increased to 0.60. A CEM II/B-S Portland slag cement was included in the mortar investigations for comparison. This CEM II/B-S cement was produced in the laboratory by replacing 25 % by mass of the CEM I 32.5 R reference cement with the same quantity of blastfurnace slag of similar fineness. The strength development of the mortars and concretes made with the pastes of these compositions can be seen in Figures 9 (a) and (b).

With the mortars shown in Figure 9 (a) the use of stone meal led to a reduction in strength of about 30% up to 91 days. When fly ash was used an increase in strength compared with the stone meal was detected after the 28th day, so the loss of strength compared to the reference mix was only about 13% after 91 days. The growth in strength after the 28th day can be attributed to the pozzolanic reaction of the fly ash which leads to the formation of additional hydration products and therefore produces a densification of the microstructure. The CEM II/B-S cement reached the same strength as the reference mix after only 7 days. From this point the latent-hydraulic reaction of the blastfurnace slag clearly takes place at a similar speed to the hydration of the Portland cement clinker so that after 28 and 91 days there were no appreciable differences between the strengths of the mortars made with the CEM I reference cement and the CEM II/B-S laboratory comparison cement. With the concretes (Figure 9 (b)) the same trend as with the mortars was established with respect to the chemico-mineralogical reactivity of the fines. Mortars and concretes in which the mixing water content is reduced by including the fly ash in the calculation with a k-factor of 0.4 achieved approximately the same results as the reference mix.

3.3.3 Influence of the granulometry of reactive fines on their effectiveness

The influence of fineness on the reactivity, and hence on the strength, must be considered individually for each type of material, because not only does the behaviour with time of the chemico-mineralogical reactions differ, but the fines also have reactive constituents with very different potentials. Figures 10 (a) and (b) show the compressive strengths of mortars, in which the solids fraction of the matrix consists of 75 vol.-% CEM I 32.5 R Portland cement and 25 vol.-% of various pozzolanic or inert fines, as a function of the fineness of these materials (position parameter x'). The increased fineness was achieved by grinding in laboratory mills. The mortars had a w/c ratio of 0.60. The start and behaviour pattern of the reaction differ depending on the type of fines so the diagram shows different test times from 2 up to 91 days. The strengths of the mortars made with inert limestone meals of differing finenesses are also given in the diagrams in order to be able to separate strength contributions achieved as a result of reactivity from the physical contribution. The strengths of the mortars with the inert limestone meals are therefore used in each case as a reference value for assessing the reactivity. For comparison, a CEM II/B-S Portland slag cement produced in the laboratory and consisting of 75% CEM I 32.5 R reference cement and 25% blastfurnace slag of differing finenesses was again included in the investigations.

Limestone meal: As already described in Section 3.2.1, raising the fineness of inert limestone meals leads to only a very slight increase in strength in the mortars as a result of the physical filler ac-

7, 28 und 91 Tagen etwa gleich, so daß die Wirkung allein auf die mit steigender Feinheit etwas größere Packungs- und somit Gefügedichte der Matrix zurückgeführt werden kann.

Quarzmehl: Bei den Mörteln mit dem Quarzmehl nahm die Festigkeit ab einem Alter von 7 Tagen mit größer werdender Feinheit des Quarzmehls erkennbar zu. Im Vergleich zum inerten Kalksteinmehl wurden bei vergleichbarer Feinheit um rd. 15 % bis 20 % höhere Festigkeiten erreicht. Dieser Festigkeitszuwachs zeigt, daß das Quarzmehl eine geringe chemisch-mineralogische Wirksamkeit aufweist, die mit zunehmender Feinheit ansteigt. Diese geringe Reaktivität des Quarzmehls kann dadurch hervorgerufen werden, daß die Quarzkristalle durch das Feinmahlen zerstört und durch Aufreißen des Kristallgitters zusätzliche Reaktionsflächen gebildet werden, sie beschränkt sich jedoch im wesentlichen auf Oberflächenreaktionen.

Flugasche: Bei den Mörteln mit verschiedenen Flugaschen nahm die Festigkeit ab dem 7. Tag mit steigender Flugaschefeinheit zu. Nach 7 und 28 Tagen wurden gegenüber dem inerten Kalksteinmehl bei vergleichbarer Feinheit um rd. 15 % bis 20 % höhere Festigkeiten erreicht. Dieser Festigkeitszuwachs ist vermutlich auf erste Oberflächenreaktionen zurückzuführen. Aus der Bestimmung des Calciumhydroxidgehaltes nach 28 Tagen kann auf sehr geringe Reaktionsgrade geschlossen werden. Nach 91 Tagen betrug der Festigkeitszuwachs gegenüber der Kalksteinmehl-Zugabe infolge der dann an der Gefügebildung beteiligten pozzolanischen Reaktion der Flugasche rd. 25 %, wobei der Einfluß der Feinheit noch zunahm. Die Festigkeitszunahme nach 91 Tagen ist auf den Anstieg des Reaktionsgrads der Flugasche zurückzuführen. Im Gegensatz zum Quarzmehl nimmt bei der Flugasche die Reaktionstiefe mit zunehmendem Alter zu. Je größer sie wird, um so stärker wirkt sich der Einfluß der Feinheit auf den Reaktionsgrad und somit auf die Gefügedichte und Festigkeit aus.

Metakaolin: Bei den Mörteln mit Metakaolin wurde immer ein Fließmittel eingesetzt, da die Partikel dieses Materials ansonsten stark zur Agglomeration neigen. Mit dem sehr feinen, pozzolanisch reagierenden Metakaolin wurde bereits nach 2 Tagen ein deutlicher, mit ansteigender Feinheit zunehmender Festigkeitszuwachs ermittelt. Offenbar reagiert das Metakaolin aufgrund seiner Feinheit und der porösen Struktur der Partikel sehr schnell, so daß sehr früh eine entsprechende Gefügedichtung erfolgt. Gegenüber dem inerten Kalksteinmehl, aber auch gegenüber den reaktiven Feinstoffen, wurden nahezu doppelt so hohe Frühfestigkeiten erreicht. Auch nach 7 und 28 Tagen betrug die Festigkeitszunahme gegenüber dem inerten Kalksteinmehl zwischen 20 % und 35 %, wobei der Einfluß der Feinheit nach 7 Tagen am stärksten sichtbar wurde. Nach 28 Tagen war die pozzolanische Reaktion des Metakaolins offensichtlich bereits weitgehend abgeschlossen, da bis

tion. The increase in strength was about the same after 2, 7, 28 and 91 days, so the effect can be attributed just to the somewhat greater packing density, and hence microstructural density, of the matrix with increasing fineness.

Quartz meal: For the mortars made with quartz meal the strength increased appreciably from the 7th day with increasing fineness of the quartz meal. Strengths were achieved which were about 15 to 20 % higher than with the inert limestone meal of comparable fineness. This increase in strength shows that the quartz meal exhibits a slight chemico-mineralogical effectiveness, which rises with increasing fineness. This slight reactivity of the quartz meal may be due to the fact that the quartz crystals are destroyed by the fine grinding and additional reaction surfaces are formed by breaking open the crystal lattice, but it is essentially confined to surface reactions.

Fly ash: With the mortars made with different fly ashes the strength increased from the 7th day with increasing fly ash fineness. Strengths were achieved after 7 and 28 days which were about 15 to 20 % higher than with the inert limestone meal of comparable fineness. This increase in strength is presumably attributable to initial surface reactions. A very low degree of reaction can be inferred from the determination of the calcium hydroxide content after 28 days. After 91 days the increase in strength compared to the addition of limestone meal was about 25 % as a result of the pozzolanic fly ash reaction then involved in the formation of the microstructure, in which the influence of fineness also increased. The increase in strength after 91 days can be attributed to the increase in degree of reaction of the fly ash. In contrast to the quartz meal the reaction depth increases with increasing age with the fly ash [37]. The greater it is the stronger is the influence of the fineness on the degree of reaction and hence on the microstructural density and strength.

Metakaolin: A superplasticizer was always used for the mortars made with metakaolin as otherwise the particles of this material have a strong tendency to agglomerate. With the very fine, pozzolanic metakaolin a significant increase in strength, increasing with increasing fineness, was determined after only 2 days. Clearly the metakaolin reacts very rapidly because of its fineness and the porous structure of the particles, so that a corresponding densification of the microstructure takes place at a very early stage. Compared to the inert limestone meal, but also to the reactive fines, almost twice the early strength was achieved. Even after 7 and 28 days the increase in strength compared with the inert limestone meal was between 20 and 35 %, the influence of fineness being most strongly apparent after 7 days. After 28 days the pozzolanic reaction of the metakaolin was clearly already largely complete, as there was only a slight increase in strength up to the 91st day. However, as with blastfurnace slag as a cement constituent, the increase in strength compared with inert limestone meal was still considerable.

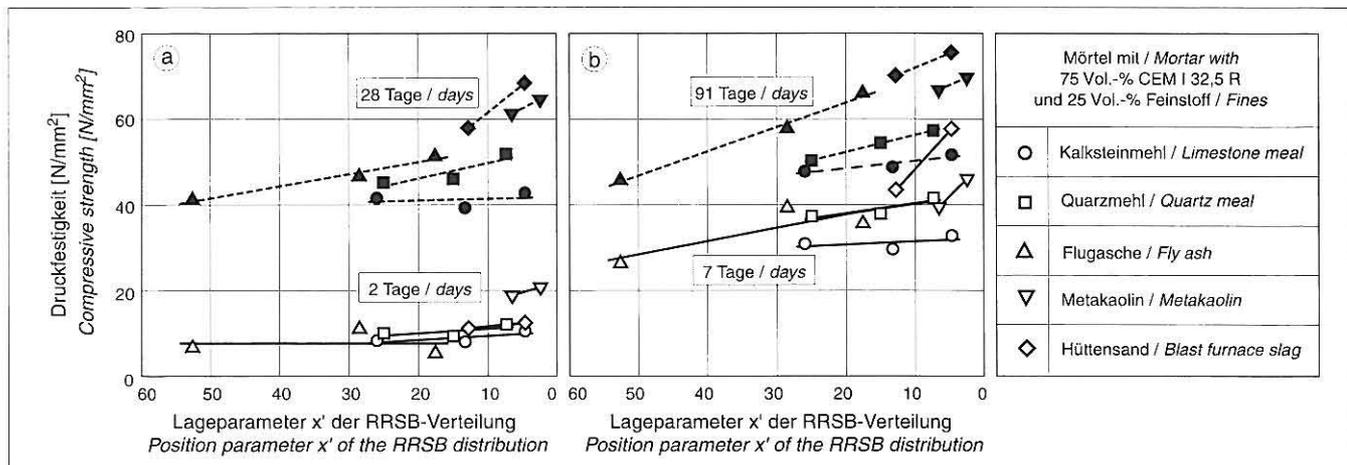


Bild 10: Einfluß der Feinheit verschiedener Stoffe (f) auf die Festigkeitsentwicklung von Mörteln ($z_0 = 480 \text{ kg/m}^3$, $f = 25 \text{ Vol.-%}$ von z_0 , $w = 216 \text{ kg/m}^3$, Leim = 370 l/m^3)

Figure 10: Influence of the fineness of different materials on the strength development of mortars ($c_0 = 480 \text{ kg/m}^3$, $f = 25 \text{ vol.-%}$ of c_0 , $w = 216 \text{ kg/m}^3$, paste = 370 l/m^3)

zum 91. Tag nur eine geringe Festigkeitssteigerung erfolgte. Wie auch beim Hüttensand als Zementbestandteil war der Festigkeitszuwachs gegenüber dem inerten Kalksteinmehl aber immer noch erheblich.

Portlandhüttenzement: Bei den Mörteln aus Portlandhüttenzement mit unterschiedlicher Feinheit des Hüttensands wurde bei sehr feinem Hüttensand (Lageparameter der RRSB-Funktion $x' = 5,39 \mu\text{m}$) zur Dispergierung ein Fließmittel eingesetzt. Die Frühfestigkeit wurde von der Hüttensandfeinheit nur unwesentlich beeinflusst. Bereits nach 7 und auch nach 28 Tagen wurde dagegen ein mit steigender Feinheit ganz erheblicher Festigkeitszuwachs ermittelt. Mit dem sehr feinen Hüttensand betrug die Festigkeitszunahme gegenüber dem inerten Kalksteinmehl rd. 40 % bis 45 %. Dies deutet auf einen sehr raschen Ablauf der latent-hydraulischen Reaktion hin, wobei die Hüttensandpartikel weitgehend zu zusätzlichen festigkeitsbildenden Hydratationsprodukten umgewandelt werden. Nach 91 Tagen war der Einfluß der Feinheit wieder etwas geringer, da die Reaktion infolge der Gefügeverdichtung verlangsamt wird. Der Festigkeitszuwachs gegenüber dem inerten Kalksteinmehl war mit über 30 % aber immer noch erheblich.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Geschwindigkeit der chemisch-mineralogischen Reaktionen der Feinstoffe mit zunehmender Feinheit der Stoffe zunimmt, das heißt, zum gleichen Zeitpunkt liegt bei feinen Stoffen ein höherer Reaktionsgrad als bei groben Stoffen vor.

Dieser Zusammenhang ist in Bild 11 für die untersuchten Feinstoffe noch einmal verdeutlicht. Im Bild ist der berechnete Reaktionsgrad über der Feinheit (Lageparameter x' der RRSB-Funktion) dargestellt. Die der Berechnung zugrunde liegende Reaktionstiefe wurde anhand experimentell bestimmter Reaktionsgrade unter Berücksichtigung der Granulometrie der Feinstoffe ermittelt [37]. Die größte Reaktionstiefe nach 28 Tagen wurde beim Hüttensandmehl, die geringste bei den Flugaschen ermittelt. Ab Lageparametern kleiner etwa $15 \mu\text{m}$ steigt der Reaktionsgrad überproportional an. Die dementsprechend größere Menge an Reaktionsprodukten führt zu einer geringeren Porosität sowie einer feineren Porenstruktur der Matrix, was sich bei allen reaktiven Feinstoffen in einem mit zunehmender Feinheit deutlichen Festigkeitsanstieg widerspiegelt. Zu diesem chemisch-mineralogischen Einfluß kommt noch der Festigkeitszuwachs infolge der bei zunehmender Feinheit dichteren Packung der Partikel, der für alle Stoffarten als gleich angenommen werden kann, hinzu.

4 Zusammenfassung

Die Verarbeitungs- und Festigkeitseigenschaften werden durch den volumenmäßigen Anteil und die stoffliche Zusammensetzung des Leims bzw. der Matrix bestimmt. Das Festigkeitsbildungsvermögen des Leims hängt ab von der Partikelgrößenverteilung der Feinstoffe im Leim und von deren chemisch-mineralogischer Reaktivität. Als Feinstoffe des Leims werden alle Stoffe mit einer Partikelgröße kleiner $125 \mu\text{m}$ betrachtet.

Mit den hier dargestellten Untersuchungen sind weitere Kenntnisse über das Zusammenwirken hydraulischer, latent-hydraulischer, puzzolanischer und inerter Bestandteile des Zementleims in Abhängigkeit von deren Partikelgrößenverteilung erarbeitet worden. Um den Einfluß unterschiedlicher, volumenbezogener Leimmengen zu kompensieren, wurden Mörtel und Betone mit gleicher Leimschichtdicke und damit gleichem Leimvolumen hergestellt. Die Feinstoffe des untersuchten Leims setzten sich zu 75 Vol.-% aus einem CEM I 32,5 R und jeweils zu 25 Vol.-% aus Hüttensand, Metakaolin, Steinkohlenflugasche sowie Kalkstein bzw. Quarzmehl zusammen.

Der Einfluß von Granulometrie und Reaktivität der Bestandteile des Leims auf das Festigkeitsbildungsvermögen der Matrix und die Gefügentwicklung von Mörtel und Betonen können wie folgt zusammengefaßt werden.

Mit zunehmender Raumauffüllung durch Hydratationsprodukten, also zunehmender Gefügedichte und Verfeinerung der Porenstruktur der Matrix, erhöht sich auch die Festigkeit des Mörtels bzw. Betons. Die Festigkeit wird von den granulometrischen Ei-

Portland slag cement: In the mortars made from Portland slag cement with varying finenesses of the blastfurnace slag a superplasticizer was used with very fine blastfurnace slag (position parameter of the RRSB function $x' = 5,39 \mu\text{m}$) to disperse the material. The early strength was only insignificantly affected by the fineness of the blastfurnace slag. On the other hand quite considerable increases in strength with increasing fineness were measured after 7 and also after 28 days. With the very fine blastfurnace slag there was a 40 to 45% increase in strength compared with inert limestone meal. This points to a very a rapid latent-hydraulic reaction, in which the blastfurnace slag particles are substantially converted to additional strength-forming hydration products. After 91 days the influence of fineness was again somewhat lower as the reaction had slowed down as a result of densification of the microstructure. However the increase in strength of over 30 % compared with the inert limestone meal was still considerable.

To summarize, it can be stated that the rate of the chemico-mineralogical reactions of the fines increases with increasing fineness of the materials, i.e. at the same point in time there is a higher degree of reaction with fine materials than with coarse materials.

This relationship is illustrated once again in Figure 11 for the fines investigated. The calculated degree of reaction is shown in the diagram against the fineness (position parameter x' of the RRSB function). The reaction depth on which the calculation is based was determined with the aid of experimentally determined degrees of reaction taking into account the granulometry of the fines [37]. The greatest reaction depth after 28 days was determined with blastfurnace slag meal and the lowest with the fly ash. From position parameters smaller than about $15 \mu\text{m}$ the degree of reaction rises disproportionately sharply. The correspondingly larger quantity of reaction products leads to a lower porosity and a finer pore structure of the matrix which, with all the reactive fines, is reflected in a significant increase in strength with increasing fineness. Added to this chemico-mineralogical effect there is also the increase in strength as a result of the denser packing of the particles with increasing fineness, which can be assumed to be equal for all types of material.

4 Summary

The workability and strength characteristics are determined by the volumetric percentage and material composition of the paste or matrix. The strength-forming ability of the paste depends on the particle size distribution of the fines in the paste and on their chem-

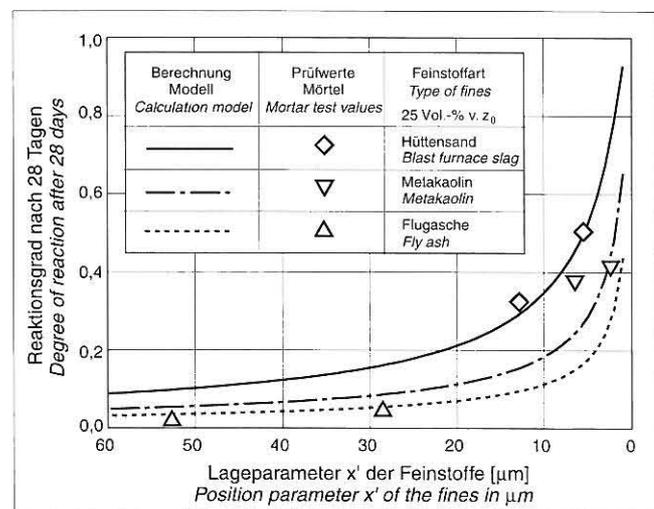


Bild 11: Einfluß der Feinheit puzzolanischer Feinstoffe (Lageparameter x') auf den Reaktionsgrad, berechnet aus der Korngrößenverteilung sowie experimentell ermittelt anhand des $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Verbrauchs im Alter von 28 Tagen

Figure 11: Influence of the fineness of pozzolanic fines (position parameter x') on the degree of reaction, calculated from the particle size distribution and determined experimentally from the consumption of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ at 28 days

genschaften der Feinstoffe um so stärker beeinflusst, je größer das Volumen der Feinstoffmatrix gegenüber dem Zuschlagvolumen ist. Es wurden folgende Wirkungen ermittelt:

- Der Festigkeitsbeitrag inerte Feinstoffe infolge der physikalischen Füllerwirkung ist im Vergleich zum Festigkeitsbeitrag infolge der chemisch-mineralogischen Wirkung reaktiver Feinstoffe gering und besitzt kaum eine baupraktische Bedeutung. Höhere Anteile inerte Feinstoffe führen zu einer Festigkeitsverminderung, die auch bei Verwendung hochfeiner inerte Stoffe nicht kompensierbar war. Die in Labor und Praxis nachgewiesenen guten Verarbeitungs- und Festigkeitsmerkmale des Portlandkalksteinzements CEM II/A-L können nur durch eine optimale granulometrische Abstimmung der Hauptbestandteile Portlandzementklinker und Kalksteinmehl im Zementwerk erreicht werden.
- Der Festigkeitsbeitrag der verschiedenen reaktiven Feinstoffe wurde bei gleicher Menge mit zunehmender Feinheit größer, und zwar deutlich über den geringen physikalisch bedingten Anteil hinaus. Dies ist auf die größere Reaktionsoberfläche, die schnellere und vollständigere Reaktion sehr feiner Partikel, sowie – insbesondere bei den puzzolanischen Feinstoffen – auf die Verbesserung der wasserreicheren Zonen um die Zuschläge zurückzuführen. Puzzolanische und latent-hydraulische Zementbestandteile, deren Feinheit drei- bis fünfmal höher als die des Portlandzementklinkers war, lieferten bei einem Anteil von 25 Vol.-% einen im Vergleich zum reinen Portlandzement rd. 10 % bis 20 % höheren Festigkeitsbeitrag.
- Der Reaktionsverlauf der puzzolanischen Feinstoffe wurde von der Feinheit entscheidend beeinflusst. Während zementfeine Puzzolane (Flugaschen) erst nach rd. 3 Monaten einen merklichen Festigkeitsbeitrag lieferten, trugen Puzzolane mit rd. fünfmal so hoher Feinheit (Metakaoline) bereits nach 2 Tagen merklich zur Festigkeitsentwicklung bei.

Die gezielte technologische Nutzung der hier vorgestellten Einflüsse von Granulometrie und Reaktivität von Feinstoffen auf die Festigkeits- und Gefügeentwicklung von Mörtel und Beton erfordert ein hohes Niveau von Produktionskontrolle und Qualitätssicherung, wie es nur in industriellen Prozessen, z.B. bei der Herstellung von Portlandkompositzementen in Zementwerken nach DIN 1164 voraus- und unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten umgesetzt werden kann.

ical and mineralogical reactivity. The fines in the paste are considered to be all substances with particle sizes smaller than 125 μm .

The investigations described here have been used to extend the understanding of the interaction of hydraulic, latent-hydraulic, pozzolanic and inert constituents of the cement paste as a function of their particle size distributions. Mortars and concretes were produced with the same paste layer thickness, and hence the same paste volume, in order to compensate for the influence of different volumetric quantities of paste. The fines in the pastes investigated were composed of 75 vol. % of a CEM I 32.5 R cement and 25 vol. % of either granulated blastfurnace slag, metakaolin, coal fly ash, limestone or quartz meal.

The influence of the granulometry and reactivity of the constituents of the paste on the strength-forming ability of the matrix and the development of the microstructure of mortars and concretes can be summarized as follows.

With increasing void filling by hydration products, i.e. increasing density of the microstructure and refinement of the pore structure of the matrix, there is also an increase in the strength of the mortar or concrete. The greater the volume of the fines matrix compared with the aggregate volume the more strongly is the strength influenced by the granulometric properties of the fines. The following effects were established:

- The strength contribution from inert fines as a result of the physical filler effect is low in comparison with the strength contribution as a result of the chemical and mineralogical action of reactive fines, and has hardly any significance in building practice. Higher percentages of inert fines led to a reduction in strength which could not be offset even with the use of extremely fine inert substances. CEM II/A-L Portland limestone cements, which are particularly widely used because of their good workability characteristics, achieve a strength-forming ability similar to that of Portland cements only through optimum granulometric matching of the principal constituents – Portland cement clinker and limestone meal.
- For the same quantity, the strength contribution of the various reactive fines became larger with increasing fineness, and in fact significantly beyond the small amount due to physical causes. This is attributable to the greater reaction surface area, the more rapid and more complete reaction of very fine particles, and – especially with the pozzolanic fines – to the improvement in zones of higher water content around the aggregate. At a proportion of 25 vol. % the pozzolanic and latent-hydraulic cement constituents with finenesses which were three to five times higher than that of the Portland cement clinker provided strength contributions which were about 10 to 20% higher than with pure Portland cement.
- The course of reaction of the pozzolanic fines was affected decisively by the fineness. Cement-fine pozzolanic materials (fly ash) only provided an appreciable strength contribution after about 3 months, but pozzolanic materials with about five times higher fineness (metakaolin) contributed appreciably to the strength development after only 2 days.

The desired technical utilization of the above-mentioned effects of the granulometry and reactivity of the fines on the development of the strength and microstructure of mortar and concrete requires a high level of production control and quality assurance. This can only be expected and implemented cost-effectively during industrial processes, e.g. in the production of Portland composite cements in cement works operating in accordance with DIN 1164.

Literatur

- [1] Peronius, N. and Sweeting, T. J.: On the Correlation of Minimum Porosity with Particle Size Distribution: *Powder Technology* 42 (1985), S. 113-121.
- [2] Andersen, P. J. and Johansen, V.: Particle Packing and Concrete Properties. *RH & H Bulletin* 43 (1993), S. 32-37.
- [3] Yu, A. B., Bridgwater, J. and Burbidge, A.: On the modelling of the packing of fine particles. *Powder Technology* 92 (1997), S. 185-194.
- [4] Gutteridge, W. A., and Dalziel, J. A.: Filler Cement: The Effect of the Secondary Component on the Hydration of Portland Cement. Part I. A Fine Non-hydraulic Filler. *Cement and Concrete Research* 20 (1990) No. 5, S. 778-782. Part 2: Fine hydraulic binders. *Cement and Concrete Research* No. 6, S. 853-861.
- [5] Locher, F. W.: Zement – Aufbau und Eigenschaften des Zementsteins. *Ullmanns Enzyklopädie der technischen Chemie*, Band 24, S. 565-568, Verlag Chemie, Weinheim, 1983.
- [6] Uchikawa, H. and Okamura, T.: Binary and Ternary Blended Cements. *Progress in Cement and Concrete – Mineral Admixtures in Cement and Concrete* (Ed. S. N. Ghosh), Vol. 4 (1993), S. 1-83.

- [7] Bentz, D. P. and Garboczi, E. J.: Simulation Studies of the Effects of Mineral Admixtures on the Cement Paste-Aggregate Interfacial Zone. *ACI Materials Journal* 88 (1991) H. 5, S. 518-529.
- [8] Larbi, J. A.: Microstructure of the Interfacial Zone around Aggregate Particles in Concrete. *Heron* 38 (1993) No. 1, Delft University of Technology.
- [9] Nilsen, U., Sandberg, P. and Folliard, K.: Influence of Mineral Admixtures on the Transition Zone in Concrete. *Proceedings of the International RILEM Conference "Interfaces in Cementitious Composites"*, Chap. 7, E & FN Spon, London 1992.
- [10] Ollivier, J. P., Maso, J. C. and Bourdette, B.: Interfacial Transition Zone in Concrete. *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 2, No. 1, Januar 1995, S. 30-38.
- [11] Odler, I. and Hinrichs, W.: Investigation of the hydration of Portland blastfurnace slag cement: composition, structure and properties of the hydrated material. *Advances in Cement Research* 2 (1989), No. 5, S. 15-20.
- [12] Hardt, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlensflugasche und ihr Einfluß auf die Betoneigenschaften. Dissertation RWTH Aachen 1995, Heft 448 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [13] Atlasi, E. H.: Nonevaporable Water and Degree of Cement Hydration in Silica Fume-Cement Systems. *Proceedings 5th International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*. Milwaukee 1995, S. 703-717.
- [14] Roy, D. M. and Malek, R. I. A.: Hydration of Slag Cement. *Progress in Cement and Concrete - Mineral Admixtures in Cement and Concrete* (Ed. S.N. Ghosh), Vol. 4 (1993), S. 84-117.
- [15] Wischers, G., und Richartz, W.: Einfluß der Bestandteile und der Granulometrie des Zements auf das Gefüge des Zementsteins. *beton* 32 (1982) H. 9, S. 337-341 und H. 10, S. 379-386.
- [16] Keienburg, R.-R.: Kornverteilung und Normfestigkeit von Portlandzementen. Dissertation Universität Karlsruhe 1976.
- [17] Rendchen, K.: Einfluß der Granulometrie von Zement auf die Eigenschaften des Frischbetons und auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Festbetons. Dissertation RWTH Aachen 1985.
- [18] Kuhlmann, K., Ellerbrock H.-G., und Sprung, S.: Korngrößenverteilung und Eigenschaften von Zement, Teil 1: Festigkeit von Portlandzement. *Zement-Kalk-Gips* 38 (1985) H. 4, S. 169-178.
- [19] Schiller, B.: Mahlbarkeit der Hauptbestandteile des Zements und ihr Einfluß auf den Energieaufwand beim Mahlen und die Zementeigenschaften. Dissertation RWTH Aachen 1992.
- [20] Blunk, G., Brand, J., Kollo, H., und Ludwig, U.: Zum Einfluß der Korngrößenverteilung von Hüttensand und Klinker auf die Eigenschaften von Hochofenzementen. *Zement-Kalk-Gips* 41 (1988) H. 12, S. 616-623.
- [21] Sprung, S. und Siebel, E.: Beurteilung der Eignung von Kalkstein zur Herstellung von Portlandkalksteinzement (PKZ). *Zement-Kalk-Gips* 44 (1991), H. 1, S. 1-11.
- [22] Schiller, B. und Ellerbrock, H.-G.: Mahlung und Eigenschaften von Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen. *Zement-Kalk-Gips* 45 (1992) H. 7, S. 325-334.
- [23] Ellerbrock, H.-G.: Korngrößenverteilung und Eigenschaften von Zement - Teil III: Einflüsse von Mahlprozessen. *Zement-Kalk-Gips* 43 (1990), H. 1, S. 13-19.
- [24] Ehrenberg, A.: Weiterentwicklung von Hochofenzementen im Hinblick auf ihre Anfangsfestigkeit. *Beton-Informationen* 1/2 (1996), S. 12-18.
- [25] Siebel, E., und Sprung, S.: Einfluß des Kalksteins im Portlandkalksteinzement auf die Dauerhaftigkeit von Beton. *Beton* 41 (1991) H. 3, S. 113-117 u. H. 4, S. 185-188.
- [26] Penttala, V. und Komonen, J.: High Strength Concrete produced by a low Binder Amount. *Proceedings 4th International Symposium on Utilization of High-strength/-High-performance concrete*, Paris (1996), S. 223-233.
- [27] Payá, J., Monzó, J., Borrachero, E. P. and González-López, E.: Mechanical Treatments of Fly Ashes. Part III: Studies on Strength Development of Ground Fly Ashes (GFA) - Cement Mortars. *Cement and Concrete Research*, Vol. 27 (1997), No. 9, S. 1365-1377.
- [28] Monzó, J., Payá, J. and Peris-Mora, E.: A Preliminary Study of Fly Ash Granulometric Influence on Mortar Strength. *Cement and Concrete Research*, Vol. 24 (1994), No. 4, S. 791-796.
- [29] Müller, C. und Schießl, P.: Einfluß der Granulometrie von Steinkohlensflugaschen auf die Eigenschaften von Beton. *Forschungsbericht F 301* (1995), Institut für Bauforschung, RWTH Aachen.
- [30] Sybertz, F.: Beurteilung der Wirksamkeit von Steinkohlensflugaschen als Betonzusatzstoff. Dissertation RWTH Aachen 1993. Heft 434 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin 1993.
- [31] Zhang, M.H. and Malhotra, V.M.: Characteristics of a Thermally Activated Alumo-Silicate Pozzolanic Material and its Use in Concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 25 (1995), No. 8, S. 1713-1725.
- [32] Curcio, F., DeAngelis, B. A. and Pagliolico, S.: Metakaolin as a Pozzolanic Microfiller for High-Performance Mortars. *Cement and Concrete Research* 28 (1998), No. 6, S. 803-809.
- [33] Goldman, A. and Bentur, A.: Properties of Cementitious Systems Containing Silica Fume or Nonreactive Microfillers. *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 1 (1994), No. 5, S. 209-215.
- [34] Malhotra, V. M.: Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. *Proceedings 4th International Conference*, Milwaukee, 1995.
- [35] High Strength Concrete - State of the Art Report. FIP-SR 90/1/CEB Bulletin d'Information No. 197. FIP-CEB Working Group on High Strength Concrete, 1990.
- [36] Wagner, J. P. und Hauck, H. G.: Nanosilica - ein Zusatz für dauerhaften Beton. *Wiss. Zeitschrift der IAB Weimar*, Vol. 40 (1994), S. 183-187.
- [37] Reschke, Th.: Einfluß der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügeentwicklung und die Festigkeit von Beton. *Diss. in Vorbereitung*.
- [38] Manns, W., Thielen, G. und Lasowski, C.: Bewertung der Ergebnisse von Prüfungen zur bauaufsichtlichen Zulassung von Portlandkalksteinzementen. *Beton* 48 (1998), H. 12, S. 779/784.

Selbstverdichtender Beton – ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton

Self compacting concrete – another stage in the development of the 5-component system of concrete

Übersicht

Selbstverdichtender Beton wurde vor rund zehn Jahren in Japan erstmals unter der Bezeichnung „Self Compacting Concrete“ hergestellt. Er weist die besondere Frischbetoneigenschaft auf, allein unter dem Einfluß der Schwerkraft zu entlüften und bis zum Niveaueausgleich zu fließen. Grundlage dieses Betons sind ein hoher Mehlkorn- und Fließmittelgehalt bei normalem Zementgehalt und Wasserzementwert. Vorteilhaft kann dieser Beton besonders dann sein, wenn die Rüttelverdichtung wegen starker Bewehrung oder ungünstig geformter Bauteile besonders schwierig ist, aber auch bei hohen Sichtbetonwänden oder Fertigteilen. Da selbstverdichtender Beton weder im Mehlkorngehalt noch in der Konsistenz den Vorgaben der DIN 1045 entspricht, wurden im Forschungsinstitut erste vergleichende Untersuchungen an einem Rüttelbeton und einem entsprechenden selbstverdichtenden Beton mit dem Ziel vorgenommen, die Anwendbarkeit abzusichern. Beide Betone erfüllten im übrigen die Anforderungen der DIN 1045 an einen Beton für Außenbauteile. Beschrieben werden die rheologischen Grundlagen sowie Durchführung und Ergebnisse von Frisch- und Festbetonprüfungen.

Abstract

Self compacting concrete (SCC) was first produced about 10 years ago in Japan. The unset concrete has the special property that it deaerates just under the influence of gravity and flows to a uniform level. The basis of this concrete is a high content of ultrafines and super-plasticizer with a normal cement content and water/cement ratio. This concrete can be especially advantageous where vibration compaction is particularly difficult because of heavy reinforcement or unfavourably shaped components, and also with high fair-face concrete walls or precast units. Self compacting concrete does not comply with the requirements of DIN 1045 in respect of either the consistency or the content of ultrafines, so preliminary comparative investigations were carried out at the Research Institute on a vibrated concrete and a corresponding self compacting concrete with the object of confirming its usability. In fact, both concretes fulfilled the requirements of DIN 1045 for a concrete for external components. A description is given of the rheological principles and of the procedure and results of the tests on the unset and hardened concretes.

1 Einleitung

Die Eigenschaften von Beton werden nach Frischbeton- und Festbetoneigenschaften unterschieden. Wichtige Frischbetoneigenschaften sind z.B. Verarbeitbarkeit (Konsistenz), Wasserrückhaltevermögen („Bluten“), Verarbeitbarkeitszeit, Grünstandfestigkeit und Kapillarschwinden (Frühschwinden).

Wichtige Festbetoneigenschaften, die auch als „Gebrauchseigenschaften“ bezeichnet werden, sind z.B. Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, E-Modul, Austrocknungsschwinden, Frostwiderstand und Karbonatisierungswiderstand.

Alle Betoneigenschaften beruhen auf der Variation der Ausgangsstoffe Zement, Zuschlag, Wasser, Zusatzstoffe und Zusatzmittel (5-Stoff-System) nach Art und Menge, siehe Bild 1.

Seit jeher stand die zielsichere Herstellung der gewünschten Festbetoneigenschaften an der Spitze der betontechnischen Entwicklung. Die wichtigste Steuergröße in dieser Hinsicht war und ist der Wasserzementwert, der die Festigkeit und die Dichte des Zementsteins und des Betons überwiegend bestimmt. Solange nur das 3-Stoff-System Zement, Zuschlag, Wasser bekannt war, mußte die Konsistenz des Frischbetons im wesentlichen über den Zementleimgehalt, d.h. das Volumen von Zement und Wasser je Kubikmeter Beton, gesteuert werden [1]. Da der Zementleim mit abnehmendem Wasserzementwert zunehmende Viskosität (Zähigkeit) aufweist, begrenzte die erforderliche Verarbeitbarkeit die Herstellung von Betonen mit höchstmöglicher Festigkeit. Beton-

1 Introduction

With concrete a distinction is made between the properties of fresh concrete and hardened concrete. Important fresh concrete properties include workability (consistency), water retention (“bleeding”), workability time, green stability and capillary shrinkage (early shrinkage).

Important hardened concrete properties, also known as “working properties” include compressive strength, flexural tensile strength, elastic modulus, drying shrinkage, freeze-thaw resistance and carbonation resistance.

All concrete properties are based on variations in the type and quantity of the constituents – cement, aggregate, water, additions and admixtures (5-component system) – see Fig. 1.

Concrete technology development has always focussed on reliable production of the required hardened concrete properties. The most important manipulated variable in this respect was, and is, the water/cement ratio, which is predominantly responsible for the strength and impermeability of the hardened cement paste and of the concrete. When the only known system was the 3-component system comprising cement, aggregate, and water the consistency of the fresh concrete had essentially to be controlled by the cement paste content, i.e. the volume of cement and water per cubic metre of concrete [1]. Cement paste exhibits increasing viscosity with decreasing water/cement ratio, so the production of concretes with very high strengths was restricted by the necessary workability.

technische Entwicklungen auf dem Gebiet der Zusatzmittel, wie Betonverflüssiger (BV) und Fließmittel (FM) ermöglichen es seit rund 30 Jahren, Betonkonsistenz und Wasserzementwert zunehmend unabhängig voneinander steuern zu können. Die erforderlichen hohen Betonierleistungen für große Bauwerke und die steigenden Lohnkosten führten zunächst dazu, daß die erweiterte Möglichkeit zur Verflüssigung des Zementleims überwiegend zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit genutzt wurde. Daraus ergab sich die Einführung der Regelkonsistenz KR und des Fließbetons [2] in Deutschland.

Die zweite Entwicklungsrichtung, bei der die verflüssigende Wirkung von BV und FM überwiegend zur Wassereinsparung mit dem Ziel der Steigerung der Dichte und Festigkeit des Betons benutzt wurde (siehe Folgeausgaben von [2]), wurde besonders aktuell, als der Zusatzstoff Silicastaub verfügbar war. Dieser sehr reaktive Zusatzstoff aus fast reinem SiO₂ bildet mit einem Teil des bei der Zementhydratation entstehenden Calciumhydroxids zusätzliches Calciumsilikathydrat, das für die Festigkeitsbildung maßgebend ist. Nicht nur die Festigkeit des Zementsteins selbst, sondern vor allem auch der Verbund zu den Zuschlagsoberflächen konnte damit erheblich verbessert werden. Die Verwendung von Fließmitteln und von hohen Zementgehalten war bei der Herstellung von Betonen mit Silicazusatz unumgänglich. Das Ergebnis war der „Hochfeste Beton“ mit Druckfestigkeiten von über 100 N/mm² [3]. Bereits hier fiel auf, daß bestimmte hochfeste Betone, insbesondere solche mit vermindertem Größtkorn, ein bis dahin nicht beobachtetes rheologisches Verhalten aufwiesen: Die Betone ließen sich in eng bewehrte Bauteile pumpen, füllten jeden freien Raum innerhalb der Schalung ohne Rüttelverdichtung aus und neigten zum vollständigen Gefälleausgleich [4].

Die Weiterentwicklung der Fließmittel in Japan und die Umsetzung der neu geschaffenen Möglichkeiten durch die technologischen Zentren japanischer Baukonzerne führten vor rund zehn Jahren zur Entwicklung eines Betons im normalen Festigkeitsbereich, den die Japaner „Self Compacting Concrete“ (SCC), zu deutsch „Selbstverdichtender Beton“ (SVB), nannten [5, 6]. Kennzeichnende Eigenschaften dieses Betons sind:

- entmischungsfreies Fließen, „wie Honig“, fast bis zum vollständigen Niveaueausgleich,
- fast vollständiges Entlüften des Betons während des Fließens,
- Ausfüllen jedes Hohlraums innerhalb der Schalung einschließlich aller Aussparungen, Bewehrungszwischenräume usw., und dies ohne die aufwendige Verdichtungsarbeit mit dem Rüttler.

Concrete technology developments in the field of admixtures, such as plasticizers and super-plasticizers, has made it possible for about the last 30 years for concrete consistency and water/cement ratio to be controlled increasingly independently of one another. The high level of concrete performance required for large structures and the rising cost of labour meant that at first the increased ability to liquefy the cement paste was mainly used to improve the workability. This resulted in the introduction in Germany of the KR standard consistency and of flow concrete [2].

The second direction of the development, in which the liquefying action of plasticizers and super-plasticizers was used predominantly to save water with the aim of raising the impermeability and strength of the concrete (see subsequent issues of [2]), was particularly relevant because silica fume was available as an addition. This very reactive addition made of almost pure SiO₂ reacts with part of the calcium hydroxide produced during cement hydration to form additional calcium silicate hydrate, which governs the strength formation. This greatly improved not only the strength of the hardened cement paste itself but also, in particular, the bond with the surface of the aggregate. The use of super-plasticizers and high cement contents was unavoidable when producing concretes with added silica. The result was “high strength concrete” with compressive strengths of over 100 N/mm² [3]. At this stage it had become apparent that certain high strength concretes, especially those with reduced quantities of the top aggregate size, exhibited a rheological behaviour which had not previously been observed: the concretes could be pumped into components with closely spaced reinforcement, filled all the free space within the formwork without vibrated compaction, and tended to produce complete self-levelling [4].

Further development of super-plasticizers in Japan, and utilization of the newly created potential by the technological centres of Japanese building companies, led about 10 years ago to the development of a concrete in the normal strength range which the Japanese called “Self Compacting Concrete” (SCC) [5, 6]. The characteristic properties of this concrete are:

- it flows “like honey” with no segregation, until almost completely level,
- almost complete de-aeration of the concrete while it is flowing,
- every void within the formwork is filled, including all recesses, interstitial spaces in the reinforcement, etc.,

and this is without any expensive compaction work with a vibrator.

These properties are achieved by a substantially increased content of ultrafines (grain size ≤ 0.125 mm) [4, 5, 7, 8] which, together with the water and super-plasticizer, form the supportive, highly viscous, suspension (paste), in which all the coarser aggregate

Stoff	Beispiele für die Varianten
Zement	<ul style="list-style-type: none"> • Zementarten • Zementfestigkeitsklassen • besondere Eigenschaften
Zuschlag	<ul style="list-style-type: none"> • normal, leicht, schwer • natürlich, künstlich <ul style="list-style-type: none"> · Sand, Kies · Brechsand, Splitt • Kornaufbau, Sieblinie
Wasser	<ul style="list-style-type: none"> • Begrenzung betonschädlicher Inhaltsstoffe
Zusatzstoffe	<ul style="list-style-type: none"> • Flugasche, Traß, Silicastaub • Gesteinsmehl • Pigmente, Kunststoff(-dispersion) • Fasern (Stahl, Glas, Kunststoff)
Zusatzmittel	<ul style="list-style-type: none"> • BV, FM, LP, DM, VZ, BE, ST, CR, RH

Bild 1: Beton als 5-Stoff-System

Material	Examples of the variables
Cement	<ul style="list-style-type: none"> • Cement types • Cement strength classes • Special properties
Aggregate	<ul style="list-style-type: none"> • normal, light-weight, heavy • natural, synthetic <ul style="list-style-type: none"> · Sand, Gravel · Crusher sand, Chippings • Particle structure, Grading curve
Water	<ul style="list-style-type: none"> • Limitation of contents harmful to concrete
Additions	<ul style="list-style-type: none"> • Fly ash, Trass, Silica fume • Stone dust • Pigments, Synthetic dispersion • Fibres (Steel, Glass, Plastic)
Admixtures	<ul style="list-style-type: none"> • Plasticizer, Super-plasticizer, Accelerator, Retarder etc.

Fig. 1: Concrete as a 5-component system

Die genannten Eigenschaften werden durch einen wesentlich erhöhten Mehlkorngehalt (Korn $\leq 0,125$ mm) erreicht [4, 5, 7, 8], der mit Wasser und Fließmittel die tragfähige Suspension (Leim) hoher Viskosität bildet, in der alle größeren Zuschlagkörner entmischungsfrei „schwimmen“. Dabei ist es grundsätzlich gleichgültig, ob das Mehlkorn z.B. aus Zement, Flugasche, Metakaolin, Silicastaub oder inertem Gesteinsmehl besteht, sofern nur die Suspension im Zusammenwirken mit dem Fließmittel die erforderliche rheologische Eigenschaft aufweist.

Das bisher geltende Prinzip für Rüttelbetone, eine möglichst weitgehende Hohlräumfüllung im Beton durch Zuschlag mit Korn $> 0,125$ mm zu erreichen – in der Regel sind dies rd. 70 Vol.-% des Betons –, kann für SVB nicht aufrechterhalten werden. Bei diesem muß der Anteil der Mehlkornsuspension rd. 40 Vol.-% oder mehr betragen, damit die größeren Zuschläge die Fließbewegung nicht behindern [5]. Die Zusammensetzung des Mehlkorns innerhalb der Suspension richtet sich nach den gewünschten Festbetoneigenschaften, z.B. begrenzter Wasserzementwert für Außenbauteile ($w/z \leq 0,60$) oder $w/z < 0,30$ für die Festigkeitsklasse B 115.

Die extensive Nutzung der Variationsmöglichkeiten im 5-Stoff-System Beton reichen heute vom Beton normaler Festigkeitsklasse als Rüttelbeton oder SVB, über den Hochfesten Beton bis zum „Béton de Poudre Réactive“ [9, 10, 11]. Bei letzterem handelt es sich um einen selbstverdichtenden Beton mit Druckfestigkeiten über 200 N/mm^2 , der in den letzten Jahren in Frankreich entwickelt wurde. Das Größtkorn beträgt dabei nur $0,5$ mm! Die Bilder 2 und 3 zeigen eine Übersicht über die Volumina der Bestandteile in den genannten Betonen und die jeweils dazugehörigen Festigkeitsbereiche. Über erste Bauausführungen mit normalfesten und hochfesten selbstverdichtenden Betonen wird aus Kanada, Frankreich, Japan, den Niederlanden, Österreich und den USA [15, 17, 14, 16, 4] berichtet. Bild 4 zeigt einen Teil der Fassade des Königlichen Schauspielhauses in Den Haag, die aus normalfestem selbstverdichtenden Beton geschößweise „aus einem Guß“ hergestellt wurde.

Man kann davon ausgehen, daß SVB keinen höheren Mindestzementgehalt erfordert als nach DIN 1045 verlangt wird; z.B.

gate grains “float” without segregation. In principle this is equally true whether the ultrafines consist of, for example, cement, fly ash, metakaolin, silica fume or inert stone meal, provided only that the suspension in conjunction with the super-plasticizer exhibits the required rheological property.

The principle which has applied to vibrated concretes, of filling the voids in the concrete as completely as possible with aggregates of grain size $> 0,125$ mm – as a rule this constitutes about 70 vol.% of the concrete – cannot be maintained for self compacting concrete. In this case the percentage of the ultrafines suspension has to be about 40 vol.% or more so that the coarser aggregate does not hinder the flow movement [5]. The composition of the ultrafines in the suspension is governed by the hardened concrete properties required, e.g. restricted water/cement ratio for external components ($w/c \leq 0,60$) or $w/c < 0,30$ for the B 115 strength class.

The extensive utilization of the possible variations within the 5-component system which constitutes concrete now ranges from concrete of the normal strength class in the form of vibrated concrete or SCC, by way of high strength concrete to „Béton de Poudre Réactive“ [9, 10, 11]. This last is a self compacting concrete with compressive strengths of over 200 N/mm^2 which has been developed in recent years in France. The top aggregate size is only $0,5$ mm! Figs. 2 and 3 provide an overview of the volumes of the constituents in the concretes mentioned and the associated strength ranges. There are reports from Canada, France, Japan, the Netherlands, Austria and the USA [15, 17, 14, 16, 4] on initial experience with construction work using normal strength and high strength self compacting concretes. Fig. 4 shows part of the façade of the Royal Theatre in the Hague built in storeys “in one pour” with normal strength, self compacting, concrete.

It can be assumed that SCC does not require a higher minimum cement content than is required by DIN 1045; e.g. exterior component concrete in the form of self compacting concrete with a minimum cement content of 270 kg/m^3 and $w/(c+k:f) \leq 0,60$. SCCs run contrary to the stipulations of DIN 1045, firstly because of the ultrafines content, which exceeds the maximum values in DIN 1045, Table 3, and secondly because of the flow diameter of over 70 cm

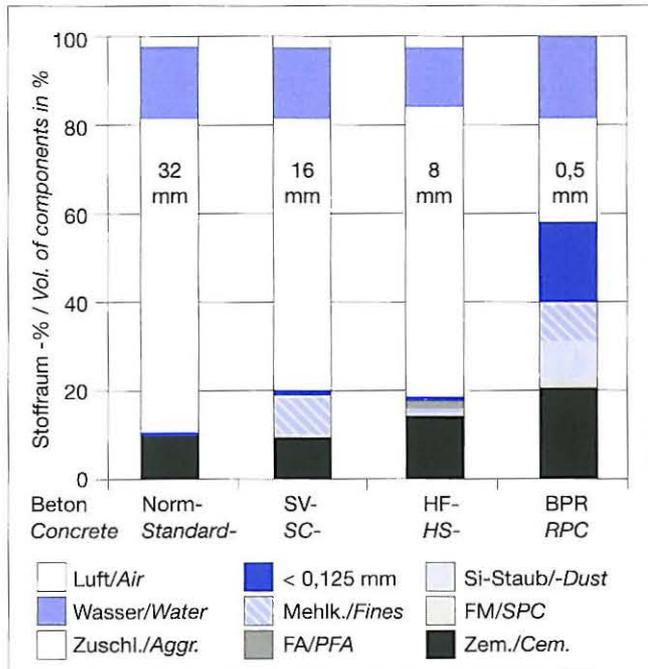


Bild 2: Stoffraumanteile für Rüttelbetone (Normalfester Beton, Hochfester Beton) sowie für Selbstverdichtende Betone (Normalfester Beton, Béton de Poudre Réactive)

Fig. 2: Percentage of components by volume in vibrated concretes (normal strength concrete, high strength concrete) and in self compacting concretes (normal strength concrete, Reactive Powder Concrete)

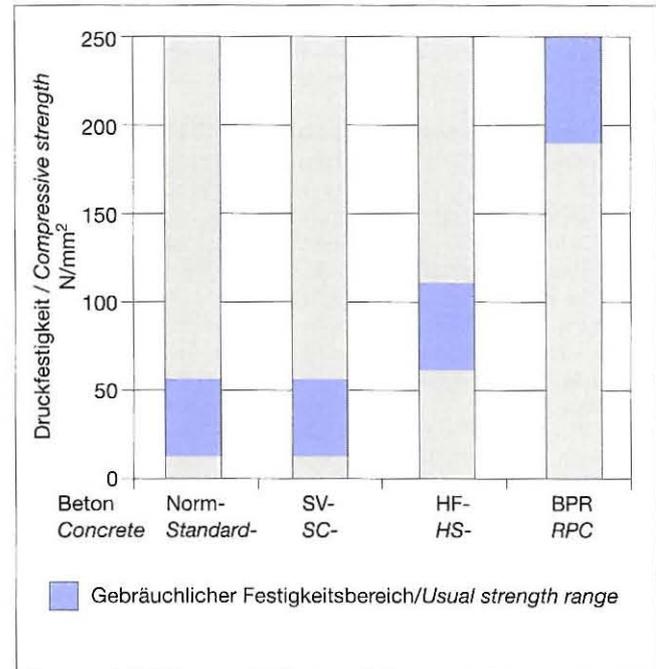


Bild 3: Festigkeitsbereiche der Betone aus Bild 2
Fig. 3: Strength ranges of the concretes in Fig. 2

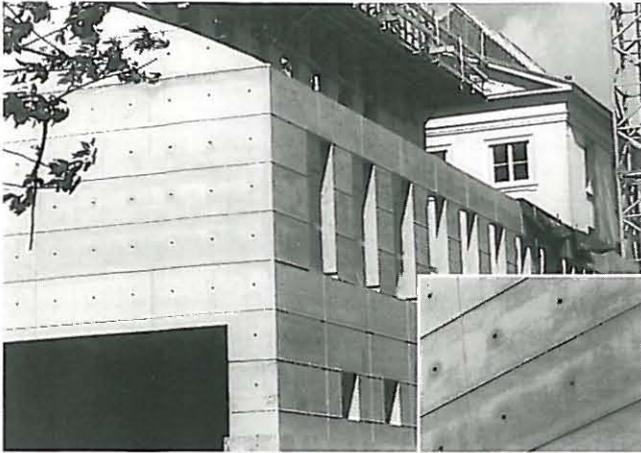


Bild 4: Teil der Fassade des Königlichen Schauspielhauses in Den Haag. Geschößweise hergestellt aus selbstverdichtendem Beton „in einem Guß“; als Detail die Oberfläche mit Ankerlöchern
Fig. 4: Part of the façade of the Royal Theatre in the Hague. Built in storeys with self compacting concrete "in one pour". The detail shows the surface with anchor holes.
 Foto: SPOB

Außenbauteilbeton als SVB mit Mindestzementgehalt 270 kg/m^3 und $w/(z+k \cdot f) \leq 0,60$. Gegen die Festlegungen von DIN 1045 verstoßen die SVB einmal wegen des Mehlkorngesamts, der die Höchstwerte der DIN 1045 Tabelle 3 überschreitet, zum anderen wegen des Ausbreitmaßes von über 70 cm ohne einen einzigen Schlag, was außerhalb der Vorstellungswelt zur Zeit der Erstellung dieser Norm lag.

Die Anwendung von SVB für tragende Bauteile bedarf demnach zur Zeit in Deutschland einer bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall. Um diese einer Anwendung entgegenstehenden Schwierigkeiten auszuräumen wurde die Verwendbarkeit eines SVB im Forschungsinstitut orientierend im Vergleich zu einem entsprechenden Rüttelbeton untersucht. Die Untersuchungen betreffen das rheologische Verhalten, die Nachbehandlungsempfindlichkeit sowie die eingangs genannten Festbetoneigenschaften.

Nachstehend werden zunächst die rheologischen Grundlagen für den Selbstverdichtenden Beton dargestellt.

2 Rheologie des Selbstverdichtenden Betons

Die Zemente und die anorganischen pulverförmigen Zusatzstoffe im Bild 1 werden als Betonbestandteil sämtlich zum Mehlkorn (Korn- $\text{Ø} \leq 0,125 \text{ mm}$) gerechnet. In wäßriger Suspension weisen die einzelnen Körner entsprechend ihrer chemisch unterschiedlichen Zusammensetzung unterschiedliche Oberflächenladungen auf, siehe Bild 5 [12]. Da gegensätzliche Ladungen einander anziehen, neigen die mineralischen Bestandteile der Suspension zur Agglomeration, und zwar unabhängig davon, ob es sich z.B. um eine reine Zementsuspension, um eine Zement-Flugasche-Silica-staub-Suspension oder um eine reine Flugaschesuspension handelt. Wie in [12] anhand von Versuchsergebnissen dargestellt wird, verhalten sich alle diese Suspensionen rheologisch weitgehend wie Bingham-Körper, siehe Bild 6. Kennzeichen dafür sind eine ausgeprägte Fließgrenze und ein mit der Schergeschwindigkeit zunehmender Scherwiderstand, dessen Verlauf bei abnehmender Schergeschwindigkeit näherungsweise als geradlinig angenommen werden kann. Die Steigung der Geraden ist ein Maß für die dynamische Viskosität. Für hohe Wasser-Feststoff-Verhältnisse in der Suspension geht die Fließgrenze wegen der großen mittleren Entfernung der Partikel gegen Null, und die dynamische Viskosität nähert sich der von Wasser. Für geringe Wasser-Feststoff-Verhältnisse steigt die Fließgrenze wegen der hohen Agglomerationsneigung stark an, ebenso die dynamische Viskosität. In [12] wurde ausführlich dargestellt, daß die Wirkung von Fließmitteln im wesentlichen darin besteht, die Oberflächenladungen (Zeta-Potential) an allen Feststoffpartikeln in der Disper-

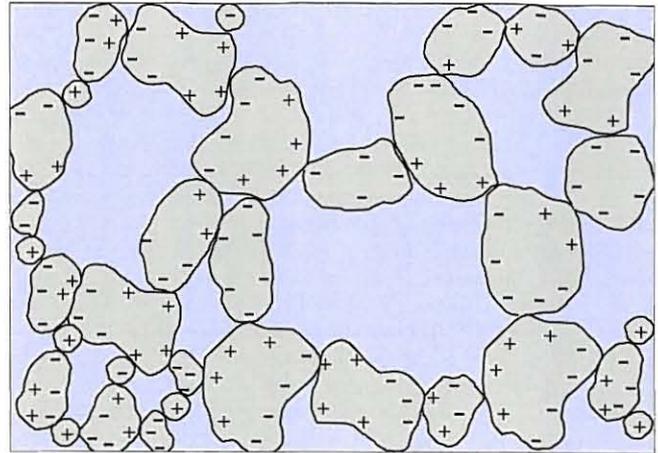


Bild 5: Agglomeration des Mehlkorns im Beton aufgrund unterschiedlicher Oberflächenladungen
Fig. 5: Agglomeration of the ultrafines in the concrete as a result of differing surface charges

without any rapping, which was inconceivable at the time when this standard was compiled.

The use of SCC for loadbearing components in Germany therefore currently requires building inspectorate authorization or approval in each individual case. In order to remove these obstacles to its use the suitability of SCC as compared with a corresponding vibrated concrete was investigated in the FIZ. The investigations concerned the rheological behaviour, the sensitivity to curing and the properties of hardened concrete mentioned at the outset.

Firstly, a description is given below of the fundamental rheological principles of self compacting concrete.

2 The rheology of self compacting concrete

The cements and powdered inorganic additions in Fig. 1 which form constituents of the concrete are all counted as ultrafines (particle size diameter $\leq 0.125 \text{ mm}$). In aqueous suspension the indivi-

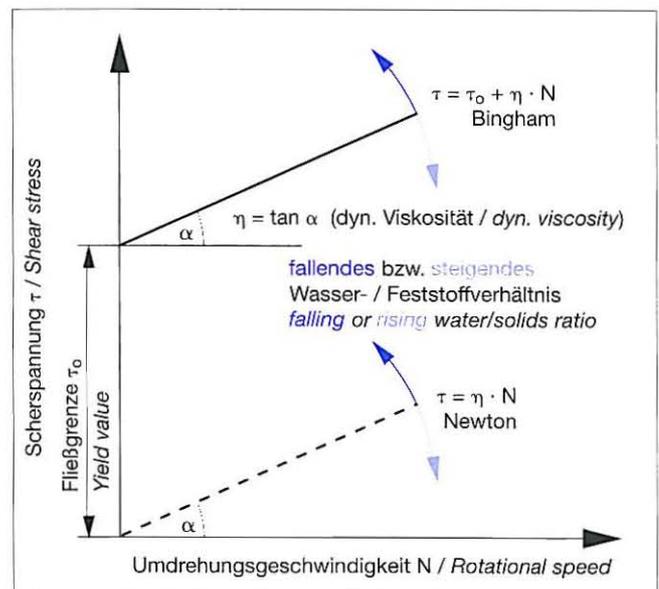


Bild 6: Rheologisches Verhalten von Mehlkorn/Wassersuspensionen, ohne Fließmittel (= Bingham-Körper), mit Fließmittel (= Newton-Flüssigkeit)
Fig. 6: Rheological behaviour of ultrafines/water suspensions without super-plasticizer (= Bingham solid), and with super-plasticizer (= Newtonian fluid)



Bild 7: Oberflächenstruktur eines in glatter Schalung verdichteten Rüttelbetons mit zu geringem Mehlkorngelalt und zu hoher Fließmitteldosierung

Fig. 7: Surface structure of a vibrated concrete compacted in smooth formwork with too low an ultrafines content and too high an addition of super-plasticizer

sion auszugleichen und so die Partikel zu desagglomerieren. Neue Entwicklungen auf dem Gebiet der Fließmittel zeigen [6], daß auch sterische und tribologische Effekte eine große Rolle für die Beweglichkeit der einzelnen Feststoffpartikel spielen. So werden z.B. Polycarboxylate speziell mit einem entsprechend erweiterten Leistungsspektrum entwickelt. Stets ist mit zunehmender Fließmitteldosierung ein Abbau der Fließgrenze gegen Null verbunden, während die dynamische Viskosität der Suspension sich dann weitgehend nach dem Wasser-Feststoff-Verhältnis richtet, d.h. nach der mittleren Wasserschichtdicke zwischen den Feststoffpartikeln, siehe Bild 6.

Für zementfeine Feststoffe mit Wasser-Feststoff-Verhältnissen von z.B. 0,6; 0,5 und 0,4 erreicht man mit zunehmender Fließmitteldosierung sehr bald den sogenannten „Sättigungspunkt“ [12, 13], von dem an im Rotationsviskosimeter bei gleichbleibender Umdrehungsgeschwindigkeit keine Verringerung des Scherwiderstandes mehr meßbar ist. Wegen des erheblichen wassergefüllten Freiraums um die desagglomerierten Feststoffpartikel neigen diese zum Absetzen, sobald die Suspension nicht mehr gerührt wird. Entsprechend den physikalischen Gesetzmäßigkeiten sinken die groben Körner schneller als die feineren. Die feineren, schon weitgehend einzeln in der Suspension hydratisierten Zementkörner kommen so erst nach längerer Zeit in Kontakt miteinander, und sind dann nicht mehr in der Lage, die gewünschte feste Hydratstruktur miteinander zu entwickeln. Sie stellen sich als kreiweiche Oberflächenschicht dar. Betone mit zu hoher Fließmitteldosierung und zu geringem Mehlkorngelalt können dann die im

dual grains exhibit different surface charges depending on their chemically differing compositions, see Fig. 5 [12]. Opposite charges attract one another, so the mineral constituents of the suspension tend to agglomerate, and this is regardless of whether, for example, a pure cement suspension, a cement – fly ash – silica fume suspension, or a pure fly ash suspension is involved. It is shown in [12] with the aid of test results that the rheological behaviour of all these suspensions is substantially that of a Bingham solid, see Fig. 6. The characteristic features of this are a pronounced yield value and a shear resistance which increases with shear rate and can be assumed to be approximately linear with decreasing shear rate. The gradient of the straight line is a measure of the dynamic viscosity. At high water/solids ratios in the suspension the yield value approaches zero because of the large average distance between the particles, and the dynamic viscosity approaches that of water. At low water/solids ratios the yield value increases sharply because of the high tendency to agglomeration, and so does the dynamic viscosity. In [12] it is demonstrated in detail that the action of super-plasticizers is essentially to equalize the surface charges (zeta potential) on all solid particles in the dispersion and in this way to desagglomerate the particles. New developments in the field of super-plasticizers [6] show that steric and tribological effects also play a large part in the mobility of the individual solid particles. Polycarboxylates, for example, are being developed specifically with a correspondingly extended performance spectrum. Increasing addition of super-plasticizer is always associated with a drop in yield value towards zero, but the dynamic viscosity of the suspension is governed largely by the water/solids ratio, i.e. by the average thickness of the water layer between the solid particles, see Fig. 6.

With increasing addition of super-plasticizer, cement-fine solids with water/solids ratios of, for example, 0,6, 0,5 and 0,4, very soon reach the so-called “saturation point” [12, 13], after which no further reduction of the shear resistance can be measured in a rotating viscometer operating at constant rotational velocity. Because of the large amount of water-filled free space around the desagglomerated solid particles these tend to settle as soon as the suspension is no longer stirred. The coarser particles sink faster than the finer ones in accordance with the laws of physics. The finer cement grains, which individually have already been substantially hydrated in the suspension, therefore only come into contact with one another after a fairly long period, and are no longer capable of developing the required solid hydrate structure with one another. They appear as a chalk-white surface layer. Concretes with excessively high additions of super-plasticizer and excessively low ultrafines content may then exhibit the typical faults shown in Fig. 7 during the production of fair-face concrete [12].

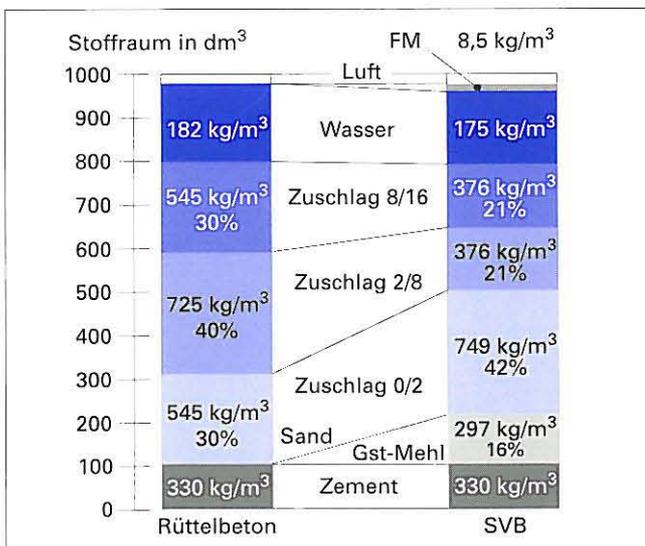


Bild 8: Stoffraumanteile des verwendeten Rüttelbetons und des Selbstverdichtenden Betons mit $w/z = 0,55$

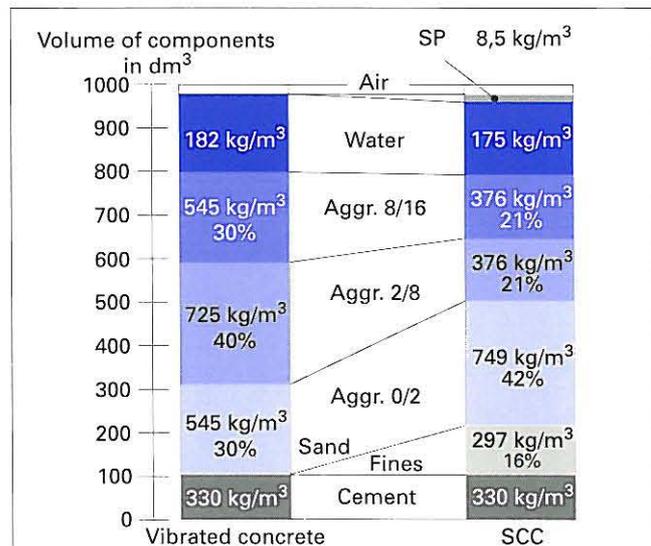


Fig. 8: Percentage of components by volume in the vibrated concrete used and in the self compacting concrete with $w/c = 0.55$

Bild 7 dargestellten typischen Mängel bei der Sichtbetonherstellung [12] zeigen.

Grundlage der Herstellung selbstverdichtender Betone ist eine Mehlkornsuspension, die zwar keine Fließgrenze mehr aufweist, deren desagglomerierte Feststoffpartikel jedoch einen so geringen Abstand haben, daß sie in ihrer Lage gehalten werden und sich nicht mehr absetzen können. Die Suspension fließt in der Tat wie eine hochviskose Newtonflüssigkeit, z.B. wie Honig oder hochviskose Mineralöle, bis zum vollständigen Niveaueausgleich allein unter dem Einfluß der Schwerkraft. Hierdurch wird auch verständlich, warum z.B. in [5, 7, 8] dargelegt wird, wie sich die gewünschten Eigenschaften selbstverdichtender Betone in den Stufen „selbstverdichtender Leim“, „selbstverdichtender Mörtel“ und „selbstverdichtender Beton“ entwickeln lassen. Ein Gewichtsverhältnis von Wasser zu Mehlkorn von rd. 0,3 kann für zementfeine Stoffe als Anhaltswert dienen, um mit geeigneten Fließmitteln eine selbstverdichtende entmischungsfreie Suspension herzustellen.

3 Durchgeführte Untersuchungen

3.1 Frischbeton

Das Ziel der durchgeführten Untersuchung bestand darin, einen normalen, für Außenbauteile gemäß DIN 1045 geeigneten Rüttelbeton der Konsistenz KR so abzuwandeln, daß er zusätzlich das Fließvermögen und die Eigenschaft der „Selbstverdichtung“ aufwies, wie sie in den Abschnitten 1 und 2 beschrieben sind. Die in Bild 8 angegebenen Betonzusammensetzungen in Gewichts- und Stoffraumanteilen haben gleiche Zementgehalte ($z = 330 \text{ kg/m}^3$) und gleiche Wasserzementwerte ($w/z = 0,55$). Die Zusammensetzung des SVB weist lediglich einen fast doppelt so hohen Mehlkorngehalt auf wie der Rüttelbeton und eine wesentlich erhöhte Fließmitteldosierung. Als Mehlkorn wurde hier zementfeines Kalksteinmehl verwendet, d.h. ein inerter Betonzusatzstoff eingesetzt.

Die Betonzusammensetzung wurde aufgrund von Voruntersuchungen an der Mehlkorn-Wasser-Suspension und aus Literaturangaben, z.B. [5], ermittelt. Die Zusammensetzung wurde nicht bezüglich z.B. Verarbeitbarkeitszeit, Stoffkosten oder ähnlichem optimiert.

Die Betonausgangsstoffe wurden in einem 200 l fassenden Laborzwangsmischer gemischt. Die Konsistenz beider Frischbetone wurde auf dem Ausbreittisch ermittelt, und zwar beim Rüttelbeton mit 15 Schlägen gemäß DIN 1048 und beim SVB ohne Schlag (Bild 9). Wegen der besseren Vergleichsmöglichkeit mit den Ergebnissen der ausländischen Literatur wurde der etwas größere Setztrichter nach ASTM verwendet.

Um das Fließvermögen des SVB anschaulich und praxisnah zu überprüfen, wurde der SVB einseitig in ein U-Rohr aus Acrylglas mit 100 mm Durchmesser gefüllt (Bild 10). Die Länge des unteren



Bild 9: Ausbreitmaß des SVB (rd. 70 cm ohne Schlag)
Fig. 9: Flow diameter of the SCC (about 70 cm without impact)

The basis of the production of self compacting concretes is an ultrafines suspension which no longer has any yield value but the disagglomerated solid particles of which are so closely spaced that they are held in their positions and are no longer able to settle. In fact, the suspension flows like a highly viscous Newtonian fluid, i.e. like honey or highly viscous mineral oils, until a completely uniform level is reached solely under the influence of gravity. This also explains why in, for example, [5, 7, 8] it is pointed out how the desired properties of self compacting concretes can be developed in the stages „self compacting paste“, „self compacting mortar“, and „self compacting concrete“. A weight ratio of water to ultrafines of about 0.3 can be used as a reference value for cement-fine materials for producing a self compacting, non-segregating, suspension with suitable super-plasticizers.

3 Investigations carried out

3.1 Fresh concrete

The aim of the investigation was to modify a normal vibrated concrete with KR consistency suitable for exterior components in accordance with DIN 1045 so that it also exhibited the flowability and „self compacting“ characteristic described in Sections 1 and 2. The concrete compositions specified in Fig. 8 in percentages by weight and by volume have the same cement contents ($c = 330 \text{ kg/m}^3$) and the same water/cement ratios ($w/c = 0,55$). However, the SCC contains almost twice the ultrafines content of the vibrated concrete and has a substantially increased addition of super-plasticizer. Cement-fine limestone meal, i.e. an inert concrete addition, was used here as the ultrafines.

The concrete composition was determined on the basis of preliminary investigations with the ultrafines/water suspension and from data in the literature, e.g. [5]. The composition was not optimized with respect to, for example, workability time, material costs or the like.

The concrete constituents were mixed in a forced mixer with a capacity of 200 l. The consistencies of the two fresh concretes were measured on the flow table – with 15 raps for the vibrated concrete in accordance with DIN 1048 and without any rapping for the SCC (Fig. 9). The somewhat larger cone specified in ASTM was used to obtain better comparability with the results in the foreign literature.

In order to check the flowability of the SCC in a way which was both expressive and realistic the SCC was filled into one side of a U-tube made of acrylic glass with a diameter of 100 mm (Fig. 10). The bottom section and the two limbs each had a length of about 1 m. Four crosses of reinforcing steel were installed in the horizontal section. A flat slide made it possible to fill one vertical limb completely without the concrete flowing into the horizontal sec-

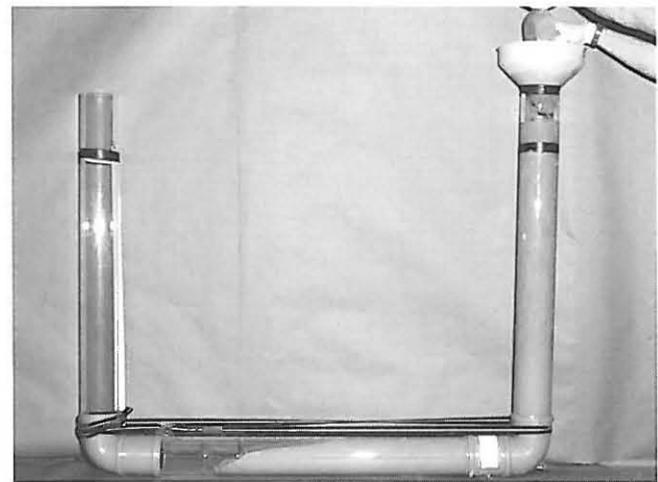


Bild 10: Fließen des Selbstverdichtenden Betons im Acrylglasrohr Ø 100 mm
Fig. 10: Flow of the self compacting concrete in the 100 mm diameter acrylic glass tube

Tafel: Ergebnisse der Festbetonprüfungen

Betoneigenschaft	Einheit	Rüttelbeton	SVB
Druckfestigkeit	2d	17,8	22,3
	7d	28,5	31,6
	28d	39,0	39,5
Biegezugfestigkeit (28d)	N/mm ²	4,6	4,4
Statischer E-Modul		28150	28250
Schwindmaß ϵ_s (90d)	%	-0,371	-0,414
Karbonatisierungstiefe d_c (90d)	mm	6	5
Masseverlust nach 100 FTW	M.-%	3,2	5,0
Nachbehandlungsempfindlichkeit	-	normal	hoch

Steges und der beiden Schenkel betrug jeweils rund 1 m. In dem horizontalen Steg waren vier Kreuze aus Bewehrungsstahl eingebaut, die axial durch einen Bewehrungsstab fixiert waren. Ein Flachschieber ermöglichte die vollständige Füllung des einen vertikalen Schenkels, ohne daß der Beton in den horizontalen Steg floß. Nach Öffnen des Schiebers wurde weiterer Beton nachgefüllt. Es sollte gezeigt werden, daß der Beton allein aufgrund unterschiedlicher statischer Höhe die Bewehrungskreuze und die Fließwiderstände an den Rohrwandungen überwinden und im zweiten vertikalen Rohr möglichst bis auf Einfüllhöhe aufsteigen kann.

Außerdem wurde untersucht, ob sich die beiden Frischbetone hinsichtlich der Ribbildung auf freien Oberflächen infolge Kapillarspannungen unterschieden. Dazu wurden beide Betone in plattenförmige Schalungen mit den Abmessungen 30 cm x 100 cm gefüllt. Die rund 3 cm dicken Platten waren mit Baustahlgewebe zweilagig bewehrt, um die Verformung in Plattenebene zu behindern. Beide Betonoberflächen wurden direkt nach dem Abziehen einem Luftstrom ausgesetzt, der durch einen Ventilator erzeugt wurde.

3.2 Festbetonprüfungen

Alle Prüfkörper für die Festbetonprüfungen wurden für den Rüttelbeton nach DIN 1048 und für den SVB ohne Verdichten hergestellt. Die Tafel zeigt links die durchgeführten Festbetonprüfungen und das jeweilige Prüfalter. Die Druckfestigkeiten wurden an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge ermittelt. Die Biegezugfestigkeiten wurden an Balken 100 x 100 x 500 mm³ bestimmt. Die Ermittlung des statischen E-Moduls, des Schwindmaßes und der Karbonatisierungstiefe erfolgte an Zylindern mit \varnothing 150 mm und h = 300 mm. Für die Prüfung des Frostwiderstands wurden jeweils zwei Würfel mit 100 mm Kantenlänge hergestellt.

Alle Probekörper wurden im Alter von 1 d ausgeschalt. Die Probekörper für die Ermittlung der Druckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und des E-Moduls wurden bis zur Prüfung in Folie („konserviert“) bei 20 °C gelagert. Die Zylinder, an denen das Schwindmaß und die Karbonatisierungstiefe ermittelt wurden, lagerten ab dem Alter von 1 d im Klimaraum bei 20 °C/65 % r. F. Die Würfel zur Prüfung des Frostwiderstands wurden gemäß DAfStb-Heft 422 (Würfelverfahren) gelagert und geprüft.

4 Prüfergebnisse

4.1 Frischbeton

Das Ausbreitmaß des Rüttelbetons betrug $a_{10} \approx 45$ cm. Der selbstverdichtende Beton breitete sich ohne Schlag auf ein Ausbreitmaß von rd. 70 cm aus, siehe Bild 9. Er durchfloß das Acrylglasrohr mit vier Bewehrungskreuzen (siehe Bild 10) und erreichte im Anstieg fast die Einfüllhöhe ($\Delta h \approx 3$ cm). Von den mit dem Ventilator belüfteten Platten (siehe Bild 11) wies der Rüttelbeton nach dem Erhärtungsbeginn keine Risse auf, während der SVB ein ausgeprägtes Ribbild zeigte. Die Ribbreiten betragen nur rd. 0,15 mm. Sie sind auf dem Bild kräftig nachgezeichnet, um sie erkennbar zu machen.

4.2 Festbeton

Die Ergebnisse der Festbetonprüfungen sind in der Tafel angegeben. Bemerkenswert sind die etwas höhere Frühfestigkeit des SVB und die etwas geringere Karbonatisierungstiefe, die auf die dichte-

Table: Results of the concrete tests

Concrete property	Unit	Vibrated concrete	SCC
Compressive strength	2d	17.8	22.3
	7d	28.5	31.6
	28d	39.0	39.5
Flexural tensile strength (28d)	N/mm ²	4.6	4.4
Static modulus of elasticity		28150	28250
Shrinkage ϵ_s (90d)	mm/m	-0.371	-0.414
Depth of carbonation d_c (90d)	mm	6	5
Loss in mass after 100 FT-Cycles	% by mass	3.2	5.0
Sensitivity to curing	-	normal	high

tion. More concrete was added after the slide had been opened. The intention was to show that the concrete could overcome the reinforcement crosses and the flow resistance at the tube walls and rise up in the second vertical tube as closely as possible to the level on the filling side solely as a result of the static height difference.

Possible differences between the two fresh concretes with respect to cracking at exposed surfaces as a result of capillary stresses were also examined. Both concretes were filled into 30 cm x 100 cm slab-shaped formwork. The slabs, about 3 cm thick, were reinforced with two layers of steel fabric to prevent any deformation in the plane of the slab. Directly after striking off, both concrete surfaces were exposed to an air flow generated by a fan.

3.2 Hardened concrete tests

All the test pieces for the hardened concrete tests were produced in accordance with DIN 1048 for the vibrated concrete and without compaction of the SCC. The hardened concrete tests which were carried out, and the respective test ages, are shown on the left of the table. The compressive strengths were measured on cubes of 150 mm edge length, and the flexural tensile strengths were determined on 100 x 100 x 500 mm³ beams. The static elastic modulus, shrinkage value and depth of carbonation were measured on cylinders of 150 mm diameter and 300 mm height. Two cubes of 100 mm edge length were produced for each test for the freeze-thaw resistance.

All the test pieces were removed from the mould at 1 day. The test pieces for measuring the compressive strength, the tensile flexural strength and the elastic modulus were wrapped in film („protected“) and stored at 20 °C until tested. The cylinders on which the shrinkage values and carbonation depths were measured were stored after the first day in a climatic chamber at 20 °C/65 % r.h. The cubes for testing the freeze-thaw resistance were stored and tested in accordance with DAfStb Pamphlet 422 (cube method).

4 Test results

4.1 Fresh concrete

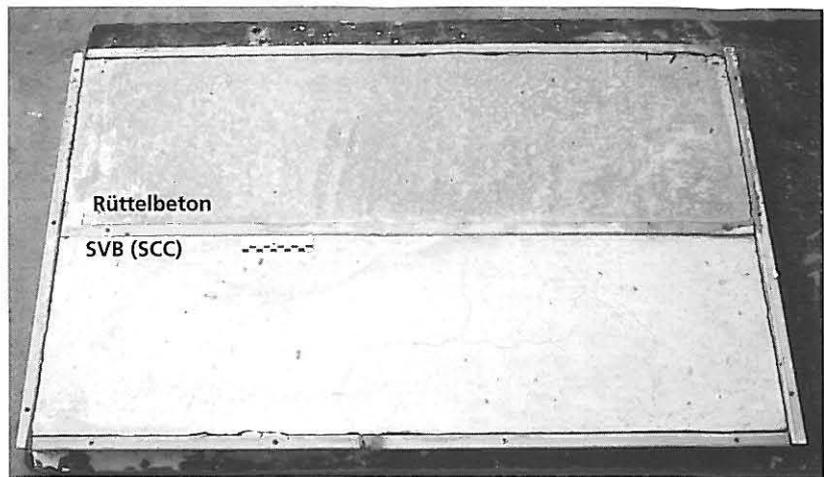
The flow diameter of the vibrated concrete was $a_{10} \approx 45$ cm. The self compacting concrete spread without any rapping to a flow diameter of about 70 cm, see Fig. 9. It flowed through the acrylic glass tube with four reinforcement crosses (see Fig. 10) and rose to almost the same level as on the filling side ($\Delta h \approx 3$ cm). Of the slabs exposed to forced air flow from the fan (see Fig. 11) the vibrated concrete showed no cracks after the start of hardening while the SCC showed a distinct cracking pattern. The crack widths were only about 0.15 mm. They have been strongly retraced in the figure to make them visible.

4.2 Hardened concrete

The results of the concrete tests are given in the table. Noteworthy are the somewhat higher early strength of the SCC and the somewhat smaller depths of carbonation, which may well be due to the denser packing of the grains. On the other hand, the shrinkage value and the mass loss in the freeze-thaw test were somewhat larger for the SCC than for the vibrated concrete. The compressive

Bild 11: Platten aus Rüttelbeton und Selbstverdichtendem Beton zur Ermittlung der Rißbildung infolge Kapillarschwindens (Luftstrom durch Ventilator)

Fig. 11: Slabs made of vibrated concrete and self-compacting concrete for measuring the cracking caused by capillary shrinkage (forced air flow)



re Kornpackung zurückzuführen sein dürfte. Das Schwindmaß und der Masseverlust im Frostversuch waren beim SVB hingegen etwas größer als beim Rüttelbeton. Die Druckfestigkeit, die Biegezugfestigkeit und der statische E-Modul im Alter von 28 Tagen erreichten bei beiden Betonen ungefähr gleiche Werte.

5 Zusammenfassung

Untersucht wurden ein Rüttelbeton mit der Konsistenz KR und ein selbstverdichtender Beton (SVB) mit einem Ausbreitmaß von rund 70 cm (ohne Schlag) mit gleichem Zementgehalt von $z = 330 \text{ kg/m}^3$ und gleichem Wasserzementwert von $w/z \approx 0,55$. Die selbstverdichtenden Eigenschaften des SVB wurden durch Zugabe von zementfeinem Gesteinsmehl und durch eine erhöhte Fließmitteldosierung erreicht. Der SVB zeigte das erwartete Fließverhalten auf dem Ausbreittisch und durchfloß ein U-förmiges Acrylglasrohr mit Hindernissen aus Bewehrungsstahl fast bis zum Niveaueausgleich.

Der selbstverdichtende Beton hatte bei fehlender Nachbehandlung eine etwas größere Neigung zur Bildung von Kapillarschwindrissen als der entsprechende Rüttelbeton. Da Betone mit dem Mehlkorngehalt und der Konsistenz eines SVB nicht DIN 1045 entsprechen, wurden die Gebrauchseigenschaften beider Betone unter dem Gesichtspunkt der Eignung für Außenbauteile vergleichend geprüft. Dabei ergab sich folgendes:

- Bei etwa gleicher Druckfestigkeit beider Betone von rund 39 N/mm^2 im Alter von 28 Tagen lag die 2-Tage-Festigkeit des SVB rund 25 % höher als die des Rüttelbetons.
- Die Biegezugfestigkeit und der statische E-Modul im Alter von 28 Tagen waren bei beiden Betonen ungefähr gleich.
- Das Schwindmaß nach 90tägiger Lagerung im Klimaraum bei $20^\circ\text{C}/65\% \text{ r. F.}$ war beim SVB ca. 11 % größer als beim Rüttelbeton.
- Die Karbonatisierungstiefe des SVB war im Alter von 90 Tagen rund 15 % kleiner als die des Rüttelbetons.
- Beide Betone wiesen einen hohen Frostwiderstand auf. Jedoch lag der Masseverlust des SVB, bezogen auf den des Rüttelbetons, um ca. 50 % höher.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß der untersuchte selbstverdichtende Beton – mit gleichem Zementgehalt und gleichem Wasserzementwert wie der vergleichbare Rüttelbeton – alle für einen Außenbauteilbeton nach DIN 1045 erforderlichen Gebrauchseigenschaften aufwies. Wie erste Einsätze selbstverdichtender normalfester Betone im Ausland zeigen, liegen die Vorteile bei den geringen Einbaukosten und bei der hohen Zuverlässigkeit, mit der z.B. Sichtbetonwände aus Ortbeton und komplizierte Fertigteile ohne Rüttler fehlerfrei hergestellt werden können. Diese Vorteile müssen die erhöhten Stoffkosten für zusätzliches Mehlkorn und Fließmittel auffangen. Voraussetzung für eine erfolgreiche Anwendung sind umfangreiche Eignungsprüfungen, die auch die Transportzeit und die Transportbedingungen einbeziehen. Zur Zeit bedarf die Anwendung eines SVB in Deutschland noch einer bauaufsichtlichen Zustimmung.

strengths, the flexural tensile strengths and the static elastic moduli at 28 days reached approximately the same values for the two concretes.

5 Summary

Investigations were carried out on a vibrated concrete with KR consistency and a self compacting concrete (SCC) with a flow diameter of about 70 cm (without impact) with the same cement content of $c = 330 \text{ kg/m}^3$ and the same water/cement ratio of $w/c \approx 0,55$. The self compacting properties of the SCC were achieved by the addition of cement-fine stone meal and the increased addition of superplasticizer. The SCC exhibited the expected flow behaviour on the flow table and flowed through a U-shaped acrylic glass tube with obstacles made of reinforcing steel until the levels were virtually equal.

With inadequate curing the self compacting concrete had a somewhat greater tendency than the corresponding vibrated concrete to form capillary shrinkage cracks. As concretes with the ultrafines content and consistency of an SCC do not comply with DIN 1045 the working properties of the two concretes were subjected to comparative testing from the aspect of suitability for external components. This gave the following results:

- For approximately the same compressive strength of the two concretes of about 39 N/mm^2 at 28 days the 2-day strength of the SCC was about 25 % higher than that of the vibrated concrete.
- The flexural tensile strength and static elastic modulus at 28 days were approximately the same for the two concretes.
- The shrinkage after storage for 90 days in a climatic chamber at 20°C and 65 % r.h. was about 11 % greater with the SCC than with the vibrated concrete.
- The depth of carbonation of the SCC at 90 days was about 15 % smaller than in the vibrated concrete.
- Both concretes exhibited a high freeze-thaw resistance. However, the mass loss from the SCC was about 50 % higher than that of the vibrated concrete.

As a whole it was found that the self compacting concrete investigated – with the same cement content and the same water/cement ratio as the comparable vibrated concrete – exhibited all the working properties required by DIN 1045 for an external component concrete. Initial use of self compacting, standard strength, concretes abroad has shown that the advantages lie in the lower placing costs and in the high level of reliability with which, for example, fair-face concrete walls made with in situ cast concrete and complicated precast units can be produced without vibrators and without any defects. These advantages have to be set against the increased costs for the additional ultrafines and superplasticizer. Extensive suitability tests which also incorporate the transport time and transport conditions are a basic requirement for successful application. At present the use of an SCC in Germany still requires building inspectorate approval.

Literatur

- [1] Anleitung für die Zusammensetzung von Beton mit bestimmten Eigenschaften. Mit Erläuterungen von K. Walz. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, 2. Aufl. Berlin-München 1963
- [2] DAfStb-Richtlinie für die Herstellung und Verarbeitung von Fließbeton (Mai 1974). Weitere Fassungen 1986 und 1995. Beuth-Verlag GmbH, Berlin und Köln
- [3] DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton (Fassung August 1995). Beuth-Verlag, Berlin und Köln
- [4] Kern, E.: Technologie des hochfesten Betons. Beton 43 (1993) H. 3, S. 109-115
- [5] Okamura, Hajime; Ozawa, Kazumasa: Mix Design for Self-Compacting Concrete. Concrete Library of ISCE No. 25, June 1995 (Translation from Proc. of ISCE, No. 496 (V-24, 1994.8))
- [6] Ohta, A.; Siguyama, T.; Tanaka, J.: Fluidizing Mechanism and Application of Polycarboxylate Based Superplasticizers. 5th CANMET-ACI International Conference on Superplasticizers and other Chemical Admixtures in Concrete, 1997, SP 173-19, S. 359-378
- [7] Takada, K.; Pelova, G. I.; Walraven, J. C.: Influence of Mixing Efficiency on the Mixture Proportion of General Purpose Self-Compacting Concrete. Int. Symp. on High Performance Concrete and Reactive Powder Concrete. 16.-20. Aug., 1998, Sherbrooke, Canada
- [8] Takada, K.; Pelova, G. I.; Walraven, J. C.: Self-Compacting Concrete Produced by Japanese Method with Dutch Materials. Congress of European Ready Mixed Concrete Organization, ERMCO 98, Lisbon, 23.-26. June 1998
- [9] Cheyrezy, M.; Maret, V.; Frouin, L.: Microstructural Analysis of RPC (Reactive Powder Concrete). Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, 1995, S. 1491-1500
- [10] Bonneau, O.; Poulin, C.; Dugat, J.; Richard, P.; Oitcin, P.-C.: Reactive Powder Concretes; From Theory to Practice. Concrete International, April 1996, S. 47-49
- [11] Fa. Bouyges: Les Bétons de Poudres Réactives, 1997 (Firmeneigene Veröffentlichung)
- [12] Spanka, G.; Grube, H.; Thielen, G.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel. Beton 45 (1995), H. 11, S. 802-808 und H. 12, S. 876-881; ebenso Betontechnische Berichte 1995-1997, S. 45-60
- [13] Tattersall, G. H.: Rheology of Portland Cement Paste. British Journal of Applied Physics 6 (1955) Nr. 5, S. 165-167
- [14] Yurugi, M.; Sakai, G.: A Proven QA System for Flowable Concrete. Concrete International, October 1998, S. 44-48.
- [15] Clergue, Christian: Un exemple d'application de béton auto-plaçant. Journée Technique de l'Industrie Cimentière. 21. Jan. 1998 Paris
- [16] Karner, Anton: Millennium Tower-Self Compacting Concrete. Zement+Beton, 4/98, S. 4-8
- [17] Tarlet, Alain: Développement et perspectives des bétons auto-plaçants. Journée Technique de l'Industrie Cimentière. 21. Jan. 1998 Paris

Analyse von Restwasserinhaltsstoffen

Analysis of recycled water components

Übersicht

Die Wiederverwendung von Betonrestwasser aus dem Frischbetonrecycling als Zugabewasser für Beton ist in nahezu allen Transportbetonwerken in Deutschland Stand der Technik. Sie ist in der „Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel“ (Restwasserrichtlinie) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton geregelt. Der darin enthaltene Ausschluß von Restwasser für Beton mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand und für hochfesten Beton beruht nicht auf nachgewiesenen nachteiligen Einflüssen des Restwassers. Der Vorbehalt ist vielmehr so zu verstehen, daß für diese speziellen Betone die entsprechenden Nachweise über die Verwendbarkeit von Restwässern noch nicht vorliegen.

Die Forschungsarbeit, über die hier berichtet wird, hatte zum Ziel, erweiterte Kenntnisse über die Zusammensetzung von Restwasser in repräsentativ ausgewählten Transportbetonwerken zu gewinnen. In dieser Veröffentlichung wird ein umfassender Überblick über die chemische, physikalische und chemisch-mineralogische Zusammensetzung von Restwässern aus elf verschiedenen Transportbetonwerken gegeben. Des Weiteren wird über Arbeiten berichtet, mit denen die Auswirkungen möglicher Gehalte von Zusatzmittelwirkstoffen in Restwässern untersucht wurden. Diese Untersuchungen wurden an labortechnisch praxisnah hergestellten Restwässern aus definiert zusammengesetzten Betonen durchgeführt.

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, daß sämtliche Restwasserproben den Anforderungen der Restwasserrichtlinie entsprachen. Messungen der Zusatzmittelkonzentration im Restwasser sowie Modellrechnungen verdeutlichen, daß eine technisch relevante Aufkonzentration von Zusatzmittelwirkstoffen im Restwasser einer Recyclinganlage ausgeschlossen werden kann.

Abstract

The re-use of recycled water from the recycling of unset concrete as mixing water for concrete is common practice in virtually all ready-mixed concrete plants in Germany. It is regulated by the “Guidelines for the Production of Concrete using Recycled Water, Recycled Concrete and Recycled Mortar (Recycled Water Guidelines)” issued by the German Committee for Reinforced Concrete (DAfStb). The fact that these guidelines exclude the use of recycled water for concrete with high resistance to freeze-thaw attack with de-icing salt and for high-strength concrete is not based on proven detrimental effects of the recycled water. In fact this reservation should be understood as a lack of certification for the suitability of recycled water as mixing water for concretes with these special properties.

The research work, which is reported here, was therefore aimed at obtaining a wider understanding of the composition of recycled water in a representative selection of ready-mixed concrete plants. This paper gives a comprehensive review of the chemical, physical, and chemical-mineralogical compositions of recycled water from eleven different ready-mixed concrete plants. A report is also given of work in which the effects of possible levels of residual active admixture agents in the recycled water were investigated. These investigations were carried out on recycled water of defined composition adjusted in the laboratory to simulate practical conditions.

The results of the investigations show that all the recycled water samples met the requirements of the “Recycled Water Guidelines”. Measurements of the admixture concentration in the recycled water as well as model calculations make it clear that any effective build-up of active agents from admixtures in the recycled water from a recycling plant can be ruled out.

1 Einleitung

Die weitgehende Vermeidung von Abfall und die möglichst restlose Verwertung unvermeidbarer Abfälle sind nicht nur augenfällig notwendige Aufgaben, sondern eine durch Gesetz und Verordnung geregelte Verpflichtung. Der Gesetzgeber schreibt auch für den Bereich der Transportbetonindustrie die möglichst vollständige Verwertung der im eigenen Produktionsbereich anfallenden Produktionsrückstände vor. Insbesondere das Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz (KrW-/AbfG) [1] und die Technische Anleitung Abfall [2] machen die Abfallvermeidung und -verwertung zur gesetzlichen Pflicht. Die Rahmen-Abwasser-Verwaltungsvorschrift [3] untersagt die Einleitung des bei der Betonherstellung anfallenden Restwassers in Gewässer, und die darauf abgestimmten kommunalen Verordnungen verbieten die Einleitung von Stoffen mit pH-Werten über 10 in öffentliche Entwässerungsanlagen. Deshalb müssen die anfallenden Restbetonmengen einem anlageninternen Kreislauf, dem Frischbetonrecycling, zugeführt werden.

Darin wird der noch nicht erhärtete Beton in Restbetonzuschlag und in eine wäßrige Suspension von Feinstoffen $\leq 0,25$ mm aufgetrennt. Beide Reststoffe, der ausgewaschene Restbetonzuschlag und das Restwasser (RW), werden zur Betonproduktion wiederverwendet. Die Verwendung dieser Recyclingbaustoffe erfolgt gemäß der „DAfStb-Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel“ [5].

1 Introduction

Extensive avoidance of waste, and utilization of unavoidable waste materials, are not only clearly necessary, they are also obligations controlled by law and statutory regulations. The legislators stipulate that the ready-mixed concrete sector should also make the greatest possible use of the production residues which are generated in its own production area. In particular, the KrW-/AbfG (German Waste Management and Recycling Act) [1] and the Technical Code of Waste [2] make waste avoidance and utilization a legal obligation. The framework legislation dealing with the management of waste water [3] forbids the introduction into the water body of the recycled water generated during concrete production, and the relevant municipal regulations forbid the introduction into public sewerage systems of substances with pH values above 10. The residual quantities of concrete generated therefore have to be fed into an internal plant cycle, the fresh concrete recycling system. The unset concrete is separated into recycled aggregate and an aqueous suspension of fines ≤ 0.25 mm. The two recycled materials, the washed recycled aggregate and the recycled water (RW), are both re-used for producing concrete. These recycled building materials are utilized in accordance with the “Guidelines for the Production of Concrete using Recycled Water, Recycled Concrete and Recycled Mortar” issued by the DAfStb (German Committee for Reinforced Concrete) [5].

Die fehlende Erlaubnis zur Verwendung von Restwasser für Sonderbetone in [4, 5, 6] führt dazu, daß Transportbetonhersteller immer wieder mit undifferenzierten Bedenken ihrer Kunden bezüglich der Verwendung von Restwasser als Betonzugabewasser selbst für Standardbetone konfrontiert werden. Um die Verwendung und Akzeptanz von Restwasser auf eine breitere Grundlage zu stellen, sind erweiterte Kenntnisse über die chemische, physikalische und chemisch-mineralogische Zusammensetzung von Restwasser aus Transportbetonwerken (TBW) notwendig. Die Untersuchungen, über die hier berichtet wird, dienen daher auch als Datenbasis für ein weiteres Forschungsvorhaben, in dem der Einfluß des Restwassers auf alle relevanten Frisch- und Festbetoneigenschaften gezielt ermittelt wird.

Die Untersuchungen wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ) durchgeführt und von der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB) finanziert und betreut.

2 Stand der Erkenntnisse

In Deutschland werden über 60 Mio. m³ Transportbeton pro Jahr hergestellt und verarbeitet. Die Gesamtmenge des dabei anfallenden Restbetons beträgt ca. 3 % der Betonproduktion, also rund 1,8 Mio. m³ pro Jahr. Bauaufsichtlich anerkannt ist das Verfahren zum Frischbetonrecycling gemäß der „Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel“ des DAfStb [5], bei dem der noch nicht erhärtete Beton oder Mörtel in Restzuschlag und in eine wäßrige Suspension von Feinstoffen ≤ 0,25 mm – das Restwasser – aufgetrennt wird. Der beim Auswaschen von Restbeton und Restmörtel abgetrennte Restbetonzuschlag umfaßt anlagentechnisch bedingt Zuschlag ab einem Korndurchmesser von rd. 0,125 bis 0,250 mm [4, 5, 7, 8, 9]. Bei der Betonherstellung ist der zurückgewonnene Restbetonzuschlag dem Zuschlag der größten Korngruppe gleichmäßig im Massestrom so zuzugeben, daß die Toleranzwerte für die Sieblinien nach DIN 1045 [10] eingehalten werden.

Das Restwasser besteht in erster Linie aus dem Wasser-Zement-Feinstoff-Gemisch, das nach dem Abtrennen des Zuschlags zurückbleibt, aber auch aus dem Wasser, das zum Auswaschen und Reinigen der zurückkehrenden Mischfahrzeuge, Betonpumpen usw. benutzt wird, sowie aus dem Niederschlagswasser, das auf den Produktionsflächen anfällt. Restwasser enthält Mehlkorn, z.B. hydratisierten und unhydratisierten Zement, Betonzusatzstoffe und Feinsand mit Korndurchmessern bis zu 0,25 mm. Weiterhin können Spuren von Betonzusatzmitteln sowie gelöste Sulfate, Chloride usw. vorangegangener Betonlieferungen enthalten sein. Dem Frischbeton dürfen gemäß der Richtlinie mit dem Restwasser im Normalfall bis zu 18 kg/m³ und im Ausnahmefall als kurzzeitiger Betriebszustand bis zu 35 kg/m³ Feststoffe über das Restwasser zugeführt werden. Für beide Fälle fordert die Richtlinie gesonderte Eignungsprüfungen, wenn es sich um Betone gemäß DIN 1045 handelt. Dabei ist nachzuweisen, daß alle an den Beton gestellten Anforderungen erfüllt werden.

Für Betone mit besonderen Eigenschaften wie LP-Betone und hochfeste Betone wird der Einsatz von Restwasser im Regelwerk [5, 6] bislang untersagt. Es handelt sich dabei um eine Vorsichtsmaßnahme, die aufgrund der noch relativ geringen Erfahrungen mit dem Einsatz von Restwasser getroffen wurde [11]. Dieser Ausschluß führt jedoch häufig zu einem grundsätzlichen Vorbehalt gegenüber der Verwendung von Restwasser im Beton. Im Sinne des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetzes erscheint es deshalb erforderlich, die Kenntnisse über Betone mit Restwasser zu erweitern und unbegründete Vorbehalte gegebenenfalls auszuräumen.

3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Ziel der Untersuchung der Restwässer aus repräsentativ ausgewählten Transportbetonwerken war die Erstellung einer Datenbasis für die Restwasserbeschaffenheit, aus der sich die Schwankungsbreite der festen und gelösten Restwasserinhaltsstoffe bezüglich Art und Menge sowie physikalischer, chemischer und chemisch-mineralogischer Beschaffenheit ergibt. Hierzu wurden insgesamt zwölf Restwässer aus elf verschiedenen Transportbetonwer-

The lack of permission to use recycled water for special concretes in [4, 5, 6] has led to the situation where producers of ready-mixed concrete are repeatedly confronted by the indiscriminate misgivings of their customers with respect to the use of recycled water as concrete mixing water, even for standard concretes. In order to place the utilization and acceptability of recycled water on a firmer footing it is necessary to have a more extensive understanding of the chemical, physical and chemico-mineralogical composition of recycled water from ready-mixed concrete plants. The investigations reported here will also provide a database for a further research project which will carry out a carefully directed determination of the effect of recycled water on all relevant fresh and solid concrete properties.

The investigations were carried out at the FIZ (Research Institute of the Cement Industry) and financed and managed by the FTB (Ready-Mixed Concrete Research Association).

2 Current state of knowledge

Over 60 million m³ of ready-mixed concrete are produced and placed in Germany every year. The total quantity of residual concrete generated is about 3 % of the concrete production, i.e. about 1.8 million m³ per year. The process for recycling fresh concrete in accordance with the “Guidelines for the Production of Concrete using Recycled Water, Recycled Concrete and Recycled Mortar” issued by the DAfStb [5], in which the unset concrete or mortar is separated into recycled aggregate and an aqueous suspension of fines ≤ 0.25 mm – the recycled water – is approved by the building inspectorate. The recycled aggregate separated during the washing of residual concrete and residual mortar comprises aggregate above a particle size diameter of approximately 0.125 to 0.250 mm depending on the plant technology [4, 5, 7, 8, 9]. In the production of concrete the recovered recycled aggregate has to be added uniformly to the aggregate of the largest particle size group in a mass flow such that the tolerance values for the grading curves specified in DIN 1045 [10] are maintained.

The recycled water consists primarily of the mixture of water, cement and fines which remains after removal of the aggregate, but it also includes the wash water used for washing and cleaning the returning mixer trucks, concrete pumps etc., as well as the precipitation water collected on the production areas. Recycled water contains ultrafines, e.g. hydrated and unhydrated cement, concrete additions and fine sand with particle diameters up to 0.25 mm. It can also contain traces of concrete admixtures as well as dissolved sulphates, chlorides, etc. from previous concrete deliveries. According to the guidelines up to 18 kg/m³ solids may be added to fresh concrete via recycled water in normal situations, and up to 35 kg/m³ solids in exceptional cases as a short-term operating situation. For both cases the guidelines require separate performance testing if concretes specified in DIN 1045 are involved. It is necessary to prove that all the concrete specifications are fulfilled.

So far the regulations [5, 6] have forbidden the use of recycled water for concretes with special properties, such as air-entrained concretes and high-strength concretes. This is a precautionary measure which was taken because of the relatively slight experience with the use of recycled water [11]. However this exclusion often leads to a basic reservation about the use of recycled water in concrete. For the purposes of the German Waste Management and Recycling Act it therefore appears essential to extend the understanding of concretes made with recycled water and if necessary to dispel unfounded reservations.

3 Aim and extent of the investigations

The aim of investigating recycled water from representative ready-mixed concrete plants chosen was to compile a database for the recycled water properties which gives the range of fluctuation of the solid and dissolved contents of the recycled water with respect to type and quantity as well as the physical, chemical and chemico-mineralogical properties. For this purpose a total of 12 samples of recycled water were taken from 11 different ready-mixed concrete plants in North Rhine-Westphalia, Saxony Anhalt, Bavaria and Baden Württemberg. Two of these samples were split and exam-

ken in Nordrhein-Westfalen, Sachsen-Anhalt, Bayern und Baden-Württemberg entnommen. Zwei dieser Proben wurden geteilt und nach 72 Stunden noch einmal untersucht, so daß insgesamt 14 Proben analysiert wurden.

Um das Verhalten einzelner Zusatzmittelwirkstoffe im Restwasser und deren Konzentration zu ermitteln, wurden zusätzlich zwei verschiedene Restwassertypen (RW-TYP I und II) im Labor des FIZ künstlich hergestellt, aus denen jeweils drei Restwässer untersucht wurden (Tafel 1). Im Hinblick auf weitere Untersuchungen an Frisch- und Festbetonen sollte in dem hier geschilderten ersten Forschungsvorhaben auch das Vorgehen zur planmäßigen, praxisnahen Reproduktion von Restwässern im Labor entwickelt werden. Die zwei Restwassertypen wurden in je sechs aufeinanderfolgenden Auswaschvorgängen hergestellt. RW-TYP I wurde durch das Auswaschen von definiert zusammengesetzten, mit Calciumligninsulfonat verflüssigten Betonen erzeugt. Die Herstellung des RW-TYP II erfolgte analog, wobei jedoch die auszuwaschenden Frischbetone mit Tetrakaliumpyrophosphat verzögert waren.

An zwei Restwasserproben aus den Transportbetonwerken und an den beiden im Labor erzeugten Restwassertypen wurde der zeitliche Einfluß auf die physikalische, chemische und chemisch-mineralogische Beschaffenheit der Restwässer untersucht.

In einer Modellrechnung wurde die Entwicklung der Zusatzmittel-Wirkstoffkonzentration im Restwasser überprüft.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Probenahme

Die Entnahme der Restwasserproben in den Transportbetonwerken erfolgte stets am Ende der Einschaltdauer des Rührwerks, d.h. es wurde Restwasser in dem Zustand entnommen, in dem es als Zugabewasser bei der Betonherstellung zum Einsatz kommt. Das Volumen jeder Restwasserprobe betrug rd. 3l, wobei jeweils eine 2-Liter-PE-Weithalsflasche und eine 1-Liter-Glasflasche – zur Bestimmung der insgesamt enthaltenen organischen Bestandteile (TOC) – gefüllt wurden.

Nach der Probenahme wurden die sorgfältig verschlossenen Proben unverzüglich im FIZ untersucht. Die Zeitspanne zwischen der Probenahme und der Analyse wurde stets so klein wie möglich gehalten. Sie betrug in der Regel 1 h bis 24 h.

Um, wie in Abschnitt 3 ausgeführt, den zeitlichen Einfluß auf die Restwasserbeschaffenheit zu untersuchen, wurden die beiden Restwässer nach 72stündiger Lagerung im Labor erneut analysiert. Während der Lagerung wurde der Feststoff mittels Rührer in Suspension gehalten.

Bei der Restwasserherstellung im Labor erfolgte die Entnahme der Proben ebenfalls am Ende der Einschaltdauer des Rührwerks direkt aus der Suspension. Diese Proben wurden stets nach dem Auswaschen der Betone (siehe Abschnitt 4.2) entnommen, um die Entwicklung der Zusammensetzung der Restwässer schrittweise über eine Zeitdauer bis zu drei Tagen verfolgen zu können.

4.2 Labortechnische Herstellung von Betonrestwasser

Im Transportbetonwerk wird in der Regel 1 m³ Rückbeton mit rd. 4 m³ Wasser ausgewaschen. Das Spülwasser kann aus Frischwasser oder aus Restwasser mit vernachlässigbar geringen Mengen an Feststoff bestehen. Im allgemeinen entsteht dabei ein Restwasser mit einer Dichte von rd. 1,06 kg/dm³. Gemäß [5] können Restwässer bis zu einer Dichte von $\rho_{RW} \leq 1,07 \text{ kg/dm}^3$ als alleiniges Zugabewasser verwendet werden, weil dadurch nicht mehr als rd. 18 kg/m³ Feinstoffe $\leq 0,25 \text{ mm}$, d.h. rd. 1 M.-% des Gesamtzuschlags, über das Restwasser in den neuen Beton gelangen können. Betrachtet man den „Wasserhaushalt“ eines Transportbetonwerks, so wird deutlich, daß mit den unter diesen Bedingungen anfallenden Restwassermengen der Bedarf an Zugabewasser nahezu vollständig abgedeckt werden kann. Die Vorgehensweise beim Frischbetonrecycling, 1 m³ Beton mit rd. 4 m³ Wasser auszuwaschen, verbürgt bei einem gleichmäßigen Anfall der Restbetonmengen einen in bezug auf die zu erwartenden Restwasserdichten und die anfallenden Restwassermengen „sicheren“ Betrieb der Recyclinganlage.

Neben diesem Regaleinsatz von Restwasser wurde in [5] die Möglichkeit eröffnet, im Ausnahmefall bis zu rd. 35 kg/m³ Feinstoffe über das Restwasser in den neuen Beton einzutragen. Diese

Tafel 1: Untersuchte Restwässer

Table 1: Investigated recycled waters

14 Restwässer aus dem Praxisbetrieb 11 verschiedener Transportbetonwerke in BW, BY, LSA, NW,	6 Laborrestwässer (3 Proben je RW-TYP) 6 artificial recycled waters (3 samples of TYP I, II respectively)	
	RW-TYP I Betone mit 0,5 M.-% vom Zement Calciumligninsulfonat (BV) Concretes with 0,5% by mass ¹⁾ Calciumlignosulphonate	RW-TYP II Betone mit 0,5 M.-% vom Zement Tetrakaliumpyrophosphat (VZ) Concretes with 0,5% by mass ¹⁾ Tetra potassium pyrophosphate
14 recycled waters from practice of 11 different ready-mixed concrete plants in BW, BY, LSA, NW		

1) relative to cement content

ined again after 72 hours, so that a total of 14 samples were analyzed.

Two different types of recycled water (RW types I and II) were also produced artificially in the FIZ laboratory, from each of which three samples of recycled water were investigated (Table 1) in order to determine the behaviour and concentrations of individual active agents from the admixtures in the recycled water. In view of further investigations of fresh and solid concretes the first research project described here was also intended to develop a procedure for systematic, realistic reproduction of recycled water in the laboratory. The two types of recycled water were each produced in six successive washing procedures. RW type I was produced by washing concretes of defined composition plasticized with calcium lignosulphonate. RW type II was produced in the same way, but the fresh concretes which were washed had been retarded with tetra potassium pyrophosphate.

The influence of time on the physical, chemical and chemico-mineralogical properties of the recycled water was examined on two samples of recycled water from the ready-mixed concrete plants and on the recycled water samples produced in the laboratory.

The trend of the concentration in the recycled water of the active agents from the admixtures was checked in a model calculation.

4 Experimental procedure

4.1 Sampling

In the ready-mixed concrete plants the recycled water samples were always taken at the end of the operating cycle of the stirrer, i.e. the recycled water was taken in the state in which it is used as mixing water in concrete production. The volume of each recycled water sample was about 3 litres; a two litre PE wide-necked bottle and a 1 litre glass bottle – for determining the total organic constituents (TOC) – were filled each time.

After the sampling the carefully sealed samples were examined immediately at the FIZ. The time between sampling and analysis was always kept as short as possible. As a rule it was 1 to 24 h.

In order to investigate the influence of time on the properties of the recycled water, as discussed in Section 3, the two recycled water samples were analyzed again in the laboratory after 72 hours' storage. During the storage the solids were kept in suspension by a stirrer.

In the production of recycled water in the laboratory the samples were also taken directly from the suspension at the end of the operating cycle of the stirrer. These samples were always taken after washing the concretes (see Section 4.2) so that the trend of the composition of the recycled water could be followed in stages over a time period of up to 3 days.

4.2 Laboratory production of recycled water from concrete

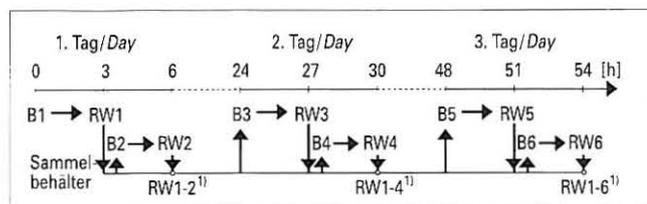
In a ready-mixed concrete plant 1 m³ residual concrete is normally washed with about 4 m³ water. The wash water can be fresh water or recycled water containing negligibly small quantities of solids. In general this produces a recycled water with a density of about

besondere Regelung ist notwendig, um in den Anlagen Spitzenmengen von Restbeton ohne Betriebsstörung verarbeiten zu können.

In Anlehnung an das beschriebene Praxiskonzept, 1 m³ Rückbeton mit rd. 4 m³ Spülwasser auszuwaschen, wurden im Labor zwei Restwassertypen, RW-TYP I und RW-TYP II, zur weiteren Untersuchung hergestellt, die sich jeweils aus zwei, vier und sechs einzelnen, ungefähr gleich großen Restwassermengen mit unterschiedlichem Alter zusammensetzten (siehe Bild 1). Zur Herstellung eines Restwassers wurde der Frischbeton nach jeweils drei Stunden Mischzeit mit so viel Frischwasser (Leitungswasser) über einem 250-µm-Sieb in einen Behälter ausgewaschen, bis das Restwasser jeweils eine Dichte von 1,07 kg/dm³ aufwies. Das Verhältnis von Spülwasser zu dem im Beton enthaltenen Zugabewasser betrug dabei jeweils rd. 18:1. Das so erzeugte Restwasser wurde mit den vorangehend erzeugten Restwässern in einem gemeinsamen Restwasserbehälter gesammelt. Die Feinteile des Restwassers wurden mit einem Rührgerät stets in Suspension gehalten.

Die Restwasserproben des ersten Tags wurden nach sechs Stunden aus dem Restwasser der Frischbetone B1 und B2 gewonnen und bestanden aus einem Gemisch ungefähr gleicher Volumenteile von drei und sechs Stunden „altem“ Restwasser (RW1 und RW2) bezogen auf den Zeitpunkt der Zugabe des Anmachwassers. Nach Hinzufügung der Restwässer der Betone B3 und B4 in den Sammelbehälter wurden am zweiten Tag die nächsten Proben entnommen. Diese setzten sich somit aus Restwasserteilmengen (RW1 bis RW4), die ein Alter von 3, 6, 27 und 30 Stunden aufwiesen, zusammen. Am dritten Tag wurden in einem letzten Schritt die Betone B5 und B6 hergestellt und nach drei Stunden Mischzeit ausgewaschen. Die dritte und letzte Probenahme erfolgte dann jeweils aus dem Gesamtrestwasser (RW1 bis RW6).

Die Ausgangsstoffe Zement, Zuschlag, Zusatzstoff und Zusatzmittel sowie deren Einsatzmengen waren für jeden Beton gleich. Als Zement wurde ein CEM I 32,5 R verwendet. Der Zementgehalt (z) betrug 270 kg/m³. Der Zuschlag bestand aus Rheinkiesand mit einer Sieblinie A/B 32. Weiterhin enthielten die Betone als Zusatzstoff 60 kg/m³ Steinkohlenflugasche (f) nach DIN EN 450, die mit dem Faktor k = 0,4 als Bindemittel angerechnet wurde. Für den Ausgangsbeton „B1“ wurden rd. 176 l/m³ Frischwasser als Zugabewasser (w) verwendet ($w/(z+k \cdot f) = 0,60$). Für die übrigen Betone (B2 bis B6) bestand das Zugabewasser zu $\frac{2}{3}$ aus Restwasser des Sammelbehälters und zu $\frac{1}{3}$ aus Frischwasser. Mit der Frischwasserzugabe wurde die in der Praxis üblicherweise vorhandene Eigenfeuchte der Zuschläge simuliert. Das Volumen der im Restwasser enthaltenen Feststoffe wurde bei der Wasserzugabe berücksichtigt, jedoch nicht auf den Zuschlag angerechnet ($w/(z+k \cdot f) = 0,60 = \text{konst.}$). Die sechs



¹⁾ Probenahmen/Taking samples

Bild 1: Ablaufschema für Restwasserherstellung (RW-TYP I und II) im Labor

Fig. 1: Production procedure of artificial recycled water (RW-TYP I and II) in the laboratory

Betone, die zur Herstellung von RW-TYP I ausgewaschen wurden, enthielten jeweils eine Dosierung von 0,5 M.-% des Zements Calciumligninsulfonat mit einem Feststoffgehalt von rd. 40 %. Für RW-TYP II wurde den Betonen 0,5 M.-% des Zements Tetraalkaliumpyrophosphat im Zugabewasser gelöst zugegeben.

Die Betone wurden in einem Freifallmischer hergestellt. Die Gesamtischzeit für einen Beton betrug ca. drei Stunden, wobei der Beton alle 20 Minuten fünf Minuten lang aufgemischt wurde. Damit sollte ein „Transportbeton“ bis zur Rückkehr ins Transportbetonwerk simuliert werden.

1.06 kg/dm³. According to [5] recycled water can be used as the sole mixing water up to a density of $\rho_{RW} \leq 1.07 \text{ kg/dm}^3$ because this means that not more than about 18 kg/m³ fines $\leq 0.25 \text{ mm}$, i.e. about 1 % by mass of the total aggregate, can pass into the new concrete via the recycled water. When the “water regime” of a ready-mixed concrete plant is considered, it is clear that the need for mixing water can be nearly fully covered by the quantities of recycled water generated under these conditions. For a consistent quantity of residual concrete the procedure with fresh concrete recycling – washing 1 m³ concrete with about 4 m³ water – guarantees “safe” operation of the recycling plant with respect to the expected recycled water density and the quantities of recycled water generated.

In addition to this routine use of recycled water the possibility was discussed in [5] of introducing up to about 35 kg/m³ fines into the new concrete via the recycled water in exceptional cases. This special provision is necessary so that peak quantities of residual concrete can be processed in the plants without interrupting the operation.

In imitation of this system used in practice of washing 1 m³ residual concrete with about 4 m³ wash water, two types of recycled water, RW type I and RW type II, were produced in the laboratory for further examination. They each consisted of two, four or six individual quantities of recycled water of approximately the same size but of different ages (see Fig. 1). To produce the recycled water the fresh concrete, after a mixing time of three hours, was washed with fresh water (tap water) over a 250 µm screen into a container until in each case the recycled water had a density of 1.07 kg/dm³. In every case the ratio of wash water to the mixing water contained in the concrete was about 18:1. The recycled water produced in this way was combined in a common recycled water container with the recycled water samples produced previously. The fines fractions in the recycled water were kept in suspension at all times with a stirrer.

The recycled water samples from the first day were obtained after six hours from the recycled water from fresh concretes B1 and B2, and consisted of a mixture of approximately equal parts by volume of 3 and 6 hours “old” recycled water (RW1 and RW2) relative to the moment of addition of the mixing water. The next samples were taken on the second day after adding the recycled water samples from concretes B3 and B4 to the collecting container. These were therefore composed of recycled water fractions (RW1 to RW4) which had ages of 3, 6, 27 and 30 hours. On the third day in a final step the concretes B5 and B6 were produced, and then washed after a mixing time of 3 hours. The third and last sampling was then carried out from the combined recycled water (RW1 to RW6).

The same constituents – cement, aggregate, addition and admixture – and quantities were used for each concrete. A CEM I 32.5 R cement was used as the cement. The cement content (c) was 270 kg/m³. The aggregate was Rhenish gravelly sand with an A/B 32 grading curve. As an addition the concretes also contained 60 kg/m³ coal fly ash (f) complying with DIN EN 450, which was included in the calculation as a binder using the factor k = 0.4. About 176 l/m³ fresh water was used as mixing water (w) for the first concrete “B1” ($w/(c+k \cdot f) = 0.60$). For the remaining concretes (B2 to B6) the mixing water consisted of $\frac{2}{3}$ recycled water from the collecting container and $\frac{1}{3}$ fresh water. The natural moisture normally present in aggregates was simulated by the addition of fresh water. The volume of solids contained in the recycled water was taken into account in the addition of water but was not included in the calculation of the aggregate ($w/(c+k \cdot f) = 0.60 = \text{constant}$). The six concretes which were washed to produce RW type I each contained an addition of 0.5 % by mass of calcium lignosulphonate, relative to the cement, with a solids content of about 40 %. For RW type II 0.5 % by mass of tetra potassium pyrophosphate, relative to the cement, was added to the concretes in solution in the mixing water.

The concretes were produced in a free fall mixer. The total mixing time for a concrete was about 3 hours, during which the concrete was mixed for a period of 5 minutes every 20 minutes. This was intended to simulate a “ready-mixed concrete” up to the time when it is brought back to the ready-mixed concrete plant.

Eigenschaft Property	Transportbetonwerk Ready-mixed concrete plant	Restwasser-Typ I Recycled water type I	Restwasser-Typ II Recycled water-type II
Physikalische Beschaffenheit des Restwassers (Suspension) Physical properties of the recycled water (Suspension)			
Dichte der Suspension Density of the susp.	g/cm ³	1,01-1,14	1,07
Feststoffgehalt Solids content	M.-%	2,3-24,8	10,4-12,3
Leitfähigkeit Conductivity	mS/cm	7,3-14,9	9,9-13,6
Chemisch-mineralogische und physikalische Beschaffenheit der Feststoffe Chemical-mineralogical and physical properties of the solids			
Feststoffdichte Density of solids	g/cm ³	1,95-2,34	2,05-2,44
Chem. gebund. Wasser Chem. combined water	M.-%	6,4-9,9	5,2-6,3
Zementgehalt Cement content	M.-%	27-66	52-59
SO ₃ im Feststoff SO ₃ content of solids	M.-%	1,9-3,1	1,4-1,7
TOC im Feststoff TOC of solids	M.-%	0,15-0,66	0,35-0,38

Tafel 2: Ergebnisse der Restwasseranalysen (Min./Max.-Werte)¹⁾ der Suspension

Table 2: Results of recycled water analysis (min./max. values)¹⁾ of the suspension

¹⁾ Die Einzelwerte kann der Leser auf Anfrage erhalten / Individual values available on request

4.3 Physikalische, chemische und chemisch-mineralogische Untersuchungen

Nach einer visuellen Beurteilung gemäß Richtlinie [5] wurde die Suspensionsdichte der Restwasserproben mittels Aräometerspindel und zur Kontrolle über die Wägung eines definierten Volumens (Meßzylinder) bestimmt. Nach der Bestimmung des pH-Werts und der Leitfähigkeit wurden die Feststoffe durch Filtration der Restwasserprobe über einen Weißbandfilter abgetrennt und die Dichte der flüssigen, feststofffreien Phase ermittelt. Die Feststoffanteile wurden im Trockenschrank bei 40 °C bis zur Massekonstanz getrocknet (Feststoffgehalt), dann homogenisiert und auf ihren Sulfat-, TOC- (Total Organic Carbon) und Zementgehalt sowie auf den Gehalt an „chemisch gebundenem Wasser“ untersucht. Als „chemisch gebundenes Wasser“ wurden hier jene Wasseranteile berücksichtigt, die sich nach einer Trocknung bei 105 °C noch in der Feststoffprobe befanden und erst im Glühversuch bis rd. 900 °C freigesetzt wurden.

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung erfolgte mittels Lasergranulometer (CILAS) an getrockneten, aufbereiteten Feststoffproben und z.T. direkt an den Restwasser-Suspensionen. Die Feststoffdichte wurde nach Aufmahlung mit Hilfe eines Flüssigkeitspyknometers bestimmt.

Ein Teil der flüssigen, feststofffreien Phase der Restwasserproben wurde mit Salpetersäure chemisch stabilisiert. An diesen Proben wurden die gelösten Gehalte an K, Na, Cr, Zn, Pb, As, Cd mittels AAS bzw. ICP-MS gemessen. Der Phosphat-, Sulfat-, Chlorid- und Nitratgehalt der flüssigen, feststofffreien Phase wurde ionenchromatographisch und der TOC-Gehalt durch thermisch-katalytische Oxydation/IR-Detektion bestimmt.

Die Ermittlung des Gehalts an Calciumligninsulfonat an Proben der reproduzierten Restwasser (RW-TYP I) erfolgte UV-spektroskopisch. Die Proben des RW-TYP II wurden auf ihren Phosphatgehalt hin, wie oben beschrieben, ionenchromatographisch untersucht.

5 Darstellung und Erörterung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse sämtlicher Restwasseranalysen sind in den Tafeln 2 und 3 zusammengefaßt. Nachfolgend wird die physikalische und chemische Beschaffenheit der Restwasser und der Feststoffe aus der Suspension gesondert dargestellt und bewertet.

5.1 Physikalische Beschaffenheit der Restwasser

Wie Bild 2 zeigt, lagen gemäß [5] die Suspensionsdichten der in den Transportbetonwerken entnommenen Restwasserproben mit

4.3 Physical, chemical and chemico-mineralogical investigations

After a visual assessment in accordance with guidelines [5] the suspension density of the recycled water sample was determined using an areometer and, as a check, by weighing a specific volume (measuring cylinder). After determination of the pH value and conductivity the solids were removed by filtering the recycled water sample on a White Ribbon filter and the density of the liquid, solids-free, phase was measured. The solids fractions were dried in a drying cabinet at 40 °C to constant weight (solids content),

Tafel 3: Ergebnisse der Restwasseranalysen (Min./Max.-Werte)¹⁾ - feststofffrei

Table 3: Results of recycled water analysis (min./max. values)¹⁾ - solids-free

Eigenschaft Property	Transportbetonwerk Ready-mixed concrete plant	Restwasser-Typ I Recycled water type I	Restwasser-Typ II Recycled water type II
Chemische Beschaffenheit des feststofffreien Restwassers Chemical properties of the solid-free recycled water			
pH-Wert pH-value	-	12,7-13,4	12,8-13,0
PO ₄ ³⁻	mg/l	n.n.-0,97	n.n.
SO ₄ ²⁻	mg/l	n.n.-9,5	39,7-541,1
Cl ⁻	mg/l	6,2-55,4	61,3-80,3
NO ₃ ⁻	mg/l	3,2-44,8	6,7-35,7
Cr	µg/l	<1,0-48,8	20,2-33,7
Zn	µg/l	12,5-69,0	7,8-66,8
Pb	µg/l	<1,0	<1,0
As	µg/l	<1,0-1,3	2,1-3,8
Cd	µg/l	<0,1-1,0	0,1-0,5
Na	mg/l	30-220	80-90
K	mg/l	110-750	350-410
TOC	mg/l	5,8-27,8	18,4-26,3

¹⁾ Die Einzelwerte kann der Leser auf Anfrage erhalten / Individual values available on request
n.n. = nicht nachweisbar / not detectable

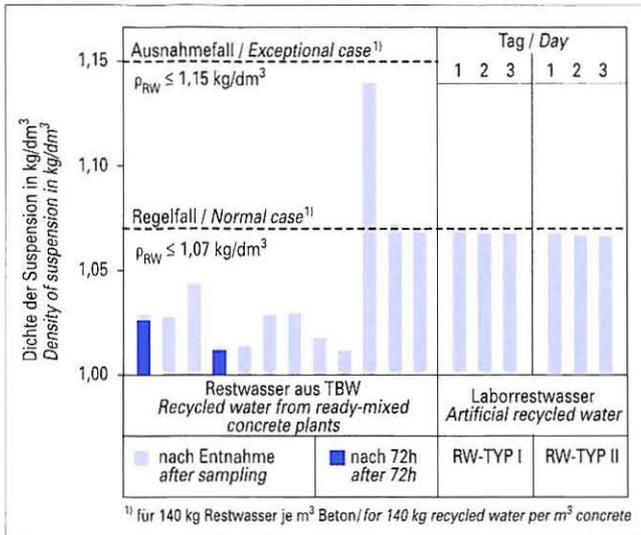


Bild 2: Suspensionsdichten der Restwasserproben
Fig. 2: Densities of recycled water suspensions

einer eindeutigen Ausnahme im Bereich des Regelfalles mit $\rho_{RW} \leq 1,07 \text{ kg/dm}^3$, d.h. der Feststoffeintrag würde bei Verwendung der Restwasser als alleiniges Zubewasser wie gefordert unter 1 M.-% und bei dem Ausnahmefall unter 2 M.-% liegen. Die Ergebnisse decken sich mit den Feststellungen in [12]. Bei den über 72 Stunden im Labor gelagerten Restwasserproben aus Transportbetonwerken ergaben sich bezüglich der Suspensionsdichte keine signifikanten Veränderungen gegenüber den unmittelbar nach der Entnahme untersuchten Proben. Auch die im Labor hergestellten Restwasser wiesen eine nahezu konstant bleibende Suspensionsdichte auf. Die feststofffreien Restwasser waren farblos bis schwach gelblich, enthielten kaum Huminstoffe und höchstens Spuren von Öl und Fett sowie nur geringe Mengen an Chlorid (siehe Abschnitt 5.4). Damit erfüllten sie die Anforderungen der Restwasserrichtlinie [5].

5.2 Physikalische Beschaffenheit der Feststoffe

Die Ergebnisse der Dichtemessung am Feststoff, dargestellt in Bild 3, bestätigten die für Berechnungen in der Restwasserrichtlinie [5] angenommene mittlere Dichte des Feststoffs von rd. $2,1 \text{ kg/dm}^3$ und entsprachen den Angaben in [11, 13]. Die jeweils geringeren Feststoffdichten der 72 Stunden gelagerten Proben gegenüber den Referenzproben unmittelbar nach der Entnahme sowie das Absin-

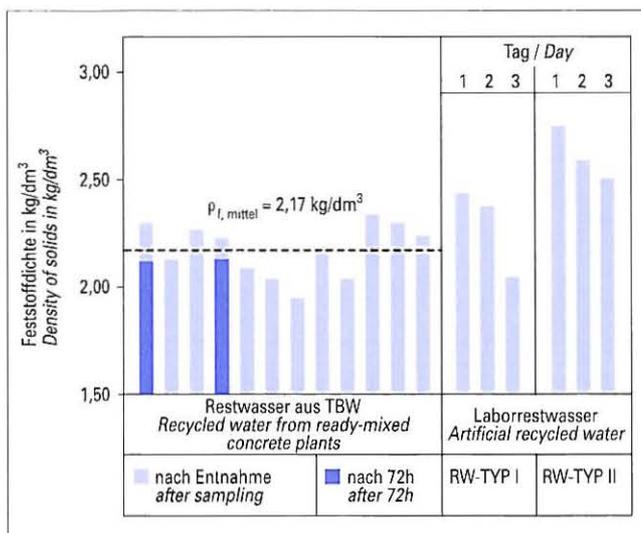


Bild 3: Dichten der Feststoffe im Restwasser
Fig. 3: Densities of solids in the recycled water

then homogenized and tested for sulphate, TOC (Total Organic Carbon) and cement contents and for the content of "chemically combined water". "Chemically combined water" was taken here to be those water fractions which were still present in the solids sample after drying at $105 \text{ }^\circ\text{C}$ and were only released in the ignition test at about $900 \text{ }^\circ\text{C}$.

The particle size distribution was determined with a laser granulometer (CILAS) on dried, processed solids samples and in some cases directly on the recycled water suspensions. The solids density was measured with the aid of a liquid pycnometer after grinding.

Part of each of the liquid, solids-free phases of the recycled water sample was chemically stabilized with nitric acid. These samples were used to measure the dissolved contents of K, Na, Cr, Zn, Pb, As, and Cd by AAS or ICP-MS. The phosphate, sulphate, chloride and nitrate contents of the liquid, solids-free phase were determined by ion chromatography, and the TOC content by thermo-catalytic oxidation/IR detection.

The content of calcium lignosulphonate in the samples of the reproduced recycled water (RW type I) was measured by UV spectrometry. The phosphate content of the RW type II samples was measured, as described above, by ion chromatography.

5 Presentation and discussion of the test results

The results of all the recycled water analyses are summarized in Tables 2 and 3. The physical and chemical properties of the recycled water samples and of the solids from the suspensions are presented and evaluated separately below.

5.1 Physical properties of the recycled water

Fig. 2 shows that, in conformity with [5], the suspension densities of the recycled water samples taken in the ready-mixed concrete plants lay, with one definite exception, in the normal range with $\rho_{RW} \leq 1.07 \text{ kg/dm}^3$, i.e. if the recycled water were used as the sole mixing water the input of solids would lie, as required, under 1 % by mass, and in the exceptional case under 2 % by mass. The results coincide with the findings in [12]. With the recycled water samples from ready-mixed concrete plants which had been stored for 72 hours in the laboratory there were no significant changes in the suspension density when compared with the samples examined immediately after sampling. The recycled water samples produced in the laboratory also exhibited a virtually constant suspension density. The solids-free recycled water samples were colourless to slightly yellow, contained hardly any humic matter and, at the most, traces of oil and fat, as well as only small quantities of chloride (see Section 5.4). They therefore fulfilled the requirements of the recycled water guidelines [5].

5.2 Physical properties of the solids

The results of the density measurements on the solids, shown in Fig. 3, confirmed the average density of the solids of about 2.1 kg/dm^3 assumed for the calculations in the recycled water guidelines [5], and corresponded to the data in [11, 13]. The solids densities of the samples stored for 72 hours, which in all cases were lower than for the reference samples directly after sampling, and the drop in solids density with time during the production of recycled water samples in the laboratory, can be attributed to advancing cement hydration. The solids densities of the RW type II, which were higher than the solids densities of the RW type I normally found in practice, are probably a result of the retarding active agent, tetra potassium pyrophosphate, used in the fresh concrete.

The solids in the recycled water consist of a mixture of cement particles of varying degrees of hydration, and therefore of different volumes, depending on the age of the recycled water, as well as particles of aggregates, additions and fine sand. During the attempt to measure the particle size distribution the solid particles agglomerated so strongly during the drying process that even the ultrasound used for disagglomeration had hardly any effect. As realistic and reproducible disagglomeration of the fines particles was not possible it can be assumed that the particle size distributions measured on the dry solids are considerably distorted towards larger particle diameters. In a second stage the CILAS measurement was carried out directly on the recycled water suspension in order to avoid the se-

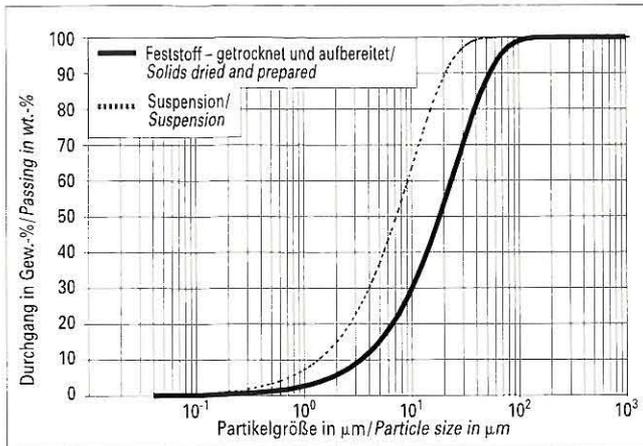


Bild 4: Einfluß der Probenaufbereitung auf die Korngrößenverteilung
Fig. 4: Influence of sample preparation on particle size distribution of the solids

ken der Feststoffdichten im zeitlichen Verlauf der Restwasserherstellung im Labor sind auf die fortschreitende Zementhydratation zurückzuführen. Die gegenüber den praxisüblichen Feststoffdichten des RW-TYP I höheren Feststoffdichten des RW-TYP II resultieren wahrscheinlich aus dem im Frischbeton eingesetzten verzögernden Wirkstoff Tetrakaliumpyrophosphat.

Der Feststoff im Restwasser besteht aus einem Gemisch von je nach Restwasseralter mehr oder weniger hydratisierten und somit unterschiedlich voluminösen Zementteilchen sowie Zuschlag-, Zusatzstoff- und Feinsandpartikel. Bei dem Versuch, die Korngrößenverteilung zu ermitteln, agglomerierten die Feststoffpartikel während des Trocknungsvorgangs so stark, daß selbst der zur Desagglomeration eingesetzte Ultraschall kaum Wirkung zeigte. Da eine wirklichkeitsnahe und reproduzierbare Desagglomeration der Feinstoffkörner nicht möglich war, ist davon auszugehen, daß die am getrockneten Feststoff ermittelten Kornverteilungen erheblich zu größeren Korndurchmessern hin verfälscht sind. Um die durch Trocknung entstehende starke Agglomeration der Feststoffe zu umgehen, wurde in einem zweiten Schritt die CILAS-Messung direkt an der Restwassersuspension durchgeführt. Dabei wurde das Restwasser als Suspension in das CILAS-Gerät eingespritzt. Die so ermittelten Kornverteilungen unterschieden sich in erheblichem Maße von denen, die an getrocknetem Feststoff gemessen wurden (Bild 4). Allerdings erwies sich die Entnahme einer repräsentativen Probe als äußerst schwierig, da sich die größeren Feststoffpartikel sehr schnell bei der Probenahme absetzen. Zusammenfassend muß gesagt werden, daß aufgrund dieser Schwierigkeiten zur Zeit noch keine repräsentative Korngrößenverteilung von Restwasserfeststoffen ermittelt werden kann. Wie sich unter den gegebenen Verhältnissen der Parameter „Korngröße“ überhaupt definieren läßt und inwieweit sich mittels spezieller Naßsiebungsverfahren wirklichkeitsnahe und reproduzierbare Meßergebnisse erzielen lassen, ist Gegenstand weiterer derzeit angestellter Überlegungen.

5.3 Chemisch-mineralogische Beschaffenheit der Feststoffe

Der Gehalt an „chemisch gebundenem Wasser“ des Feststoffs (Bild 5) lag bei den Restwasserproben aus der Praxis zwischen 6 M.-% und 10 M.-%, bezogen auf den Feststoff. Die 72 Stunden gelagerten Restwasserproben wiesen gegenüber den Referenzproben einen aufgrund der fortschreitenden Zementhydratation erwartungsgemäß etwas höheren Anteil an „chemisch gebundenem Wasser“ auf. Deutlich niedrigere Werte ergaben sich wegen des geringen Hydratationsfortschritts erwartungsgemäß bei den im Labor hergestellten RW-TYP II. Dieser geringere Hydratationsfortschritt des Zements ist, wie im Abschnitt 5.2 beschrieben, vermutlich auf den im Frischbeton eingesetzten verzögernden Wirkstoff Tetrakaliumpyrophosphat zurückzuführen. Die ermittelten Mengen an „chemisch gebundenem Wasser“ entsprechen insgesamt den beobachteten Feststoffdichten.

vere Agglomeration of the solids caused by the drying. The recycled water was injected as a suspension into the CILAS unit. The particle size distributions measured in this way differed substantially from those measured on the dried solids (Fig. 4). However, it proved extremely difficult to take a representative sample as the coarser solid particles settled very rapidly during the sampling. It has to be said that due to these difficulties it is not at present possible to determine representative particle size distributions of the solids in the recycled water. How the parameter „particle size“ can actually be defined under the given conditions, and the extent to which realistic and reproducible test results can be achieved by means of special wet screening methods, are currently the subject of continued deliberations.

5.3 Chemico-mineralogical properties of the solids

In the recycled water samples taken under practical conditions the content of „chemically combined water“ in the solids (Fig. 5) lay between 6% and 10% by mass relative to the solids. The recycled water samples stored for 72 hours exhibited, as expected, a somewhat higher percentage of „chemically combined water“ than the reference samples due to advancing cement hydration. Significantly lower values were found, as expected, with the samples of the RW type II produced in the laboratory because of the low degree of hydration. This lower degree of hydration of the cement is, as described in Section 5.2, presumably attributable to the retarding active agent, tetra potassium pyrophosphate, used in the fresh concrete. The quantities of „chemically combined water“ measured correspond on the whole to the observed densities of the solids.

The cement contents (Table 2) measured in the solids of the recycled water samples from the ready-mixed concrete plants varied between 27% and 66% by mass relative to the solids. On average, 85% to 90% by mass were found in [11]. The cement contents can only be determined with limited accuracy as not all characteristic values can be determined quantitatively and in unfavourable cases individual constituents cannot even be detected qualitatively. In the view of the cut point of fresh concrete recycling plants the cement contents measured in the recycled water from the ready-mixed concrete plants and from RW type I actually all appear to be realistic, in spite of the limited accuracy of the test method [14]. The cement contents in the solids from the samples of RW type II of about 46% by mass were lower than expected. The cement content of the solids in the recycled water samples of defined composition ought to be about 60% by mass. Possible reasons could be the above-mentioned limited accuracy of the method of determination during the analysis of solids in recycled water and the properties of the solids samples from the fresh concretes retarded with tetra potassium pyrophosphate; these contain large percentages of cement which is only slightly hydrated and therefore led to difficulties during

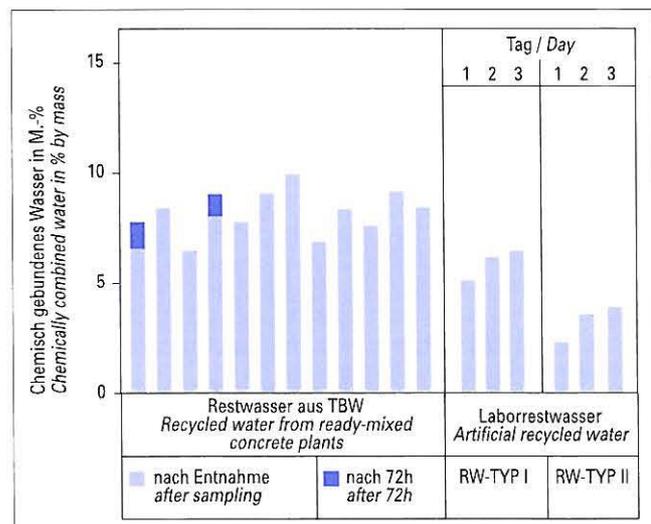


Bild 5: Gehalt an chemisch gebundenem Wasser im Feststoff
Fig. 5: Chemically combined water content of the solids

Die im Feststoff ermittelten Zementgehalte (Tafel 2) der Restwasserproben aus den Transportbetonwerken variierten zwischen 27 M.-% und 66 M.-%, bezogen auf den Feststoff. In [11] wurden durchschnittlich 85 M.-% bis 90 M.-% gefunden. Der Zementgehalt läßt sich nur mit begrenzter Genauigkeit bestimmen, da nicht alle Kennwerte quantitativ ermittelt und einzelne Bestandteile in ungünstigen Fällen auch nicht qualitativ nachgewiesen werden können. Im Hinblick auf den Trennschnitt von Frischbetonrecyclinganlagen erscheinen die ermittelten Zementgehalte der Restwasser aus den Transportbetonwerken und des RW-TYP I, trotz begrenzter Genauigkeit des Untersuchungsverfahrens [14], durchaus als realistisch. Niedriger als erwartet waren mit ca. 46 M.-% die Zementgehalte in dem Feststoff der Proben des RW-TYP II. Der Zementgehalt der Feststoffe in den definiert zusammengesetzten Restwässern müßte bei rd. 60 M.-% liegen. Die oben beschriebene begrenzte Genauigkeit des Bestimmungsverfahrens bei der Analyse von Restwasserfeststoffen sowie die Beschaffenheit der Feststoffproben aus den mit Tetrakaliumpyrophosphat verzögerten Frischbetonen, welche große Anteile an wenig hydratisiertem Zement enthielten und deshalb durch ein Zusetzen des Filters zu Schwierigkeiten bei der Zementgehaltsbestimmung führten, könnten mögliche Ursachen dafür sein.

Messungen der TOC-Gehalte der Ausgangsstoffe für die Laborbetone zeigten, daß sich die organischen Bestandteile im wesentlichen im Restwasserfeststoff wiederfanden. Die gegenüber RW-TYP II erhöhten TOC-Werte im Feststoff des RW-TYP I zeigen, daß der organische Wirkstoff Calciumligninsulfonat durch die Hydratation in starkem Maße in den Zementstein eingebunden wird (siehe Abschnitt 5.4).

5.4 Chemische Beschaffenheit der Restwässer (feststofffrei)

Die pH-Werte der Restwasserproben lagen zwischen 12,7 und 13,4. Sie überstiegen damit stets den pH-Wert einer gesättigten Calciumhydroxidlösung, der bei pH 12,5 liegt.

Phosphate sind die Basiswirkstoffe vieler handelsüblicher verzögernd wirkender Betonzusatzmittel. Beim Auswaschen von verzögerten Frischbetonen oder Frischmörteln können Phosphate in das Restwasser gelangen. Die Untersuchung des Phosphatgehalts (Tafel 3) zeigte, daß Phosphat, wenn überhaupt nachweisbar, nur in sehr geringen Konzentrationen gefunden werden konnte. Die Proben des RW-TYP II entstanden im Labor durch das Auswaschen von Frischbetonen, die mit Tetrakaliumpyrophosphat verzögert worden waren. Auch hier lagen die Phosphatgehalte unterhalb der Nachweisgrenze. Daraufhin zusätzlich durchgeführte Untersuchungen an 3, 8, 12 und 24 h alten Restwasserproben zeigten, daß bereits unmittelbar nach dem Auswaschen des rd. drei Stunden lang gemischten „Transportbetons“ Phosphate in der flüssigen und feststofffreien Phase nicht mehr nachweisbar waren. Die Phosphate bilden schwerlösliche Verbindungen und fallen aus. Eine nachträgliche Freisetzung im Verlauf der Wiederverwendung und damit eine Wirkung im Beton ist nach derzeitigem Kenntnisstand auszuschließen.

In den Proben des RW-TYP I wurde mittels UV-Spektroskopie ein Gehalt an Calciumligninsulfonat von maximal 12 mg/l ermittelt. Das entspricht nur rd. 0,4 % der ursprünglich im Zugabewasser des Betons gelösten Wirkstoffmenge. Dieser Wert besagt unter Berücksichtigung des Verdünnungsverhältnisses von rd. 1:18 beim Auswaschen des Restbetons im Labor, daß bereits zum Untersuchungszeitpunkt rd. 93 % des Wirkstoffs fest am Zementstein sorbiert waren. Hieraus wird deutlich, daß die hier eingesetzten Basiswirkstoffe Calciumligninsulfonat und Tetrakaliumpyrophosphat nahezu vollständig und irreversibel an die Zementpartikel gebunden werden, für weitere Reaktionen nicht mehr zur Verfügung stehen und daß sie sich auch aus diesem Grund nicht im Restwasser aufkonzentrieren können [18].

Zement enthält Sulfat zur Erstarrungsregelung, das auf die unmittelbar in Lösung gehende Menge an Tricalciumaluminat abgestimmt ist. Durch Messung des Sulfatgehalts im Feststoff (als SO_3 angegeben) und in der flüssigen Phase (als SO_4^{2-} angegeben) sollte festgestellt werden, welche Sulfatmengen über das Restwasser überhaupt in den „neuen“ Beton gelangen können. Die Sulfatgehalte der Restwässer lagen weit unter dem Grenzwert von 2000 mg/l, der für feststofffreies Waschwasser von gips- oder anhy-

dratation der Zementgehalte (Tafel 2) der Restwasserproben aus den Transportbetonwerken variierten zwischen 27 M.-% und 66 M.-%, bezogen auf den Feststoff. In [11] wurden durchschnittlich 85 M.-% bis 90 M.-% gefunden. Der Zementgehalt läßt sich nur mit begrenzter Genauigkeit bestimmen, da nicht alle Kennwerte quantitativ ermittelt und einzelne Bestandteile in ungünstigen Fällen auch nicht qualitativ nachgewiesen werden können. Im Hinblick auf den Trennschnitt von Frischbetonrecyclinganlagen erscheinen die ermittelten Zementgehalte der Restwasser aus den Transportbetonwerken und des RW-TYP I, trotz begrenzter Genauigkeit des Untersuchungsverfahrens [14], durchaus als realistisch. Niedriger als erwartet waren mit ca. 46 M.-% die Zementgehalte in dem Feststoff der Proben des RW-TYP II. Der Zementgehalt der Feststoffe in den definiert zusammengesetzten Restwässern müßte bei rd. 60 M.-% liegen. Die oben beschriebene begrenzte Genauigkeit des Bestimmungsverfahrens bei der Analyse von Restwasserfeststoffen sowie die Beschaffenheit der Feststoffproben aus den mit Tetrakaliumpyrophosphat verzögerten Frischbetonen, welche große Anteile an wenig hydratisiertem Zement enthielten und deshalb durch ein Zusetzen des Filters zu Schwierigkeiten bei der Zementgehaltsbestimmung führten, könnten mögliche Ursachen dafür sein.

Die pH-Werte der Restwasserproben lagen zwischen 12,7 und 13,4. Sie überstiegen damit stets den pH-Wert einer gesättigten Calciumhydroxidlösung, der bei pH 12,5 liegt. Phosphate sind die Basiswirkstoffe in vielen handelsüblichen verzögernd wirkenden Betonzusatzmitteln. Beim Auswaschen von verzögerten Frischbetonen oder Frischmörteln können Phosphate in das Restwasser gelangen. Die Untersuchung des Phosphatgehalts (Tafel 3) zeigt, daß Phosphat, wenn überhaupt nachweisbar, nur in sehr geringen Konzentrationen gefunden werden konnte. Die Proben des RW-TYP II entstanden im Labor durch das Auswaschen von Frischbetonen, die mit Tetrakaliumpyrophosphat verzögert worden waren. Auch hier lagen die Phosphatgehalte unterhalb der Nachweisgrenze. Daraufhin zusätzlich durchgeführte Untersuchungen an 3, 8, 12 und 24 h alten Restwasserproben zeigten, daß bereits unmittelbar nach dem Auswaschen des rd. drei Stunden lang gemischten „Transportbetons“ Phosphate in der flüssigen und feststofffreien Phase nicht mehr nachweisbar waren. Die Phosphate bilden schwerlösliche Verbindungen und fallen aus. Eine nachträgliche Freisetzung im Verlauf der Wiederverwendung und damit eine Wirkung im Beton ist nach derzeitigem Kenntnisstand auszuschließen. In den Proben des RW-TYP I wurde mittels UV-Spektroskopie ein Gehalt an Calciumligninsulfonat von maximal 12 mg/l ermittelt. Das entspricht nur rd. 0,4 % der ursprünglich im Zugabewasser des Betons gelösten Wirkstoffmenge. Dieser Wert besagt unter Berücksichtigung des Verdünnungsverhältnisses von rd. 1:18 beim Auswaschen des Restbetons im Labor, daß bereits zum Untersuchungszeitpunkt rd. 93 % des Wirkstoffs fest am Zementstein sorbiert waren. Hieraus wird deutlich, daß die hier eingesetzten Basiswirkstoffe Calciumligninsulfonat und Tetrakaliumpyrophosphat nahezu vollständig und irreversibel an die Zementpartikel gebunden werden, für weitere Reaktionen nicht mehr zur Verfügung stehen und daß sie sich auch aus diesem Grund nicht im Restwasser aufkonzentrieren können [18]. Zement enthält Sulfat zur Erstarrungsregelung, das auf die unmittelbar in Lösung gehende Menge an Tricalciumaluminat abgestimmt ist. Durch Messung des Sulfatgehalts im Feststoff (als SO_3 angegeben) und in der flüssigen Phase (als SO_4^{2-} angegeben) sollte festgestellt werden, welche Sulfatmengen über das Restwasser überhaupt in den „neuen“ Beton gelangen können. Die Sulfatgehalte der Restwässer lagen weit unter dem Grenzwert von 2000 mg/l, der für feststofffreies Waschwasser von gips- oder anhy-

5.4 Chemical properties of the recycled water (solids-free)

The pH values of the recycled water samples lay between 12.7 and 13.4. They therefore always exceeded the pH value of 12.5 of saturated calcium hydroxide solution.

Phosphates are the basic active agents in many normal commercial concrete admixtures with retarding actions. During the washing of retarded fresh concretes or fresh mortars the phosphates can pass into the recycled water. Examination of the phosphate content (Table 3) showed that, where it could be detected at all, phosphate was only found in very low concentrations. The samples of the RW type II were produced in the laboratory by washing fresh concretes which had been retarded with tetra potassium pyrophosphate. Here again the phosphate levels were below the limit of detection. Additional investigations carried out on 3, 8, 12 and 24 hours old recycled water samples showed that even immediately after washing the “ready-mixed concrete” which had been mixed for about 3 hours it was no longer possible to detect phosphates in the liquid, solids-free phase. The phosphates form sparingly soluble compounds and are precipitated. According to current understanding any subsequent liberation during re-use, and therefore any effect on the concrete, can be ruled out.

A maximum content of calcium lignosulphonate of 12 mg/l was measured in the samples of the RW type I using UV spectroscopy. This corresponds to only about 0.4% of the quantity of active agent originally dissolved in the mixing water of the concrete. Taking into account the dilution ratio of about 1:18 when the residual concrete is washed in the laboratory, this value implies that by the time the investigation was carried out approximately 93% of the active agent had been absorbed strongly in the hardened cement paste. From this it is clear that the basic active agents used here – calcium lignosulphonate and tetra potassium pyrophosphate – are combined virtually completely and irreversibly in the cement particles, are no longer available for further reactions, and therefore cannot build up in the recycled water [18].

Cement contains sulphate as a setting regulator which is matched to the quantity of tricalcium aluminate which goes directly into solution. By measuring the sulphate content in the solids (given as SO_3) and in the liquid phase (given as SO_4^{2-}) the aim was to establish what quantities of sulphate can actually pass into the “new” concrete via the recycled water. The sulphate levels of the recycled water samples lay far below the limit of 2000 mg/l specified for solids-free washing water from gypsum- and or anhydrite-bound residual mortar. Levels of dissolved sulphate of up to 9.5 mg/l were found in the liquid, solids-free phase, and approximately 2% to 3% by mass in the solids, for the recycled water samples taken under practical conditions, which is in agreement with [15]. This means that by far the majority of the sulphate is contained in the solids. When compared with the samples from the ready-mixed concrete plants the liquid, solids-free phases of the RW types I and II exhibited initially higher contents of dissolved sulphate at the start of production in the laboratory because at first the cement hydration was less advanced. The percentages of sulphate in the solids were correspondingly low. As the recycled water production continued the percentages of dissolved sulphate decreased sharply as expected. Considered as a whole, only about 4 to 5% of the quantity of sulphate brought in by the sulphate setting regulator in the cement would be introduced into the concrete via the liquid phases and the recycled water solids.

The chloride contents of all the solids-free recycled water samples lay – in agreement with [12] – far below the limit for using the recycled water for producing prestressed concrete (Cl^- -content ≤ 600 mg/l). The samples stored for 72 hours had lower

Bezeichnung	Einheit	Meßwerte	Anforderungen Trinkwasserverordnung/ Restwasserrichtlinie
Term	Unit	Measured values	Requirements Drinking water regulations/ Recycled water guideline
Chlorid/Chloride	mg/l	6,2 – 55,4	250/≤600 ¹⁾
Sulfat/Sulphate	mg/l	n.n. – 9,5	240/≤2000 ²⁾
Phosphat/Phosphate	mg/l	n.n. – 1,0	6,7
Nitrat/Nitrate	mg/l	3,2 – 44,8	50
Chrom/Chromium	mg/l	<0,001 – 0,049	0,05
Zink/Zinc	mg/l	0,013 – 0,069	5
Cadmium/Cadmium	mg/l	<0,0001 – 0,001	0,005
Blei/Lead	mg/l	<0,001	0,04
Arsen/Arsenic	mg/l	<0,001-0,0013	0,01
Natrium/Sodium	mg/l	30 – 220	150
Kalium/Potassium	mg/l	110 – 750	12
pH-Wert/pH-value	-	12,7 – 13,4	≥6,5 ≤9,5
Leitfähigkeit/ Conductivity	mS/cm	7,3 – 14,9	2

dritgebundenem Restmörtel angegeben ist. So ergaben sich für die Restwasserproben aus der Praxis in Übereinstimmung mit [15] Gehalte an gelöstem Sulfat von bis zu 9,5 mg/l in der flüssigen, feststofffreien Phase und rd. 2 M.-% bis 3 M.-% im Feststoff. Dies bedeutet, daß der weitaus größte Teil des Sulfats im Feststoff enthalten ist. Die flüssigen, feststofffreien Phasen des RW-TYP I und II wiesen zu Beginn der Herstellung im Labor, aufgrund der erst wenig fortgeschrittenen Zementhydratation, gegenüber den Proben aus den Transportbetonwerken anfangs höhere Gehalte an gelöstem Sulfat auf. Dementsprechend niedrig lagen die Sulfatanteile im Feststoff. Im weiteren Verlauf der Restwasserherstellung nahmen die Anteile an gelöstem Sulfat erwartungsgemäß stark ab. Insgesamt betrachtet würde hier durch die flüssige Phase und den Restwasserfeststoff nur rd. 4 bis 5 % der Sulfatmenge in den Beton eingetragen, die über den sulfatischen Erstarrungsregler der Zemente eingebracht wird.

Der Chloridgehalt sämtlicher feststofffreier Restwasserproben lag – in Übereinstimmung mit [12] – weit unter dem Grenzwert für die Anwendung des Restwassers zur Herstellung von Spannbeton (Cl^- -Gehalt ≤ 600 mg/l). Die über 72 Stunden gelagerten Proben wiesen gegenüber den Referenzproben einen geringeren Chloridgehalt auf. Die gelösten Chloride werden während der Hydratation des Zements teilweise unter Bildung von „Friedelschem Salz“ an den Zementstein gebunden [16, 17].

Die Prüfung des Alkaligehalts lieferte im ungünstigsten Fall ein Na_2O -Äquivalent von rd. 0,9 g/l. Damit kann sich der Alkaligehalt, der durch den Zement in den Beton eingetragen wird, nur um rd. 3 bis 5 % erhöhen.

Bei den TOC-Messungen an den flüssigen, feststofffreien Phasen ergaben sich für die feststoffreichen Restwasserproben der Transportbetonwerke Gehalte an organischem Kohlenstoff von bis zu 28 mg/l. Bei den reproduzierten Restwässern wiesen die Proben des RW-TYP I höhere TOC-Gehalte gegenüber den Proben des RW-TYP II auf. Die „erhöhten“ TOC-Gehalte von bis zu 26 mg/l in den flüssigen Phasen der Proben von RW-TYP I sind wahrscheinlich auf die Anwendung des organischen Wirkstoffs Calciumligninsulfonat im Frischbeton zurückzuführen. Allerdings muß man bei der Bewertung des TOC-Gehaltes von RW-TYP I berücksichtigen, daß diese Anteile, wie bereits ausgeführt, nur rd. 0,4 % der ursprünglich im Zugabewasser des Betons gelösten Menge an Calciumligninsulfonat darstellen. Entsprechende TOC-Gehalte können ebenso im Werksbetrieb auftreten.

Tafel 4 verdeutlicht, daß die Gehalte an Phosphat, Sulfat, Chlorid und Nitrat sowie die Schwermetallgehalte der feststofffreien

Tafel 4: Gegenüberstellung der Analysedaten der Restwässer (feststofffrei) aus Transportbetonwerken mit den Anforderungen der „Restwasserrichtlinie“ [5] und der Trinkwasserverordnung [19]

Table 4: Comparison of analysis data of the recycled waters (solids-free) from ready-mixed concrete plants with the requirements of the „Recycled water guideline“ [5] and of the Drinking water regulations [19]

¹⁾ Höchstwerte für Cl^- -Gehalt bei unbewehrtem Beton ≤ 4500 mg/l; bei Stahlbeton ≤ 2000 mg/l; bei Spannbeton ≤ 600 mg/l
Upper limits of Cl^- -content for plain concrete ≤ 4500 mg/l; reinforced concrete ≤ 2000 mg/l; prestressed concrete ≤ 600 mg/l

²⁾ gilt als Obergrenze für die Einleitung von feststofffreiem Waschwasser gips- oder anhydritgebundener Restmörtel in das Restwasserbecken
upper limit for discharge of solids-free recycled water from gypsum plaster or anhydrite plaster into the recycled water storage basin
n.n. nicht nachweisbar / not detectable

chloride contents than the reference samples. Some of the dissolved chloride was combined strongly in the hardened cement paste during the hydration of the cement with the formation of „Friedels salt“ [16, 17].

In the least favourable case the test of the alkali content gave an Na_2O equivalent of about 0.9 g/l. This means that the alkali content which is introduced into the concrete through the cement can only be increased by around 3 to 5 %.

Levels of organic carbon of up to 28 mg/l were found for the solids-rich recycled water samples from the ready-mixed concrete plants during the TOC measurements on the liquid, solids-free phases. In the reproduced recycled water the samples of RW type I showed higher TOC levels than the samples of RW type II. The „increased“ TOC levels of up to 26 mg/l in the liquid phases of the samples of RW type I can probably be attributed to the use of the organic active agent, calcium lignosulphonate, in the fresh concrete. However, when assessing the TOC content of RW I it must be borne in mind that these percentages, as already stated, only represent about 0.4 % of a quantity of calcium lignosulphonate originally dissolved in the mixing water for the concrete. Corresponding TOC levels can equally well occur during plant operation.

Table 4 illustrates the fact that the contents of phosphate, sulphate, chloride and nitrate and the heavy metal contents of the solids-free phases were even below the limits or guide values of the Ordinance for Drinking Water [19] which is used without reservation as mixing water in the production of concrete.

6 Model for calculating the trend in the concentration of active admixture agent in the recycled water during repeated washing of fresh concretes containing admixtures

When the residual concrete is washed it is possible not only for cement, fine sand, addition and water, but also for residues of the admixture used in the fresh concrete, to pass into the recycled water. Fig. 6 shows the calculated trend of the concentration of active admixture agent in the recycled water relative to the quantity added to the mixing water under the unfavourable assumption that at all times only fresh concretes which contain admixtures (see Section 4.2) are washed into a recycled water reservoir and that there is no chemical combination with the cement. In order to make the conditions even sharper it was assumed that the mixing water for each new concrete consisted entirely of recycled water. The admixture dosage and the ratio of mixing water (recycled water) to wash water (fresh water) for the concrete in question, e.g. 1:20, were kept

Phasen sogar unter den Grenz- bzw. Richtwerten der Verordnung für Trinkwasser [19] lagen, das vorbehaltlos als Zugabewasser bei der Betonherstellung eingesetzt wird.

6 Modellrechnung zur Entwicklung der Zusatzmittelwirkstoff-Konzentration im Restwasser beim wiederholten Auswaschen zusatzmittelhaltiger Frischbetone

Beim Auswaschen von Restbeton können neben Zement, Feinsand, Zusatzstoff und Wasser auch Rückstände des im Frischbeton eingesetzten Zusatzmittels in das Restwasser gelangen. Bild 6 zeigt die rechnerische Entwicklung der Zusatzmittelwirkstoff-Konzentration im Restwasser bezogen auf die Dosierung im Zugabewasser unter der ungünstigen Annahme, daß ständig nur zusatzmittelhaltige Frischbetone (siehe Abschnitt 4.2) in ein Restwasserbecken ausgewaschen werden und keine chemische Bindung am Zement erfolgt. Um die Randbedingungen weiter zu verschärfen, wurde angenommen, daß das Zugabewasser jedes neuen Betons zu 100 % aus Restwasser besteht. Die Zusatzmitteldosis und das Verhältnis von Zugabewassermenge (ZW, Restwasser) zu Spülwassermenge (SW, Frischwasser) für den jeweiligen Beton sollen über die Auswaschzyklen als konstant gelten, z.B. 1:20. Dieses Verhältnis führt zur üblichen Rohdichte des Restwassers von $\rho_{RW} \approx 1,06 \text{ kg/dm}^3$. Zur Veranschaulichung wird neben dem praxisüblichen Zugabewasser/Spülwasser-Verhältnis von rd. 1:20 außerdem das Verhältnis von 1:8, welches unter den getroffenen Annahmen zu einer Restwasserdichte von rd. $1,15 \text{ kg/dm}^3$ führt, betrachtet.

Die Kurvenverläufe verdeutlichen, daß eine Erhöhung des Zusatzmittelrests im Restwasser nur bis zu dem Punkt erfolgen kann, bei dem ein Gleichgewicht zwischen den eingetragenen und entnommenen Zusatzmittelresten erreicht ist. Diesem von der Spülwassermenge abhängigen Grenzwert nähert sich die rechnerische Zusatzmittelkonzentration im Restwasser sehr schnell asymptotisch an. Für beide Verdünnungsverhältnisse liegt der Grenzwert weit unter der Dosierungskonzentration. Bedenkt man, daß die Zusatzmittel im Verlauf der Hydratation zum überwiegenden Teil fest am Zementstein sorbiert werden (siehe 5.4 und [18]) und daß die Eigenfeuchte des Zuschlags sowie der Eintrag von Niederschlagswasser weitere positive Verdünnungseffekte darstellen, wird deutlich, daß eine Wirksamkeit dieser Zusatzmittelreste praktisch ausgeschlossen werden kann.

7 Zusammenfassung

7.1 In einem Forschungsvorhaben wurden insgesamt 14 Restwässer aus elf verschiedenen Transportbetonwerken bezüglich ihrer physikalischen, chemischen und chemisch-mineralogischen Beschaffenheit analysiert. Weiterhin wurden sechs Restwässer im Labor praxisnah hergestellt. Hierbei wurde in den auszuwaschenden Frischbetonen für den Restwasser-TYP I der verflüssigend wirkende Stoff Calciumligninsulfonat eingesetzt. Für die Herstellung von Restwasser-TYP II wurden Frischbetone, die mit Tetrakaliumpyrophosphat verzögert waren, ausgewaschen. Die Versuche zeigten, daß Restwasser definierter Zusammensetzung und definierten Alters termingerecht und praxisnah labortechnisch reproduziert werden kann.

7.2 Sämtliche Restwasserproben entsprachen den Anforderungen der DAfStb-Richtlinie „Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel“ [5]. Bezüglich der Gehalte an Phosphat, Sulfat, Chlorid und Nitrat sowie der Schwermetallgehalte erfüllten die wäßrigen, feststofffreien Phasen aller Restwässer auch die Anforderungen der Trinkwasserverordnung [19].

7.3 Die Untersuchungen ergaben, daß sich physikalische, chemische und mineralogische Parameter des Restwassers mit zunehmendem Probenalter entsprechend dem Hydratationsfortschritt des Zementes verändern. So nahmen im allgemeinen mit zunehmendem Probenalter die Feststoffdichten ab und die Gehalte an chemisch gebundenem Wasser zu.

7.4 Die Suspensionsdichten der in den Transportbetonwerken entnommenen Restwasserproben lagen mit einer eindeutigen Ausnahme im Dichtebereich $\rho_{RW} \leq 1,07 \text{ kg/dm}^3$. Bei Verwendung

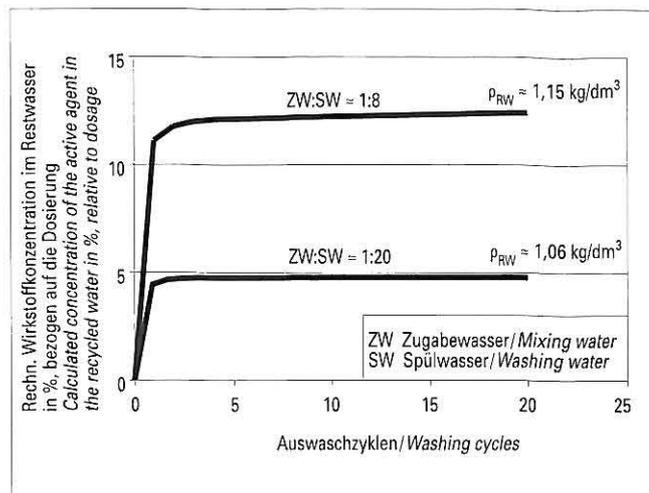


Bild 6: Modellrechnung zur Entwicklung der Zusatzmittelwirkstoff-Konzentration im Restwasser unter Vernachlässigung der Sorption der Zusatzmittel am Zementstein

Fig. 6: Model for calculating the trend in concentration of the active admixture agent in the recycled water without sorption of the admixtures on cement stone

constant over the washing cycles. This ratio leads to the normal density of the recycled water of $\rho_{RW} \approx 1.06 \text{ kg/dm}^3$. As an illustration, in addition to the normal mixing water/washing water ratio of about 1:20 used in practice, the ratio of 1:8, which under the given assumptions leads to a recycled water density of about 1.15 kg/dm^3 , was also examined. The shapes of the curves show that raising the admixture residue in the recycled water can only take place up to a point at which an equilibrium is reached between the incoming and outgoing admixture residues. The theoretical admixture concentration in the recycled water approaches this limit, which depends on the quantity of washing water, very rapidly and asymptotically. For the two dilution ratios the limits lie far below the addition concentration. When it is considered that during the hydration a great deal of the admixture is absorbed strongly in the hardened cement paste (see 5.4 and [18]) and that the natural moisture of the aggregate and the input of precipitation water represent further positive dilution effects, it is clear that in practice any effect of these admixture residues can be ruled out.

7 Summary

7.1 The physical, chemical, and chemical-mineralogical properties of a total of 14 samples of recycled water from eleven different ready-mixed concrete works were analyzed in the research project. Six realistic samples of residual water were also produced in the laboratory. The plasticizing compound calcium lignosulphonate was used in the unset concretes which were washed out for Type I recycled water. Type II recycled water was produced by washing unset concretes which had been retarded with tetra potassium pyrophosphate. In the laboratory investigations it was shown that recycled water of defined composition and defined age can be reproduced realistically and at the required time in a laboratory.

7.2 All recycled water samples met the requirements of the guidelines issued by the German Committee for Reinforced Concrete for the "Production of Concrete using Recycled Water, Recycled Concrete and Recycled Mortar" [5]. The levels of phosphate, sulphate, chloride and nitrate, and also the heavy metal levels, in the aqueous, solids-free phase of all recycled water samples also met the requirements of the Drinking Water Regulations [19].

7.3 The investigations showed that the physical, chemical, and chemo-mineralogical parameters of the recycled water change with increasing sample age, corresponding to the progress of the hydration of the cement. Among other things the solids density falls with increasing sample age and the levels of chemically combined water increase.

solcher Restwässer als alleiniges Zugabewasser würden im Regelfall weniger als 1 M.-% Feststoff bezogen auf den Gesamtzuschlag in den Beton eingetragen, was der diesbezüglichen Anforderung in der Richtlinie [5] entspricht. Das Restwasser mit einer Suspensionsdichte von $\rho_{RW} = 1,14 \text{ kg/dm}^3$ darf gemäß [5] dagegen nur kurzfristig im Rahmen des Ausnahmefalls als alleiniges Zugabewasser dienen. Die ermittelten Feststoffdichten bestätigen die für Berechnungen in der Richtlinie angenommene mittlere Dichte des Feststoffs von rd. $2,1 \text{ kg/dm}^3$.

7.5 Die in den Restwässern ermittelten Gehalte an gelöstem Sulfat bewiesen, daß die über das Restwasser eingebrachten Sulfatmengen im Vergleich zum erstarrungsregelnden Sulfatgehalt der Zemente als vernachlässigbar gering zu bewerten sind. Der Chloridgehalt sämtlicher feststofffreier Restwasserproben lag stets weit unter dem zulässigen Grenzwert für die Anwendung des Restwassers zur Herstellung von Spannbeton, der einen Cl^- -Gehalt $\leq 600 \text{ mg/l}$ vorsieht. Die Prüfung des Alkaligehalts ergab im ungünstigsten Fall ein Na_2O -Äquivalent von rd. $0,9 \text{ g/l}$. Es werden also nur unbedeutende Mengen an gelösten Alkalien über die Restwässer eingetragen.

7.6 Aufgrund der hohen Agglomerationsneigung der Feststoffpartikel und der schwierigen Probenentteilung bei einer Suspension konnten keine verlässlichen Kornverteilungen bestimmt werden, weil die Bestimmungen nur eine geringe Reproduzierbarkeit aufwiesen. Es bedarf weiterer Untersuchungen mittels Lasergranulometer und spezieller Naßsiebungsverfahren, um die Korngrößenverteilungen zuverlässig ermitteln zu können.

7.7 Trotz relativ hoher Einsatzmengen an Calciumligninsulfonat bzw. Tetrapotassiumpyrophosphat im Frischbeton konnten, wenn überhaupt, nur äußerst geringe Mengen gelöster Wirkstoffe im Restwasser nachgewiesen werden. Das bestätigt die Tatsache, daß die hier eingesetzten Basiswirkstoffe Calciumligninsulfonat zur Verflüssigung und Tetrapotassiumpyrophosphat zur Verzögerung nahezu vollständig und irreversibel an die Zementpartikel gebunden werden und für weitere Reaktionen nicht mehr zur Verfügung stehen. Dies bestätigten auch die durchgeführten Messungen des TOC-Gehalts. Inwieweit dies auch für Fließmittel und Luftporenbildner gilt, soll noch untersucht werden.

7.8 Durch eine Modellrechnung konnte gezeigt werden, daß sich die Wirkstoffkonzentration von Zusatzmitteln im Restwasser unter Produktionsbedingungen sehr schnell asymptotisch ihrem Grenzwert nähert. Selbst ohne Anrechnung der Sorption am Zement liegt dieser Grenzwert so weit unter der Dosierungskonzentration, daß eine praxisrelevante Wirksamkeit dieser Zusatzmittelreste ausgeschlossen werden kann. Die vorgenommene Modellrechnung beweist außerdem, daß eine nennenswerte Aufkonzentration eines Zusatzmittels im Restwasserbecken nicht möglich ist.

7.4 With one clear exception the densities of the suspensions of the recycled water samples taken in the ready-mixed concrete plants laid in the density range $\rho_{RW} \leq 1.07 \text{ kg/dm}^3$. When using such recycled waters as sole mixing water, in the normal case less than 1 % by mass of the solids relative to the aggregate would be supplied in the concrete. This met the corresponding requirement of [5]. On the other hand the recycled water with a suspension density of 1.14 kg/dm^3 may only be used as sole mixing water for a short time in the range of the exceptional case [5]. The measured solids densities confirmed the average density of the solids of about 2.1 kg/dm^3 assumed for the calculations in the above-mentioned guideline.

7.5 The levels of dissolved sulphate measured in the recycled water samples showed that the quantities of sulphate introduced via the recycled water can be assessed as negligibly low compared with the sulphate content of the cement for regulating the setting. The chloride levels of all the solids-free recycled water samples were in all cases far below the permissible limit for the use of recycled water for producing prestressed concrete which prescribes for the Cl^- -content $\leq 600 \text{ mg/l}$. In the most unfavourable case the alkali content test gave an Na_2O -equivalent of about 0.9 g/l , showing that only insignificant quantities of dissolved alkalis can be introduced via the recycled water.

7.6 Because of the great tendency of the solid particles to agglomerate, the difficulty of dividing a sample when suspensions are involved, and the partial hydration of the particles, it was not possible to determine any reliable particle size distributions, because the reproducibility of the tests was very low. Further investigations using a laser granulometer and special wet-sieving methods are needed to be able to determine the particle size distributions reliably.

7.7 In spite of the relatively large quantities of calcium lignosulphonate or tetra potassium pyrophosphate used in the unset concrete only extremely small quantities, if any, of dissolved active agents could be detected in the recycled water. This confirmed the fact that the basic active agents used here, calcium lignosulphonate for plasticizing and tetra potassium pyrophosphate for retarding, are combined almost completely and irreversibly with the cement particles and are no longer available for further reactions. This was also confirmed by the measurements of the TOC content. The extent to which this also applies to superplasticizers and air-entraining agents still has to be investigated.

7.8 By using a model calculation it was shown that the concentration of active agents from admixtures in the recycled water under production conditions approached very rapidly and asymptotically to its limiting value. Even without allowing for sorption on the cement this limiting value lies so far below the concentration at which the agents are added in practice that any relevant effect of these residual admixtures can be ruled out. Examination of the limiting values definitely rules out any build-up of active admixture agents in the recycled water storage basin.

Literatur

- [1] Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz – KrW-/AbfG (i.d.F. v. 27. 9. 1994) § 4 Abs. 1 und 2
- [2] Zweite allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall – i.d.F. v. 12. 3. 1991, Teil 1 Abs. 4.3 (GMBL. S. 139, ber. S. 469)
- [3] Rahmen-Abwasser VwV (Anhang Nr. 26) i.d.F. v. 31. 7. 1996 (GMBL. 1996 S. 729)
- [4] Bunke, N.: Erläuterungen zur Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restbeton, Restmörtel und Restwasser (Restwasser-Richtlinie). In: Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Nr. 10, S. 254-257
- [5] Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, August 1995
- [6] Richtlinie für hochfesten Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, August 1995
- [7] Schuhmacher, W. (Hrsg.); Techn. Akademie Esslingen Weiterbildungszentrum (Veranst.): Fortschritte beim Transportbeton (Lehrgang: 11/93 Nr. 17552/80.161). Vortrag 8
- [8] Breitenbücher, R.: Recycling von Frisch- und Festbeton. In: Beton (1994), Nr. 9, S. 510-514
- [9] Friesenborg, B.; Genenger, R.; Orłowski, F.: Restbetonrecycling – Recycling of waste concrete. In: Betonwerk + Fertigteil-Technik (1984), H. 12, S. 830-836
- [10] Norm DIN 1045 07.88. Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung
- [11] Dahlhoff, U.; Budnik, J.; Scholl, E.: Frischbetonrecycling im Transportbetonwerk. In: Beton 45 (1995), Nr. 11, S. 792-796
- [12] Schuhmacher, W. (Hrsg.); Techn. Akademie Esslingen Weiterbildungszentrum (Veranst.): Fortschritte beim Transportbeton (Lehrgang: 11/93 Nr. 17552/80.161). Vortrag 7
- [13] Schießl, P.; Brauer, N. (Bearb.): Eindringverhalten von umweltgefährdenden Flüssigkeiten in FD-Beton mit Restwasser aus Transportbetonwerken. ifac: Aachen, 1996. Forschungsbericht F 576 (Abschlußbericht). Auftraggeber: FTB
- [14] Norm DIN 52170-3 02.80. Bestimmung der Zusammensetzung von erhärtetem Beton
- [15] Harr, K.; Tax, M.: Einfluß von Betonrestwasser auf die zement- und betontechnologischen Eigenschaften. Weimar: Hochschule für Architektur und Bauwesen, Universität, 1994. In: 12. Internationale Baustofftagung ibasuil-, 22.-24. 9. 1994 in Weimar Tagungsbericht Band 2, S. 429-437
- [16] Richartz, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zement erhärtung. In: Zement-Kalk-Gips 22 (1969), Nr. 10, S. 447-456
- [17] Binder, G.: Über den Chlorideinbau und dessen Nachweis in tausalzbeaufschlagten Betonen. In: Zement-Kalk-Gips 46 (1993), Nr. 12, S. 784-791
- [18] Spanka, Gerhard; Thielen, G.: Untersuchungen zum Nachweis von verflüssigenden Zusatzmitteln und zu deren Sorptions- und Elutionsverhalten. In: Beton (1995), H. 5, S. 320-327
- [19] Trinkwasserverordnung – TrinkwV – i.d.F. v. 12. 12. 1990 (BGBl. I, S. 2613)

Betontechnische Einflüsse auf die Rißbildung infolge Hydratationswärme

Influences of concrete technology on cracking due to the heat of hydration

Übersicht

In diesem Beitrag wird über experimentelle Untersuchungen zum Dehnungs- und Spannungsverlauf infolge Hydratationswärmefreisetzung berichtet. Die Versuche in einer Temperatur-Spannungsprüfmaschine bestätigen, daß die Rißwahrscheinlichkeit direkt von der Höhe der erreichten Höchsttemperatur abhängt. Druckvorspannungen während der Erwärmung sind wegen des geringen Elastizitätsmoduls und der Relaxation des Betons im jungen Alter vernachlässigbar gering. Die Hydratationswärmefreisetzung wird auf der Grundlage einfacher teiladiabatischer Versuche bestimmt und als Materialkennwert für unterschiedliche Temperatur-Zeitverläufe über dem wirksamen Alter normiert. Analog dazu wird die Festigkeitsentwicklung unter unterschiedlichen Temperatur-Zeitverläufen ermittelt und in Abhängigkeit von der zugeordneten Hydratationswärmefreisetzung dargestellt. Dieser Zusammenhang kann als Materialgesetz für jeden Beton ermittelt werden und dient als Grundlage für die rechnerische Ermittlung der Temperatur- und Festigkeitsentwicklung in einem Bauteil unter realen Wärmeabfluß- und Temperaturbedingungen.

Abstract

This paper reports on experimental investigations of the strain and stress development due to the release of hydration heat. The tests in a temperature-stress-testing machine confirm, that the probability of cracking depends directly on the maximum temperature reached in the test beam. Due to the small modulus of elasticity and to the relaxation of the early age concrete any compression during warming is negligible. The hydration heat development is determined on the basis of semi-adiabatic tests and normalised as a function of the equivalent age for different time-temperature relations. In addition the strength development is determined under different time-temperature relations and shown as a function of the corresponding hydration heat. These strength-hydration heat relations can be determined as material characteristics for each concrete and serve as basis for the numerical analysis of the temperature and strength development in real structures under given temperature and heat flow conditions.

1 Einleitung

Zwangbeanspruchungen und Eigenspannungen infolge lastunabhängiger Verformungen (Schwinden, Temperatur) treten in vielen Betonbauteilen auf. Sie können durch konstruktive Maßnahmen nicht vermieden werden und sind deshalb bei der Bemessung zu berücksichtigen. Die Höhe der Zwangbeanspruchungen kann innerhalb bestimmter Grenzen durch ausführungstechnische und betontechnologische Maßnahmen begrenzt werden. Dies gilt besonders für Zwangbeanspruchungen infolge Abfließens der Hydrata-

1 Introduction

Restraint stresses and internal stresses caused by load-independent movement (shrinkage, temperature) occur in many concrete components. They cannot be avoided by structural measures and therefore have to be taken into account in the dimensioning. The level of the restraint stresses can be kept within certain limits by measures involving the design technology and concrete technology. This is particularly true of restraint stresses caused by dissipation of heat of hydration. The concrete technology measures are aimed at

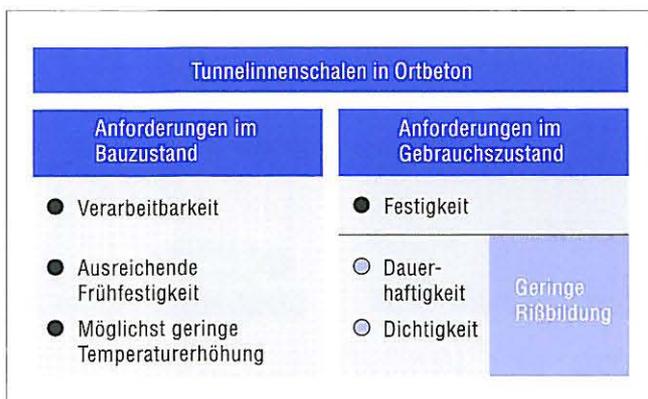


Bild 1: Anforderungen an den Beton für Tunnelinnenschalen in Ortbeton

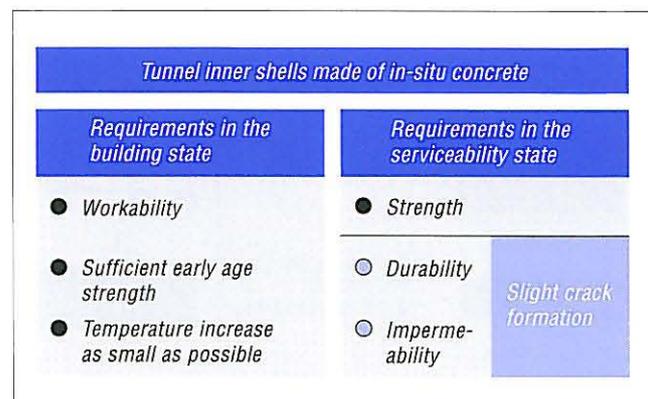


Fig. 1: Requirements for concrete for tunnel inner shells made of in-situ concrete

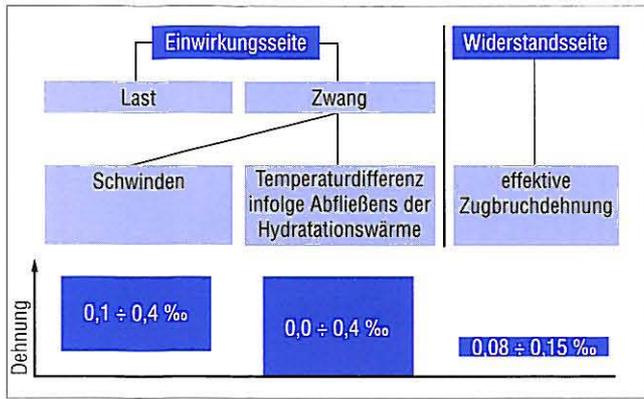


Bild 2: Behinderte lastunabhängige Formänderungen als Ursache für Risse im Beton

tionswärme. Die betontechnologischen Maßnahmen haben dabei zum Ziel, die zeitliche Entwicklung und die Höhe der durch die Hydratationswärme bedingten Bauteilerwärmung so zu steuern, daß die daraus resultierende Zugbeanspruchung die jeweilige Zugdehnfähigkeit nicht oder nur selten überschreitet [1, 2]. Zwangzugspannungen infolge Abkühlens können vermindert werden, wenn die Gesamterwärmung gering ist und nur ein Teil der Gesamterwärmung in Zugspannungen umgesetzt wird. In der Literatur [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10] sind widersprüchliche Angaben darüber zu finden, inwieweit durch die Wahl der Zemente und der Betonzusammensetzung die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls und die Relaxation des jungen Betons während der Erwärmung dahingehend beeinflusst werden können, daß durch die Erwärmung eine Druckvorspannung im dehnungsbehindert gelagerten Betonbauteil aufgebaut wird. Mit den hier vorgestellten Untersuchungen sollte eine für baupraktische Belange ausreichende Antwort auf diese Frage gefunden werden. Daneben liegen wenige Kenntnisse darüber vor, in welchem Maße die zum Erreichen einer baupraktisch erforderlichen Festigkeitsentwicklung notwendige Hydratationswärmefreisetzung durch die Wahl von Zement und Betonzusammensetzung unter Berücksichtigung der baupraktisch relevanten Temperatur-Zeitverläufe beeinflusst werden kann. Mit den hier vorgestellten Ergebnissen (siehe auch [11]) kann der Einfluß des Zements und der Betonzusammensetzung auf die Zwangbeanspruchung dehnungsbehindert gelagerter Bauteile beim Abfließen der Hydratationswärme erfaßt werden. Die Ergebnisse zeigen einen einfachen Weg auf, wie für vorgegebene Bauaufgaben optimale Betonrezepturen ohne großen Aufwand gefunden werden können.

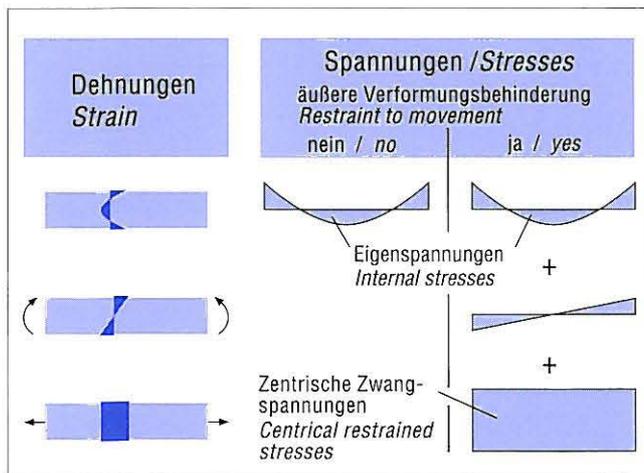


Bild 3: Dehnungs- und Spannungsverteilung bei innerem und äußerem Zwang
Fig. 3: Distribution of strain and stress for inner and outer restraint to movement

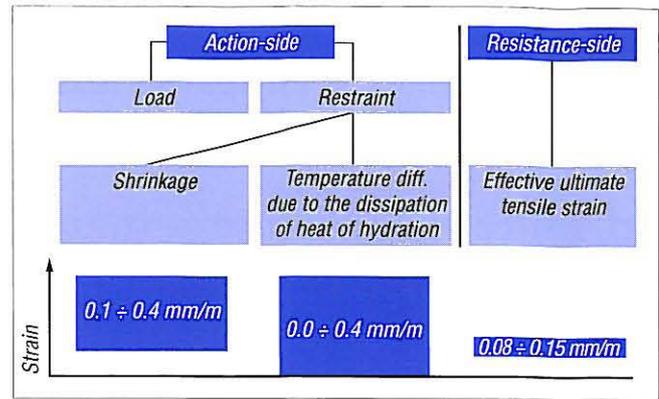


Fig. 2: Restrained load-independent deformation as a cause of cracks in concrete

controlling the level and rate of increase of the temperature rise of the component caused by the heat of hydration so that the resulting tensile stress does not exceed, or only rarely exceeds, the relevant ultimate tensile strain [1, 2]. Restraint stresses resulting from cooling can be reduced if the total temperature rise is low and only part of the total temperature rise is converted into tensile stresses. The literature [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10] contains contradictory information about the extent to which the development with time of the modulus of elasticity and the relaxation of the young concrete during the heating can be influenced by the choice of the cement and the concrete composition so that compression prestressing due to the temperature rise can build up in the restrained concrete component. The investigations described here were intended to find an answer to these questions which is adequate for practical construction purposes. There is also little knowledge available about the extent to which the liberation of heat of hydration needed to achieve the strength development required in construction practice can be influenced by the choice of cement and concrete composition, bearing in mind the temperature-time curves which actually occur on site. The results presented here (see also [11]) make it possible to understand the influence of the cement and the concrete composition on the restraint stress in restrained components during the dissipation of the heat of hydration. The results show a simple way of finding optimum concrete mix formulations for given construction tasks without great expense.

One example in which this problem is of particular importance is tunnel inner shells made of in-situ concrete.

2 Requirements for inner shell concrete

The requirements during construction (Figure 1) relate essentially to workability as well as to the strength development, matched to the intended progress of work, which is to be achieved with the lowest possible temperature rise of the component as a result of liberation of heat of hydration.

The requirements during construction relate firstly to the intended strength class needed to ensure stability. As a rule this is B 25 or B 35. However, it is not the controlling factor for the concrete

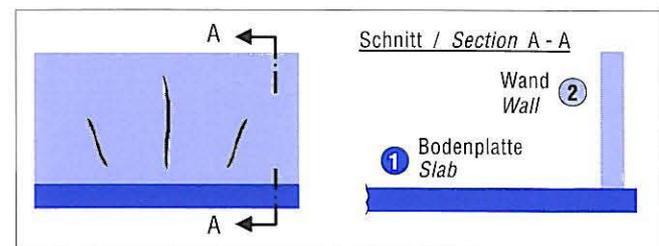


Bild 4: Zwangrisse in der aufgehenden Wand bei vorlaufend betonierter Bodenplatte
Fig. 4: Cracks due to restraint to movement in a wall concreted on a hardened slab

Ein Beispiel, bei dem diese Fragestellungen von besonderer Bedeutung sind, ist die Tunnelinnenschale in Ortbeton.

2 Anforderungen an den Innenschalenbeton

Die Anforderungen im Bauzustand (Bild 1) betreffen im wesentlichen die Verarbeitbarkeit sowie die auf den vorgesehenen Arbeitsfortschritt abgestimmte Festigkeitsentwicklung, die bei möglichst geringer Temperaturerhöhung des Bauteils infolge Hydratationswärmefreisetzung erreicht werden soll.

Die Anforderungen im Gebrauchszustand betreffen zum einen die vorgesehene Festigkeitsklasse für den Nachweis der Standicherheit. Diese ist im Regelfall B 25 oder B 35. Sie ist allerdings für die betontechnischen Festlegungen nicht maßgeblich, da sich wegen der geforderten langen Nutzungsdauer hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und deshalb im Regelfall Betone B 35 ergeben. Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit betreffen sowohl einen ausreichenden Frostwiderstand als auch einen ausreichenden Korrosionsschutz der Bewehrung [1, 2]. Darüber hinaus müssen die Tunnelinnenschalen dicht sein, z.B. gegenüber Wasser aus dem umgebenden Gebirge.

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit beinhalten, daß grobe Risse vermieden werden.

3 Rißursachen

Risse treten in Betonbauteilen auf, wenn die Zugfestigkeit bzw. die Zugbruchdehnung des Betons überschritten wird (Bild 2). Die Einwirkungen können lastabhängig oder lastunabhängig als sogenannter Zwang zur Rißbildung führen. Rißauslösende Lasten, die auf die Tunnelinnenschale einwirken, sind im Bauzustand das Eigengewicht, das zu einer Biegezugbeanspruchung im Firstbereich des Tunnels führt [10, 12]. Im Gebrauchszustand können weitere Zugbeanspruchungen aus Wasser- und Gebirgsdruck auftreten.

Lastunabhängige Ursachen für Risse sind behinderte Verformungen aus Schwinden und Abfließen der Hydratationswärme [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 13]. Im unteren Teil von Bild 2 ist die Größenordnung lastunabhängiger Dehnungen auf der Einwirkungsseite der Zugbruchdehnung des Betons auf der Widerstandssseite gegenübergestellt. Es ist offensichtlich, daß bei einer nennenswerten Behinderung lastunabhängiger Verformungen ein Überschreiten der Zugbruchdehnung unvermeidbar wird [8, 9].

Im Regelfall treten bei allen Betonbauteilen ungleichmäßige Dehnungen über den Querschnitt auf, z.B. infolge ungleichmäßigen Schwindens oder infolge eines ungleichmäßigen Temperaturprofils (Bild 3). Diese Dehnungen führen in jedem Fall zu Beanspruchungen, also zu Spannungen im Bauteil. Demgegenüber führen lineare Dehnungsprofile, wie im mittleren und unteren Teil des Bildes 3 gezeigt, nur dann zu Spannungen, wenn die zugehörigen Bauteilverformungen durch eine äußere Verformungsbehinderung, also Zwang, mehr oder weniger stark behindert werden. Zum Beispiel führt die Behinderung einer gleichmäßigen Dehnung infolge einer gleichmäßigen Abkühlung des Bauteils zu zentrischen Zwangsspannungen.

Ein typisches Beispiel, bei dem diese Beanspruchung auftritt, ist die nachträglich auf eine Bodenplatte betonierete Wand (Bild 4), deren Schwind- und Temperaturverformungen durch die bereits erhärtete Bodenplatte behindert werden. Überschreiten die behinderten Verformungen die Zugbruchdehnung des Betons, so führen sie zu Rissen.

Das Entstehen von Rissen in der Zugzone lastbeanspruchter Bauteile wird bereits in den Berechnungsgrundlagen des Stahlbetons vorausgesetzt [14]. Bei der Bemessung ist sicherzustellen, daß die Rißbreiten auf ein zulässiges Maß beschränkt bleiben.

Es gibt Betonbauwerke, wie z.B. Tunnelinnenschalen, die in der Haupttragrichtung entsprechend ausreichend bewehrt werden, senkrecht dazu jedoch infolge der Lasteinwirkungen keine oder nur eine geringe Bewehrung benötigen. Wirken in dieser Richtung Zugbeanspruchungen, z.B. infolge behinderter Temperatur- und Schwindverformungen, so treffen sie bei Überschreiten der Zugbruchdehnung auf einen zur Rißbreitenbeschränkung nicht ausreichend bewehrten Querschnitt.

technology specifications as there are strict requirements for the durability because of the long service life required, so concrete B 35 is normally used. The durability requirements relate both to an adequate resistance to freeze-thaw and to adequate corrosion protection of the reinforcement [1, 2]. The tunnel shell must also be impermeable, e.g. to water from the surrounding rock.

The requirements for durability and impermeability include the avoidance of large cracks.

3 Causes of cracking

Cracks occur in concrete components if the tensile strength or ultimate tensile strain of the concrete is exceeded (Figure 2). The effects of either load-dependent or load-independent restraint can lead to cracking. The load which acts on the tunnel inner shell and initiates cracks during construction is the dead weight; this leads to a flexural tensile stress in the top of the tunnel arch [10, 12]. Further tensile stresses from water pressure or rock pressure can occur when the tunnel is in use.

The load-independent causes of cracks are the restrained movements due to shrinkage and the dissipation of heat of hydration [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 13]. The lower part of Figure 2 compares the order of magnitude of load-independent strains on the action side with the ultimate tensile strain of the concrete on the resistance side. It is clear that it is impossible to avoid exceeding the ultimate tensile strain if there is appreciable restraint of load-independent movement [8, 9].

As a rule uneven strains occur over the cross-section in all concrete components, e.g. as the result of uneven shrinkage or of an uneven temperature profile (Figure 3). In every case these strains lead to stresses in the component. On the other hand, linear strain profiles, as shown in the middle and lower parts of Figure 3, lead to stresses only if there is a certain degree of external restraint of the associated component movement. The restraint of uniform strain as a result of uniform cooling of the component, for example, leads to centric restraint stresses.

A typical example in which this stress occurs is a wall (Figure 4) which has been concreted onto an existing base slab. The shrinkage and temperature movements of the wall are restrained by the base slab which has already hardened. If the restrained movements exceed the ultimate tensile strain of the concrete then they lead to cracks.

The calculation principles for reinforced concrete already assume that cracks will occur in the tensile zone of load-stressed components [14]. At the design stage it is necessary to ensure that the crack widths remain limited to a permissible size.

There are concrete structures, such as tunnel inner shells, which are adequately reinforced in the main load-bearing direction, but require little or no reinforcement perpendicular to this to deal with the effects of load. If tensile stresses act in this direction, e.g. as a result of restrained temperature and shrinkage movement, then

Tafel 1: Variationen bei den Versuchen in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine

Table 1: Variations in the trials in the temperature-stress-testing-machine

Zement Cement	-	CEM I 32,5 R, CEM III/A 32,5		
Zuschlag Aggregates	-	Rheinkiesand AB16 Rhinegravell/sand AB16		
Zementgehalt Cement content	kg/m ³	330	300	270
Flugaschegehalt Fly ash content	kg/m ³	0	0	60
Wassergehalt Water content	kg/m ³	165	180	162
Frischbeton-Temperatur Fresh concrete temperature	°C	12 ÷ 25		
Umgebungs-Temperatur Ambient temperature	°C	12 und 20 12 and 20		

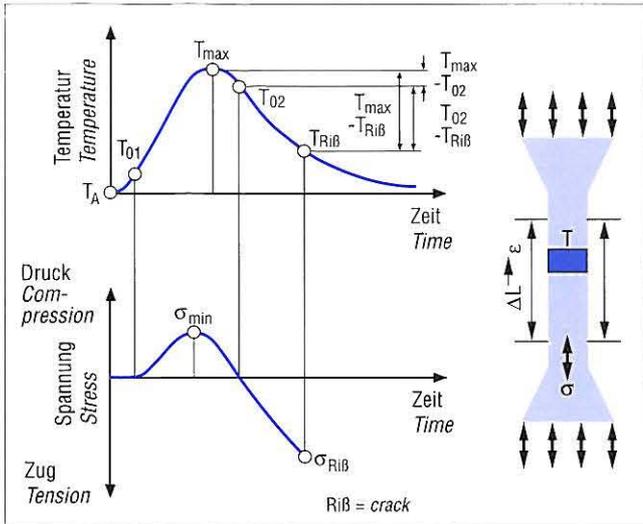


Bild 5: Temperatur- und Spannungs-Zeit-Verlauf sowie kennzeichnende Größen bei zentrischen Zwängungsversuchen
Fig. 5: Temperature and stress development by time as well as characteristic values in tests with centric restraint to movement

Soll also aus Kostengründen auf eine kontrollierte Steuerung der Rißbreite durch eine ausreichend starke Bewehrung verzichtet werden, so muß entweder durch Verringerung der Zwangbeanspruchung, z.B. durch Anordnung ausreichend kurzer Betonierabschnitte, oder durch Begrenzung der Zwangzugspannungen erreicht werden, daß die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten wird und damit Risse vermieden werden.

Als dritte Möglichkeit verbleibt die Hinnahme breiter Risse und Instandsetzung durch nachträgliches Verpressen.

Wegen der in der Fachwelt teilweise kontrovers geführten Diskussion über den Einfluß der Hydrationswärme auf die Entwicklung zwängungsbedingter Risse in Betonbauteilen wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie umfangreiche Untersuchungen durchgeführt [11].

4 Experimentelle Untersuchung von zentrischen Zwangspannungen infolge Abfließens der Hydrationswärme

4.1 Allgemeines

Die Meßergebnisse eines zentrischen Zwängungsversuchs werden üblicherweise als Temperatur-Spannungs-Zeit-Verlauf (Bild 5) dargestellt. Nach dem Einbau bleibt der Versuchskörper wegen des noch weichen Betons während der anfänglichen Erwärmung spannungsfrei. Bei weiterer Erwärmung bewirkt der zunehmende Verformungswiderstand des Betons den Aufbau von Druckspannungen. Beim Abkühlen baut sich die Druckspannung schnell ab. Die dem Null-Durchgang der Spannung zugehörige Temperatur wird als zweite Nullspannungstemperatur T_{02} bezeichnet. Bei weiterer Abkühlung wird die Rißspannung σ_{RiB} , d.h. die Zugfestigkeit erreicht. Die zugehörige Temperatur wird als Rißspannungstemperatur T_{RiB} bezeichnet. Wie leicht zu erkennen ist, eignen sich zur Beschreibung des Verhaltens die in der Temperatur-Spannungsprüfmaschine gemessenen Temperaturen T_{max} , und besonders T_{02} und T_{RiB} .

Die Rißspannungstemperatur T_{RiB} hängt ab vom Zwanggrad, aber auch von der Höchsttemperatur T_{max} und damit vom versuchsbedingt vorgegebenen Temperatur-Zeit-Verlauf. Dessen Wahl muß mehr oder weniger willkürlich erfolgen, bedenkt man, daß in realen Bauteilen für jeden Beton unendlich viele verschiedene Temperaturgänge möglich sind. Wesentliche Einflüsse auf die Temperaturerhöhung infolge Freisetzens der Hydrationswärme sind dabei die Bauteildicke, Betonzusammensetzung, Frischbetontemperatur und Wärmeabflußbedingungen. Bei der Betonzusammensetzung sind insbesondere der eingesetzte Zement, der Zementgehalt und der Wasserzementwert von Bedeutung. Zusatzmittel können ebenfalls einen Einfluß auf die Wärmefreisetzung haben. Der Zuschlag beeinflusst über seine Wärmekapazität und seine Wärmeleitfähigkeit

wenn die ultimale tensile strain is exceeded they will meet a cross-section which is not adequately reinforced for restricting crack widths.

This means that if, for cost reasons, it is necessary to dispense with control of the crack widths through sufficiently strong reinforcement then this must be achieved, either by reducing the restraint stress, e.g. by arranging sufficiently short concreting sections, or by limiting the restraint tensile stresses to such an extent that the tensile strength of the concrete is not exceeded and cracks are avoided in this way.

The third option is to accept wide cracks and repair them by subsequent grouting.

Extensive investigations were carried out at the Research Institute of the Cement Industry because of the sometimes controversial discussion among experts about the influence of the heat of hydration on the development of restraint cracks in concrete components [11].

4 Experimental investigation of centric restraint stresses caused by dissipation of the heat of hydration

4.1 General

The test results from a centric restraint test are normally shown as temperature-stress-time curves (Figure 5). After placement the test piece remains stress-free during the initial temperature rise because the concrete is still soft. During further heating the increasing resistance to deformation of the concrete produces the build up of compression stresses. During cooling the compression stress drops rapidly. The temperature at which the stress passes through zero is designated the second nil stress temperature T_{02} . The cracking stress σ_{RiB} , i.e. the tensile strength, is reached on further cooling, and the associated temperature is designated the cracking temperature T_{RiB} . It is evident that the temperatures T_{max} and, in particular, T_{02} and T_{RiB} measured in the temperature-stress test machine provide a suitable means of describing this behaviour pattern.

The cracking temperature T_{RiB} depends on the degree of restraint, but also on the maximum temperature T_{max} and therefore on the time-temperature curve determined by the test conditions. The choice of curve is bound to be more or less arbitrary when it is considered that an infinite number of different temperature processes are possible for each concrete in real components. The important factors which affect the temperature rise as a result of the liberation of the heat of hydration are component thickness, concrete composition, fresh concrete temperature and heat dissipation conditions. The cement used, the cement content and the water/cement ratio are of particular importance for the concrete composition. Admixtures can also affect the liberation of heat. The aggregate affects the temperature rise in the component through its thermal capacity and thermal conductivity, but with concretes of normal composition this effect is of secondary importance. The controlling factors for the heat dissipation conditions are the ambient temperature and the nature of the formwork, as well as other factors such as wind speed, etc.

The influence of the cement, cement content, water/cement ratio, fresh concrete temperature and ambient temperature were examined systematically in in-house investigations [11]. A value of approximately 0.40 m was taken for the component thickness, and only preliminary investigations were carried out into the conditions in very thick components. Table 1 lists the variation in parameters used in the trials.

4.2 Relaxation in the compression range

In the centric restraint trials it was regularly observed that the compression stress which builds up during the heating is cancelled out after very little cooling, i.e. T_{02} lies only slightly below the highest temperature T_{max} . If the restraint tests are submitted to more accurate analysis then the underlying strains can be observed. The restrained stress until the highest temperature T_{max} is reached is plotted on the abscissa in Figure 6, and the difference in strain which cancels out the compression prestressing between T_{max} and the 2nd nil stress temperature T_{02} is plotted on the ordinate. These results are shown with solid symbols for the measured values and

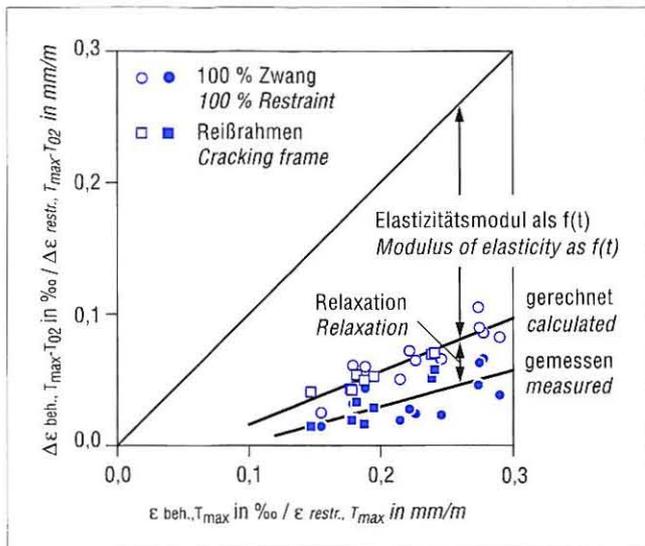


Bild 6: Gerechnete (linear-elastisch) und gemessene behinderte Verformung zwischen T_{max} und T_{02} über der bis T_{max} behinderten Verformung

Fig. 6: Calculated (linear elastic) and measured deformation between T_{max} and T_{02} as a function of the deformation restrained up to T_{max}

die Temperaturerhöhung im Bauteil. Im Bereich üblich zusammengesetzter Betone ist dieser Einfluß von untergeordneter Bedeutung. Bei den Wärmeabflußbedingungen sind insbesondere die Umgebungstemperatur und die Art der Schalung sowie weitere Einflüsse wie Windgeschwindigkeit etc. maßgeblich.

In eigenen Versuchen [11] wurden die Einflüsse von Zement, Zementgehalt, Wassermenge, Frischbetontemperatur und Umgebungstemperatur systematisch untersucht. Für die Bauteildicke wurde dabei ein Wert von ca. 0,40 m betrachtet, während die Verhältnisse sehr dicker Bauteile nur orientierend untersucht wurden. Tafel 1 faßt die Parametervariation der Versuche zusammen.

4.2 Relaxation im Druckbereich

In den zentrischen Zwängungsversuchen wurde regelmäßig beobachtet, daß die während der Erwärmung aufgebaute Druckspannung schon nach einer sehr geringen Abkühlung aufgezehrt ist, d.h. T_{02} liegt nur geringfügig unterhalb der Höchsttemperatur T_{max} . Unterzieht man die Zwängungsversuche einer genaueren Analyse, so sind die zugrunde liegenden Dehnungen zu betrachten. Im Bild 6 aufgetragen sind auf der Abszisse die behinderte Dehnung bis zum Erreichen der Höchsttemperatur T_{max} und auf der Ordinate diejenige Dehnungsdifferenz, die zwischen T_{max} und der 2. Nullspannungstemperatur T_{02} zum Abbau der Druckvorspannung führt. Die Ergebnisse sind mit gefüllten Symbolen dargestellt für die gemessenen Werte und mit leeren Symbolen für linear-elastische Rechnungen auf der Basis der gemessenen Elastizitätsmodulentwicklung. Den dominierenden Einfluß auf die geringe Größe der während der Erwärmung „speicherbaren“ Verformung hat die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls. Die ausgeprägte Relaxation des jungen Betons bewirkt eine weitere Verminderung um ca. 50 %. Ein systematischer Einfluß des Zements auf die Entwicklung des Elastizitätsmoduls und auf die Relaxation war in den Versuchen nicht erkennbar. Zu den im Bild 6 ersichtlichen geringfügigen Schwankungen tragen auch zementbedingte Unterschiede im anfänglichen Schwind- und Quellverhalten bei (siehe auch [13]). Insgesamt ist festzuhalten, daß der Druckspannungsaufbau während der Erwärmung baupraktisch von untergeordneter Bedeutung ist. Um so mehr gilt dies für geringfügige Unterschiede zwischen verschiedenen Betonen.

4.3 Relaxation im Zugbereich

In den während der Abkühlung schon weitgehend erhärteten Betonen ist die Relaxation unter Zugbeanspruchung wesentlich weniger

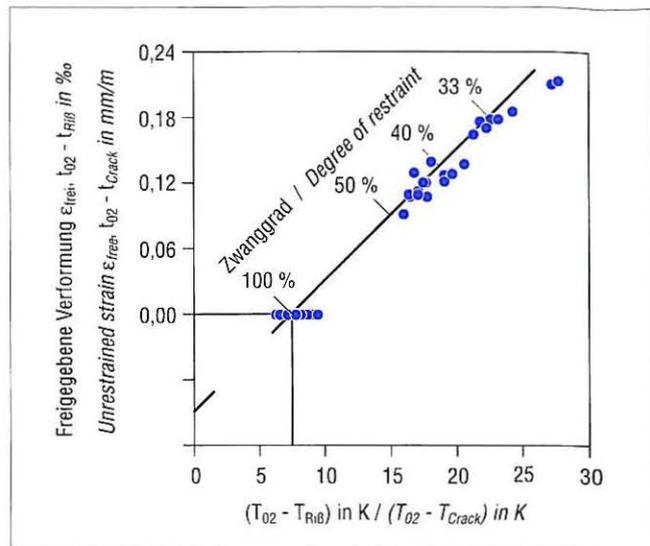


Bild 7: Temperaturdifferenz ($T_{02}-T_{Rib}$) und vom Prüfrahm freigegebene Verformung ϵ_{frei} bei verschiedenen Zwanggraden

Fig. 7: Temperature difference ($T_{02}-T_{Crack}$) and the deformation ϵ_{frei} not restrained by the testing frame for different degrees of restraint

with hollow symbols for linear-elastic calculations based on the measured development of the modulus of elasticity. The rate of development of the modulus of elasticity exerts the dominant influence on the low value of the “storable” movement during heating. The marked relaxation of the young concrete produces a further reduction by about 50 %. In the trials the cement did not exhibit any detectable systematic influence on the development of the modulus of elasticity or on the relaxation. Differences in the initial shrinkage and swelling behaviour caused by the cement contribute to the slight fluctuations which can be seen in Figure 6 (see also [13]). As a whole, it can be recorded that the build up of compression stress during the heating is of secondary importance for construction practice. This is even more true of the slight differences between different concretes.

4.3 Relaxation in the tension range

The relaxation under tensile stressing in the already substantially hardened concretes during cooling is substantially less strongly marked than during the build up of compression stress. In spite of the relaxation the tensile stress which occurs has about $\frac{2}{3}$ of the value calculated using the measured modulus of elasticity. It must be borne in mind that the duration of the tensile stressing differs for the individual tests and, at 1 to 2 days, is relatively short (see [11]).

4.4 Influence of the degree of restraint

The degree to which the movement is restrained proved to be the controlling variable in the trials. For the tensile stress range, i.e. between the 2nd nil stress temperature and the cracking temperature, the tests showed that the possible cooling which can take place before cracking occurs is inversely proportional to the degree to which the movement is restrained (Figure 7). The percentage of the movement which was restrained during cooling under all storage conditions until cracking occurred corresponded consistently to about 8 K.

Reduction in the restraint of the strain to 50 % doubles the possible cooling, and a reduction to 33 % triples it. This means that, firstly, the movements result predominantly from the temperature changes and, secondly, an effective ultimate tensile strain can be applied as the fracture criterion. It must be borne in mind that in the trials on which this is based the concretes used were all produced with the same aggregate with only moderate variation of the water/cement ratio between 0.50 to 0.60. This means that these con-

stark ausgeprägt als beim Druckspannungsaufbau. Trotz Relaxation stellen sich etwa $\frac{2}{3}$ der Zugspannung ein, die mit dem gemessenen Elastizitätsmodul berechnet wurde. Dabei ist zu beachten, daß die Dauer der Zugbeanspruchung für die einzelnen Versuche unterschiedlich und mit 1 bis 2 Tagen relativ kurz ist (siehe [11]).

4.4 Einfluß des Zwanggrads

Der Grad der Verformungsbehinderung erwies sich in den Versuchen als die maßgebliche Einflußgröße. Für den Zugspannungsbereich, also zwischen der 2. Nullspannungstemperatur und der Rißtemperatur, zeigten die Versuche, daß die mögliche Abkühlung bis zur Rißbildung umgekehrt proportional zum Grad der Verformungsbehinderung ist (Bild 7). Der Verformungsanteil, der bei Abkühlung bei allen Lagerungsbedingungen bis zum Riß behindert wurde, entsprach einheitlich ca. 8 K.

Eine Verminderung der Dehnungsbehinderung auf 50 % verdoppelt die mögliche Abkühlung, eine Verminderung auf 33 % verdreifacht sie. Dies bedeutet, daß erstens die Verformungen vorwiegend aus den Temperaturänderungen resultieren und zweitens als Bruchkriterium eine effektive Zugbruchdehnung angesetzt werden kann. Dabei ist für die zugrunde liegenden Versuche zu beachten, daß die eingesetzten Betone alle mit dem gleichen Zuschlag bei nur mäßiger Variation des Wasserzementwertes zwischen 0,50 und 0,60 hergestellt wurden. Das heißt, diese Betone besitzen in etwa die gleiche Wärmedehnzahl und die gleiche Zugbruchdehnung.

Da der Einfluß unterschiedlicher „Druckvorspannungen“, wie zuvor gezeigt wurde, sehr gering ist, ist für Betone mit gleicher Wärmedehnzahl und gleicher Zugbruchdehnung also ein relativ strenger Zusammenhang zwischen der Rißtemperatur und der Höchsttemperatur zu erwarten.

4.5 Beziehung zwischen Höchsttemperatur und Rißtemperatur

Bild 8 zeigt den Zusammenhang zwischen Höchsttemperatur und Rißtemperatur für die untersuchten Betone. Die Versuche bestätigen, daß das Risiko für das Entstehen eines Risses in einem zentrisch gezwängten Betonbauteil infolge Hydrationswärme ungefähr proportional mit der erreichten Höchsttemperatur steigt. Bei den untersuchten Betonen mit einer Wärmedehnzahl von $\approx 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ und einer Zugbruchdehnung von $\approx 0,1 \text{ ‰}$ trat der Riß bei völliger Dehnungsbehinderung ca. 10 K, bei einem Zwanggrad von 40 % bis 50 % ca. 20 K unterhalb der Höchsttemperatur auf. Für Betone mit gleicher Zugbruchdehnung, jedoch kleinerer Wärmedehnzahl werden diese Abstände größer. Der Zusammenhang zwischen Höchsttemperatur und Rißtemperatur bei zentrischem Zwang ist abhängig von Wärmedehnzahl, Zwanggrad und Zugbruchdehnung. Die Wärmedehnzahl und die Zugbruchdehnung können wegen den baupraktisch zur Verfügung stehenden Zuschlägen und wegen der in engen Grenzen vorgegebenen Betonzusammensetzung nur geringfügig beeinflusst werden. Der durch die Konstruktion vorgegebene, betontechnologisch nicht beeinflussbare Grad der Verformungsbehinderung übt den entscheidenden Einfluß auf die Zwangbeanspruchung aus. Die Möglichkeiten, durch betontechnologische Maßnahmen die Wahrscheinlichkeit von Rissen infolge Hydrationswärme zu begrenzen, sind deshalb nur sehr begrenzt. Sie müssen darauf ausgerichtet sein, die Höchsttemperatur so weit wie baupraktisch möglich zu vermindern. Dies setzt die Kenntnis des Zusammenhangs zwischen Hydrationswärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung voraus.

5 Hydrationswärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung

5.1 Hydrationswärmefreisetzung

Für die Messung des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung eines Betons eignen sich insbesondere teiladiabatische Meßsysteme wie z.B. handelsübliche Thermosgefäße [11, 15]. Die Temperatur der direkt nach dem Mischen eingebrachten Betonprobe wird mittig mit einem PT 100 gemessen. Führt man eine möglichst präzise Energiebilanzierung durch, so läßt sich aus der gemessenen Erwärmungskurve ΔT_p der Betonprobe die zugrunde liegende Hydrationswärmefreisetzung als Temperaturänderung des Betons berech-

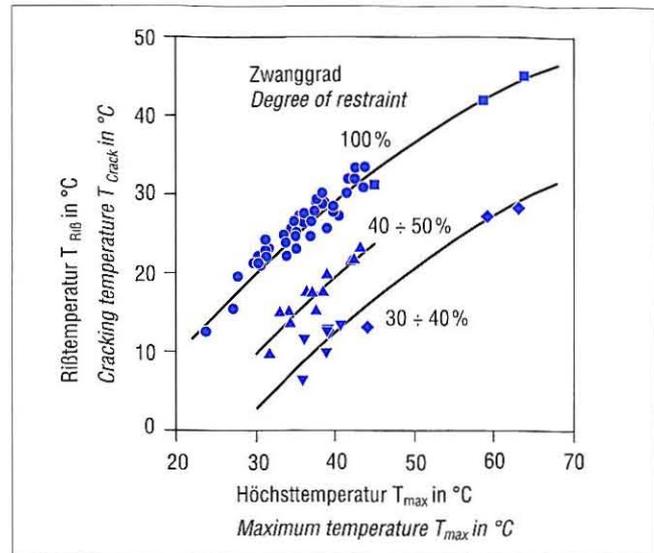


Bild 8: Rißtemperatur $T_{Riß}$ und Höchsttemperatur T_{max} im zentrischen Zwängungsversuch bei verschiedenen Zwanggraden
Fig. 8: Cracking temperature T_{Crack} and maximum temperature T_{max} in tests with central restraint for different degrees of restraint

netes have about the same coefficient of thermal expansion and the same ultimate tensile strain.

As indicated above, the influence of different “compression pre-stressing” is very low so a relatively close relationship between the cracking temperature and the highest temperature is to be expected for concretes with the same coefficient of thermal expansion and the same ultimate tensile strain.

4.5 Relationship between highest temperature and cracking temperature

Figure 8 shows the relationship between highest temperature and cracking temperature for the concretes investigated. The trials confirm that the risk of a crack occurring in a centrally restrained concrete component as a result of the heat of hydration increases approximately in proportion to the highest temperature reached. For the concretes investigated with a coefficient of thermal expansion $\approx 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ and an ultimate tensile strain $\approx 0.1 \text{ ‰}$ the cracking occurred approximately 10 K below the highest temperature for full restraint of the strain, and approximately 20 K below the highest temperature for a degree of restraint of 40 % to 50 %. These intervals become larger for concretes with the same ultimate tensile strain but a smaller coefficient of thermal expansion. The relationship between highest temperature and cracking temperature for centric restraint is dependent on the coefficient of thermal expansion, the degree of restraint and the ultimate tensile strain. Because of the aggregates available in construction practice and because of the narrow limits specified for the concrete composition it is only possible to exert a slight influence on the coefficient of thermal expansion and the ultimate tensile strain. The degree to which the movement is restrained, which is determined by the design and cannot be influenced by concrete technology, exerts the decisive influence on the restraint stress. The possible ways of using concrete technology measures to limit the probability of cracks caused by heat of hydration are therefore very limited. They must be aimed at reducing the highest temperature by as much as is practically possible. This presupposes a knowledge of the relationship between liberation of heat of hydration and strength development.

5 Liberation of heat of hydration and strength development

5.1 Liberation of heat of hydration

Semi-adiabatic measuring systems, such as normal commercial thermos vessels, are particularly suitable for measuring the rate of the liberation of heat from a concrete [11, 15]. The temperature of the concrete sample introduced immediately after mixing is meas-

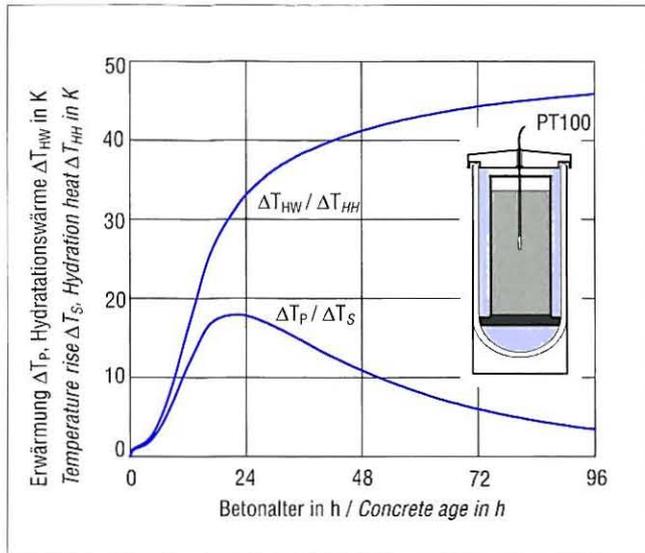


Bild 9: Zeitliche Entwicklung der Erwärmung ΔT_P und der Hydrationswärmefreisetzung ΔT_{HH} in einem Thermosflaschenversuch
Fig. 9: Development of temperature rise ΔT_S and release of heat of hydration ΔT_{HH} in a thermos vessel test

nen. Diese „Hydrationswärme“ ist im Bild 9 als ΔT_{HH} bezeichnet. Zu beachten ist, daß dieser Hydrationswärme-Zeit-Verlauf unmittelbar nur für den Temperaturgang der Messung gilt, da die Geschwindigkeit der Hydratation bekanntlich temperaturabhängig ist.

In Bild 10 ist der Temperaturfaktor k_T auf der Basis der Arrhenius-Funktion für verschiedene Werte der Aktivierungsenergie E_A dargestellt. Zum Vergleich ist die entsprechende Temperaturgewichtung der in [16] beschriebenen Methode zur Abschätzung der Festigkeitsentwicklung für verschiedene Temperaturgänge unter Zugrundelegung eines temperatur- und zementartabhängigen Gewichtungsfaktors (c-Wert) aufgetragen. Für Temperaturen oberhalb von 10 °C führen die beiden Ansätze in etwa zur gleichen Temperaturgewichtung, wenn folgende Bedingung erfüllt ist: $E_A/R = 5050 \times (\text{c-Wert}) - 2950$. Der bei Hochofenzementen mit zunehmendem Hüttensandgehalt steigende c-Wert als Kennzahl für die Temperatursensitivität korrespondiert mit einer steigenden Aktivierungsenergie nach obiger Gleichung.

Kennt man den Temperatureinfluß, so läßt sich der bei einem beliebigen Temperaturgang bestimmte Wärmefreisetzung-Zeit-Verlauf durch Bezug auf ein wirksames Alter normieren [11]. Dies wird im folgenden für einen Portlandzement gezeigt. Bild 11 zeigt links 6 Temperaturgänge, wie sie für einen Beton bei 3 Frischbetontemperaturen und 2 Umgebungstemperaturen im Thermosgefäß gemessen wurden. Bestimmt man durch eine möglichst präzise Bilanzierung die zugrunde liegende Wärmefreisetzung und bezieht sie durch Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf ein wirksames Alter, so ergibt sich die Darstellung im rechten Teil des Bildes. Die 6 Kurven fallen beim Bezug auf ein wirksames Alter zusammen, d.h. daß die zugrunde gelegte Temperaturabhängigkeit zutreffend ist. Der sich dann ergebende Zeitverlauf ist unabhängig von den Temperaturbedingungen, die während der Messung herrschten, stellt also eine eindeutige Kennlinie für den jeweiligen Beton dar.

Diese Kennlinien sind in Bild 12 für drei Betone beispielhaft dargestellt, nämlich in der Betonzusammensetzung 1 mit den Zementen A und B und zusätzlich mit dem Zement B in der Betonzusammensetzung 2, in der im Vergleich zur Zusammensetzung 1 60 kg Zement gegen 60 kg Flugasche ausgetauscht wurden. Bei den Zementen handelt es sich um einen vergleichsweise schnellen und einen vergleichsweise langsamen Portlandzement 32,5 R, wie die im Bild angegebenen 1-Tage-Mörteldruckfestigkeiten von 19 N/mm² und 9,4 N/mm² belegen. Das Beispiel verdeutlicht, daß sich mit dem Prüfverfahren sowohl der Einfluß des Zements als auch der Einfluß der Betonzusammensetzung unmittelbar in einem Prüfverfahren auf der Basis eines handelsüblichen Thermosgefäßes praxisnah erfassen läßt.

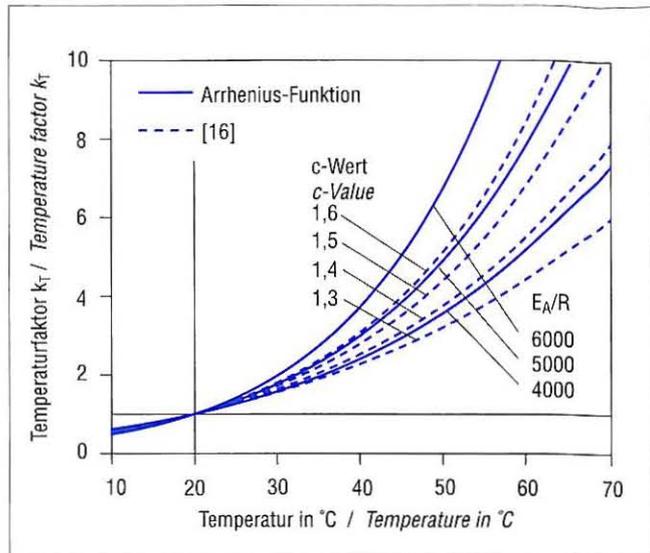


Bild 10: Vergleich des Temperaturfaktors der Arrhenius-Funktion mit dem Ansatz nach [16]
Fig. 10: Comparison of the temperature factor of the Arrhenius function with the formulation in [16]

ured with a PT 100 thermocouple. An energy balance which is as accurate as possible allows the underlying liberation of heat of hydration to be calculated from the measured temperature rise curve ΔT_P as a change in temperature of the concrete. This “heat of hydration” is shown in Figure 9 as ΔT_{HH} . It should be noted that the time curve for the heat of hydration is only valid for the particular temperature response curve of the measurement, as the rate of hydration is known to be temperature-dependent.

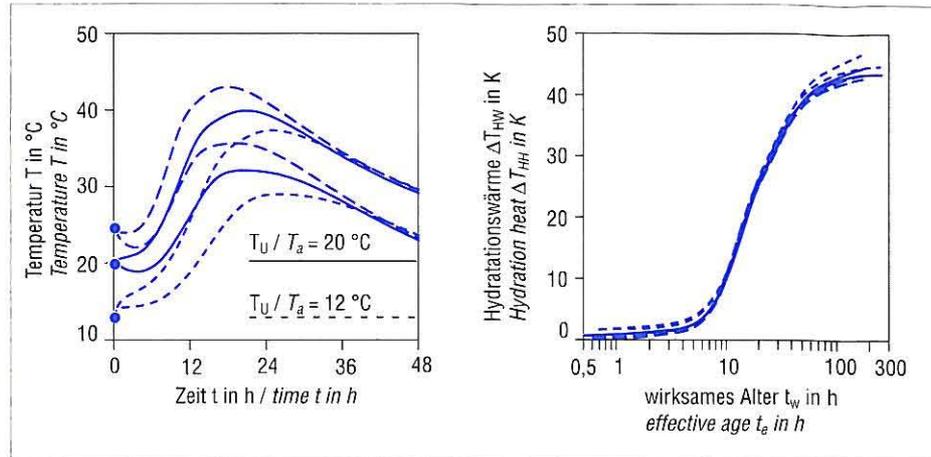
The temperature factor k_T based on the Arrhenius function is shown in Figure 10 for different values of the activation energy E_A . The corresponding temperature weighting of the method described in [16] for estimating the strength development for different temperature response curves is plotted for comparison assuming a weighting factor (c value) which is dependent on temperature and cement type. For temperatures above 10 °C the two approaches lead to approximately the same temperature weighting provided the following condition is fulfilled: $E_A/R = 5050 \times (\text{c-value}) - 2950$. As a characteristic of the temperature sensitivity the rising c value in slag cements with increasing blastfurnace slag content corresponds to a rising activation energy in accordance with the above equation.

If the influence of temperature is known then the heat liberation time curve determined for any particular temperature response curve can be normalized by reference to an effective age [11]. This is demonstrated below for a Portland cement. The left-hand side in Figure 11 shows 6 concrete temperature response curves which were measured in a thermos vessel for 3 fresh concrete temperatures and 2 ambient temperatures. If the underlying liberation of heat is determined by carrying out as accurate a balance as possible and if this is related to an effective age by taking the influence of temperature into account then this gives the representation in the right-hand part of the diagram. The 6 curves coincide when they are referred to an effective age, which means that the underlying temperature dependence is correct. The resulting time curve is then independent of the temperature conditions which prevailed during the measurement and therefore represents a clear characteristic curve for the particular concrete.

These characteristic curves are shown by way of example in Figure 12 for 3 concretes, namely concrete composition 1 with cements A and B and also with cement B in concrete composition 2 in which, when compared with composition 1, 60 kg cement has been replaced by 60 kg fly ash. The cements are a comparatively rapid and a comparatively slow 32,5 R Portland cement, as is shown in the diagram by the 1-day mortar compressive strengths of 19 N/mm² and 9,4 N/mm². The example shows that the test method enables a realistic record of the influence of the cement as

Bild 11: Temperatur-Zeit-Verlauf und Hydrationswärmefreisetzung in Abhängigkeit vom wirksamen Alter bei Prüfung eines Betons mit 3 verschiedenen Frischbetontemperaturen und 2 verschiedenen Umgebungstemperaturen

Fig. 11: Development of temperature with time and release of the heat of hydration as a function of the effective age when testing a concrete with 3 different fresh concrete temperatures and 2 ambient temperatures



Kommen wir nun zu der Frage der Festigkeitsentwicklung eines Betons als ein wesentliches Kriterium für die Eignung eines Betons für eine bestimmte Bauaufgabe.

5.2 Druckfestigkeitsentwicklung

Im dem gleichen Gefäß, das für die Wärmemessung eingesetzt wird, lassen sich auch zylindrische Prüfkörper für die Festigkeitsbestimmung lagern. Durch die Wahl unterschiedlicher Temperaturgänge bei Variation der Frischbeton- und Umgebungstemperatur und unterschiedliche Prüfmuster lassen sich Festigkeiten in einem weiten Bereich bestimmen und mit der Wärmefreisetzung in Beziehung setzen. Bild 13 zeigt, daß die Darstellung Druckfestigkeit über freigesetzter Hydrationswärme eine weitere Kennlinie des jeweiligen Betons ergibt. Letztlich handelt es sich dabei um eine praxisnah geprüfte Festigkeit-Hydrationsgrad-Beziehung.

Diese Gegenüberstellung von Druckfestigkeit und freigesetzter Hydrationswärme stellt ein objektives Kriterium dar, um verschiedene Betone hinsichtlich einer Optimierung von Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung zu vergleichen. Im Bild 14 sind beispielhaft für die drei Betone des Bildes 12 die entsprechend bestimmten Frühfestigkeiten über der freigesetzten Hydrationswärme dargestellt. Der Frage, in welchem Maße eine Optimierung zwischen diesen beiden Größen möglich ist, wurde im Forschungsinstitut der Zementindustrie in zahlreichen Versuchen nachgegangen. In diese Untersuchungen einbezogen waren Port-

well as the influence of the concrete composition to be made using a test method based on a normal commercial thermos vessel.

We now come to the question of the strength development of a concrete as an important criterion for the suitability of a concrete for a given construction task.

5.2 Development of compressive strength

Cylindrical test pieces for the strength determination are stored in the same vessel as used for the thermal measurement. The strengths can be determined over a wide range and related to the liberation of heat by choosing different temperature response curves, with varying fresh concrete temperatures and ambient temperatures, and different test ages. Figure 13 shows that plotting the compressive strength against heat of hydration liberated gives another characteristic curve for the particular concrete. This is actually a relationship between strength and degree of hydration tested under realistic conditions.

This comparison of compressive strength and heat of hydration liberated represents an objective criterion for comparing different concretes with respect to optimization of heat liberated and strength development. Examples of the appropriately determined early strengths are plotted against the heats of hydration liberated in Figure 14 for the three concretes shown in Figure 12. The question as to the extent to which optimization between these two variables is possible was examined in numerous trials in the Research

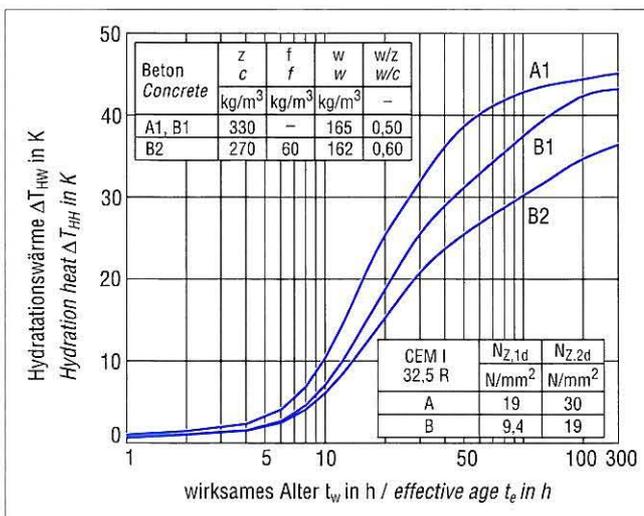


Bild 12: Hydrationswärmefreisetzungsverläufe für 3 Betone mit 2 verschiedenen CEM I 32,5 R bzw. 2 verschiedenen Betonzusammensetzungen

Fig. 12: Development of the release of the heat of hydration for 3 concretes with 2 different CEM I 32,5 R resp. 2 different concrete mixes

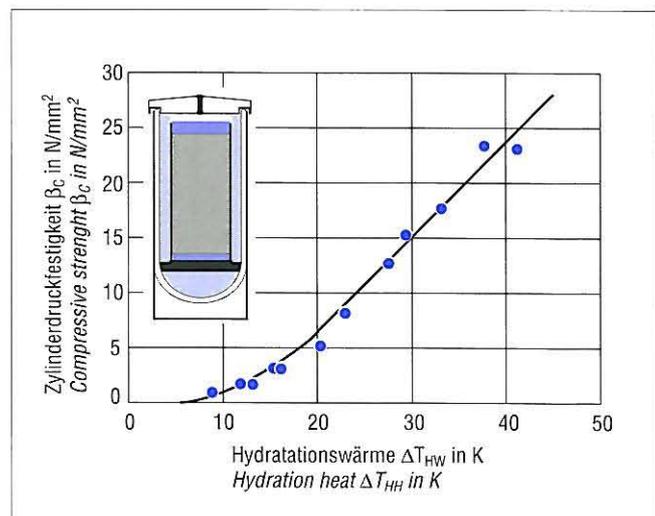


Bild 13: Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydrationswärme

Fig. 13: Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of the heat of hydration release

land- und Hochofenzemente [10]. Die zum Erreichen einer bestimmten Druckfestigkeit erforderliche Wärmefreisetzung ist bei Einsatz einer bestimmten Zuschlagsieblinie und Wahl eines bestimmten Zementleimgehalts im Bereich von Wasserzementwerten zwischen 0,50 und 0,60 nahezu unabhängig vom eingesetzten Zement, wie hier beispielhaft für 3 Betone gezeigt. Weiterhin ist darauf hinzuweisen, daß schon relativ geringe Festigkeiten eine ganz erhebliche Wärmefreisetzung bedingen, wie z.B. 30 K für eine Druckfestigkeit von lediglich 15 N/mm². Müssen bestimmte Festigkeiten sehr früh erzielt werden, muß die entsprechende Wärme entsprechend schnell freigesetzt werden und führt dann je nach Bauteilbedingungen zu erheblichen Erwärmungen.

Die Unterschiede zwischen verschiedenen Zementen sind unter diesen Voraussetzungen gering. Die Optimierungsmöglichkeiten liegen somit darin, entsprechend den herrschenden Bedingungen, z.B. Jahreszeit, Bauteildicke, vorgegebene Schalldauer, Betone zu entwerfen, die die verlangte Festigkeitsentwicklung aufweisen, diese aber ggf. zur Begrenzung der Wärmefreisetzung nach oben nicht wesentlich überschreiten. Diese Optimierungsaufgabe läßt sich durch entsprechende Eignungsprüfungen ggf. in Kombination mit Modellrechnungen lösen.

5.3 Materialgesetze

Durch die vorgestellten Prüfverfahren lassen sich die beiden maßgeblichen Materialkennwerte, nämlich Druckfestigkeitsentwicklung und zugehörige Wärmefreisetzung vergleichsweise einfach bestimmen (vgl. Bild 15). Der Temperaturgang des realen Bauteils ergibt sich aus der Wärmefreisetzung in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur und den individuellen Wärmeabflußbedingungen, die insbesondere von der Bauteildicke, der Schalungsart und der Umgebungstemperatur abhängen. Entsprechend dem tatsächlichen Hydratationsfortschritt unter dem Temperaturgang des Bauteils läßt sich die zu erwartende Druckfestigkeitsentwicklung berechnen. Diese Aufgabenstellung liegt mehr oder weniger ausgeprägt bei vielen Ortbetonbauten bzw. Fertigteilproduktionen vor, mit jeweils unterschiedlichen Randbedingungen für die Temperaturentwicklung und unterschiedlichen Anforderungen an die Druckfestigkeitsentwicklung. Eine Bauaufgabe, bei der die Optimierung von Wärmefreisetzung und Druckfestigkeitsentwicklung eine zentrale Bedeutung hat, ist die Tunnelinnenschale in Ortbeton [11].

6 Beispiel Tunnelinnenschale

Die Innenschalen von Tunneln weisen in der Regel Dicken von 30 cm bis 60 cm auf, in besonderen Fällen auch 80 cm und mehr. Größere Tunnel haben lichte Abmessungen von 12 m bis 14 m und werden abschnittsweise mit vorauslaufendem Sohlgewölbe oder Sohlplatte betoniert, gefolgt von der Herstellung des Gewölbes mit einer hochmechanisierten Innenschalung.

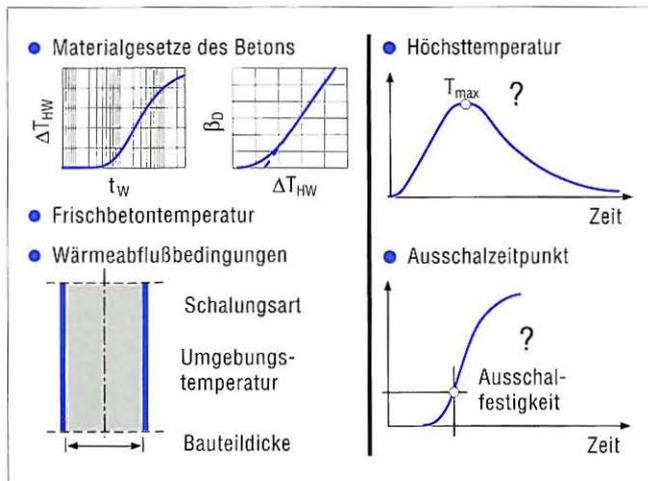


Bild 15: Schematische Darstellung der maßgeblichen Einflüsse auf die Wärmefreisetzung und Druckfestigkeitsentwicklung unter Bauteilbedingungen

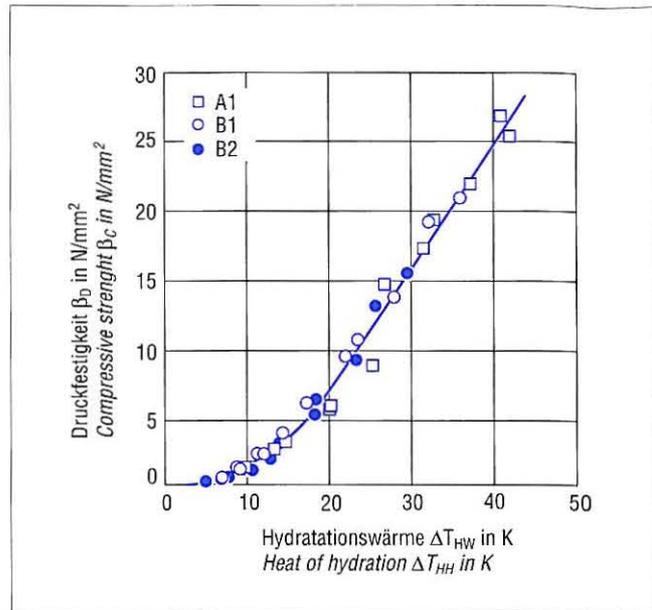


Bild 14: Beziehung zwischen Wärmefreisetzung und Druckfestigkeit im Alter von 12 bis 48 Stunden für die 3 Betone des Bildes 12

Fig. 14: Relation of the heat of hydration release and compressive strength at an age of 12 to 48 hours for the 3 concretes of Fig. 12

Institute of the Cement Industry. Portland and blastfurnace cements were used in these investigations [10]. The liberation of heat required to reach a certain compressive strength when using a certain aggregate grading curve and choosing a certain cement paste content is virtually independent of the cement used in the range of water/cement ratios between 0.50 and 0.60, as is shown here using the example of 3 concretes. It should also be pointed out that even relatively low strengths require quite a considerable liberation of heat, such as 30 K for a compressive strength of only 15 N/mm². If certain strengths have to be achieved at a very early age the corresponding amount of heat must be liberated correspondingly rapidly which then, depending on the component conditions, leads to a considerable temperature rise.

Under these conditions the differences between different cements are slight. Depending on the prevailing conditions, e.g. time of year, component thickness, specified time in formwork, the options for optimization therefore lie in developing concretes which exhibit the required strength development but, if applicable, do not substantially exceed it so as to limit the liberation of heat. This op-

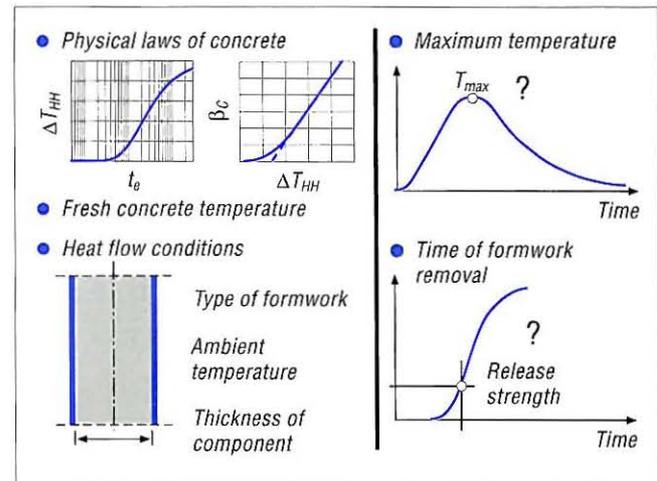


Fig. 15: Relevant influences on the heat release and development of compressive strength under in-situ conditions (principle)

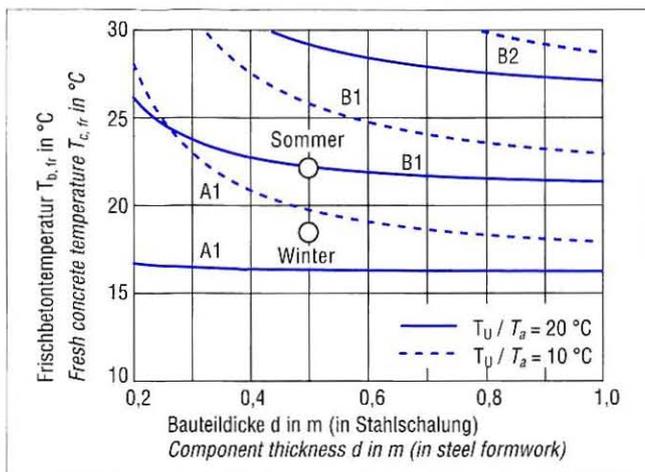


Bild 16: Zusammenhang zwischen Bauteildicke und Frischbetontemperatur für eine Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm² nach 12 Stunden bei zwei verschiedenen Umgebungstemperaturen für die 3 Betone des Bildes 12

Fig. 16: Relation between component thickness and fresh concrete temperature for a cylinder compressive strength of 4 N/mm² at an age of 12 hours for two different ambient temperatures for the 3 concretes of Fig. 12

Für den Bauzustand maßgeblich ist die Beanspruchung im Firstbereich infolge Eigengewicht [10]. Sie steigt mit zunehmendem Durchmesser des Tunnels, mit schlechterer Stützung durch die Spritzbetonschale und das umgebende Gebirge und mit zunehmender Dicke der Schale. Üblicherweise wird für große Tunnel eine Ausschalfestigkeit von 5 N/mm² als Würfeldruckfestigkeit gefordert.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird insbesondere bei langen Tunneln die Erstellung im 24-Stunden-Takt angestrebt. In diesem Falle muß der Beton die Ausschalfestigkeit nach ca. 12 Stunden erreicht haben. Die Ausschalfestigkeit wird dann neben den sonstigen Anforderungen zum maßgeblichen Kriterium für die Betonzusammensetzung. Zur Vermeidung einer unnötigen Rißbildung infolge Abfließens der Hydratationswärme wird die Festigkeitsentwicklung sinnvollerweise auch nach oben begrenzt. Die erforderliche Festigkeitsentwicklung muß also während der Ausführung zielsicher mit einem relativ geringen Vorhaltemaß bei wechselnden Frischbetontemperaturen durch Wahl geeigneter Betone erreicht werden.

Neben der Erhärtungscharakteristik des Zements bzw. der eingesetzten Bindemittelkombination und dem Wasserzementwert übt die Frischbetontemperatur den maßgeblichen Einfluß auf die anfängliche Festigkeitsentwicklung aus.

Im Bild 16 aufgetragen ist die zum Erreichen einer Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm² nach 12 Stunden erforderliche Frischbetontemperatur in Abhängigkeit von der Bauteildicke, und zwar für Umgebungstemperaturen T_U von 10 °C und 20 °C, für die 3 Betone des Bildes 13.

Bei dem Beton A1 handelt es sich um einen vergleichsweise schnell erhärtenden Beton mit einem schnell erhärtenden Portlandzement 32,5 R und einem Wasserzementwert von 0,50. Bei einer Umgebungstemperatur von 10 °C (gestrichelte Kurve) und einer Bauteildicke von 1 m in Stahlschalung wäre eine Frischbetontemperatur von 18 °C erforderlich, um nach 12 Stunden eine Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm² zu erreichen. Zu geringerer Bauteildicke hin ist der festigkeitsmindernde Einfluß der niedrigeren Umgebungstemperatur des Beispiels ersichtlich. Bei sehr günstigem Wärmeabfluß wäre eine entsprechend höhere Frischbetontemperatur erforderlich, z.B. 23 °C bei 0,30 m Dicke und einer Umgebungstemperatur T_U von 10 °C.

Betrachtet man die durchgezogene Kurve für eine Umgebungstemperatur von 20 °C, so ergibt sich für diesen Beton kein wesentlicher Einfluß der Bauteildicke auf die anfängliche Festigkeitsentwicklung mehr, da die erforderliche Frischbetontemperatur von 17 °C in der Nähe der Umgebungstemperatur liegt. Damit ergeben sich unabhängig von der Bauteildicke sehr ähnliche Verläufe für die anfängliche Erwärmung und Festigkeitsentwicklung.

timization task can be solved through appropriate suitability tests, possibly in combination with model calculations.

5.3 Physical laws

The two main material characteristic values, namely compressive strength development and associated liberation of heat, can be determined relatively simply by the test method described (cf. Figure 15). The temperature response curve of the real component arises from the liberation of heat as a function of the fresh concrete temperature and the individual heat dissipation conditions, which depend in particular on the component thickness, the type of formwork and the ambient temperature. The expected compressive strength development can be calculated in accordance with the actual progress of hydration for the temperature response curve of the component. This situation occurs to varying extents with many in-situ concrete structures and precast component production systems, each with different marginal conditions for the temperature development and different requirements for the compressive strength development. One construction task in which the optimization of liberation of heat and compressive strength development are of central importance is tunnel inner shells made of in-situ concrete [11].

6 Example of tunnel inner shells

As a rule the inner shells of tunnels have thicknesses of 30 cm to 60 cm, with 80 cm or more in special cases. Fairly large tunnels have internal clearances of 12 m to 14 m and are concreted in sections. An inverted arch or sole plate is concreted first, followed by construction of the arch with highly mechanized internal formwork.

The stress at the top of the arch caused by dead weight is crucial during construction [10]. It rises with increasing diameter of the tunnel, with deteriorating support from the sprayed concrete shell and the surrounding rock, and with increasing thickness of the shell. A release strength of 5 N/mm², measured as the cube compressive strength, is normally required for large tunnels.

For economic reasons the aim is to operate on a 24 hour cycle, especially with long tunnels. In this case the concrete must have reached the release strength after about 12 hours. Alongside the other requirements the release strength therefore becomes the controlling criterion for the concrete composition. To avoid unnecessary cracking due to dissipation of the heat of hydration an appropriate upper limit is also placed on the strength development. The necessary strength development must therefore be achieved reliably during the operation with a relatively small safety margin with fluctuating fresh concrete temperatures by choosing suitable concretes.

A crucial influence on the initial strength development is exerted by the fresh concrete temperature as well as by the water/cement ratio and the hardening characteristics of the cement or of the combination of binders used.

The fresh concrete temperature needed to reach a cylinder compressive strength of 4 N/mm² after 12 hours is plotted in Figure 16 as a function of the component thickness for ambient temperatures T_U of 10 °C and 20 °C for the 3 concretes in Figure 13.

Concrete A1 is a comparatively rapid hardening concrete with a 32,5 R rapid hardening Portland cement and a water/cement ratio of 0.50. With an ambient temperature of 10 °C (dotted curve) and a component thickness of 1 m in steel formwork a fresh concrete temperature of 18 °C would be necessary to achieve a cylinder compressive strength of 4 N/mm² after 12 hours. The strength-reducing influence of the low ambient temperature in the example can be seen towards lower component thicknesses. A correspondingly higher fresh concrete temperature would be necessary where there is very favourable heat dissipation, e.g. 23 °C for 0.30 m thickness and an ambient temperature T_U of 10 °C.

Examination of the continuous curve for an ambient temperature of 20 °C shows that for this concrete the component thickness no longer has an important influence on the initial strength development because the requisite fresh concrete temperature of 17 °C is close to the ambient temperature. Very similar curves are therefore obtained for the initial temperature rise and strength development regardless of the component thickness.

Vergleicht man dies mit den zuvor gezeigten beiden langsamer erhärtenden Betonen, nämlich den langsameren Zement B in den Betonzusammensetzungen 1 und 2, so erkennt man das nun wesentlich höhere erforderliche Niveau der Frischbetontemperatur. Die Abstände zwischen den jeweiligen Kurven betragen rund 5 Grad. Diese 5 Grad entsprechen in etwa einer um 3 Stunden verzögerten Erhärtung.

Im Bild markiert sind eine typische Sommer- und Wintersituation für ein 0,50 m dickes Bauteil in Stahlschalung. Unter diesen Bedingungen könnte im Winter der Beton A1 bei nicht allzu niedrigen Frischbetontemperaturen geeignet sein, unter Bauteilbedingungen eine Zylinderdruckfestigkeit von 4 N/mm² nach 12 Stunden zu erreichen. Bei sehr niedrigen Frischbetontemperaturen wäre auch dieser schon vergleichsweise schnell erhärtende Beton nicht mehr geeignet.

Im Sommer wäre der langsamere Beton B1 geeignet, dessen Erhärtungscharakteristik auch durch einen Beton A2, der in diesem Beispiel nicht eingezeichnet ist, erreicht werden könnte. Das heißt, unter diesen Bedingungen können sowohl vergleichsweise langsame Zemente bei niedrigem Wasserzementwert als auch vergleichsweise schnelle Zemente in Kombination mit Flugasche angewendet werden.

Welche Situation ein individueller Tunnel in diesem Diagramm darstellt, ist im Einzelfall abhängig von den tatsächlichen Wärmeabflußbedingungen. Diese sind gekennzeichnet durch den unterschiedlichen Wärmeabfluß berg- und luftseitig sowie den Temperaturgang im Schalwagen gemäß der jeweiligen Bewitterung. Das bedeutet, daß für die Verhältnisse von Tunnelinnenschalen eine Feinabstimmung der betontechnologischen Festlegungen nur in Rückkoppelung mit der Baustelle möglich ist. In den Eignungsprüfungen im Vorfeld der Baumaßnahme erfolgt dafür die Auswahl potentiell geeigneter Bindemittel und Betonzusammensetzungen für die wechselnden Bedingungen der Bauausführung.

7 Zusammenfassung

Die Temperaturerhöhung infolge Freisetzens der Hydrationswärme ist neben Schwindverformungen eine der möglichen lastunabhängigen Ursachen für Risse im jungen Beton. Neben den dadurch bedingten Eigenspannungszuständen können zentrische Zwangspannungen bei Behinderung der Bauteilverformungen zur Rißbildung führen. Solche Zwangspannungen entstehen z.B. dann, wenn Betonbauteile auf bereits bestehende Bauteile aufbetoniert werden. Die Temperaturerhöhung im zuletzt betonierten Bauteil führt zu Zwangzugspannungen bald nachdem die Höchsttemperatur überschritten ist. Ursache dafür ist vor allem das Ansteigen des Elastizitätsmoduls sowie die stärkere Relaxation während der Erwärmung des noch „jungen“ Betons. Nach weiterem Abkühlen und Überschreiten der Zugbruchdehnung des Betons entstehen Trennrisse. In Laborprüfungen von Betonprobekörpern in einer sogenannten Temperatur-Spannungsprüfmaschine wurde dieses Verhalten eingehend untersucht, um betontechnologische und ausführungstechnische Maßnahmen zur Minderung des Risikos von Trennrissen zu erarbeiten.

Diese Maßnahmen zielen auf eine Verringerung der lastunabhängigen Formänderungen durch Wahl eines möglichst niedrigen Zementleimgehalts und einer möglichst langsamen Wärme-freisetzung des Betons ab. Eine wirtschaftliche Ortbetonbauweise erfordert jedoch eine ausreichend schnelle Festigkeitsentwicklung unter den am Bauteil herrschenden Bedingungen. Insbesondere abhängig von jahreszeitlichen Schwankungen der Frischbeton- und Lufttemperatur sind Zement und Betonzusammensetzung so zu wählen, daß einerseits eine ausreichende Frühfestigkeit sichergestellt wird, andererseits die Wärmefreisetzung und damit die Bauteilerwärmung auf das unbedingt notwendige Maß begrenzt wird. Zur Lösung dieser Optimierungsaufgabe sind einfache Prüfverfahren zur Beurteilung der Hydrationswärmefreisetzung des Zements im Beton und zur davon abhängigen Festigkeitsentwicklung geeignet. Neben dem unmittelbaren Vergleich verschiedener Betone können auf der Basis der mit ihnen bestimmten Materialgesetze beliebige Bauteile hinsichtlich Temperatur- und Festigkeitsentwicklung berechnet werden, um verschiedene Parameterkonstellationen zu untersuchen. Die Untersuchungen und Modellrechnungen sind detailliert in [11] dargestellt.

Comparison with the two concretes which harden more slowly shown previously, namely the slower cement B in concrete compositions 1 and 2, indicates the substantially higher level of fresh concrete temperature required. The spacings between the respective curves are about 5 degrees. These 5 degrees correspond approximately to 3 hours' retardation of the hardening.

Typical summer and winter situations are marked in the diagram for a 0.50 m thick component in steel formwork. Under these conditions the concrete A1 could be suitable for reaching a cylinder compressive strength of 4 N/mm² after 12 hours under component conditions in winter provided the fresh concrete temperatures are not excessively low. Even this relatively rapid hardening concrete would no longer be suitable at very low fresh concrete temperatures.

The slower concrete B1, with a hardening characteristic curve which could also be achieved by concrete A2 which is not plotted in this example, would be suitable in summer. This means that under these conditions it is possible to use not only comparatively slow cements with low water/cement ratios but also comparatively rapid cements combined with fly ash.

The situation in this diagram which can be applied to an individual tunnel is dependent on the actual heat dissipation conditions in the particular case. These conditions are characterized by the varying heat dissipation on the rock side and air side and the temperature response curve in the formwork wagon governed by the ventilation. This means that the concrete technology specifications can only be fine tuned for the conditions in tunnel inner shells in conjunction with the construction site. The selection of potentially suitable binders and concrete compositions for the varying construction conditions can be carried out in the performance tests before the construction work.

7 Summary

The rise in temperature resulting from the liberation of the heat of hydration is, alongside shrinkage movements, one of the possible load-independent causes for cracks in young concrete. Cracking can be caused not only by the internal stress states which this causes but also by centric restraint stresses when movement of the component is restrained. Such restraint stresses occur, for example, when concrete components are concreted onto existing components. The temperature rise in the last component concreted leads to restraint stresses soon after the highest temperature has been passed. The reason for this is primarily the increase in modulus of elasticity and the greater relaxation during the heating of the concrete while it is still "young". Separation cracks occur after further cooling when the ultimate tensile strain of the concrete has been exceeded. This behaviour was examined in detail in laboratory tests on concrete test pieces in a temperature-stress testing machine in order to develop concrete technology procedures and implementation procedures to reduce the risk of separation cracks.

These procedures are aimed at reducing the load-independent changes in shape by selecting the lowest possible cement paste content and the slowest possible liberation of heat from the concrete. However, cost-effective in-situ concrete construction requires adequately fast strength development under the conditions prevailing in the component. In particular, the cement and concrete composition should be selected to suit seasonal fluctuations in fresh concrete temperature and air temperature so that, on the one hand, adequate early strength is ensured and, on the other hand, the liberation of heat and hence the temperature rise in the component is limited to the amount which is absolutely necessary. There are simple test methods for assessing the liberation of heat of hydration from the cement in the concrete and the resulting strength development which are suitable for solving this optimization task. In addition to a direct comparison of different concretes the physical laws determined with them can be used as the basis for calculating the temperature and strength development of any components in order to investigate different combinations of parameters. The investigations and model calculations are described in detail in [11].

Literatur

- [1] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten (ZTV-K 88), Ausgabe 1989, Verkehrsblatt-Verlag
- [2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunneln. Teil 1: Geschlossene Bauweise (Spritzbetonbauweise) (ZTV-Tunnel Teil 1/95), Ausgabe 1995, Verkehrsblatt-Verlag
- [3] Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. Beton 14 (1964) H. 1, S. 22-26 und H. 2, S. 65-73
- [4] Wischers, G.; Dahms, J.: Untersuchungen zur Beherrschung von Temperaturrisse in Brückenwiderlagern durch Raum- und Scheinfugen. Beton 18 (1968) H. 11, S. 439-442 und H. 12, S. 483-490
- [5] Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973) H. 9, S. 221-226
- [6] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984) H. 10, S. 263-269
- [7] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation TU München, 1989
- [8] Thielen, G.; Grube, H.: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990) H. 6, S. 161-167
- [9] Thielen, G.; Hintzen, W.: Betontechnische Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen. Beton 44 (1994) H. 9, S. 522-526 und H. 10, S. 600-607
- [10] Hintzen, W.; Grube, H.: Verminderung der Rißbildung in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton. Betonbau in Forschung und Praxis, 177-184, Verlag Bau + Technik 1999
- [11] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Dissertation RWTH Aachen (1998); ebenso Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 59 (1998)
- [12] Springenschmid, R.; Planer, M.: Firstrisse in der Innenschale großer Tunnel – Ursachen und Wege zur Vermeidung. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997) H. 3, S. 68-72, H. 4, S. 109-112
- [13] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Habilitation, TH Darmstadt, 1990; ebenso Schriftenreihe der Zementindustrie H. 52/1991.
- [14] Jahn, M.: Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei den Nachweisen zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von unbewehrten und bewehrten Betonbauteilen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1983), Nr. 341.
- [15] Grube, H.; Hintzen, W.: Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydratationswärme des Zements. Beton 43 (1993) H. 5, S. 230-234 und H. 6, S. 292-295
- [16] Bunke, N.: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 422, Beuth Verlag, Berlin, 1991

Verminderung der Rißbildung in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton

Reduction of crack formation in tunnel inner shells made of in-situ concrete

Übersicht

Die Tunnel der DB-Neubaustrecken werden zum großen Teil bergmännisch aufgeföhren und durch eine Spritzbetonschale vorläufig gesichert. Die nachlaufend hergestellte Innenschale aus Ortbeton wird aus wirtschaftlichen Gründen im Regelfall im 24-Stunden-Takt erstellt. Die daraus resultierenden Anforderungen an die Ausschalfestigkeit dominieren im Regelfall die betontechnischen Festlegungen. Daneben spielen lastunabhängige Verformungen infolge Abfließens der Hydratationswärme hinsichtlich der zu erwartenden Rißbildung eine bedeutende Rolle. Die Beanspruchung der Tunnelinnenschale durch den Lastfall Eigengewicht einerseits und die Zusammenhänge zwischen Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung andererseits werden dargestellt. Ein praxisnaher Lösungsweg für die Verminderung der Rißbildung auf der Basis einfacher Eigenprüfungen wird angeben.

Abstract

The tunnels in the new sections of the German Federal Railway are largely driven by mining techniques and are secured temporarily with sprayed concrete linings. For economic reasons the subsequent inner shell made of in-situ concrete is normally produced on a 24 h cycle, and the concrete technology specifications are normally dominated by the resulting requirements for release strength. Load-independent deformation resulting from the release of heat of hydration plays an important part in the cracking to be expected. A description is given of the stressing of the tunnel inner shell by the dead weight loading and of the relationship between the release of heat and strength development. A realistic solution based on simple suitability tests is given for reducing cracking.

1 Einleitung

Zu den ingenieurmäßig anspruchsvollsten und wirtschaftlich bedeutendsten Bauwerken der DB-Neubaustrecken gehören neben den Brücken zahlreiche Tunnel. Die derzeit im Bau befindliche Strecke Köln-Rhein/Main weist z.B. 30 Tunnel mit einer Gesamtlänge von 47 km auf.

Ein großer Teil dieser Tunnel wird bergmännisch in der sogenannten Spritzbetonbauweise aufgeföhren. Im Anschluß an die unmittelbare Sicherung des Hohlraums mit Spritzbeton erfolgt die Erstellung der für alle Einwirkungen des Betriebs dimensionierten Innenschale aus Ortbeton. Die Innenschale wird erstellt, wenn die Gebirgsverformungen auf eine festgelegte Rate abgeklungen sind. Der beim Betonieren i.d.R. nicht vollständig füllbare Firstraum wird später mit Zementmörtel verpreßt. Die überwiegend bewehrte Innenschale weist je nach Gebirge eine Nenndicke von 30 cm bis 60 cm oder sogar 80 cm auf.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird eine Erstellung der Tunnelinnenschalen im 24-Stunden-Takt angestrebt. Dies bedingt, daß die erforderliche Ausschalfestigkeit nach ca. 12 Stunden erreicht wird. Diese Anforderung an die Festigkeitsentwicklung dominiert im Regelfall die betontechnischen Festlegungen.

2 Anforderungen an den Innenschalenbeton

Die Anforderungen im Bauzustand (Bild 1) betreffen im wesentlichen die Verarbeitbarkeit als wesentliche Grundlage für das Gelingen der nicht leichten Betonieraufgabe. Daneben nimmt eine auf den vorgesehenen Arbeitsfortschritt abgestimmte Festigkeitsentwicklung eine zentrale Bedeutung ein, die bei möglichst geringer Temperaturerhöhung des Bauteils infolge Hydratationswärmefreisetzung erreicht werden soll. Darauf wird später noch im Detail eingegangen werden.

Die Anforderungen im Gebrauchszustand betreffen zum einen die vorgesehene Festigkeitsklasse für den Nachweis der Standsi-

1 Introduction

In addition to the bridges the technically most demanding and economically most important structures in the new sections of the German Federal Railway are the numerous tunnels. For example, the Cologne-Rhine/Main section currently under construction has 30 tunnels with a total length of 47 km.

The majority of these tunnels are driven by mining techniques using sprayed concrete construction. The cavity is secured immediately with sprayed concrete; this is followed by installation of the inner shell made of in-situ concrete which is designed to take all the effects associated with operation. The inner shell is installed when the movement of the rock has decayed to a specified level.

The ridge space which, as a rule, cannot be completely filled during the concreting, is grouted later with cement mortar. Depending on the rock, the largely reinforced inner shell has a nominal thickness of 30 cm to 60 cm or even 80 cm.

For economic reasons the aim is to build the tunnel inner shell in 24-hour cycles. This means that the required stripping strength must be reached after about 12 hours. This requirement for strength development usually dominates the concrete technology specifications.

2 Requirements for inner shell concrete

The requirements during the construction stage (Fig. 1) relate essentially to the workability, which forms an important basis for the success of the difficult concreting work. Strength development matched to the intended progress of work is also of central importance and should be achieved with the lowest possible temperature rise of the component caused by liberation of heat of hydration. This will be discussed in detail later.

The requirements when the tunnel is in use relate firstly to the designated strength class needed to ensure stability. As a rule this is B 25 or B 35, but is not the controlling factor for the concrete engineering specifications. This is because B 35 concretes are nor-

Tunnelinnenschalen in Ortbeton	
Anforderungen im Bauzustand	Anforderungen im Gebrauchszustand
<ul style="list-style-type: none"> ● Verarbeitbarkeit ● Ausreichende Frühfestigkeit ● Möglichst geringe Temperaturerhöhung 	<ul style="list-style-type: none"> ● Festigkeit ○ Dauerhaftigkeit ○ Dichtigkeit
Geringe Rißbildung	

Bild 1: Anforderungen an den Beton für Tunnelinnenschalen in Ortbeton

cherheit. Diese ist im Regelfall B 25 oder B 35. Sie ist allerdings für die betontechnischen Festlegungen nicht maßgeblich, da sich bei einer projektierten Nutzungsdauer von mehr als 100 Jahren aufgrund der hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit im Regelfall Betone B 35 ergeben. Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit betreffen sowohl einen ausreichenden Frostwiderstand als auch einen ausreichenden Korrosionsschutz der Bewehrung [1, 2].

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit beinhalten, daß grobe Risse vermieden werden. Risse treten in Betonbauteilen auf, wenn die Zugfestigkeit bzw. die Zugbruchdehnung des Betons überschritten wird (Bild 2). Die Einwirkungen können lastabhängig oder lastunabhängig als sogenannter Zwang zur Rißbildung führen. Lasten, die auf die Tunnelinnenschale einwirken, sind im Bauzustand das Eigengewicht, das zu einer Biegezugbeanspruchung im Firstbereich des Tunnels führt. Im Gebrauchszustand können weitere Lasten aus Wasser- und Gegendruck auftreten.

Lastunabhängige Ursachen für Risse sind behinderte Verformungen aus Schwinden und Abfließen der Hydrationswärme [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]. Im unteren Teil von Bild 2 sind realistische Beiträge lastunabhängiger Dehnungen auf der Einwirkungsseite der Zugbruchdehnung des Betons auf der Widerstandsseite gegenübergestellt. Es ist offensichtlich, daß bei einer nennenswerten Behinderung lastunabhängiger Verformungen ein Überschreiten der Zugbruchdehnung unvermeidbar wird [9, 10].

3 Rißbilder in Tunnelinnenschalen

In den Innenschalen großer Tunnel wurden oft die im Bild 3 gezeigten Rißarten beobachtet [11, 12, 13]. Radialrisse im Ulmenbereich sind typische Zwängungsrisse infolge behinderter Verformungen aus Abfließen der Hydrationswärme und späterem Schwinden. Es handelt sich hier um das einfache Bodenplatte/Wand-Problem, wie es auch von Widerlagerwänden bekannt ist, die nachträglich auf dicke Fundamentstreifen betoniert werden.

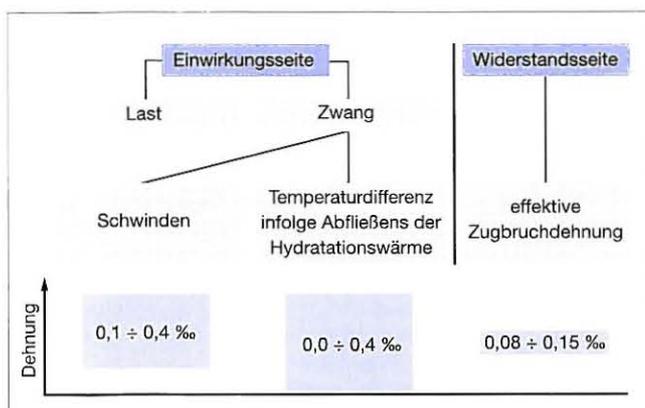


Bild 2: Behinderte lastunabhängige Formänderungen als Ursache für Risse im Beton

Tunnel inner shells made of in-situ concrete	
requirements during construction	requirements during use
<ul style="list-style-type: none"> ● workability ● adequate early strength ● lowest possible temperature rise 	<ul style="list-style-type: none"> ● strength ○ durability ○ impermeability
slight cracking	

Fig. 1: Requirements for concrete for tunnel inner shells made of in-situ concrete

mally used due to the high requirements for durability to give a planned service life of more than 100 years. The requirements for durability relate both to adequate freeze-thaw resistance and also to adequate corrosion protection for the reinforcement [1, 2].

The requirements for durability and impermeability include the avoidance of coarse cracks. Cracks occur in concrete components if the tensile strength or ultimate tensile strain of the concrete is exceeded (Fig. 2). The effects can be either load-dependent or load-independent as so-called restraint, and can lead to crack formation. During the construction phase the load acting on the tunnel inner shell is the dead weight, which leads to flexural tensile stress in the ridge part of the tunnel. Other loads can occur from water and rock pressure when the tunnel is in use.

Load-independent causes of cracks are the restrained movements from shrinkage and dissipation of the heat of hydration [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]. Realistic values of load-independent strains on the action side are compared with the ultimate tensile strain of the concrete on the resistance side in the lower part of Fig. 2. It is clearly impossible to avoid exceeding the ultimate tensile strain if there is appreciable restraint of load-independent movement [9, 10].

3 Cracking patterns in tunnel inner shells

The types of crack shown in Fig. 3 were often observed in the inner shells of large tunnels [11, 12, 13]. Radial cracks in the side walls are typical restraint cracks caused by restrained movement from the dissipation of the heat of hydration and subsequent shrinkage. It is the simple base-slab/wall problem familiar from abutment walls which are concreted later onto existing thick foundation strips.

Cracks parallel to the axis in the ridge part of the tunnel occur as a result of flexural tensile stress. Possible causes are uneven cooling and shrinkage, incorrect grouting of the gap between ridge concrete and sprayed concrete outer shell, loads from rock movements,

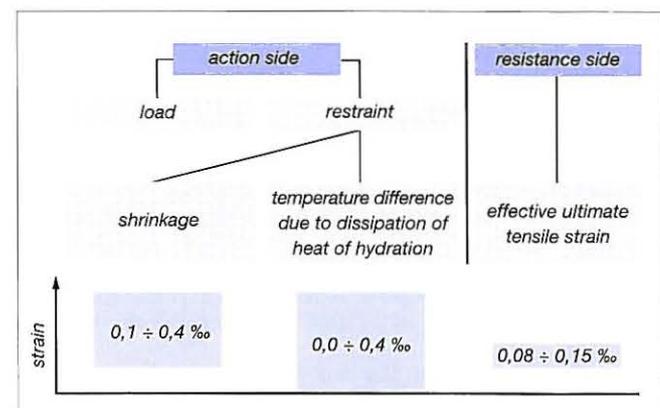


Fig. 2: Restrained load-independent deformation as a cause of cracks in concrete

Achspannparallele Risse im Firstbereich des Tunnels entstehen infolge einer Biegezugbeanspruchung. Als Ursache kommen ungleichmäßiges Abkühlen bzw. Schwinden, eine unsachgemäße Verpressung des Spalts zwischen Firstbeton und Spritzbetonaufschale, Lasten aus Umlagerungen des Gebirges sowie die Beanspruchung durch Eigengewicht beim Ausschalen im frühen Alter in Frage. Üblicherweise wurde in der Vergangenheit für große Tunnel eine Ausschalfestigkeit von 5 N/mm^2 , teilweise auch nur von 3 N/mm^2 , gefordert. Dabei wird die Druckfestigkeit des Betons als indirektes Kriterium für die Biegezugfestigkeit herangezogen.

Risse in beliebiger Richtung werden in Tunneln beobachtet, bei denen die Ortbetoninnenschale und die Spritzbetonaufschale im Verbund stehen.

In [13] wird über umfangreiche Bauwerksuntersuchungen an Eisenbahntunneln berichtet. Unter anderem wurde dort an einem rd. 7400 m langen Eisenbahntunnel mit insgesamt 836 Betonierabschnitten die festgestellte Rißbildung analysiert. Im Bild 4 ist die Anzahl der instandsetzungsbedürftigen Risse je Betonierabschnitt über die Tunnellänge aufgetragen. Während weite Strecken des Tunnelns eine mehr oder weniger starke Rißbildung in verschiedenen Richtungen aufwies, zeigten dazwischenliegende zusammenhängende Bereiche fast keine Rißbildung. Dort, wo eine Trennung zwischen Innen- und Außenschale durch eine 2 mm dicke Folie und Schutzvliese erfolgte, war der Zwang so stark gemindert, daß fast keine Risse auftraten. Die Verminderung der Rißbildung durch diese konstruktive Maßnahme betrug bei diesem Tunnel immerhin 98 %.

Die Ergebnisse dieser und weiterer Untersuchungen an verschiedenen Tunnelbauwerken der DB zeigten, daß die Abtrennung der Ortbetoninnenschale von der Spritzbetonschale bei den großen DB-Tunneln die wirkungsvollste Maßnahme zur Verminderung der Rißbildung ist [13]. Darüber hinaus ist insbesondere zur Vermeidung der ungünstigen axialen Firstrisse die Verwendung ausreichend frühhochfester Zemente bzw. Betone unumgänglich [13]. Die Analyse einer größeren Tunnelbaumaßnahme mit Erstellung der Innenschale im 24-Stunden-Takt zeigte, daß im Winter mit einem schnellen PZ 35 F sehr günstige Ergebnisse erzielt wurden. Die Verwendung solcher Zemente über weitere Bereiche des Jahres erscheint nützlich, wenn sie im Beton mit Flugasche kombiniert werden. Betone mit demgegenüber langsamer erhärtenden Zementen PZ 35 F zeigten dementsprechend nur bei hohen Ze-

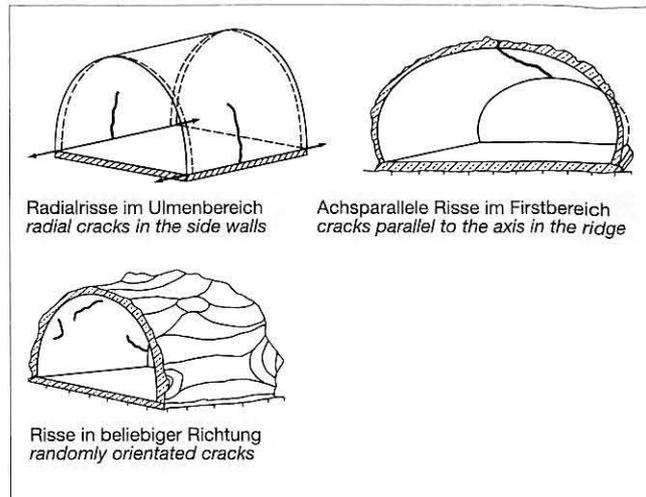


Bild 3: Häufige Rißtypen bei Tunneln, bei denen Sohle und Gewölbe nicht gemeinsam hergestellt werden

Fig. 3: Types of cracks which occur frequently in tunnels where the arch and invert are not cast at the same time

and the stress from the dead weight when the formwork is stripped at an early age.

In the past a stripping strength of 5 N/mm^2 , or sometimes only 3 N/mm^2 , was normally required for large tunnels. The compressive strength of the concrete is used as an indirect criterion for the flexural tensile strength.

Cracks in random directions are observed in tunnels where the in-situ concrete inner shell and the sprayed concrete outer shell are joined to one another.

Extensive investigations of structures in railway tunnels are reported in [13]. Among other things, this analyses the cracking discovered in a railway tunnel about 7400 m long with a total of 836 concreted sections. The number of cracks requiring maintenance per concreted section is plotted in Fig. 4 against the distance along the tunnel. Long sections of the tunnel exhibited varying degrees of cracking in various directions but continuous regions lying between them showed almost no cracking. Wherever the inner and outer shells were separated by a 2 mm thick foil and protective fibre mat the restraint was so sharply reduced that virtually no cracks occurred. The reduction in cracking achieved by this design measure was at least 98 % in this tunnel.

The results of this and other investigations in various tunnel structures of the German Federal Railway showed that separation of the in-situ concrete inner shell from the sprayed concrete shell is the most effective measure for reducing cracking in large railway tunnels [13]. In addition to this it is essential to use cements and concretes with sufficiently high earlier strength to avoid undesirable axial ridge cracks [13]. The analysis of a fairly large tunnel construction project with installation of the inner shell on a 24-hour cycle showed that very favourable results could be achieved in winter with a rapid PZ 35 F cement. The use of such cements over large periods of the year appears beneficial provided they are combined with fly ash in the concrete. Concretes with PZ 35 F cements which harden comparatively more slowly only showed similarly good results with high cement contents and with the high fresh concrete and ambient temperatures which occur in summer.

Practically no ridge cracks occurred when the stripping strength of the last ridge concrete placed in the large railway tunnels was at least about 5 N/mm^2 [13]. These minimum values must be checked on the component and, obviously, should not be substantially exceeded. For the same maximum temperature in the component they can be achieved more readily with a high early strength cement up to Z 45 and lower cement content than with a very slow hardening cement and high cement content, especially with low starting temperatures. This agrees with the experience in underground railway construction [14] and in tunnel construction in Austria [15].

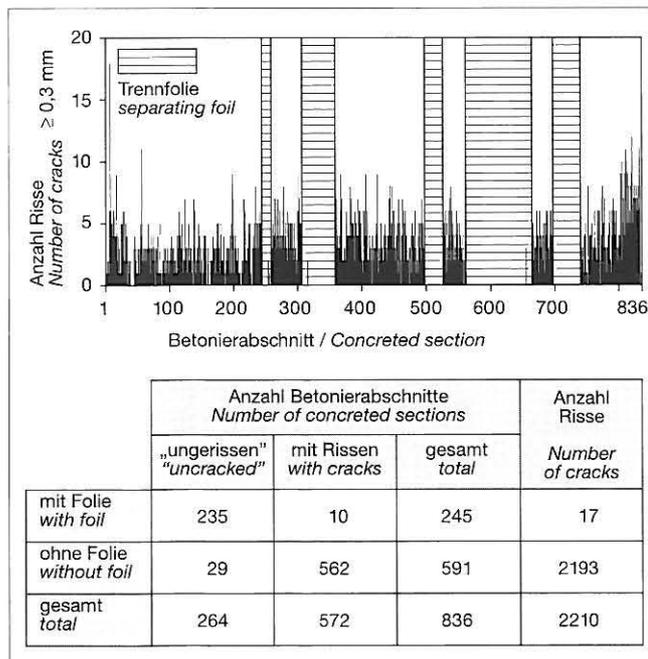


Bild 4: Anzahl der Risse mit Rißweiten $\geq 0,3 \text{ mm}$ in einem DB-Tunnel ohne und mit Trennfolie [13]

Fig. 4: Number of cracks with crack width $\geq 0,3 \text{ mm}$ in a railway tunnel with and without separating foil

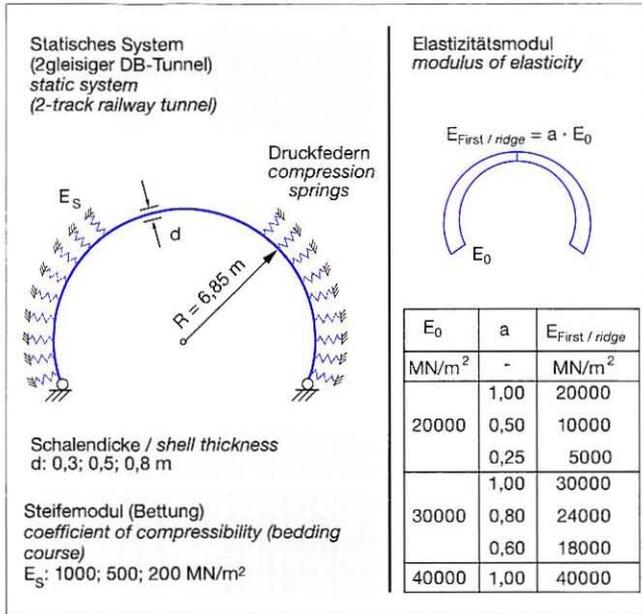


Bild 5: Statisches System und Parametervariation für die Berechnung der Belastung infolge Eigengewicht nach dem Ausschalen bei einem zweigleisigen DB-Tunnel

Fig. 5: Static system and parameter variation for the calculation of stresses due to dead weight after removal of formwork for a double track railway tunnel

mentgehalten und mit den im Sommer vorkommenden hohen Frischbeton- und Umgebungstemperaturen ein ähnlich gutes Ergebnis.

Firstrisse traten praktisch nicht auf, wenn die Ausschalfestigkeit im zuletzt eingebrachten Firstbeton bei den großen Tunneln der DB mindestens rd. 5 N/mm^2 betrug [13]. Diese Mindestwerte müssen am Bauteil kontrolliert und sollen natürlich nicht wesentlich überschritten werden. Sie sind bei gleicher Höchsttemperatur im Bauteil insbesondere bei niedrigen Ausgangstemperaturen eher mit einem frühhochfesten Zement bis hin zu Z 45 und geringerem Zementgehalt als mit sehr langsam erhärtendem Zement und hohem Zementgehalt erreichbar. Dies entspricht auch den Erfahrungen im U-Bahn-Bau [14] und im Tunnelbau in Österreich [15].

Die Rückführung achsparalleler Firstrisse auf eine unzureichende Festigkeitsentwicklung des Betons trifft in der Fachwelt nicht auf ungeteilte Zustimmung [16]. Die Frage nach der erforderlichen Ausschalfestigkeit für große Tunnel wurde daher eingehend untersucht.

4 Erforderliche Ausschalfestigkeit

Die Berechnungen zur Ermittlung der Beanspruchung von Tunnelinnenschalen infolge Eigengewicht wurden im Auftrag des Vereins Deutscher Zementwerke von der Firma Spiekermann GmbH & Co. Beratende Ingenieure, Duisburg, mit dem Programmpaket Sofistik durchgeführt. Bild 5 zeigt das statische System, nämlich den gelenkig gelagerten und elastisch gebetteten Zweigelenkbogen mit horizontal und vertikal unverschieblichen Auflagern. Betrachtet wurde der zweigleisige NBS-Querschnitt nach DS 853 mit einem einheitlichen rechnerischen Gewölberadius von 6,85 m. Variiert wurden die Schalendicke, der Steifemodul der Bettung und der Elastizitätsmodul des Betons (siehe Bild 5). Für letzteren wurde sowohl eine gleichmäßige Verteilung als auch eine Abminderung zum Firstbereich hin untersucht, um den unterschiedlichen Erhärtungsfortschritt zu berücksichtigen.

Bild 6 zeigt für die untersuchten Parameterkombinationen die berechneten Randzugspannungen im First in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Firstbetons.

Die Beanspruchung im First infolge Eigengewicht steigt mit schlechterer Stützung durch die Spritzbetonschale bzw. durch das umgebende Gebirge, mit zunehmender Dicke der Schale und mit zunehmendem Elastizitätsmodul des Firstbetons. Die berechneten

The attribution of axial ridge cracks to inadequate strength development of the concrete has not met with undivided agreement among experts [16]. The question of the required stripping strength for large tunnels was therefore examined in detail.

4 Required stripping strength

The calculations to determine the stress on tunnel inner shells as a result of the dead weight were carried out at the request of the VDZ (German Cement Works Association) by Spiekermann GmbH & Co. Consulting Engineers of Duisburg using the Sofistik program package. Fig. 5 shows the static system, namely a double-articulated arch with pivoted supports and elastic bedding, and supports which cannot be moved horizontally or vertically. The cross-section considered was the double track NBS cross-section as defined in DS 853 with a uniform theoretical arch radius of 6.85 m. The shell thickness, the coefficient of compressibility of the bedding course, and the modulus of elasticity of the concrete were all varied (see Fig. 5). For this last variable both a uniform distribution and a reduction towards the ridge area were investigated in order to take account of the different progress of hardening.

Fig. 6 shows the calculated boundary tensile stresses in the ridge as a function of the modulus of elasticity of the ridge concrete for the combinations of parameters investigated.

The stress in the ridge due to the dead weight increases with deteriorating support by the sprayed concrete shell or the surrounding rock, with increasing thickness of the shell, and with increasing modulus of elasticity of the ridge concrete. The calculated boundary tensile stresses can be approximated very well by the following equation:

$$\sigma_{\text{boundary}} = 0.060 \cdot ([d^{1.5} \cdot E_{b, \text{ridge}} / E_s]^{0.5} - 1) \quad (1)$$

- with σ_{boundary} : boundary tensile stress at the ridge due to dead weight in N/mm^2
 d : shell thickness in m
 $E_{b, \text{ridge}}$: modulus of elasticity of the ridge concrete in MN/m^2
 E_s : coefficient of compressibility of the bedding course in MN/m^2

Byfors [17] gives the following equation for the dependence of the modulus of elasticity of the young concrete on its compressive strength:

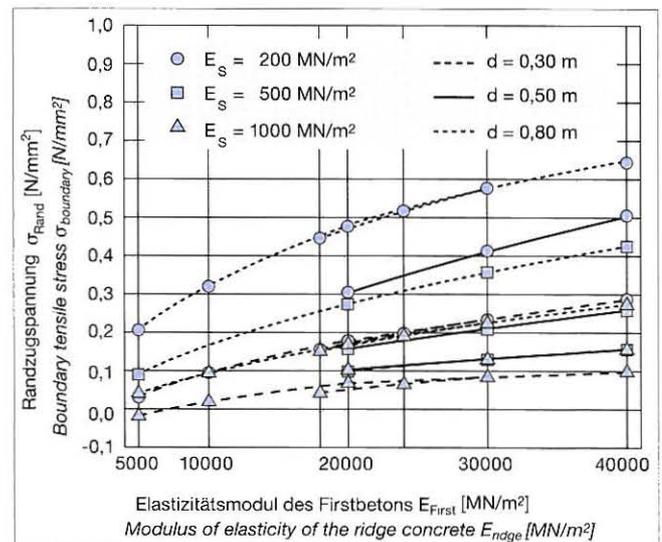


Bild 6: Randzugspannung infolge Eigengewicht in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Firstbetons für verschiedene Schalendicken und Steifemodule der Bettung (zweigleisiger DB-Tunnel)

Fig. 6: Boundary tensile stress due to dead weight as a function of the elastic modulus of the crown concrete for different shell thicknesses d and different coefficients of compressibility E_s of the bedding course (double track railway tunnel)

Randzugspannungen lassen sich sehr gut mit der folgenden Gleichung annähern:

$$\sigma_{\text{Rand}} = 0,060 \cdot ([d^{1,5} \cdot E_{\text{b,First}} / E_{\text{S}}]^{0,5} - 1) \quad \text{Gl (1)}$$

mit σ_{Rand} : Randzugspannung im Firstbereich infolge Eigengewicht in N/mm^2
 d : Schalendicke in m
 $E_{\text{b,First}}$: Elastizitätsmodul des Firstbetons in MN/m^2
 E_{S} : Steifemodul der Bettung in MN/m^2

Für die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls des jungen Betons von seiner Druckfestigkeit wird von Byfors [17] folgende Gleichung angegeben.

$$E_{\text{b}} = 9930 \cdot \beta_{\text{C}}^{2,675} / (1 + 1,370 \cdot \beta_{\text{C}}^{2,204}) \quad \text{Gl (2)}$$

mit E_{b} : Elastizitätsmodul des Betons in MN/m^2
 β_{C} : Zylinderdruckfestigkeit in N/mm^2

Damit ist es möglich, die berechneten Randzugspannungen in Abhängigkeit von der erreichten Zylinderdruckfestigkeit aufzutragen (Bild 7). In das Bild eingezeichnet ist zusätzlich die zulässige Randzugspannung, wie sie sich aus folgenden Überlegungen ergibt. Bei Annahme einer Dauerstandfestigkeit von 80 %, einem Fraktilwert von 70 % und einem globalen Sicherheitsbeiwert von 1,5 im Bauzustand ergibt sich für die zulässige Randspannung in Abhängigkeit von dem Mittelwert der Kurzzeitbiegezugfestigkeit

$$\sigma_{\text{zul}} = 0,373 \cdot \beta_{\text{BZ}(d)} \quad \text{Gl (3)}$$

mit σ_{zul} : Zulässige Randzugspannung in N/mm^2
 $0,373$: $0,80 \cdot 0,70 / 1,5$
 $\beta_{\text{BZ}(d)}$: Dickenabhängige Biegezugfestigkeit in N/mm^2

Für die Dickenabhängigkeit der Biegezugfestigkeit gibt der CEB/FIP Model Code 1990 [18] folgende Beziehung an:

$$\beta_{\text{BZ}(d)} = (1 + 7,5 \cdot d^{0,7}) / (7,5 \cdot d^{0,7}) \cdot \beta_{\text{Z}} \quad \text{Gl (4)}$$

mit $\beta_{\text{BZ}(d)}$: Dickenabhängige Biegezugfestigkeit in N/mm^2
 d : Schalendicke in m
 β_{Z} : Zentrische Zugfestigkeit in N/mm^2

Im Bereich niedriger Druckfestigkeiten beträgt die zentrische Zugfestigkeit ungefähr 10 % der Zylinderdruckfestigkeit [19]:

$$\beta_{\text{Z}} = 0,10 \cdot \beta_{\text{C}}; \beta_{\text{C}} \leq 15 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl (5)}$$

mit β_{Z} : Zentrische Zugfestigkeit in N/mm^2
 β_{C} : Zylinderdruckfestigkeit in N/mm^2

Aus den Gleichungen (3), (4) und (5) ergibt sich für die zulässige Randzugspannung in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit die Gleichung (6):

$$\sigma_{\text{zul}} = 0,0373 \cdot (1 + 7,5 \cdot d^{0,7}) / (7,5 \cdot d^{0,7}) \cdot \beta_{\text{C}} \quad \text{Gl (6)}$$

mit σ_{zul} : Zulässige Randzugspannung in N/mm^2
 d : Schalendicke in m
 β_{C} : Zylinderdruckfestigkeit in N/mm^2

Der Schnittpunkt von zulässiger Randzugspannung mit auftretender Randzugspannung ergibt die mindestens erforderliche Zylinderdruckfestigkeit, ab der der Innenschalenbeton die Beanspruchung infolge Eigengewicht im Firstbereich mit ausreichender Sicherheit tragen kann. Daraus lässt sich in Abhängigkeit von dem Steifemodul der Bettung für verschiedene Schalendicken die beim Ausschalen mindestens erforderliche Zylinderdruckfestigkeit auftragen (Bild 8, links). Die Möglichkeit der Lastumlagerung durch Relaxation, die in der elastischen Rechnung nicht berücksichtigt

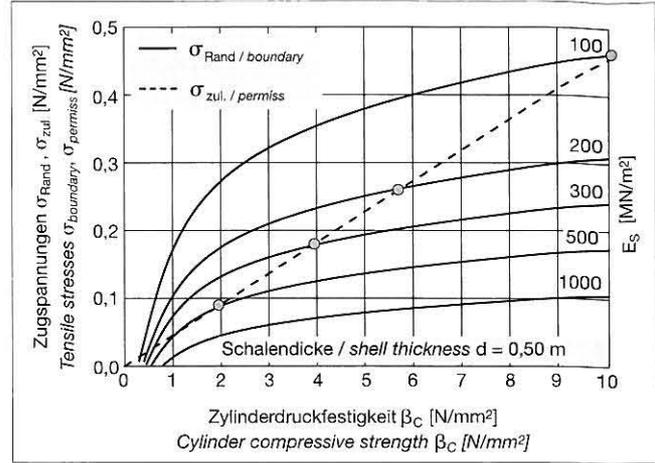


Bild 7: Randzugspannung und zulässige Randspannung in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit für eine Schalendicke von 0,50 m und verschiedene Steifemodule E_{S} (Bettung) (2gleisiger DB-Tunnel)

Fig. 7: Boundary tensile stress and permissible boundary stress as a function of the cylinder compressive strength for a shell thickness of 0.50 m and different coefficients of compressibility E_{S} (bedding course) (double track railway tunnel)

$$E_{\text{b}} = 9930 \cdot \beta_{\text{C}}^{2,675} / (1 + 1,370 \cdot \beta_{\text{C}}^{2,204}) \quad (2)$$

with E_{b} : modulus of elasticity of the concrete in MN/m^2
 β_{C} : cylinder compressive strength in N/mm^2

This makes it possible to plot the calculated boundary tensile stress as a function of the cylinder compressive strength achieved (Fig. 7). Also shown in the diagram is the permissible boundary tensile stress obtained in the following way. Assuming a fatigue strength of 80 %, a 5 % fractile value of 70 % of the average value and a global safety coefficient of 1.5 in the construction phase this gives the following expression for the permissible boundary tensile stress as a function of the average value of the short-term flexural tensile strength:

$$\sigma_{\text{permissible}} = 0,373 \cdot \beta_{\text{BZ}(d)} \quad (3)$$

with $\sigma_{\text{permissible}}$: permissible boundary stress in N/mm^2
 $0,373$: $0,80 \cdot 0,70 / 1,5$
 $\beta_{\text{BZ}(d)}$: thickness-dependent flexural tensile strength in N/mm^2

The following relationship is given in the CEB/FIP Model Code 1990 [18] for the dependence of the flexural tensile strength on the thickness:

$$\beta_{\text{BZ}(d)} = (1 + 7,5 \cdot d^{0,7}) / (7,5 \cdot d^{0,7}) \cdot \beta_{\text{Z}} \quad (4)$$

with $\beta_{\text{BZ}(d)}$: thickness-dependent flexural tensile strength in N/mm^2
 d : shell thickness in m
 β_{Z} : centric tensile strength in N/mm^2

In the range of low compressive strengths the centric tensile strength is approximately 10% of the cylinder compressive strength [19]:

$$\beta_{\text{Z}} = 0,10 \cdot \beta_{\text{C}}; \beta_{\text{C}} \leq 15 \text{ N/mm}^2 \quad (5)$$

with β_{Z} : centric tensile strength in N/mm^2
 β_{C} : cylinder compressive strength in N/mm^2

Equation (6) for the permissible boundary tensile stress as a function of the cylinder compressive strength is obtained from Equations (3), (4) and (5):

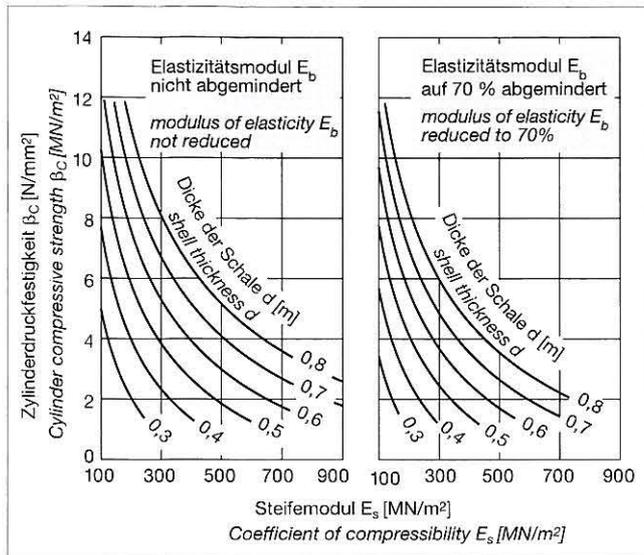


Bild 8: Erforderliche Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Steifemodul für verschiedene Schalendicken bei vollem Ansatz des rechnerischen Elastizitätsmoduls und bei abgemindertem Elastizitätsmodul (zweigleisiger DB-Tunnel)

Fig. 8: Required cylinder compressive strength as a function of the coefficient of compressibility for different shell thicknesses using non-reduced and reduced values for the elastic modulus (double track railway tunnel)

wurde, kann ggf. durch Abminderung des Elastizitätsmoduls auf z.B. 70 % erfasst werden. Damit ergibt sich die Darstellung im Bild 8, rechts. Die erforderliche Ausschalfestigkeit hängt also im wesentlichen ab von der tatsächlichen Schalendicke, die im Regelfall größer ist als die Nenndicke, und von der Bettung.

Zu beachten ist, daß hierbei die zum gleichen Zeitpunkt überlagerten Eigenspannungszustände infolge ungleichmäßiger Temperaturverteilung nicht berücksichtigt sind. Ebenso sind Lasten nicht berücksichtigt, die sich durch Haftkräfte der Schalung am Betongewölbe ergeben können.

Bei der Festlegung des erforderlichen Niveaus der Ausschalfestigkeit sollte weiterhin bedacht werden, daß der junge Beton im Bereich geringer Druckfestigkeiten von 1 N/mm² bis 3 N/mm² das Minimum seiner Zugverformungsfähigkeit aufweist (Bild 9). In diesem Festigkeitsbereich sollte man also eine Zugbeanspruchung

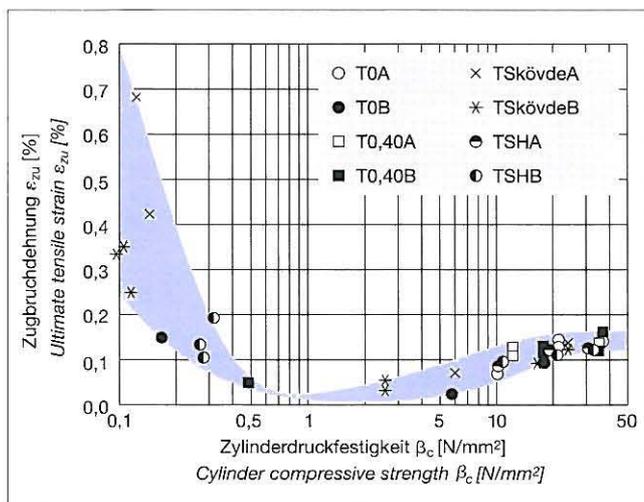


Bild 9: Zugbruchdehnung in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit in den Versuchen von Byfors [17] für Betone mit Wasserzementwerten zwischen 0,40 und 0,58

Fig. 9: Ultimate tensile strain as a function of the cylinder compressive strength in the investigations by Byfors [21] for concretes with water/cement ratios between 0,40 and 0,58

$$\sigma_{\text{permissible}} = 0.0373 \cdot (1 + 7.5 \cdot d^{0.7}) / (7.5 \cdot d^{0.7}) \cdot \beta_c \quad (6)$$

with $\sigma_{\text{permissible}}$: permissible boundary tensile stress in N/mm²
 d : shell thickness in m
 β_c : cylinder compressive strength in N/mm²

The point of intersection of the permissible boundary tensile stress with the actual boundary tensile stress gives the minimum requisite cylinder compressive strength above which the inner shell concrete can withstand the stress from the dead weight in the ridge region with adequate confidence. From this it is possible to plot the minimum cylinder compressive strength required when stripping the formwork as a function of the coefficient of compressibility of the bedding course for different shell thicknesses (Fig. 8, left). The possibility of load repositioning due to relaxation, which was not taken into account in the elastic calculation, can if necessary be covered by reducing the modulus of elasticity to, for example, 70 %. This results in the diagram on the right-hand side of Fig. 8. The required stripping strength therefore depends essentially on the actual shell thickness, which as a rule is larger than the nominal thickness, and on the bedding course.

It should be borne in mind that this does not take account of the internal stress states superimposed at the same time as a result of uneven temperature distribution. Nor are loads considered which can arise through adhesion forces between the formwork and the concrete arch.

When deciding the required level of stripping strength it should also be borne in mind that the young concrete has its lowest tensile plasticity in the range of low compressive strengths of 1 N/mm² to 3 N/mm² (Fig. 9). This means that tensile stressing of the concrete should be avoided in this strength range. From this it can be seen that it is advisable to reach a cylinder compressive strength of the ridge concrete of at least 4 N/mm² to avoid ridge cracks when stripping the formwork.

5 Factors affecting the compressive strength development

Almost all the properties of hardened concrete – with the exception of the thermal properties – are governed to a great extent by the void volume of the hardened cement paste [20]. A list of the factors affecting the void volume of the hardened cement paste can be found in [20, p. 213]. Important influencing variables are firstly the water/cement ratio and secondly the degree of hydration of the cement [21]. A higher water/cement ratio leads not only to a lower strength at 28 days but also to slower strength development [22, 23]. Under otherwise identical conditions the degree of hydration is determined by the nature and composition of the cement, the temperature response curve during hardening, and the age of the concrete. Various “strength development functions” have been worked out to take account of the effect of temperature on the initial strength development, see e.g. [24].

The behaviour with time of the temperature rise and compressive strength development of a rapid hardening concrete and a slow hardening concrete are compared in Fig. 10. The use of the slow hardening concrete with a CEM III/A 32,5 blastfurnace cement leads to an appreciable reduction in the temperature rise in the component. The temperature rise could be reduced even further by choosing an even slower hardening cement, e.g. a low-heat cement, and lowering the cement content. This would be associated with a significant reduction in the probability of cracks caused by temperature restraint.

The associated strength developments are plotted in the right-hand part of the diagram. It is clear that in spite of the favourable low water/cement ratio and the relatively high fresh concrete temperature the slow hardening concrete does not nearly fulfil the requirements for a 24-hour cycle with a requisite compressive strength of a few N/mm² after about 12 hours. The use of such cements in tunnel inner shells is, however, advantageous with longer cycle times, e.g. a 48-hour cycle. Blastfurnace cements, for example, have proved very successful under these conditions in the construction of underground railway and road tunnels in North Rhine-Westphalia.

des Betons vermeiden. Man erkennt hieraus, daß es zur Vermeidung von Firstrissen zweckmäßig ist, eine Zylinderdruckfestigkeit des Firstbetons beim Ausschalen von mindestens 4 N/mm^2 zu erreichen.

5 Einflüsse auf die Druckfestigkeitsentwicklung

Fast alle Festbetoneigenschaften – mit Ausnahme der thermischen Eigenschaften – werden maßgebend vom Zementsteinporenraum bestimmt [20]. Eine Zusammenstellung der Einflüsse auf den Zementsteinporenraum findet sich in [20, S. 213]. Wesentliche Einflußgrößen sind erstens der Wasserzementwert und zweitens der Hydratationsgrad des Zements [21]. Ein höherer Wasserzementwert führt nicht nur zu einer geringeren Festigkeit im Alter von 28 Tagen, sondern auch zu einer langsameren Festigkeitsentwicklung [22, 23]. Der Hydratationsgrad wird unter sonst gleichen Bedingungen durch die Art und Zusammensetzung des Zements, den Temperaturgang während der Erhärtung und das Betonalter bestimmt. Für die Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die anfängliche Festigkeitsentwicklung wurden verschiedene „Reifefunktionen“ entwickelt, siehe z.B. [24].

Im Bild 10 werden die zeitlichen Verläufe der Erwärmung und der Druckfestigkeitsentwicklung eines schnell und eines langsam erhärtenden Betons verglichen. Der Einsatz des langsam erhärtenden Betons mit einem Hochofenzement CEM III/A 32,5 führt zu einer nennenswerten Verminderung der Bauteilerwärmung. Durch Wahl eines noch langsamer erhärtenden Zements, z.B. eines NW-Zementes, und eine Absenkung des Zementgehalts könnte die Erwärmung noch weiter reduziert werden. Damit wäre eine deutliche Verminderung der Wahrscheinlichkeit von Rissen infolge Temperaturzwang verbunden.

Im rechten Teil des Bildes sind die zugehörigen Festigkeitsentwicklungen aufgetragen. Es ist offensichtlich, daß der langsam erhärtende Beton die Anforderungen eines 24-Stunden-Takts mit einer erforderlichen Druckfestigkeit von einigen N/mm^2 nach rd. 12 Stunden trotz des günstigen niedrigen Wasserzementwerts und der relativ hohen Frischbetontemperatur nicht annähernd erfüllen kann. Der Einsatz solcher Zemente in Tunnelinnenschalen ist hingegen bei längeren Taktzeiten, z.B. 48-Stunden-Takt, vorteilhaft. Unter diesen Bedingungen haben sich z.B. Hochofenzemente in Nordrhein-Westfalen im U-Bahn- und Straßentunnelbau sehr bewährt.

Höhere Frischbetontemperaturen als 20°C beschleunigen die Festigkeitsentwicklung erheblich (Bild 11). In den Beispielen wird die Festigkeit im Alter von 12 Stunden bei einer Frischbetontemperatur von 25°C im Vergleich zu einer Frischbetontemperatur von 20°C fast verdoppelt bzw. eine Festigkeit von z.B. 4 N/mm^2 bis 3 Stunden früher erreicht. Bei einer niedrigen Frischbetontemperatur von z.B. 15°C oder gar nur 10°C wird die Festigkeitsentwicklung deutlich verzögert, und zwar um ca. 3 Stunden je 5°C . Der Beton im Bild 11 (links) mit einem durchschnittlich schnell erhärtenden Portlandzement der Festigkeitsklasse 32,5 R und einem relativ niedrigen Wasserzementwert von 0,50 braucht mindestens eine Frischbetontemperatur von etwa 15°C , um die durch einen 24-Stunden-Takt bedingten Festigkeitsanforderungen nach rd. 14 Stunden erfüllen zu können. Bei noch niedrigeren Frischbetontemperaturen müßte entweder der Wasserzementwert nennenswert gesenkt werden oder ein deutlich schneller erhärtender Zement eingesetzt werden. Dabei kann im Winter durchaus auch ein Zement einer höheren Festigkeitsklasse in Betracht kommen.

Der Beton im Bild 11 (rechts) mit demselben Portlandzement, aber einem Zementaustausch durch Flugasche von 60 kg/m^3 wäre nur bei sehr hohen Frischbetontemperaturen von 25°C und mehr für den 24-Stunden-Takt geeignet. In dieser Betonzusammensetzung müßte also im Regelfall ein deutlich schneller erhärtender Zement eingesetzt werden.

Die Bandbreite der jahreszeitlichen Schwankung der Frischbetontemperatur sollte soweit wie technisch und wirtschaftlich möglich eingegrenzt werden. Dazu gehört im Sommer eine Begrenzung nach oben auf z.B. 25°C . Im Winter sollte auch eine Begrenzung nach unten erfolgen. Eine große Spannweite der Frischbetontemperatur ist hinsichtlich einer optimalen Abstimmung der Festigkeitsentwicklung und der Vermeidung von Rissen ungünstig.

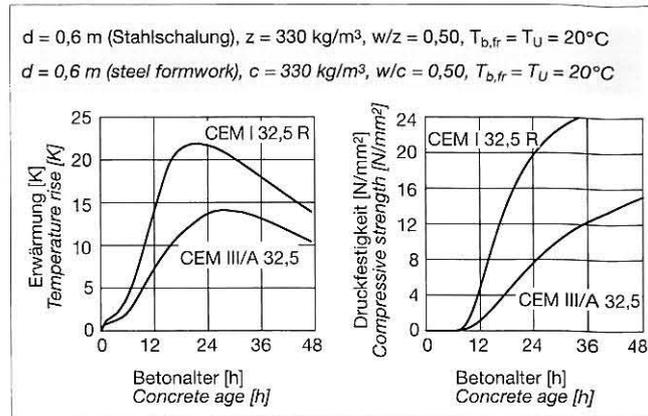


Bild 10: Vergleich der Erwärmung und der Druckfestigkeitsentwicklung von zwei Betonen mit einem Portlandzement (CEM I 32,5 R) und einem Hochofenzement (CEM III/A 32,5)

Fig. 10: Comparison of the temperature rise and compressive strength development for two concretes with a Portland cement (CEM I 32,5 R) and a blastfurnace slag cement (CEM III/A 32,5)

Fresh concrete temperatures higher than 20°C greatly accelerate the strength development (Fig. 11). In the examples the strength at 12 hours for a fresh concrete temperature of 25°C is almost double that for a fresh concrete temperature of 20°C (or a strength of, for example, 4 N/mm^2 is reached two to three hours earlier). With a low fresh concrete temperature of, for example, 15°C or even only 10°C , the strength development is significantly retarded, in fact by about three hours per five degrees. The concrete in Fig. 11 (left) with an average rapid hardening Portland cement of the 32,5 R strength class and a relatively low water/cement ratio of 0.50 requires a fresh concrete temperature of at least about 15°C in order to fulfil the strength requirements for a 24-hour cycle after about 14 hours. With even lower fresh concrete temperatures either the water/cement ratio would have to be lowered appreciably or a cement which hardens significantly more rapidly would have to be used. During winter it is also definitely possible to consider a cement of a higher strength class.

The concrete in Fig. 11 (right) with the same Portland cement, but with 60 kg/m^3 of the cement replaced by fly ash, would only be suitable for the 24-hour cycle with very high fresh concrete temperatures of 25°C or more. As a rule a significantly faster hardening cement would therefore have to be used in this concrete composition.

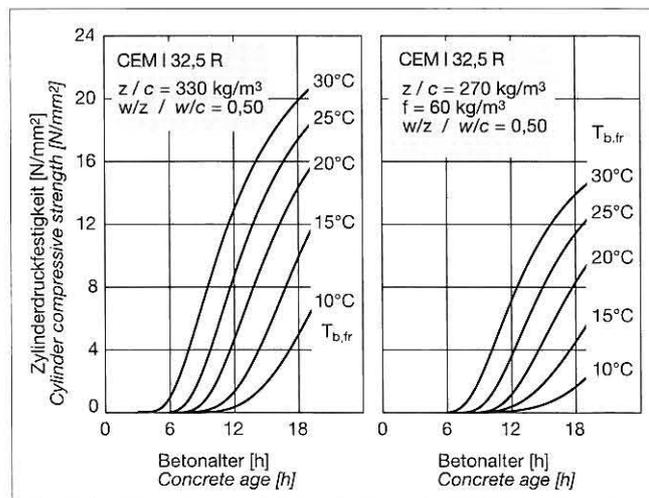


Bild 11: Zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur für zwei verschiedene Betone in einem Bauteil mit 0,60 m Dicke in Stahlschalung

Fig. 11: Development of the cylinder compressive strength as a function of fresh concrete temperature $T_{b,fr}$ for two different concretes in a component with a thickness of 0,60 m in steel formwork

Für die Bewertung des Einflusses der jahreszeitlichen Schwankung der Frischbetontemperatur auf die Festigkeitsentwicklung ist noch zu beachten, daß in ähnlicher Weise jahreszeitlich bedingt die Lufttemperatur im Tunnel schwankt, bei längeren Tunneln in etwa zwischen 8 °C und 18 °C. Der Einfluß der Jahreszeit auf die Festigkeitsentwicklung wird dadurch noch verstärkt. In welchem Maße dies der Fall ist, hängt von individuellen Faktoren, beispielsweise Dicke der Tunnelschale, Belüftung des Schalwagens während des Erhärtens etc. ab.

Hinsichtlich einer sinnvollen Zementauswahl für den 24-Stunden-Takt sei darauf hingewiesen, daß die für die Zemente 32,5 R geltenden Zusammenhänge für die anfängliche Festigkeitsentwicklung in ähnlicher Weise auch für Zemente 42,5 zutreffen. Dies haben sowohl orientierende Laborversuche als auch insbesondere die praktischen Erfahrungen im Tunnelbau mit Hochofenzementen der Festigkeitsklasse 42,5 gezeigt.

Aus den bisherigen Darstellungen wird ersichtlich, daß die Betonzusammensetzung und die Wahl des Zements an den Bautakt und an die Jahreszeit angepaßt werden müssen. Dabei handelt es sich um eine Optimierungsaufgabe, da in der Praxis die Ausschlagfestigkeit unter Ausführungsbedingungen einen Mindestwert erreichen muß, zusätzlich jedoch nach oben begrenzt ist, um eine unnötig große Temperaturerhöhung zu vermeiden. Die Begrenzung nach unten dient der Vermeidung von Rissen im First; die Begrenzung nach oben dient der Vermeidung von Rissen im Ulmenbereich, siehe Bild 3.

6 Bestimmung der Wärmefreisetzung und Druckfestigkeitsentwicklung

Für die Messung des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung eines Betons eignen sich insbesondere teildiabatische Meßsysteme, wie sie z.B. ein handelsübliches Thermosgefäß darstellt [25] (vgl. Bild 12).

Die Temperatur der direkt nach dem Mischen eingebrachten Betonprobe wird mittig mit einem PT 100 gemessen. Die freigesetzte Hydratationswärme teilt sich in drei Anteile auf, nämlich den Anteil, der zur Temperaturerhöhung der Betonprobe führt, den Anteil, der entsprechend den Dämmeigenschaften des Gefäßes in die Umgebung abfließt, und den Anteil, der zum Aufwärmen des Kalorimeters (Gefäß + Dose) erforderlich ist (scheinbare Wärme-

The range of seasonal fluctuations in fresh concrete temperature should be restricted as far as is technically and economically feasible. In summer, for example, the top limit should be 25 °C, and there should also be a lower limit in winter. A large fresh concrete temperature range is unfavourable with respect to optimum adjustment of the strength development and avoidance of cracks.

When evaluating the influence of the seasonal fluctuation of the fresh concrete temperature on the strength development it should also be borne in mind that the air temperature in the tunnel fluctuates in a similar way during the year, between about 8 °C and 18 °C in fairly long tunnels. This reinforces the effect of the time of the year on the strength development. The extent to which this occurs depends on individual factors such as the thickness of the tunnel shell, ventilation of the formwork transport wagon during hardening, etc.

With respect to an appropriate choice of cement for a 24-hour cycle it should be pointed out that the relationships for the initial strength development which apply to 32,5 R cements also affect 42,5 cements in a similar way. This has been found both in preliminary investigative laboratory trials and also, in particular, in practical experience in tunnel construction with blastfurnace cements of the 42,5 strength classes.

From the above comments it is clear that the concrete composition and the choice of cement must be adapted to suit the construction cycle and the season of the year. This is an optimization problem, as in practice the stripping strength under construction conditions must reach a minimum value, but also has an upper limit to avoid an unnecessarily high temperature rise. The lower limit serves to avoid cracks in the ridge, while the upper limit serves to avoid cracks in the side walls, see Fig. 3.

6 Measuring liberation of heat and compressive strength development

Semi-adiabatic measuring systems, such as a normal commercial thermos vessel [25] (cf. Fig. 12), are particularly suitable for measuring the behaviour with time of the liberation of heat from a concrete.

The temperature in the middle of the concrete sample introduced directly after mixing is measured with a PT 100 thermocouple. The heat of hydration liberated is divided into three fractions,

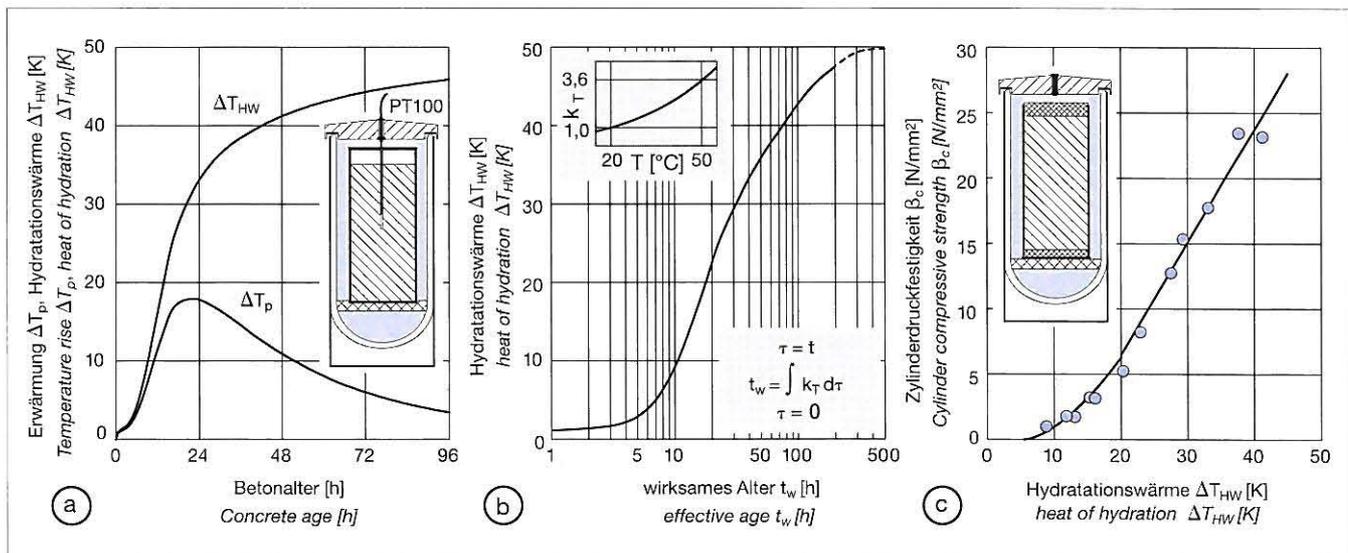


Bild 12: Ergebnisse der Messungen der Wärmefreisetzung und der Druckfestigkeitsentwicklung in einem Thermosflaschenversuch
 a) Zeitliche Entwicklung der Erwärmung ΔT_p und der Hydratationswärmefreisetzung ΔT_{HW} (ausgedrückt als rechnerische Temperaturänderung des Betons) in einem Thermosflaschenversuch
 b) Hydratationswärmefreisetzung in Abhängigkeit vom wirksamen Alter (bezogen auf 20 °C)
 c) Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydratationswärme

Fig. 12: Result of the measured heat release and compressive strength development in a thermos vessel trial

a) Development of temperature rise ΔT_p and release of heat of hydration ΔT_{HW} (expressed as theoretical temperature change of the concrete) in a thermos vessel trial

b) Release of heat of hydration as a function of effective age (referred to 20 °C)

c) Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of the heat of hydration released

kapazität des Kalorimeters). Führt man eine möglichst präzise Energiebilanzierung durch, so läßt sich aus der gemessenen Erwärmungskurve ΔT_p der Betonprobe die zugrunde liegende Hydrationswärme freisetzung als Temperaturänderung des Betons berechnen [25, 26]. Diese „Hydrationswärme“ ist im Bild 12a als ΔT_{HW} bezeichnet.

Zu beachten ist, daß dieser Hydrationswärme-Zeit-Verlauf unmittelbar nur für den Temperaturgang der Messung gilt, da die Geschwindigkeit der Hydratation temperaturabhängig ist. Diese Abhängigkeit kann z.B. durch die Arrheniusfunktion bei Ansatz eines zutreffenden Wertes für die Aktivierungsenergie oder andere ähnliche Funktionen berücksichtigt werden [24]. Damit läßt sich der bei einem beliebigen Temperaturgang bestimmte Hydrationswärme-Zeit-Verlauf durch Bezug auf ein wirksames Alter normieren (Bild 12b). Der sich dann ergebende Zeitverlauf ist unabhängig von den Temperaturbedingungen, die während der Messung herrschten, stellt also eine eindeutige Kennlinie für den jeweiligen Beton dar.

In dem gleichen Gefäß, das für die Wärmemessung eingesetzt wird, lassen sich auch zylindrische Prüfkörper für die Festigkeitsbestimmung lagern (Bild 12c). Dazu wird lediglich der PT 100-Temperaturfühler entfernt und die Öffnung im Deckel durch einen Kunststoffstift geschlossen. Ebene Druckflächen des Prüfkörpers werden durch eingelegte Kunststoffscheiben aus PVC-hart oben und unten erzielt. Man erhält dann einen zylinderförmigen Prüfkörper mit einem Durchmesser von rd. 100 mm und einer Höhe von rd. 200 mm. Um den Ausschalvorgang zu erleichtern, wird die Dose längs geschlitzt. Der Schlitz wird mit Gewebeband verschlossen und die Dose auf halber Höhe durch einen Gewebebandring verstärkt, um ein Ausbauchen zu vermeiden. Nach dem Einbringen und Verdichten des Betons wird die obere Kunststoffscheibe eingedreht und die Dose oben ebenfalls mit Gewebeband abgedichtet. Um Feuchtigkeitsverluste zu vermeiden, wird der so vorbereitete Probekörper mit einer Plastiktüte umgeben. Die Wiederholbarkeit dieser Festigkeitsbestimmung hat sich als gut erwiesen. Durch die Wahl unterschiedlicher Temperaturgänge bei Variation der Frischbeton- und Umgebungstemperatur bzw. durch unterschiedliche Prüfalter lassen sich Festigkeiten in einem weiten Bereich bestimmen und unmittelbar mit der Wärmefreisetzung aus dem zugehörigen Kalorimeterversuch vergleichen (Bild 12c).

Mit der Darstellung Druckfestigkeit über freigesetzter Hydrationswärme erhält man eine weitere Kennlinie des jeweiligen Betons. Letztlich handelt es sich dabei um eine praxisnah geprüfte Festigkeit-Hydrationsgrad-Beziehung. Diese Gegenüberstellung von Druckfestigkeit und freigesetzter Hydrationswärme stellt ein objektives Kriterium dar, um verschiedene Betone hinsichtlich einer Optimierung von Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung zu vergleichen.

Der Frage, in welchem Maße eine Optimierung zwischen diesen beiden Größen möglich ist, wurde im Forschungsinstitut der Zementindustrie in zahlreichen Versuchen nachgegangen. In diese Untersuchungen einbezogen waren Portlandzemente und Hochofenzemente (Bilder 13 und 14).

Zum Erreichen einer bestimmten Druckfestigkeit ist bei Einsatz einer bestimmten Sieblinie und Wahl eines bestimmten Leimgehalts die erforderliche Wärmefreisetzung im Bereich von Wasserzementwerten zwischen 0,50 und 0,60 nahezu unabhängig vom eingesetzten Zement.

Weiterhin ist darauf hinzuweisen, daß schon relativ geringe Festigkeiten eine ganz erhebliche Wärmefreisetzung bedingen, wie z.B. rd. 20 Kelvin für eine Druckfestigkeit von lediglich 5 N/mm² bis 7 N/mm². Wie bereits dargestellt, erreichen die Betone diese Wärmefreisetzung in Abhängigkeit z.B. vom Zement, vom Wasserzementwert und von der Frischbetontemperatur in sehr unterschiedlichem Alter. Die Optimierungsmöglichkeiten liegen somit darin, entsprechend den herrschenden Bedingungen, z.B. Jahreszeit, Bauteildicke, vorgegebene Schalldauer Betone zu entwerfen, die die verlangte Festigkeitsentwicklung aufweisen, diese aber ggf. zur Begrenzung der Wärmefreisetzung nach oben nicht wesentlich überschreiten.

Diese Aufgabenstellung liegt mehr oder weniger ausgeprägt bei vielen Ortbetonbauten bzw. Fertigteilproduktionen vor, mit jeweils unterschiedlichen Randbedingungen für die Temperatur-

namely the fraction which leads to the temperature rise of the concrete sample, the fraction which is dissipated into the surroundings and depends on the insulating properties of the vessel, and the fraction which is needed to heat the calorimeter (vessel + casing) (apparent thermal capacity of the calorimeter). If an energy balance is carried out as precisely as possible then the underlying liberation of heat of hydration can be calculated in the form of a temperature change in the concrete from the measured temperature rise curve ΔT_p of the concrete sample [25, 26]. This "heat of hydration" is shown in Fig. 12a as ΔT_{HW} .

It should be borne in mind that this curve of heat of hydration against time is only directly applicable to the temperature response curve of the measurement, as the rate of hydration is dependent on temperature. This dependence can be taken into account by, for example, the Arrhenius function with insertion of an appropriate value for the activation energy or other similar functions [24]. This allows the hydration heat-time curve determined for any particular temperature response curve to be normalized on an effective age (Fig. 12b). The resulting time curve is then independent of the temperature conditions which prevail during the measurement and therefore represents a unique characteristic for the particular concrete.

Cylindrical test pieces for the strength measurement can also be stored in the same vessel which is used for the thermal measurement (Fig. 12c) just by removing the PT 100 temperature sensor and closing the opening in the lid with a plastic rod. Flat compression surfaces for the test pieces are produced by hard PVC plastic discs inserted at the top and bottom. This produces a cylindrical test piece with a diameter of about 100 mm and a height of about 200 mm. The casing has a lengthways slot to assist the de-moulding process. The slot is closed with fabric tape and the casing is strengthened halfway up by a ring of fabric tape to avoid bulging. After the concrete has been placed and compacted the upper plastic disc is screwed into place and the casing is also sealed at the top with woven tape. In order to avoid moisture losses the test piece prepared in this way is wrapped in a plastic bag. This strength determination has proved to have good repeatability. By choosing different temperature response curves when varying the temperature of the fresh concrete and the ambient temperature or by using different test ages it is possible to measure strengths over a wide range and compare them directly with the liberation of heat from the associated calorimeter test (Fig. 12c).

A further characteristic curve is obtained for the particular concrete by plotting compressive strength against liberation of heat of hydration. Ultimately this is a relationship between strength and degree of hydration tested under realistic conditions. This plot of compressive strength against liberation of heat of hydration represents an objective criterion for comparing different concretes with respect to optimization of heat liberation and strength development.

Numerous trials were carried out in the Research Institute of the Cement Industry to investigate the extent to which optimization is possible between these two variables. Portland cements and blast-furnace cements were used in these investigations (Figs. 13 and 14).

In the range of water/cement ratios between 0.50 and 0.60 the liberation of heat required to achieve a certain compressive strength when using a given grading curve and choosing a given paste content is virtually independent of the cement used.

It should also be pointed out that even relatively low strengths require very considerable liberation of heat, e.g. about 20 K for a compressive strength of only 5 N/mm² to 7 N/mm². As already indicated, the concretes reach this liberation of heat at very different ages depending, for example, on the cement, the water/cement ratio and the fresh concrete temperature. The options for optimization therefore lie in designing concretes which suit the prevailing conditions, such as season of the year, component thickness, specified time in formwork, and which achieve the required strength development but do not substantially exceed it so that, where necessary, the liberation of heat is limited.

This situation occurs to a greater or lesser extent with many in-situ concrete structures and precast concrete element production systems, each with different constraints for temperature develop-

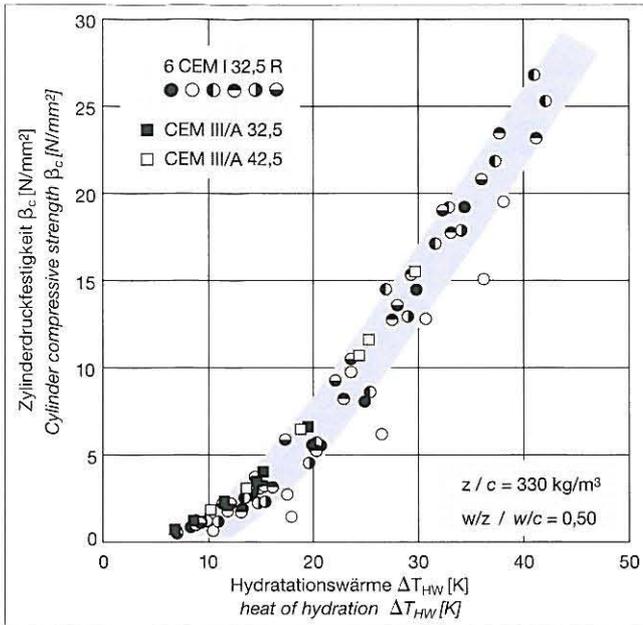


Bild 13: Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydratationswärme für verschiedene Zemente in Betonen mit einem Zementgehalt von 330 kg/m^3 und einem Wasserzementwert von $0,50$ (Zuschlag: Rheinkiesand, Sieblinie AB 16 gem. DIN 1045)

Fig. 13: Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of heat of hydration released for different cements in concretes with a cement content of 330 kg/m^3 and a water/cement ratio of $0,50$ (aggregate: Rhine gravel and sand, grading curve AB 16 acc. to DIN 1045)

entwicklung und unterschiedlichen Anforderungen an die Druckfestigkeitsentwicklung. Diese Optimierungsaufgabe läßt sich durch entsprechende Eignungsprüfungen ggf. in Kombination mit Modellrechnungen lösen [26]. Die beiden dafür maßgeblichen Werkstoffkennwerte, nämlich Wärmefreisetzung und zugehörige Druckfestigkeitsentwicklung lassen sich durch die vorgestellten Prüfverfahren vergleichsweise einfach bestimmen (Bild 12).

Hinweise für die Lösung dieser Aufgabe bei Tunnelinnenschalen in Ortbeton sind in [27] zusammengestellt. Bei Einsatz der für Tunnelinnenschalen üblichen Betonzusammensetzungen kann dabei auf eine Wärmemessung im Regelfall verzichtet werden.

7 Zusammenfassung

Die Temperaturerhöhung infolge Freisetzens der Hydratationswärme ist neben Schwindverformungen und Lastbeanspruchungen eine der möglichen Ursachen für Risse in Tunnelinnenschalen. Neben dadurch bedingten Eigenspannungszuständen können zusätzliche zentrische Zwangspannungen zur Rißbildung führen, wenn die Bauteilverformungen behindert werden.

Die Rißbildung in Tunnelinnenschalen hängt in erster Linie von konstruktiven Maßnahmen zur Verringerung der Verformungsbehinderung ab. Die Abtrennung der Ortbetoninnenschale von der Spritzbetonaußenschale ist bei großen Tunneln die wirkungsvollste Maßnahme.

In jedem Fall verbleibt jedoch bei den großen abschnittsweise hergestellten Tunneln eine Verformungsbehinderung im Ulmenbereich durch die vorlaufend betonierete Sohle. Maßnahmen zur Vermeidung dieser Rißbildung zielen auf eine Verringerung der lastunabhängigen Formänderungen durch Wahl eines möglichst niedrigen Zementleimgehalts und einer möglichst langsamen Wärmefreisetzung des Betons.

Eine wirtschaftliche Ortbetonbauweise erfordert jedoch eine ausreichend schnelle Festigkeitsentwicklung unter den am Bauteil herrschenden Bedingungen, damit die erforderliche Ausschaltfestigkeit im First erreicht und hier die Bildung von achsparallelen Rissen vermieden wird. Nach den vorliegenden Berechnungen und

ment and different requirements for the compressive strength development. This optimization problem can be solved by appropriate suitability tests, if necessary in combination with model calculations [26]. The two material characteristic values which are essential for this, namely liberation of heat and associated compressive strength development, can be determined relatively easily by the test methods described (Fig. 12).

Instructions for solving this problem for tunnel inner shells made of in-situ concrete are summarized in [27]. When using the concrete compositions normal for tunnel inner shells it is usually possible to dispense with a heat measurement.

7 Summary

The temperature rise caused by liberation of heat of hydration is, alongside shrinkage movement and load stresses, one of the possible causes of cracks in tunnel inner shells. In addition to the internal stress states which this causes the additional centric restraint stresses can lead to cracking if the movements of the component are restrained.

Cracking in tunnel inner shells depends primarily on the structural measures used to reduce the restraint of movement. In large tunnels the most effective measure is to separate the in-situ concrete inner shell from the sprayed concrete outer shell.

In the large tunnels produced in sections there is, however, always a restraint of movement in the side wall region because the invert has been concreted in advance. Measures to avoid this form of cracking are aimed at reducing the load-independent changes in shape by choosing the lowest possible cement paste content and a concrete which liberates heat as slowly as possible.

However, cost-effective in-situ concrete construction requires a sufficiently rapid strength development under the conditions prevailing in the component to achieve the necessary stripping strength in the ridge and avoid the formation of cracks parallel to

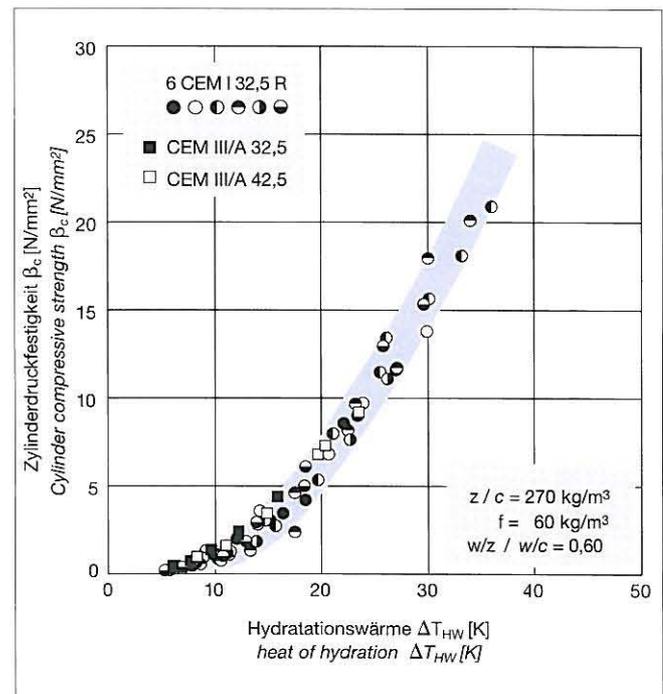


Bild 14: Zylinderdruckfestigkeit nach Lagerung im Thermosgefäß in Abhängigkeit von der jeweils freigesetzten Hydratationswärme für verschiedene Zemente in Betonen mit einem Zementgehalt von 270 kg/m^3 , einem Flugaschegehalt von 60 kg/m^3 und einem Wasserzementwert von $0,60$ (Zuschlag: Rheinkiesand, Sieblinie AB 16 gem. DIN 1045)

Fig. 14: Cylinder compressive strength after storage in a thermos vessel as a function of the heat of hydration released for different cements in concretes with a cement content of 270 kg/m^3 , a fly ash content of 60 kg/m^3 and a water/cement ratio of $0,60$ (aggregate: Rhine gravel and sand, grading curve AB16 acc. to DIN 1045)

Erfahrungen sollte die Zylinderdruckfestigkeit im First zum Ausschaltzeitpunkt nicht unter 3 N/mm^2 betragen.

Insbesondere abhängig von jahreszeitlichen Schwankungen der Frischbeton- und Umgebungstemperatur sind Zement und Betonzusammensetzung so zu wählen, daß einerseits eine ausreichende Frühfestigkeit sichergestellt wird, andererseits die Wärmefreisetzung und damit die Bauteilerwärmung auf das unumgängliche Maß begrenzt wird.

Zur Lösung dieser Optimierungsaufgabe werden einfache Prüfverfahren zur Beurteilung der Hydratationswärmefreisetzung des Zements im Beton und zur davon abhängigen Festigkeitsentwicklung erläutert. Neben dem unmittelbaren Vergleich verschiedener Betone können auf der Basis der mit ihnen bestimmten Werkstoffgesetze ggf. beliebige Bauteile hinsichtlich Temperatur- und Festigkeitsentwicklung berechnet werden, um verschiedene Parameterkombinationen zu untersuchen.

Bei Erstellung der Innenschalen im 24-Stunden-Takt ist die Verwendung ausreichend frühhochfester Zemente bzw. Betone unumgänglich. Unter Winterbedingungen eignen sich von den Zementen der Festigkeitsklasse 32,5 diejenigen, die im oberen Bereich der Frühfestigkeitsentwicklung liegen. Im Sommer kann die im Tunnelbau erforderliche Festigkeitsentwicklung sowohl mit normal als auch mit relativ langsam erhärtenden Zementen 32,5 R oder 42,5 erreicht werden, wenn die Betonzusammensetzung hierauf abgestimmt wird. Bei längeren Taktzeiten sind auch langsam erhärtende Zemente der Festigkeitsklasse 32,5 vorteilhaft einsetzbar.

In Erhärtungsprüfungen unter bauteilähnlichen Bedingungen sollten verschiedene Betonzusammensetzungen vorab untersucht werden, damit die verlangte Ausschaltfestigkeit am Bauwerk bei der gegebenen Bauteildicke und unter den verschiedenen Temperaturverhältnissen erreicht werden kann. Sie soll jedoch zur Verminderung der Ulmenradialrissbildung nur begrenzt, z.B. um nicht mehr als 5 N/mm^2 , überschritten werden.

Von den bereitgestellten Betonzusammensetzungen wird entsprechend den Ausschaltfestigkeiten, die in Abhängigkeit von den Temperaturverhältnissen und den Bauteilabmessungen am Bauwerk erreicht werden müssen, die jeweils günstigste Betonzusammensetzung ausgewählt.

Literatur

- [1] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten (ZTV-K 88), Ausgabe 1989, Verkehrsblatt-Verlag
- [2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunneln. Teil 1: Geschlossene Bauweise (Spritzbetonbauweise) (ZTV-Tunnel Teil 1/95), Ausgabe 1995, Verkehrsblatt-Verlag
- [3] Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. Beton 14 (1964) H. 1, S. 22-26 und H. 2, S. 65-73
- [4] Wischers, G.; Dahms, J.: Untersuchungen zur Beherrschung von Temperaturrisse in Brückenwiderlagern durch Raum- und Scheinfugen. Beton 18 (1968) H. 11, S. 439-442 und H. 12, S. 483-490
- [5] Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973) H. 9, S. 221-226
- [6] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984) H. 10, S. 263-269
- [7] Breitenbücher, R.: Zwangspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation TU München, 1989
- [8] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Habilitation, TH Darmstadt, 1990; ebenso Schriftenreihe der Zementindustrie H. 52 (1991)
- [9] Thielen, G.; Grube, H.: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990) H. 6, S. 161-167
- [10] Thielen, G.; Hintzen, W.: Betontechnische Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen. Beton 44 (1994) H. 9, S. 522-526 und H. 10, S. 600-607
- [11] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Anforderungen an den Beton von Tunnelinnenschalen. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau 26 (1984) H. 11, S. 640-649
- [12] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Über das Vermeiden von Rissen am Beispiel der Innenschale von Tunneln. Zement und Beton 30 (1985) H. 4, S. 121-128
- [13] Hintzen, W.; Grube, H.: Analyse beobachteter Risse in Tunnelinnenschalen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995) H. 8, S. 203-206 und H. 9, S. 223-227
- [14] DBV-Sachstandbericht „Stahlbetoninnenschalen im U-Bahn-Bau“, Wiesbaden 1994
- [15] Österreichischer Betonverein: Richtlinie „Innenschalenbeton“, Ausgabe März 1995
- [16] Springenschmid, R.; Plannner, M.: Firstrisse in der Innenschale großer Tunnel - Ursachen und Wege zur Vermeidung. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997) H. 3, S. 68-72, H. 4, S. 109-112
- [17] Byfors, J.: Plain Concrete at Early Ages. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Fo. 3:80, Stockholm 1980
- [18] CEB-FIP: Model Code for Concrete Structures. Comité Européen du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte, Paris: Eigenverlag, 1990 Bulletin d'Information No. 203
- [19] Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchung - Festigkeit - Verformung. Betonwerk + Fertigteil-Technik 40 (1974) H. 6, S. 392-401, und H. 7, S. 481-484
- [20] Wesche, K. H.: Baustoffe für tragende Bauteile, Bd. 2. Bauverlag Wiesbaden-Berlin, 1993.
- [21] Fagerlund, G.: Relations Between The Strength And The Degree Of Hydration Or Porosity Of Cement Paste, Cement Mortar And Concrete. Nordisk Betonforbund, Seminar on Hydration Of Cement, 20. Nov. 1987, Copenhagen, S. 1-56
- [22] Meyer, A.: Über den Einfluß des Wasserzementwertes auf die Frühfestigkeit von Beton. Betonstein-Zeitung 29 (1963) H. 8, S. 391-394.
- [23] Wischers, G.: Einfluß der Zusammensetzung des Betons auf seine Frühfestigkeit. Beton 13 (1963) H. 9, S. 247-432
- [24] DAfStb: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Beuth Verlag, Berlin. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1991), Nr. 422
- [25] Grube, H.; Hintzen, W.: Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydratationswärme des Zements. Beton 43 (1993) H. 5, S. 230-234 und H. 6, S. 292-295
- [26] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Dissertation RWTH Aachen (1998); ebenso Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 59 (1998)
- [27] BDZ-Merkblatt „Ortbeton für Tunnelinnenschalen“, Ausgabe 04/96, Bundesverband der Zementindustrie e.V., Köln

Ergebnisse eines europäischen Ringversuchs – Frost- und Frost-Tausalz-Prüfverfahren

Results of an European Round Robin Test – Standard Methods for Testing the Resistance of Concrete to Freezing and Thawing

Übersicht

Unter der Leitung des Forschungsinstituts der Zementindustrie, Düsseldorf, wurde ein Europäisches Forschungsprojekt durchgeführt, in dem Verfahren zur Prüfung des Frost- und des Frost-Tausalz-Widerstands zunächst vergleichend untersucht und anschließend – soweit möglich – vereinheitlicht wurden. Abschließend wurde mit den modifizierten Prüfverfahren ein Europäischer Ringversuch durchgeführt, an dem 25 Prüfanstalten aus 11 Ländern teilnahmen. Die Ergebnisse, die in diesem Ringversuch erzielt wurden, werden in diesem Beitrag vorgestellt.

Abstract

Under the chairmanship of the Research Institute of the Cement Industry, Düsseldorf (Germany), a European research program was carried out comparing and optimizing standard methods for testing the resistance of concrete to freezing and thawing with and without de-icing agents. Finally, the modified test methods were proved by an European round robin test participated by 25 laboratories from 11 countries. The results achieved within this round robin test are presented in this article.

1 Ausgangspunkt für den europäischen Ringversuch

Der Widerstand von Beton gegen Frost- und Frost-Tausalz-Angriff ist eine wichtige Eigenschaft zur Beschreibung der Dauerhaftigkeit von Beton und der Lebensdauer von Betonbauten, die der Witterung ausgesetzt sind. Verfügt ein Beton über keinen ausreichenden Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand, können zwei unterschiedliche Schadensarten auftreten: eine oberflächliche Abwitterung und/oder eine innere Gefügeschädigung, die im ersten Stadium augenscheinlich meistens nicht zu erkennen ist.

Zur Zeit sind in Europa in vielen nationalen Normen Grenzwerte für die Betonzusammensetzungen festgelegt, die einen hohen Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand aufweisen sollen. Darüber hinaus gibt es in Schweden [1], Österreich [2] und Frankreich [3] Normen und in Deutschland Empfehlungen [4] zur Prüfung der Abwitterung bei Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff. Ebenfalls existieren in Österreich [5], Frankreich [6, 7] und Italien [8] Normen, die die Prüfung und Beurteilung der inneren Gefügestörung des Betons bei einem Frostangriff enthalten. Man ist sich jedoch darüber einig, daß die bisher vorliegenden Konzepte keine hinreichenden Beurteilungsmaßstäbe bieten. Sie reichen insbesondere dann nicht aus, wenn neue Betonausgangsstoffe bzw. Betonrezepturen verwendet werden, deren Eigenschaften noch nicht ausreichend bekannt sind. Darüber hinaus wird für die Weiterentwicklung der Europäischen Betonnorm EN 206 gefordert, daß Beton-eigenschaften in Zukunft prüfbar sein sollen.

Aus diesem Grund ist die Einführung einheitlicher Europäischer Prüfverfahren wichtig und wird von den CEN-Komitees gefordert, die Zement (CEN TC 51), Beton (CEN TC 104) und Betonfertigteile (CEN TC 178) normen.

1 Starting point for the European Round Robin Test

The resistance of concrete to freezing and thawing is an important parameter describing the durability of concrete and the service life of a concrete structure under outdoor exposure. Where a concrete does not have adequate resistance, the freeze-thaw attack with or without de-icing salt can lead to two entirely different types of damage, namely scaling and internal deterioration which is not visible in most cases.

At present many European national standards contain limits for the composition of a concrete with high resistance to freezing and thawing (design concept). Apart from this in Sweden [1], Austria [2] and France [3] there are standards and in Germany there are recommendations [4] for testing scaling due to freeze-thaw attack with and without salt. Furthermore in Austria [5], France [6, 7] and Italy [8] there are also standards for assessing the damage to the internal structure. However, there is an unanimous opinion that the design concept is not sufficient, as many new basic concrete materials and new concrete compositions are used for which the properties are not yet sufficiently well known. Furthermore, the experts demand for the European standard for concrete EN 206 that in future it should be possible to test the properties of the concrete.

Establishment of uniform European test methods is therefore essential and is required by CEN committees dealing with cement (CEN TC 51), concrete (CEN TC 104) and precast concrete units (CEN TC 178).

The RILEM Committee TC 117 FDC "Freeze-thaw and de-icing resistance of concrete" had also taken up this question and, at several workshops and seminars, had given the State of the Art and compiled the essential parameters which can affect the testing of resistance to freezing and thawing [9, 10].

Das RILEM Komitee TC 117 „Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton“ hat sich ebenfalls mit dieser Problematik im Rahmen einiger Workshops und Seminare auseinandergesetzt. Ergebnis war ein Sachstandbericht, in dem die wesentlichen Parameter zusammengestellt wurden, die die Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton beeinflussen können [9, 10].

2 Prüfverfahren

Zur Prüfung des Frost- und des Frost-Tausalz-Widerstands von Beton wurden vier unterschiedliche Verfahren diskutiert:

Zur Prüfung der Abwitterung und der inneren Gefügestörung

- das Plattenverfahren [1, 11-13],
- das Würfelverfahren [4, 11, 14] und
- das CF-/CDF-/CIF-Verfahren [11, 15-19]

sowie zusätzlich zur Bestimmung ausschließlich der inneren Gefügestörung

- das Balkenverfahren [2, 5-8].

Auf der Basis der existierenden Normen, Empfehlungen und Veröffentlichungen wurde von der Task Group 4 „Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton“ des CEN TC 51/WG 12 ein Entwurf einer Europäischen Norm vorgelegt: „Prüfverfahren zur Bestimmung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton – Prüfung mit Wasser oder Natriumchloridlösung – Teil 1: Abwitterung“ [11]. Dieser Entwurf beinhaltet als Referenzverfahren das Plattenverfahren und als alternative Prüfverfahren das Würfel- und das CF-/CDF-Verfahren. Ebenso wurde von der Arbeitsgruppe CEN TC 178/WG 1 auf der Grundlage verschiedener Untersuchungen [20, 23] das Plattenverfahren für die Prüfung und Beurteilung des Frost-Tausalz-Widerstands von Pflastersteinen, Pflasterplatten und Bordsteinen aus Beton empfohlen [24]. Die Entwürfe der Normen EN 1338 [25], EN 1339 [26] und EN 1340 [27] liegen bereits vor.

3 Frühere Ringversuche

Ein erster europäischer Ringversuch, an dem 12 Prüfanstalten aus 12 Ländern teilnahmen, wurde 1992 durchgeführt [28]. Die Auswertung dieses Ringversuchs zeigte beträchtliche Mängel, die sowohl zu sehr hohen Wiederholstreuungen der einzelnen Prüfanstalten als auch zu sehr hohen Vergleichsstreuungen zwischen den Prüfanstalten führten. Aus diesem Grund wurde ein zweiter europäischer Ringversuch durchgeführt, in dem auf die exakte Einhaltung des Temperaturzyklus besonderer Wert gelegt wurde [29, 30]. An diesem Ringversuch nahmen 17 Prüfanstalten aus 14 europäischen Ländern teil. Die Abweichungen der Ergebnisse zwischen den einzelnen Prüfanstalten konnten zwar reduziert werden, waren jedoch in vielen Fällen noch deutlich zu hoch. Ein weiterer Ringversuch wurde von sechs skandinavischen Forschungsinstitutionen durchgeführt [31].

Die Ergebnisse dieser Ringversuche ebenso wie die einschlägige Literatur zum Thema Frostwiderstand von Beton und dessen Prüfung belegen, daß bisher noch nicht alle Parameter, die sich auf das Meßergebnis der Frostprüfung auswirken, mit ausreichender Genauigkeit festgelegt wurden. Die Untersuchungen haben gezeigt, welche Parameter einen Einfluß auf das Ergebnis der Frostprüfung haben. Es war deshalb erforderlich, daß die Einflüsse auf das Meßergebnis, die sich beispielsweise aus der Probenvorbereitung und der Lagerung ergeben, geklärt wurden. Darüber hinaus haben die bisherigen Untersuchungen gezeigt, daß die angewandten Verfahren zur Prüfung und Beurteilung der inneren Gefügestörung nicht zu übereinstimmenden Ergebnissen führten.

4 Europäisches Forschungsprojekt

Um den Einfluß unterschiedlicher Parameter auf das Meßergebnis zu klären, wurden die vier zuvor erwähnten Prüfverfahren zur Bestimmung der Abwitterung und der inneren Gefügestörung (Platten-, Würfel-, CF-/CDF-/CIF- und Balkenverfahren) eingehend untersucht. Die Untersuchungen wurden in drei Teile untergliedert: Teil 1 Abwitterung, Teil 2 Innere Gefügestörung und Teil 3 Ringversuch.

Im Teil 1 (Abwitterung) [32, 35] wurden die unterschiedlichen Prüfverfahren optimiert. Bei allen Prüfverfahren wurden bisher un-

2 Test methods

For testing the resistance of concrete to freezing and thawing four different test methods were under consideration:

For testing scaling and internal deterioration

- Slab-test [1, 11-13],
- Cube-test [4, 11, 14] and
- CF-/CDF-/CIF-test [11, 15-19]

and in addition, only for testing the internal deterioration during freeze-thaw attack

- Beam-test [2, 5-8].

On the basis of the existing standards, recommendations and publications the Task Group 4 “Freeze-Thaw Resistance of Concrete” of CEN TC 51/WG 12 has prepared a draft for a European standard: “Test Methods for the Freeze-thaw Resistance of Concrete – Tests with Water or with Sodium Chloride Solution, Part 1: Scaling” [11]. This draft contains as reference method the Slab-test and as alternative methods the Cube- and CF-/CDF-tests. On the basis of several investigations [20-23] also for concrete paving blocks, flags and kerbs the Slab-test is recommended by CEN TC 178/WG 1 [24]. Drafts of the standards EN 1338 [25], 1339 [26] and 1340 [27] are now available.

3 Previous round robin tests

A first round robin test with a total of 12 institutes from 12 European countries was carried out in 1992 [28]. The results showed considerable repeatability and reproducibility variations. Maintenance of the specified temperature was therefore checked very precisely in a second round robin test [29, 30]. The round robin test was run by 17 institutes from 14 European countries. The variability between the individual laboratories was reduced, but in many cases it was still too big. Another round robin test was carried out by six nordic research institutes [31].

The results of these round robin tests as well as the literature about freeze-thaw resistance of concrete show that some parameters which affect the test results were still not covered with sufficient accuracy. Research has shown which parameters can affect the results of freeze-thaw tests. It was therefore requested that for example the influence especially of the pretreatment and storage of the specimens is clarified. It was also discovered that the methods for assessing damage of the internal structure did not lead to consistent results.

4 European research project

To clarify the different parameters influencing the test results, the four above mentioned methods for testing scaling and for testing internal deterioration (Slab-, Cube-, CF-/CDF-/CIF- and Beam-tests) have been investigated in more detail. The research work was carried out in three parts: work package 1 scaling, work package 2 internal deterioration and work package 3 round robin test.

The technical objective of work package 1 (scaling) [32, 35] was the improvement of the test methods. In each test method the preliminary conditions, such as sample preparation, sample preliminary storage, and saturation before the freeze-thaw test, are carried out in somewhat different ways. The effects of these preliminary conditions on the freeze-thaw results had not been adequately clarified.

Several research results indicate that the damage to concrete caused by freeze-thaw attack is not just characterized by scaling but that internal deterioration can also occur. The measurement of this internal damage has not yet been adequately settled. The technical objective of work package 2 [33], [35] was therefore the measurement of the internal deterioration to concrete resulting from freeze-thaw attack.

The investigations of work package 1 (scaling) and 2 (internal deterioration) led to some changes of the Slab-, Cube- and CF-/CDF-tests, for example the minimum temperature of the Slab-test was lowered from -18 °C to -20 °C [36]. The use of demineralized water was prescribed when scaling without de-icing salt will be tested.

After finishing work packages 1 and 2 of the research project the test procedures were described more precisely and another Euro-

Tafel 1: Partner des europäischen Forschungsprojekts
Tab. 1: Partner of the European research project

Land Country	Institut Institute
Dänemark Denmark	Aalborg Portland, Cement and Concrete Laboratory, Aalborg
Deutschland Germany	Verein Deutscher Zementwerke e.V. (VDZ), Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ), Düsseldorf Koordinator des Forschungsvorhabens <i>Coordinator of the research project</i> Koordinator des Würfelverfahrens <i>Task leader of the Cube-test</i> Universität Gesamthochschule Essen, Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Essen Koordinator des CF-/CDF-/CIF-Verfahrens <i>Task leader of the CF-/CDF-/CIF-test</i>
Frankreich France	Centre Technique Louis Vicat (VIC), Laboratoire Matériaux et Microstructures, L'Isle d'Abeau Cedex
Italien Italy	Centro Technico di Gruppo S.p.A., Direzione Laboratori – Servizio Analisi e Valutazione Materiali L.V.M., Bergamo
Norwegen Norway	NORCEM A/S, Department Research and Development, Brevik
Österreich Austria	Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ), Forschungsinstitut, Wien Koordinator des Balkenverfahrens <i>Task leader of the Beam-test</i>
Schweden Sweden	Swedish National Testing and Research Institute (SP), Building Technology, Borås Koordinator des Plattenverfahrens <i>Task leader of the Slab-test</i>

terschiedliche Probenvorbereitungen durchgeführt, beispielsweise verschiedene Lagerungsbedingungen oder Sättigungsbedingungen vor der Prüfung.

Verschiedene Forschungsergebnisse haben gezeigt, daß eine Schädigung des Betons durch Frost- oder Frost-Tausalz-Angriff nicht immer allein anhand der oberflächlichen Abwitterung beurteilt werden kann, sondern daß ebenfalls die innere Gefügestörung mit in Betracht gezogen werden muß. Die Bestimmung der inneren Gefügestörung war noch nicht ausreichend geklärt. Im Teil 2 [33, 35] wurden daher die Einflüsse auf die Prüfung der inneren Gefügestörung des Betons ermittelt und geeignete Prüfverfahren festgelegt.

Die Untersuchungen der Teile 1 (Abwitterung) und 2 (Innere Gefügestörung) haben zu einigen Änderungen der Prüfverfahren geführt, zum Beispiel beim Plattenverfahren zur Herabsetzung der Minimumtemperatur des Frost-Tau-Zyklus von -18 °C auf -20 °C [36]. Für die Prüfung des Frostwiderstands wurde bei allen Verfahren einheitlich als Prüfmedium demineralisiertes Wasser vorgeschrieben.

Nach Abschluß der Teile 1 und 2 des Forschungsprogramms wurden die Prüfverfahren genauer beschrieben und im dritten Teil des Forschungsprojekts ein weiterer europäischer Ringversuch durchgeführt [34, 35]. Ziel dieses Ringversuchs war es, die Meßergebnisse der einzelnen Prüfanstalten (Wiederholpräzision) als auch die der Prüfanstalten untereinander (Vergleichpräzision) zu vergleichen und für die einzelnen Prüfverfahren Präzisionsdaten anzugeben.

5 Europäischer Ringversuch

5.1 Allgemeines

Zusätzlich zu den acht Partnern des europäischen Forschungsprojekts (Tafel 1) haben weitere 17 Prüfanstalten (Tafel 2) am Ringversuch teilgenommen. Die Ergebnisse sowie alle Meßdaten dieses Ringversuchs sind in [34, 35] enthalten.

Basierend auf den Ergebnissen der Teile 1 (Abwitterung) und 2 (Innere Gefügestörung) wurden für die Prüfung der Abwitterung bei Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff das Platten-, das Würfel- und das CF-/CDF-Verfahren ausgewählt. Die innere Gefügestörung

Tafel 2: Weitere Institute des europäischen Ringversuches
Tab. 2: Further institutes participating the European round robin test

Land Country	Institut Institute
Belgien Belgium	CRIC – Centre National de Recherches Scient., Brüssel
Deutschland Germany	Forschungsgemeinschaft Eisenhüttenschlacken e.V., Forschungsinstitut, Duisburg-Rheinhausen Philipp Holzmann AG, Zentrales Baustofflabor, Neu-Isenburg Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut – Abteilung I – Baustoffe, Stuttgart Dyckerhoff Zement GmbH, Wilhelm Dyckerhoff Institut für Baustofftechnologie, Wiesbaden Heidelberger Zement AG, Forschung, Entwicklung und Beratung, Leimen Materialforschungs- und Prüfanstalt der Bauhaus-Universität Weimar, Fachgebiet Baustoffe, Weimar SAFA Saarfilterasche-Vertriebs-GmbH & Co. KG, Baden-Baden E. Schwenk Zementwerke KG, Ulm Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Abt. VII 102, Berlin Technische Universität München, Institut für Baukonstruktion und Baustoffe, München
Island Iceland	Rannsóknastofnun - Byggingaríðnadarinn, The Icelandic Building Research Institute (IBRI), Reykjavik
Niederlande Netherlands	Eerste Nederlandse Cement Industrie (ENCI) N. V., Maastricht
Norwegen Norway	Byggforsk, Norwegian Building Research Institute, Oslo
Österreich Austria	Lafarge Centre Technique Europe Centrale GmbH, Prüfanstalt Mannersdorf, Mannersdorf
Schweiz Switzerland	Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Abt. Beton/Bindemittel, Dübendorf

pean round robin test was carried out in the third part of this programme [34, 35]. This final round robin test should make it possible to compare the results measured in the individual laboratories and to compare the results of the different laboratories. It was also the intention to determine "precision data".

5 European Round robin test

5.1 General

In addition to the eight partners of the European research project (Tab.1) further 17 institutes (Tab. 2) participated in the round robin test. Results achieved within the round robin test (work package 3) are published in [34, 35] containing all raw data.

Based on the results of work packages 1 and 2 the Slab-, Cube- and CF-/CDF-tests were chosen for testing scaling while for characterizing the internal deterioration the CIF- and the Beam-tests were used. The concrete compositions for testing scaling with and without de-icing salt as well as those for testing internal deterioration are listed in Tab. 3.

Tab. 4 shows the number of laboratories which have performed the different test methods within the round robin test. It even shows the number of European countries which the laboratories came from. Furthermore the acceptance criteria for the different test methods can be taken from Tab. 4.

5.2 Evaluation of precision data

The statistical analysis was done according to ISO 5725-2 [38]. For the first evaluation of the results of the round robin test all data have been included. Only real outliers calculated according to ISO 5725 using Mandel's k- and h-statistic, Cochran's test, Grubb's test as single high/low and double high/low were skipped. On the basis of these data a statistical calculation has been done.

störung bei Frostangriff wurde mit Hilfe des CIF-Verfahrens und des Balkenverfahrens geprüft. Die Betonrezepturen, die für die Prüfung des Frost- bzw. des Frost-Tausalz-Widerstands ausgewählt wurden, sind in Tafel 3 zusammengestellt.

Tafel 4 enthält die Anzahl der Prüfanstalten, die die jeweiligen Prüfverfahren des Ringversuchs durchgeführt haben. Sie enthält ebenfalls die Anzahl der Länder, aus denen die Prüfanstalten stammen. Darüber hinaus sind in Tafel 4 die unterschiedlichen Beurteilungskriterien (Grenzwerte) für die einzelnen Prüfverfahren zusammengestellt.

5.2 Ermittlung der Präzisionsdaten

Die statistische Auswertung wurde entsprechend den Richtlinien der ISO 5725-2 [38] durchgeführt. Im Rahmen der ersten Auswertung wurden alle ermittelten Prüfergebnisse mit einbezogen. Die auf dieser Datengrundlage gemäß ISO 5725 berechneten Ausreißer, ermittelt durch Mandel's k- und h-Statistik, Cochran's Test, Grubb's Test als einfach oben/unten und doppelt oben/unten, wurden in die weitere statistische Auswertung nicht mit einbezogen. Auf dieser Datengrundlage wurde die abschließende statistische Auswertung durchgeführt.

Die Bestimmung der Präzisionsdaten, die sich auf die Beurteilungskriterien (Grenzwerte) der Prüfverfahren (Tafel 4) beziehen, wird im folgenden für die Betonrezeptur 2.2 erläutert, an der die Abwitterung infolge Frost-Tausalz-Angriff mit dem Platten-, dem Würfel- und dem CDF-Verfahren bestimmt wurde. Für diese Betonrezeptur wurden Abwitterungsmengen bestimmt, die für alle Prüfverfahren das jeweilige Beurteilungskriterium überschritten haben. Werden bei der Bestimmung des

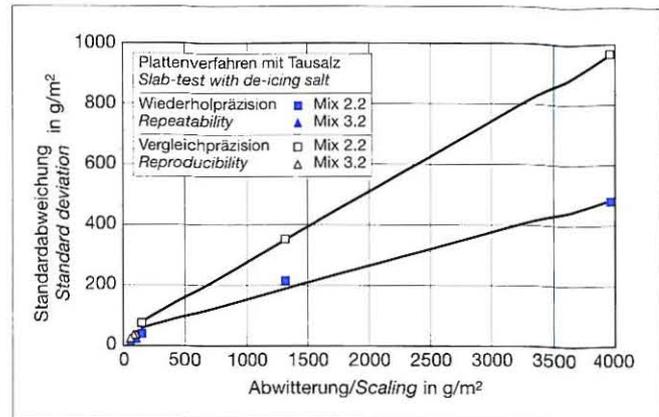


Bild 1: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Standardabweichung für das Plattenverfahren [34]

Fig. 1: Relation between scaling and standard deviation for Slab-test [34]

The determination of the precision data concerning the acceptance criteria of the test method used (table 4), will exemplarily be explained for mixture 2.2 when scaling with de-icing salt was investigated by Slab-, CDF- and Cube-tests. For mixture 2.2 scaling values were measured exceeding the acceptance criteria. For the case that the scaling rates fell below the acceptance criteria significantly a calculation of the precision data for the specific value of the acceptance criteria is impossible. An extrapolation of a

Tafel 3: Betonrezepturen im Ringversuch

Tab. 3: Concrete mixtures used in the round robin test

Mischung Mixture	Zementart Type of cement	w/z-Wert w/c-ratio	Zement Cement	Wasser Water	Zuschlag Aggregates	Luftporenbildner Air entrainment
			kg/m³	kg/m³	kg/m³	%
2.2	CEM I 42,5 R	0.45	410	184.5	1771	-
3.2	CEM I 42,5 R	0.55	330	181.5	1781	4.0
4.1a	CEM I 32,5 R	0.60	300	180.0	1835	-
4.31	CEM I/A-L 42,5 R	0.55	310	171.0	1975	-

Tafel 4: Prüfverfahren – Anzahl der Institute – Beurteilungskriterium

Tab. 4: Test methods – Number of institutes – Acceptance criteria

Prüfverfahren Test method	Prüfbedingungen Test conditions	Anzahl der Institute Number of institutes	Anzahl der Länder Number of countries	Beurteilungskriterium Acceptance criteria	Literatur Reference
Plattenverfahren Slab-test	mit Tausalz with de-icing salt	11	10	1000 g/m² / 56 FTC ¹⁾	[1, 11]
	ohne Tausalz without de-icing salt	8	7	1000 g/m² / 56 FTC	[1, 11]
Würfelverfahren Cube-test	mit Tausalz with de-icing salt	7	3	3 M.-% / 56 FTC	[11, 14]
	ohne Tausalz without de-icing salt	7	3	5 (10) M.-% / 100 FTC	[11, 14]
CDF-Verfahren CDF-test	mit Tausalz with de-icing salt	9	4	1500 g/m² / 28 FTC	[11, 17]
CF-Verfahren CF-test	ohne Tausalz without de-icing salt	10	4	2000 g/m² / 56 FTC	[11, 16]
CIF-Verfahren CIF-test	ohne Tausalz without de-icing salt	10	4	$\Delta E_{dyn} < 40$ % / 56 FTC	[18, 37]
Balkenverfahren Beam-test ²⁾	ohne Tausalz without de-icing salt	5	3	-12 % ⁴⁾ / 56 FTC	[2]
Balkenverfahren Beam-test ³⁾	ohne Tausalz without de-icing salt	4	3	-12 % ⁴⁾ / 56 FTC	[2]

¹⁾ FTC = Frost-Tau-Zyklus

²⁾ Messung der Schalllaufzeit in Längsachse

³⁾ Messung der Resonanzfrequenz

⁴⁾ Qualitätsabfall

¹⁾ FTC = Freeze-thaw cycles

²⁾ Longitudinal acoustic transit time measurement

³⁾ Resonance frequency measurement

⁴⁾ Quality decrease

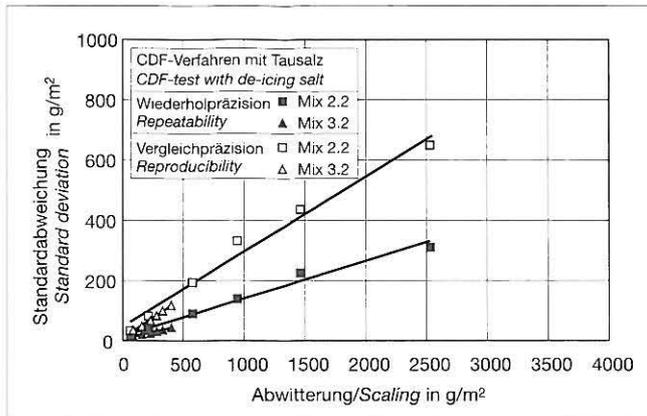


Bild 2: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Standardabweichung für das CDF-Verfahren [34]

Fig. 2: Relation between scaling and standard deviation for CDF-test [34]

Frostwiderstands Abwitterungsmengen ermittelt, die deutlich unter dem Beurteilungskriterium des jeweiligen Prüfverfahrens liegen, ist die Angabe von auf das Beurteilungskriterium bezogenen Präzisionsdaten nicht möglich. Ein Extrapolieren ist nicht zulässig.

5.3 Ergebnisse

5.3.1 Abwitterung infolge Frost-Tausalz-Angriff

Bei der Bestimmung der Präzisionsdaten wurde nach ISO 5725 zunächst der Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge (Mittelwert aller Prüfanstalten m) und der Standardabweichung (s_p , s_R) überprüft. Wie aus den Bildern 1 bis 3 hervorgeht, besteht ein linearer Zusammenhang. Da die Standardabweichung mit steigenden Abwitterungsmengen zunimmt, das heißt, daß sie keinen konstanten Wert annimmt, können mit der Standardabweichung die Präzisionsdaten nicht bestimmt werden (siehe ISO 5725). In diesen Fällen ist der Variationskoeffizient zur Ermittlung der Präzisionsdaten heranzuziehen. Die Bilder 4 bis 6 zeigen den Zusammenhang zwischen Abwitterungsmengen (Mittelwert aller Prüfanstalten m) und dem Variationskoeffizienten (v_p , v_R). In Übereinstimmung mit ISO 5725 wurde für die Beziehung zwischen Abwitterungsmenge und Variationskoeffizient eine Potenzfunktion ermittelt.

Die Präzisionsdaten, die auf das Beurteilungskriterium des jeweiligen Prüfverfahrens – 1500 g/m² für das CDF-Verfahren, 1000 g/m² für das Plattenverfahren und 3 M.-% für das Würfelverfahren – bezogen wurden, können anhand der in den Bildern 4

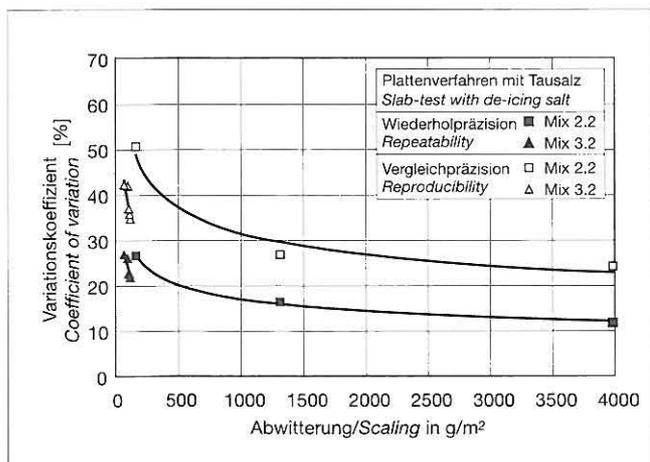


Bild 4: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Variationskoeffizient für das Plattenverfahren [34]

Fig. 4: Relation between scaling and coefficient of variation for Slab-test [34]

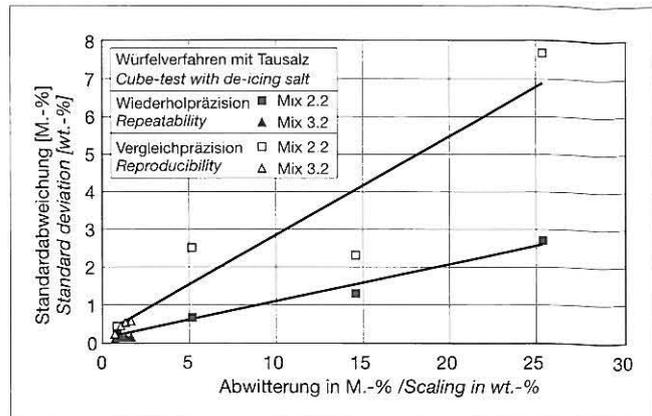


Bild 3: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Standardabweichung für das Würfelverfahren [34]

Fig. 3: Relation between scaling and standard deviation for Cube-test [34]

functional relationship determined with low scaling values to the values of the acceptance criteria is not allowed.

5.3 Results

5.3.1 Scaling due to freeze-thaw attack with de-icing salt

In a first step it was looked at the relation between scaling (general mean m) and standard deviation (s_p , s_R) determined according to ISO 5725. As shown in Fig. 1 to 3 the standard deviation can be expressed as linear function of general mean. Due to increasing standard deviation with increasing scaling rates, the standard deviation is unsuitable for describing the precision data for these test methods and the coefficient of variation has to be taken therefore. Fig. 4 to 6 show the relationship between scaling (general mean m) and coefficient of variation (v_p , v_R). In accordance with ISO 5725 a potential relationship was determined.

The precision data for the acceptance criteria of the test method – 1500 g/m² for CDF-test, 1000 g/m² for Slab-test and 3 wt.-% for Cube-test – can be estimated from Fig. 4 to 6, leading to repeatability values for the coefficient of variation of 14, 17 resp. 18 for CDF-, Slab- resp. Cube-test and to reproducibility values for the coefficient of variation of 29, 31 resp. 38 for CDF-, Slab- resp. Cube-test. Fig. 7 shows the comparison of the three test methods investigated for scaling with de-icing salt.

According to the results in this round robin test it can be concluded that the differences in reproducibility and repeatability between the three test methods are so small that the methods can be regarded as nearly equally precise. The results of the round robin

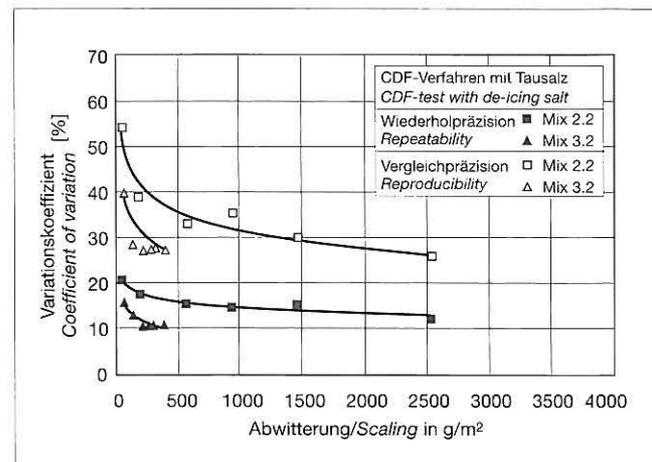


Bild 5: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Variationskoeffizient für das CDF-Verfahren [34]

Fig. 5: Relation between scaling and coefficient of variation for CDF-test [34]

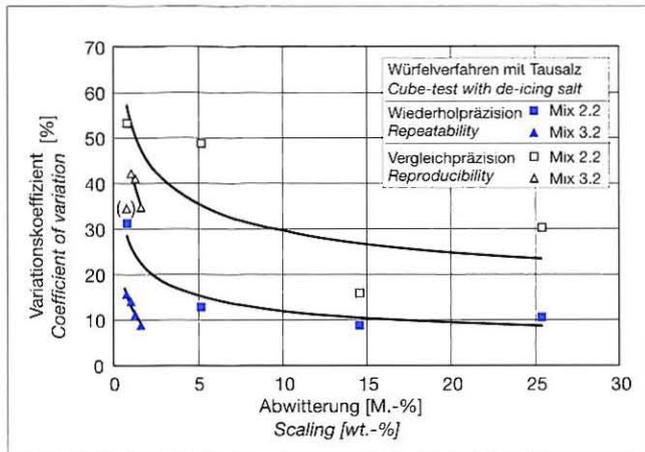


Bild 6: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Variationskoeffizient für das Würfelverfahren [34]
Fig. 6: Relation between scaling and coefficient of variation for Cube-test [34]

bis 6 eingetragenen Regressionskurven bestimmt werden. Für das CDF-, das Platten- bzw. das Würfelverfahren wurden für die Wiederholpräzision Variationskoeffizienten von 14 %, 17 % bzw. 18 % und für die Vergleichspräzision Variationskoeffizienten von 29 %, 31 % bzw. 38 % ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 7 zusammengestellt.

Die in diesem Ringversuch erzielte Wiederholbarkeit und Vergleichbarkeit der Prüfergebnisse liegen in einer Größenordnung, in der die Unterschiede zwischen den drei angewandten Prüfverfahren als gering einzustufen sind und damit die Verfahren als etwa gleich präzise betrachtet werden können. Im Ringversuch wurde bestätigt, daß alle drei Prüfverfahren geeignet sind, eine Ja/Nein-Entscheidung hinsichtlich des Widerstands von Beton gegenüber Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff zu erzielen.

5.3.2 Abwitterung infolge Frostangriff

Bei der Bestimmung der Abwitterung beim Frostangriff ohne Tausalzeinwirkung wurden nur sehr geringe Abwitterungsmengen mit dem Platten- und dem Würfelverfahren ermittelt, die weit unter den Werten der Beurteilungskriterien der jeweiligen Prüfverfahren lagen. Bild 8 zeigt für das Plattenverfahren und Bild 9 für das CF-Verfahren den Zusammenhang zwischen der Abwitterungsmenge (Mittelwert aller Prüfanstalten m) und dem Variationskoeffizienten (v_r , v_R). Für die sehr niedrigen Abwitterungsmengen, die im Würfelverfahren ermittelt wurden ($< 0,6$ M.-%), konnte keine Regressionsanalyse durchgeführt werden.

Im Vergleich zu den auf das Beurteilungskriterium bezogenen Abwitterungsmengen im Platten- und im Würfelverfahren wurden bei der Prüfung mit dem CF-Verfahren für die beiden geprüften Betonrezepturen 4.1a und 4.31 deutlich höhere Abwitterungsmengen ermittelt. Dieser signifikante Unterschied zwischen den ermittelten Abwitterungsmengen der verschiedenen Prüfverfahren muß weiter untersucht werden. Die Abwitterungsmengen nach 56 Frost-Tau-Zyklen haben jedoch auch beim CF-Verfahren den Grenzwert des Beurteilungskriteriums nicht überschritten (Beurteilungskriterium CF-Verfahren: 2000 g/m^2 nach 56 Frost-Tau-Zyklen gemäß [37]).

Da für kein Verfahren bei der Prüfung des Frostwiderstands ohne Tausalz Abwitterungsmengen nahe dem Beurteilungskriterium ermittelt wurden, ist die Angabe von Präzisionsdaten bezogen auf den Wert des Beurteilungskriteriums nicht möglich. Ferner ist bekannt, daß die Variationskoeffizienten bei derart niedrigen Abwitterungsmengen, wie sie beispielsweise mit dem Plattenverfahren bestimmt wurden, zu hohen Wiederhol- und Vergleichsstreuungen führen müssen. Aus diesem Grund sollten die ermittelbaren Präzisionsdaten aus den vorliegenden Ergebnissen mit der gebotenen Vorsicht genutzt werden, wenn es darum geht, diese Prüfverfahren miteinander zu vergleichen oder eine geeignete Prüfmethode auszuwählen. Es müs-

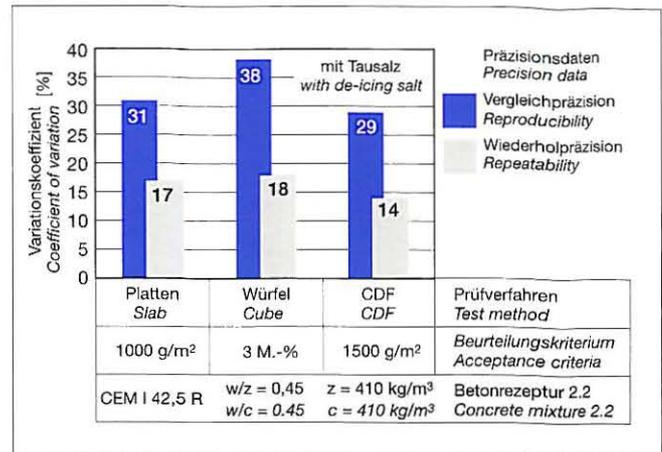


Bild 7: Vergleich der drei Verfahren für die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands (Betonrezeptur 2.2)
Fig. 7: Comparison of the three test methods for investigation scaling with de-icing salt (Concrete mixture 2.2)

test has shown that all three test methods are suitable for testing freeze-thaw attack leading to a yes or no statement concerning the resistance to freeze-thaw attack.

5.3.2 Scaling due to freeze-thaw attack without de-icing salt

When scaling without de-icing salt was investigated the scaling values determined by the test methods Slab- and Cube-test were very low and fell below the acceptance criteria significantly. Fig. 8 for Slab-test and Fig. 9 for CF-test show the relationship between scaling (general mean m) and coefficient of variation (v_r , v_R). For the low scaling values ($< 0,6$ wt.-%) determined by Cube-test no functional relationship can be calculated.

In CF-test both test series 4.1a and 4.31 have shown much higher scaling values related to the acceptance criteria in comparison to Slab- and Cube-test. Nevertheless the determined scaling values were ranging below the acceptance criteria of CF-test (2000 g/m^2 after 56 F/TC according to [37]).

For that reason calculation of precision data for the specific value of the acceptance criteria is impossible for the results achieved for scaling without de-icing salt. It is necessary to gain more experience and to obtain more precision data before values for precision data concerning the specific value of the acceptance criteria can be indicated.

Furthermore it is clear, that at such low scaling levels the values for repeatability and reproducibility are very high for all test

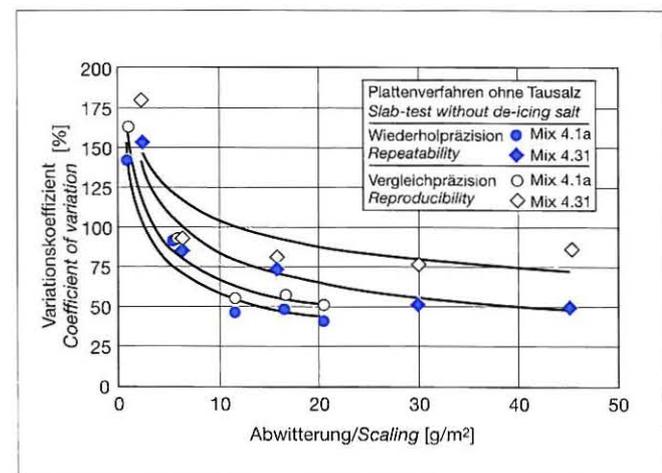


Bild 8: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Variationskoeffizient für das Plattenverfahren [34]
Fig. 8: Relation between scaling and coefficient of variation for Slab-test [34]

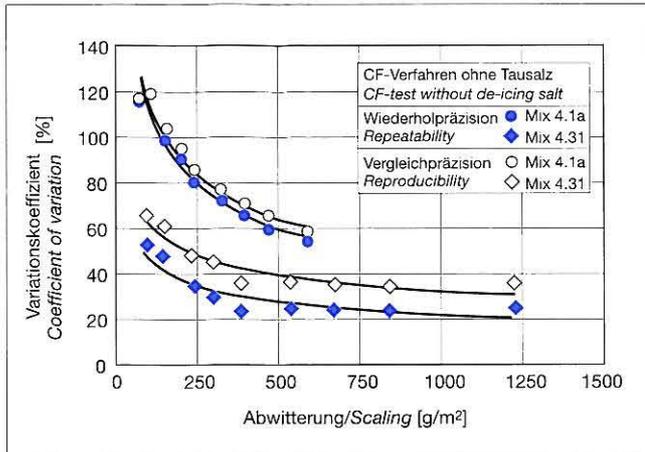


Bild 9: Zusammenhang zwischen Abwitterungsmenge und Variationskoeffizient für das CF-Verfahren [34]

Fig. 9: Relation between scaling and coefficient of variation for CF-test [34]

sen für die Prüfung des Frostwiderstands weitere Erfahrungen gesammelt werden, bevor gesicherte Präzisionsdaten angegeben werden können.

5.3.3 Innere Gefügestörung infolge Frostangriff

Die Ergebnisse des Ringversuchs zur Bestimmung der inneren Gefügestörung bei der Frostprüfung für die Betonrezepturen 4.1a und 4.31 mit dem CIF- und dem Balkenverfahren ist in den Bildern 10 und 11 dargestellt. Zur Beurteilung des Frostwiderstands verwendet das CIF-Verfahren den relativen dynamischen Elastizitätsmodul, während das Balkenverfahren eine sogenannte Qualitätsänderung heranzieht. Da die beiden Prüfverfahren unterschiedliche Kennwerte zur abschließenden Beurteilung des Frostwiderstands verwenden, ist ein direkter Vergleich der Verfahren nicht möglich. Dieser Vergleich wäre dann möglich, wenn für beide Verfahren die Schalllaufzeit als Kennwert angegeben würde. Da im Rahmen des Ringversuchs nur wenige Prüfanstalten das Balkenverfahren durchgeführt haben, ist eine gesicherte Aussage über dieses Prüfverfahren schwierig.

Die Ergebnisse des Ringversuchs haben jedoch gezeigt, daß beide Prüfverfahren, sowohl das CIF- als auch das Balkenverfahren, geeignet sind, die durch Frostangriff hervorgerufene innere Gefügestörung zu erfassen. Derzeit ist es möglich, mit beiden Verfahren eine Ja/Nein-Entscheidung hinsichtlich des Widerstands eines Laborbetons gegenüber einem Frostangriff zu treffen. Der Praxisbezug fehlt jedoch. Für Aussagen hinsichtlich einer quantitativen Beurteilung der inneren Gefügestörung sind weitere Forschungsarbeiten notwendig.

6 Schlußfolgerung

Die Ergebnisse des europäischen Ringversuchs haben ergeben, daß für die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands mit Ermittlung der Abwitterungsmenge die Präzisionsdaten für die Wiederholbarkeit zwischen 14 % und 18 % und für die Vergleichbarkeit zwischen 29 % und 38 % liegen. Bei Präzisionsdaten in dieser Größenordnung können die Prüfverfahren als ungefähr gleich genau eingestuft werden.

Für die Prüfung des Frostwiderstands ohne Tausalz mit Ermittlung der Abwitterungsmenge können derzeit keine Präzisionsdaten angegeben werden, da die ermittelten Abwitterungsmengen sehr gering waren und zum Teil deutlich unterhalb des Beurteilungskriteriums lagen.

Die Untersuchungen hinsichtlich der inneren Gefügestörung bei Frostangriff haben gezeigt, daß das CIF- und das Balkenverfahren geeignet sind, eine Ja/Nein-Entscheidung bei der Beurteilung des Frostwiderstands zu treffen. Für Aussagen hinsichtlich einer quantitativen Beurteilung der inneren Gefügestörung sind weiterführende Forschungsarbeiten notwendig.

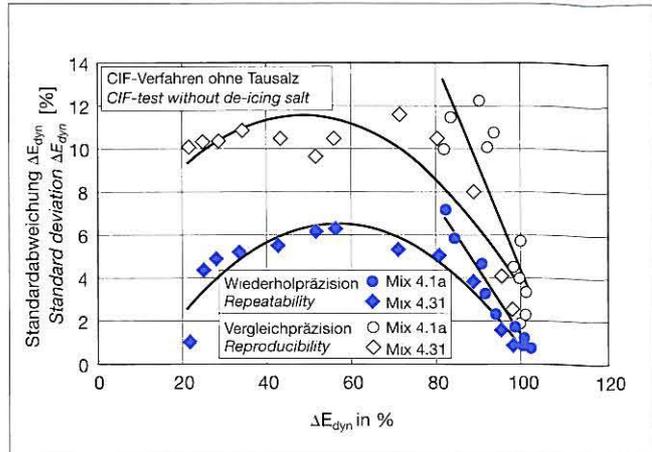


Bild 10: Zusammenhang zwischen relativem dynamischen E-Modul und Standardabweichung für das CIF-Verfahren [34]

Fig. 10: Relation between relative E_{dyn} and standard deviation for CIF-test [34]

methods. Therefore the precision data for scaling without de-icing salt from this round robin test should be used with caution when comparing or choosing a suitable test method.

5.3.3 Internal deterioration due to freeze-thaw attack without de-icing salt

The evaluation of the round robin test for CIF- and Beam-test is shown in Fig. 10 and 11 for mixtures 4.1a and 4.31. The assessment criteria for CIF-test is the relative dynamic modulus of elasticity while for Beam-test the quality change expressed by acoustic transit time is the assessment criteria. Dealing with these two parameters it is impossible to compare these tests directly. A comparison could be possible when the acoustic transit time for CIF- and for Beam-test would be available. Due to less laboratories participating the round robin test for the Beam-test a secure statement concerning this test method is difficult.

So far the round robin test has shown that the two test methods CIF- and Beam-test are suitable for testing internal deterioration leading to a yes or no statement concerning the freeze-thaw resistance of a lab-concrete. A correlation to practice does not exist at the moment. To achieve a quantitative statement further research work is needed.

6 Conclusion

For investigation scaling due to freeze-thaw attack with de-icing salt the round robin test showed that the precision data for the coefficient of variation for repeatability was in the range from 14 %

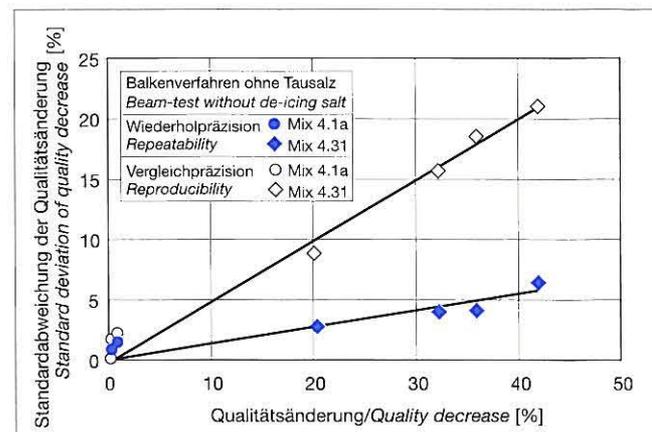


Bild 11: Zusammenhang zwischen Qualitätsänderung und Standardabweichung für das Balkenverfahren [34]

Fig. 11: Relation between quality decrease and standard deviation for Beam-test [34]

Ferner sollte berücksichtigt werden, daß ein unmittelbarer Vergleich der mit den in verschiedenen Prüfverfahren ermittelten Werte nicht immer gegeben ist. Die Vergleichbarkeit der Meßergebnisse der unterschiedlichen Prüfverfahren und die Übertragbarkeit der unter Laborbedingungen (Zeitrafferversuche) erzielten Ergebnisse auf die baupraktischen Verhältnisse sollte in weiterführenden Untersuchungen geklärt werden.

to 18 % and for reproducibility between 29 % to 38 %. The test methods can be regarded as being nearly equally precise.

Due to very low scaling rates calculation of precision data for the specific value of the acceptance criteria was impossible for the results achieved for scaling without de-icing salt.

Testing the internal deterioration the round robin test has shown that the two test methods CIF- and Beam-test are suitable leading to a yes or no statement concerning the assessment of freeze-thaw attack. To achieve a quantitative statement further research work is needed.

Furthermore it should be taken into account that a comparison of the different test methods is not necessarily given. Especially the questions concerning the comparability of the results achieved by different test methods and the applicability of results achieved under laboratory conditions to practical conditions have to be clarified by further investigations.

Literatur

- [1] S 137244 03.95. Concrete testing; Hardened concrete; Scaling at freezing. Swedish Standard, Stockholm, Sweden
- [2] ONORM B 3306 09.82. Prüfung der Frost-Tausalz-Beständigkeit von vorgefertigten Betonergebnissen. Austrian Standard, Wien, Österreich
- [3] P 18-420 06.95. Bétons; Essai d'écaillage des surfaces de béton durci exposées au gel en présence d'une solution saline (Concrete; Scaling test for hardened concrete surfaces exposed to frost in the presence of a salt solution). French Standard, Paris, France
- [4] Bunke, N.: Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Berlin: Beuth. – In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1991), No. 422, pp.12-15
- [5] ONORM B 3303 03.83. Betonprüfung (Abschn. 6.9, Frostbeständigkeit; Abschn. 6.10 Frost-Tausalz-Beständigkeit). Austrian Standard, Wien, Österreich
- [6] P 18-424 10.94. Bétons; Essai de gel sur béton durci; Gel dans l'eau; Dégel dans l'eau (Concrete; Freeze test on hardened concrete; Freeze in water; Thaw in water). French Standard, Paris, France
- [7] P 18-425 10.94. Bétons; Essai de gel sur béton durci. Gel dans l'air; Dégel dans l'eau (Concrete; Freeze test on hardened concrete; Freeze in air; Thaw in water). French Standard, Paris, France
- [8] UNI 7087-72: Calcestruzzo; Determinazione della resistenza alla degradazione per cili di gelo e disgelo (Concrete; Determination of resistance to freezing and thawing). Norma Italia, Milano, Italia
- [9] Freeze-thaw durability of concrete. London: E. & F.N. Spon. Proceedings of the International Workshop in the Resistance of Concrete to Scaling due to Freezing in the Presence of De-icing Salts and of the International Workshop on Freeze-Thaw and De-icing Resistance of Concrete, RILEM Proceedings No. 30 (Marchand, J.; Pigeon, M.; Setzer, M.J. (Ed.)), 1997
- [10] Frost Resistance of Concrete. London: E. & F.N. Spon. Proceedings of the International RILEM Workshop on Resistance of Concrete to Freezing and Thawing with and without De-icing Chemicals, University of Essen, September 22-23, 1997, RILEM Proceedings No. 34, (Setzer, M. J.; Auberg, R. (Ed.)), 1997
- [11] CEN TC 51, Document CEN TC 51/WG 12/TC 4 : 04/99. Test methods for the freeze-thaw resistance of concrete – Test with water or with sodium chloride solution. Part 1: Scaling
- [12] Petersson, P.-E.: Scaling resistance of concrete. Testing according to SS 137244. In: Freeze-thaw and de-icing resistance of concrete. Rilem Research Seminar Lund, Sweden, June 17, 1991. Report TVBM-3048, Lund, 1992 (Fagerlund, G., Setzer, M.J. (Ed.))
- [13] Petersson, P.-E.: Scaling resistance tests of concrete - Experience from practical use in Sweden. In: [9], 1997, pp. 211-222
- [14] Siebel, E.: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton – Beurteilung mittels Würfelverfahren. – Freeze-thaw resistance of concrete with and without de-icing salt – Assessment by the cube method. In: Beton 42 (1992), No. 9, pp. 496-501
- [15] Hartmann, V.: Optimierung und Kalibrierung der Frost-Tausalz-Prüfung von Beton – CDF-Test. Universität-Gesamthochschule Essen, 1993, Dissertation
- [16] Setzer, M.J.: RILEM Draft recommendation for test method for the freeze-thaw resistance of concrete. Tests with water (CF) or with sodium chloride solution (CDF). RILEM 117-FDC Freeze-thaw and de-icing resistance of concrete. In Materials and Structures 28 (1995), pp. 175-182
- [17] Setzer, M. J.; Fagerlund, G.; Janssen, D. J.: RILEM Recommendation for test method for the freeze-thaw resistance of concrete – Tests with sodium chloride solution (CDF). In: Concrete Precasting Plant and Technology 63 (1997), No. 4, pp. 100-106
- [18] Setzer, M. J.; Auberg, R.: CIF-Test – Prüfverfahren des Frostwiderstands von Beton – Capillary suction – Internal damage and freeze thaw test. In: Concrete Precasting Plant and Technology 64 (1998), No. 4, pp. 94-105
- [19] Auberg, R.: Zuverlässige Bestimmung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands. Universität-Gesamthochschule Essen, 1998, Dissertation
- [20] Siebel, E.; Neck, U.: Durability of paving setts and flagstones. In: Concrete Precasting Plant and Technology 56 (1990), No. 8, pp. 34-38
- [21] BRITE Project P-2085: Freeze/thaw durability of concrete block paving. Final Technical Report (BRITE contract RI 1B-0235-C(TT)), February 1993
- [22] Setzer, M. J.; Schrage, I.: Testing for frost de-icing salt resistance of concrete paving blocks. In: Concrete Precasting Plant and Technology 57 (1991), No. 6, pp. 58-69
- [23] Setzer, M. J.; Auberg, R.: Frost-Tausalz-Widerstand von Betonpflastersteinen – Korrelation und Vergleich zwischen dem CDF Test und dem Slab Test. Universität-Gesamthochschule Essen, Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen No. 56, 1994
- [24] CEN TC 178, Document CEN TC 178/WG 1: Concrete paving blocks, flag and kerbs.
- [25] prEN 1338 02.94. Pflastersteine aus Beton (Concrete Paving Block).
- [26] prEN 1339 02.94. Pflasterplatten aus Beton (Precast Concrete Flag).
- [27] prEN 1340 02.94. Bordsteine aus Beton (Concrete Kerb Units).
- [28] Siebel, E.; Reschke, T.: First European round robin test – Freeze-thaw resistance of concrete with and without de-icing salt. Forschungsinstitut der Zementindustrie, Report No. B 1442/1, Düsseldorf, Juni 1993.
- [29] Siebel, E.; Reschke, T.: Three different methods for testing the freeze-thaw resistance of concrete with and without de-icing salt – European Round Robin Test. In: International RILEM workshop on the Resistance of Concrete to Scaling due to Freezing in the Presence of De-icing Salts. Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB), Université de Sherbrooke – Université Laval, Sainte-Foy (Québec), August 30-31, 1993, pp. 75-91
- [30] Siebel, E.; Reschke, T.: Second European round robin test – Freeze-thaw resistance of concrete with and without de-icing chemicals. Forschungsinstitut der Zementindustrie, Report No. B 1442/2, Düsseldorf, November 1993.
- [31] Kukko, H.; Paroll, H.: Round robin tests on concrete frost resistance. In: [9], 1997, pp. 223-230
- [32] Siebel, E.; Gräf, H.: Standard methods for testing the resistance of concrete to freezing and thawing – Scaling. Milestone Report Work Package 1, European Research Project MAT1-CT94-0055, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Report No. B 1489/1, Düsseldorf, Februar 1997
- [33] Siebel, E.; Gräf, H.: Standard methods for testing the resistance of concrete to freezing and thawing – Internal deterioration. Milestone Report Work Package 2, European Research Project MAT1-CT94-0055, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Report No. B 1489/2, Düsseldorf, Februar 1997
- [34] Breit, W.; Siebel, E.: Standard methods for testing the resistance of concrete to freezing and thawing – Round robin test. Milestone Report Work Package 3, European Research Project MAT1-CT94-0055, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Report No. B 1489/3, Düsseldorf, Juni 1998
- [35] Siebel, E.; Breit, W.: Standard methods for testing the resistance of concrete to freezing and thawing – Final Report – Summarizing the results of Work Packages 1 to 3. European Research Project MAT1-CT94-0055, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Report No. B 1489/4, Düsseldorf, Juni 1998
- [36] Petersson, P.-E.: Influence of minimum temperature on the scaling resistance of concrete. Part 1: Portland cement concrete. SP Swedish National Testing and Research Institute, Building Technology, SP Report 1994: 22
- [37] Zusätzliche Technische Vertragsbedingung für den Wasserbau – Leistungsverzeichnis 219 (ZTV-W LB 219) Juni 1997. (Additional technical contract specification for hydraulic structures in Germany)
- [38] ISO 5725 Part 1 12.94. Accuracy (trueness and precision) of measurements methods and results; General principles and definitions Part 2 12.94. –; Basic method for the determination of repeatability and reproducibility of a standard measurement method Part 3 12.94. –; Intermediate measures of the precision of a standard measurement method Part 4 12.94. –; Basic methods for the determination of the trueness of a standard measurement method Part 6 12.94. –; Use in practise of accuracy values

Einfluß der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton

Influence of constituents and concrete composition on the shrinkage and swelling of paving concrete

Übersicht

Betonfahrbahnen weisen bei sachgerechter Herstellung und ausreichender Dimensionierung eine lange Lebensdauer auf. In den letzten Jahren traten jedoch an einzelnen Fahrbahndecken Oberflächenrisse auf, die unter weiterer Verkehrsbeanspruchung zu einer zunehmenden Schädigung des Betons geführt haben. Zur Klärung der Ursachen dieser Oberflächenrißbildung wurde ab 1993 ein breit angelegtes Forschungsprogramm durch den Bundesminister für Verkehr gefördert. Ziel dieses Forschungsprogramms war es, die Rißbildung in Betonfahrbahndecken durch eine bessere Kenntnis möglicher Schädigungsabläufe zu klären und daraus vorbeugende Maßnahmen zur Begrenzung der Oberflächenrißbildung abzuleiten. An der Durchführung der in fünf Themenschwerpunkte unterteilten Untersuchungen war das Forschungsinstitut der Zementindustrie beteiligt. In dem Teilvorhaben des Forschungsinstituts wurde untersucht, ob und in welchem Maße das Quell- und Schwindverhalten von Straßenbeton durch verschiedene Zemente und Zuschläge und unterschiedliche Betonzusammensetzungen beeinflusst wird. Hierzu wurden Betonprobekörper mit unterschiedlichen Mischungszusammensetzungen gezielt ausgewählten Lagerungsbedingungen ausgesetzt und das Quellen und Schwinden der Probekörper gemessen. Die Schwindwerte von Beton mit unterschiedlichen Zementen oder unterschiedlichen Zuschlägen wichen um bis zu rd. 15 % vom mittleren Schwindverhalten ab. Eine statistisch gesicherte systematische Abhängigkeit der im Labor ermittelten Schwindwerte des Betons von den Zementeigenschaften oder Zementzusammensetzungen konnte nicht nachgewiesen werden. Bei einer baupraktischen Bewertung der Laborergebnisse muß berücksichtigt werden, daß Schwindverformungen unter den realen Bedingungen einer Betonfahrbahndecke – u.a. wegen der höheren Luftfeuchtigkeit häufig nur 50 % der im Labor gemessenen Werte erreichen, wodurch stofflich bedingte Unterschiede zwischen Betonen mit verschiedenen Zementen und Zuschlägen noch geringer ausfallen. Der Einfluß unterschiedlicher Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzungen auf das Quellen von Straßenbeton ist bei Verwendung nicht quellfähiger Zuschläge vernachlässigbar.

Abstract

If dimensioned and fabricated properly, concrete road pavings tend to have a long service life. In recent years, however, surface cracks occurred on road pavings in individual cases, initiating more severe damage to the concrete under service conditions. To pinpoint the causes of this surface cracking the Federal Ministry of Transport started sponsoring a comprehensive research programme in 1993. The target of this research programme was to identify the causes of cracking in concrete road pavings by getting a better understanding of how the damage might develop, and to infer preventive steps to limit surface cracking. The Research Institute of the German Cement Industry participated in carrying out the investigations, which were subdivided into five main topics. The subproject that the Research Institute was in charge of was concerned with investigating whether and to what extent the swelling and shrinkage behaviour of paving concrete is influenced by different cements and aggregates and different concrete compositions. To that effect, concrete specimens made from different mix compositions were exposed to purposefully selected storage conditions, and the swelling and shrinkage of the specimens were measured. The shrinkage values of concrete made from different cements or different aggregates deviate from the mean shrinkage behaviour by up to about 15 %. No statistically proven systematic dependence of the shrinkage values of the concrete measured in the laboratory on the cement properties or the cement compositions was detected. When interpreting the laboratory results in a construction practice context, it must be taken into account that deformation due to shrinkage occurring under the actual conditions a concrete road paving is exposed to – among other things owing to higher air moisture – generally amounts to a mere 50 % of the values measured in the laboratory. Thus, the material-related differences between concretes made from different cements and aggregates are even slighter. The influence of different constituents and concrete compositions on swelling of paving concrete is negligible if non-expansive aggregates are used.

1 Einleitung

Fahrbahndecken aus Beton unterliegen im Laufe ihrer Lebensdauer einer Vielzahl von Beanspruchungen aus Verkehr und Witterungseinflüssen. Ausreichend dimensionierte, sachgerecht hergestellte Fahrbahndecken widerstehen diesen Beanspruchungen über

1 Introduction

During the course of their service lives carriageway pavings made of concrete are subjected to a great many stresses from traffic and weather. Adequately dimensioned and properly fabricated carriageway pavings can withstand these stresses for a long time and have

einen langen Zeitraum, so daß sie eine lange Lebensdauer aufweisen. Einige ausreichend dicke Betonfahrbahndecken haben sogar eine Lebensdauer von über 50 Jahren erreicht. An einigen Fahrbahnabschnitten sind jedoch in den letzten Jahren Oberflächenrisse aufgetreten [1, 2], von denen eine weitergehende Schädigung der Betondecke ausging. Oberflächenrisse können durch eine Vielzahl von sich häufig überlagernden Einflüssen verursacht werden. Zum einen haben sie ihre Ursache in lastabhängigen Beanspruchungen aus Verkehr, zum anderen in lastunabhängigen Beanspruchungen. Letztere sind auf unterschiedliche, zum Teil nichtlineare Feuchte- und/oder Temperaturverteilungen zurückzuführen. Als weitere Schadensursache kann auch eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion, wie z.B. in Betonfahrbahndecken mit präkambrischer Grauwacke in den neuen Bundesländern, in Betracht kommen [3, 4]. Verschiedentlich wird auch eine nachträgliche Ettringitbildung vermutet [5]. Schäden können zudem durch konstruktive Mängel (z.B. zu geringe Deckendicke oder mangelhafte Entwässerung) oder Fehler bei der Bauausführung (z.B. mangelhafte Nachbehandlung oder zu spätes Schneiden der Fugen) verursacht werden. Zur weitergehenden Klärung möglicher Schadensabläufe wurde vom Bundesminister für Verkehr ein Forschungsprogramm aufgelegt, das nach mehrjähriger Laufzeit nun zum Abschluß gelangt. Darin wurden die Einflüsse der Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzung auf Formänderung und Rißbildung ermittelt, wobei auch Untersuchungen zur Ettringitbildung, nicht jedoch zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion eingeschlossen waren. Durch numerische Untersuchungen wurde zudem die Rißentwicklung in Fahrbahndecken infolge lastabhängiger und lastunabhängiger Beanspruchung simuliert. In einem Teilprojekt, über das im folgenden berichtet wird, wurde der Einfluß der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton durch das Forschungsinstitut der Zementindustrie untersucht.

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Allgemeines

Als Schwinden und Quellen – häufig als hygrische Verformungen bezeichnet – werden Volumenänderungen von Zementstein, Mörtel oder Beton verstanden, die durch Änderungen des Feuchtegehaltes im Zementstein auftreten. Umgebungsbedingte Änderungen des Feuchtegehaltes im Beton erfolgen durch kapillaren Wassertransport und Diffusion. Diese Zusammenhänge sind u.a. in [2, 6, 7] näher dargestellt. Die Verformungen werden durch Volumenänderungen der schichtförmig aufgebauten Hydratationsprodukte infolge von Entzug oder Einbau von Zwischenschichtwasser hervorgerufen oder sie resultieren aus den Kapillarkräften, die an den Grenzflächen zwischen Wasser und Kapillarporenwandung auf die Feststoffpartikel dieser Porenwandungen ausgeübt werden (Kapillaranzug). Die Intensität dieser Kräfte steigt mit abnehmendem Porenradius und hängt somit von der Porengrößenverteilung im Zementstein ab. Feinere Poren im Zementstein bewirken größere Kapillarkräfte, die mit größeren Verformungen bei insgesamt geringeren Wassergehaltsänderungen verbunden sind (Mikrokapillaren mit geringem Porendurchmesser). Änderungen des Feuchtegehaltes in großen Kapillarporen (Makrokapillaren) verursachen dagegen nur vergleichsweise geringe Kapillarkräfte und haben somit trotz höherer Wassergehaltsschwankungen geringere Verformungen zur Folge.

Beim Schwinden unterscheidet man vier verschiedene Arten: Das **Frühschwinden** (plastisches Schwinden) entsteht durch Entzug des Wassers aus dem frischen, noch verarbeitbaren, formbaren Beton, z.B. durch wassersaugende Zuschläge oder durch Verdunstung an der Oberfläche. Durch eine rechtzeitige Nachbehandlung von Betonstraßendecken kann ein Frühschwinden vermieden werden. Das **Carbonatisierungsschwinden** wird durch Freisetzen und Verdampfen chemisch gebundenen Wassers infolge Carbonatisierung hervorgerufen. Es spielt bei Betondecken wegen der vernachlässigbaren Carbonatisierung keine Rolle. **Chemisches Schwinden** (Schrumpfen) entsteht durch eine Volumenverminderung infolge der chemischen Einbindung des Anmachwassers in die Hydratphasen während der Hydratation (inneres Austrocknen) und hängt von der Betonzusammensetzung, insbesondere vom w/z-Wert ab [6]. Das **Trocknungsschwinden** wird

long service lives. Some concrete carriageway pavings that are sufficiently thick have even achieved useful lives of over 50 years. However, surface cracks have appeared in some carriageway sections in recent years [1, 2] which have then been the source of more extensive damage to the concrete paving. Surface cracks can be caused by a large number of influencing factors which are frequently superimposed on one another. In some cases they have their origins in load-dependent stresses from traffic, in others in stresses which are independent of the loading. The latter can be attributed to differing, and in some cases non-linear, moisture and/or temperature distributions. Another possible source of damage can be an alkali-silica reaction, e.g. in the concrete carriageway pavings made with Precambrian greywacke in the new federal states [3, 4]. Secondary ettringite formation is occasionally also suspected [5]. Damage can also be caused by design deficiencies (e.g. inadequate thickness of paving or deficient drainage) or faults during construction (e.g. deficient curing or cutting the induced joints too late). To provide more extensive clarification of the possible damage processes the Federal Ministry of Transport set up a research programme which ran for several years and has now finished. The effect of the constituents and the concrete composition on change in shape and cracking was determined, and investigations into ettringite formation, but not into the alkali-silica reaction, were also included. Crack development in carriageway pavings as a result of load-dependent and -independent stressing was also simulated by numerical investigations. The influence of the constituents and concrete composition on the shrinkage and swelling of paving concrete was investigated by the Research Institute of the Cement Industry in a subsidiary project which is described below.

2 Current state of knowledge

2.1 General

Shrinkage and swelling – also referred to as hygro-deformation – are understood to mean volume changes of the hardened cement paste, mortar or concrete which occur as a result of changes in moisture content of the hardened cement paste. Changes in the moisture content of the concrete caused by the surroundings take place through capillary water transport and diffusion. These relationships are described in greater detail in, among other places, [2, 6, 7]. The deformations are either caused by volume changes of the layered hydration products as a result of the removal or addition of water between the layers, or they result from the capillary forces which are exerted at the interfaces between water and capillary wall on the solid particles containing these pore walls (capillary rise). The intensity of these forces increases with decreasing pore radius and therefore depends on the pore size distribution in the hardened cement paste. Finer pores in the hardened cement paste produce greater capillary forces which are associated with larger deformations for smaller overall changes in water content (microcapillaries of small pore diameter). In contrast, changes of moisture content in large capillary pores (macrocapillaries) cause only comparatively small capillary forces and therefore result in smaller deformations in spite of the greater fluctuations in water content.

There are four different types of shrinkage. **Early shrinkage** (plastic shrinkage) results from the withdrawal of water from the fresh, mouldable concrete while it is still workable by, for example, water-absorbent aggregates or by evaporation at the surface. Early shrinkage of concrete road pavings can be avoided by timely curing. **Carbonation shrinkage** is caused by the liberation and vaporization of chemically combined water as a result of carbonation. It plays no part in concrete pavings due to the negligible amount of carbonation. **Chemical shrinkage** (contraction) is caused by reduction in volume as a consequence of the chemical fixation of the mixing water in the hydrate phases during hydration (internal drying) and depends on the concrete composition, especially on the w/c ratio [6]. **Drying shrinkage** is caused by the loss of the free, chemically uncombined, water from the capillary pores of the hardening solid concrete (external drying). **Drying shrinkage** depends, above all, on the ambient moisture, the concrete composition and the dimensions of the component. Shrinkage deformation of concrete carriageway pavings is influenced greatly by drying shrinkage and to a lesser extent by chemical shrinkage.

durch Abgabe des chemisch nicht gebundenen freien Wassers aus den Kapillarporen des erhärteten Festbetons hervorgerufen (äußeres Austrocknen). Das Trocknungsschwinden hängt vor allem von der Umgebungsfeuchte, der Betonzusammensetzung und den Bauteilabmessungen ab. Einfluß auf die Schwindverformung der Betonfahrbahndecke hat insbesondere das Trocknungsschwinden und in geringerem Maße das chemische Schwinden.

Bei mindestens eintägiger Schalzeit und Austrocknung im Klima 20 °C/65 % r.F. beträgt das gesamte Schwinden von Zementstein mit w/z-Werten zwischen 0,4 und 0,6 rd. 3 bis 4 ‰ [6]. Für praxisnahe Betone mit nichtschwindenden quarzitären Zuschlägen reduziert sich dieser Wert infolge des geringeren Zementsteinanteils des Betons und der aussteifenden Wirkung des Zuschlagkorngerüsts auf rd. 0,6 bis 0,8 ‰, also auf rd. 1/5. Dieser für Laborbedingungen gültige Wert vermindert sich unter den in Deutschland üblichen Praxisbedingungen wegen der gegenüber den Versuchsbedingungen höheren mittleren Luftfeuchtigkeit (im Mittel rd. 80 %) nochmals auf rd. die Hälfte. Das Schwinden einer Betondecke beträgt unter praktischen Bedingungen erfahrungsgemäß maximal 0,3 ‰ [8]. Langzeitmessungen an einer Autobahn ergaben nach 12 Jahren ein Schwindmaß von 0,2 ‰, wobei die Nullmessung bereits einen Tag nach dem Betoneinbau, d.h. bei vergleichsweise hoher Ausgangsfeuchte des Betons durchgeführt wurde [9].

Quellen ist die Volumenvergrößerung von Zementstein, Mörtel oder Beton infolge Feuchtigkeitsaufnahme. Das Quellen von Zementstein bei Wasserlagerung ohne vorherige Austrocknung beträgt nach Grube [6] im Alter von 120 Tagen rd. 0,6 ‰ und erreicht nach längerer Wasserlagerung rd. 1 ‰ [10]. Das Quellen von Beton bei Wasserlagerung beträgt analog zum Schwinden etwa 1/5 des Quellens von Zementstein, d.h. rd. 0,1 ‰ bis 0,2 ‰ [2, 11, 12]. Das Quellen von Beton nach vorausgehender Austrocknung kann wesentlich größere Werte annehmen und rd. 40 % bis 80 % des durch die Austrocknung bedingten Schwindens betragen [10].

Kennzeichnend für die Betonfahrbahndecke sind wegen des dichten Gefüges des Straßenbetons Feuchteänderungen (Austrocknung und Wiederbefeuchtung) im oberflächennahen Bereich, während der Beton im Kernbereich eine relativ gleichmäßige Feuchte aufweist [13]. Bei einer gefügedichten Betonfahrbahndecke führen kurzfristige Änderungen der Umgebungsfeuchte (z.B. durch Beregnung nach einer langen Trockenperiode im Sommer) nur zu Feuchtetransporten in den oberen Millimetern der Fahrbahndecke. Die aus den hygrischen Verformungen resultierenden Spannungen konzentrieren sich deshalb bei diesen kurzfristigen Feuchteänderungen auf eine geringe Tiefe. Wegen der dadurch verursachten steilen Feuchte- und Spannungsgradienten entstehen überwiegend oberflächennahe Eigenspannungen, die durch Relaxation des oberflächennahen Betons stark abgebaut werden. Nur bei langfristigen (saisonalen) Veränderungen der Feuchtebedingungen werden tiefere Bereiche der Fahrbahndecke in ihrem Feuchtehaushalt beeinflusst; die daraus resultierenden Spannungen werden zeitlich entsprechend langsam aufgebaut und durch Relaxation teilweise gemindert [8]. Bei einer mangelhaften Entwässerung des Oberbaus kann außerdem eine wechselnde Durchfeuchtung an der Unterseite der Fahrbahndecke auftreten (Fußbad).

Einflüsse auf das Schwinden von Zementstein, Mörtel und Beton wurden von zahlreichen Autoren untersucht. Zusammenfassungen sind u.a. in [2, 6, 14 bis 18] enthalten. Quellversuche wurden wesentlich seltener durchgeführt, u.a. [2, 18, 19, 20]. Beim Vergleich verschiedener Ergebnisse müssen unbedingt die Versuchsbedingungen mitberücksichtigt werden. Besonders die Vorlagerung und die Lagerung der Probekörper – d.h. die zu Versuchsbeginn vorhandene Feuchteverteilung im Beton – haben einen erheblichen Einfluß sowohl auf die Schwind- als auch auf die Quellverformung. Aber auch die Meßmethoden beeinflussen die Ergebnisse. Häufig ist in den Literaturstellen keine eindeutige Beschreibung der Versuchsbedingungen enthalten,

With a minimum of one day in the formwork and drying out under conditions of 20 °C/65 % r.h. the total shrinkage of hardened cement paste with w/c ratios between 0.4 and 0.6 is about 3 to 4 ‰ [6]. For concrete made under realistic conditions with non-shrinking quartz aggregates this value is reduced to about 0.6 to 0.8 ‰, i.e. to about 1/5, as a result of the lower proportion of cement in the concrete and the stiffening effect of the skeleton of aggregate particles. This value, which applies to laboratory conditions, is further reduced to about half under the practical conditions usual in Germany because the average ambient moisture (averaging about 80 %) is higher than for the test conditions. Experience shows that the maximum shrinkage of concrete paving under practical conditions is 0.3 ‰ [8]. Long-term measurements on a motorway showed shrinkage of 0.2 ‰ after 12 years, in which the zero measurements were made at only one day after placement of the concrete, i.e. when the concrete had a comparatively high initial moisture [9].

Swelling is the increase in volume of hardened cement paste, mortar or concrete as a result of absorption of water. According to Grube [6] the swelling of hardened cement paste during water storage without previous drying out is about 0.6 ‰ after 120 days and reaches about 1 ‰ after longer water storage [10]. The swelling of concrete during water storage is, analogous to the shrinkage, about 1/5 of the swelling of the hardened cement paste, i.e. about 0.1 ‰ to 0.2 ‰ [2, 11, 12]. The swelling of concrete after previous drying out can take on substantially larger values, amounting to about 40 to 80 % of the shrinkage caused by drying out [10].

Because of the dense microstructure of paving concrete, concrete carriageway pavings are characterized by moisture changes (drying out and re-wetting) in the region close to the surface while the concrete in the core region has a relatively uniform moisture content [13]. In a concrete carriageway paving with a dense microstructure short-term changes in the ambient moisture (e.g. caused by rain after a long dry period in summer) only lead to moisture transport into the top few millimetres of the carriageway paving. During these short term changes in moisture the stresses resulting from the deformation due to loss or gain of water are therefore concentrated close to the surface. The main effect of the resulting steep moisture and stress gradients is to produce internal stresses near the surface which are greatly reduced by relaxation of the concrete close to the surface. The moisture content of deeper parts of the carriageway paving is only affected during long-term (seasonal) changes in the moisture conditions; the resulting stresses build up correspondingly slowly and are to some extent reduced by relaxation [8]. Alternating saturation of the underside of the carriageway pavement (footbath storage) can also occur if the pavement is not properly drained.

The factors affecting the shrinkage of hardened cement paste, mortar and concrete have been examined by many authors. Summaries can be found in, among other places, [2, 6, 14 to 18]. Swelling trials, including [2, 18, 19, 20], have been carried out substantially less frequently. When comparing different results it is absolutely essential to take the test conditions into account. The preliminary and subsequent storage of the test pieces – i.e. the moisture distribution in the concrete at the start of the test – has a particularly large effect on deformation caused both by shrinkage and by swelling. The test methods also influence the results, and the literature references often do not contain any clear description of the test conditions, so it is difficult to carry out a comparison between the results from different authors.

2.2 Influence of the constituents on shrinkage and swelling

2.2.1 Cement

Shrinkage

The influence of the type of cement has been examined by Graf [21], Walz [22], Grube [6] and Mills [6] among others. In hardened cement paste made with Portland fly ash cement and with Portland limestone cement Grube found a somewhat smaller shrinkage than in hardened cement paste made with Portland cements. These cement-dependent differences are hardly detectable in concretes. Graf, for example, found no clear relationship between cement type and shrinkage in mortars, nor did Walz in mortars and

so daß ein Vergleich zwischen den Ergebnissen verschiedener Autoren nur schwer möglich ist.

2.2 Einfluß der Ausgangsstoffe auf Schwinden und Quellen

2.2.1 Zement

Schwinden

Der Einfluß der Zementart wurde u.a. von Graf [21], Walz [22], Grube [6] und Mills [23] untersucht. Grube fand bei Zementstein mit Portlandflugaschzement und mit Portlandkalksteinzement ein etwas geringeres Schwinden als bei Zementstein mit Portlandzementen. Diese zementbedingten Unterschiede sind bei Betonen kaum noch feststellbar. So fanden Graf an Mörteln und Walz an Mörteln und Betonen keine klare Abhängigkeit zwischen Zementart und Schwinden. Mills dagegen stellte ein etwas größeres Schwinden bei Betonen mit Hochofenzementen fest und führte dies auf die größere Mahlfeinheit der Hochofenzemente zurück.

Der Einfluß der Mahlfeinheit auf das Schwinden von Zementstein wurde von Czernin [24] auf Unterschiede im Hydratationsgrad zurückgeführt. Feiner gemahlene Zemente hydratisieren schneller und bilden schneller und mehr Zementgel mit kleinen Kapillarporen, die das Schwindmaß begünstigen. Außerdem weist Beton mit einem gröber aufgemahlten Zement nach gleicher Hydrationszeit mehr unhydratisierte Zementpartikel auf, die wie Zuschlag wirken und das Schwinden des Zementsteins behindern [6].

Mehrere Autoren [2, 6, 15 bis 19, 21 bis 28] haben den Einfluß der Zusammensetzung des Zements auf das Schwinden untersucht. Ergebnisse von Venuat [25] mit Mörtelprismen zeigen ein Ansteigen des Schwindens mit steigendem C_3A -Gehalt, steigender Mahlfeinheit und steigendem Alkaligehalt (Na_2O , K_2O). Grube [6] fand bei höheren C_3A -, C_4AF - und Alkali-Gehalten tendenziell ein stärkeres Schwinden. Untersuchungen von Blaine [16, 19, 26] mit einer Vielzahl von industriell hergestellten Zementen zum Einfluß von Na_2O und K_2O zeigen an Zementstein ein größeres Schwinden mit zunehmendem Alkaligehalt. Bei den mit diesen Zementen hergestellten Betonen wurde hingegen keine Abhängigkeit des Schwindmaßes vom K_2O -Gehalt und sogar ein geringeres Schwinden bei einem höheren Na_2O -Gehalt festgestellt. Burrows [27] führte dies auf eine Mikrorißbildung im Beton zurück. Fleischer [2] fand zwar bei Zementstein und entsprechendem Mörtel und Beton ein größeres Schwinden bei Verwendung eines Zements mit höherem Alkaligehalt, die an Betonzyllindern gemessenen Unterschiede waren jedoch mit rd. $\pm 0,1\%$ relativ gering. Das stärkere Schwinden führte er auf die größere innere Oberfläche des Zementsteins (d.h. mehr kleine Poren), die bei Zement mit höherem Alkaligehalt entsteht, zurück. Pickett [28] stellte ebenfalls fest, daß eine Zunahme des Alkaligehaltes oder des C_3A -Gehaltes bei gleichbleibendem Gipsgehalt das Schwinden des Betons erhöht.

Um Laboruntersuchungen mit Praxisbedingungen zu korrelieren, wurden auf Veranlassung der PCA (Portland Cement Association) in den USA Betone mit insgesamt 27 verschiedenen Zementen an verschiedenen Stellen der USA in Betonbauwerken eingebaut und einer Langzeituntersuchung unterzogen [27]. Bei der Brüstungswand einer Staumauer traten zum Teil Rißbildungen auf, die auf ein erhöhtes Trocknungsschwinden zurückgeführt wurden. Die Rißbildungen waren tendenziell stärker bei Verwendung von Zementen mit höherem Alkali- und C_3A -Gehalt und einer höheren Mahlfeinheit. Daß diese Rißbildung bei anderen Außenlagerungsbedingungen nicht auftrat, wird auf eine höhere Luftfeuchtigkeit zurückgeführt. Inwieweit dabei unterschiedliche Zuschläge einen Einfluß hatten, wurde nicht geklärt. Eine Schädigung durch eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion wurde jedoch ausgeschlossen.

Quellen

Die das Schwinden fördernden kleinen Kapillarporen des Zementsteins führen bei Wasserlagerung auch zu einem größeren Quellen. Nach Fleischer [2] führt ein höherer Alkaligehalt des Zements zu einem etwas größeren Quellen von Zementstein, Mörtel und Beton. Nach Blaine [19] bewirken höhere Na_2O -Gehalte des Zements bei Wiederbefeuchtung von Beton eine geringere Massenzunahme, aber ein größeres Quellen. Nach [18] ist das Quellen von

concretes. Mills, on the other hand, found a somewhat greater shrinkage in concretes made with blastfurnace cements, and attributed this to the greater fineness of the blastfurnace cements.

The influence of fineness on the shrinkage of hardened cement paste has been attributed by Czernin [24] to differences in the degree of hydration. More finely ground cements hydrate more rapidly and form cement gel with small capillary pores (which promote the degree of shrinkage) faster and in greater quantity. After the same hydration time a concrete made with a coarser cement contains more unhydrated cement particles which act like aggregate and hinder the shrinkage of the hardened cement paste [6].

Several authors [2, 6, 15 to 19, 21 to 28] have investigated the influence of the composition of the cement on shrinkage. Results by Venuat [25] with mortar prisms show an increase in shrinkage with increasing C_3A content, increasing fineness and increasing alkali content (Na_2O , K_2O). Grube [6] found a tendency towards greater shrinkage with higher levels of C_3A , C_4AF and alkalis. Investigations by Blaine [16, 19, 26] into the influence of Na_2O and K_2O in a large number of industrially produced cements show a greater shrinkage in hardened cement paste with increasing alkali content. On the other hand, no dependence of the amount of shrinkage on the K_2O content was found in concretes made with these cements, and the shrinkage was in fact less at a higher Na_2O content. Burrows [27] attributed this to microcracking in the concrete. In hardened cement paste and the corresponding mortar and concrete Fleischer [2] did in fact find greater shrinkage when using a cement with higher alkali content, but the differences of about $\pm 0.1\%$ measured on concrete cylinders were relatively small. He attributed the greater shrinkage to the greater internal surface area of the hardened cement paste (i.e. more small pores) which is found in cements with higher alkali contents. Pickett [28] also found that with constant gypsum content an increase in alkali content or C_3A content raises the shrinkage of the concrete.

At the investigation of the PCA (Portland Cement Association) in the USA concretes made with a total of 27 different cements were incorporated in concrete structures at different locations in the USA and submitted to long-term investigation in order to correlate laboratory investigations with practical conditions [27]. Cracking, which was attributed to intensified drying shrinkage, occurred in places in the parapet wall of a concrete dam. The cracking tended to be more severe when cements with higher levels of alkalis and C_3A and greater levels of fineness were used. This cracking did not occur under other external storage conditions, so it was attributed to higher ambient moisture. The extent to which different aggregates had an influence here was not clarified, but damage by alkali-silica reaction was ruled out.

Swelling

The small capillary pores in hardened cement paste which promote shrinkage also lead to greater swelling during water storage. According to Fleischer [2] a higher alkali content in the cement leads to somewhat greater swelling of the hardened cement paste, mortar and concrete. According to Blaine [19] higher levels of Na_2O in the cement cause a fairly small increase in weight if the concrete is wetted again, but quite large swelling. According to [18] the swelling of concrete made with cement with a high alkali content is smaller during underwater storage than in concrete made with low-alkali cements with the same C_3A content and optimized addition of SO_3 . In [20] levels of swelling of 0.6 % were measured for concrete made with basalt chippings in concrete test pieces stored partially immersed in water (footbath). No reason was given for these very high values.

2.2.2 Aggregate

Hygro-deformation of the concrete is caused mainly by the hardened cement paste, which means that it is dependent on the quantity of hardened cement paste in the concrete. Increasing the quantity of aggregate therefore leads to a reduction in deformation. The aggregate has a direct influence on hygro-deformation through its elastic modulus. Shrinkage and swelling deformations are hindered by the stiffening effect of the skeleton of aggregate grains, and this effect is greater the higher their elastic modulus [29]. For example

Beton aus Zement mit hohem Alkaligehalt bei Unterwasserlagerung geringer als bei Beton aus NA-Zementen bei gleichem C_3A -Gehalt und optimierter SO_3 -Zugabe. In [20] wurden Quellmaße für Beton mit Basaltsplitt von 0,6 % an fußbadgelagerten Betonprobekörpern gemessen. Eine Begründung für diese sehr hohen Werte wurde nicht gegeben.

2.2.2 Zuschlag

Hygrische Verformungen des Betons werden im wesentlichen durch den Zementstein verursacht und sind deshalb von der Menge des Zementsteins im Beton abhängig. Eine Erhöhung des Zuschlaggehaltes führt somit zu einer Verringerung der Verformungen. Unmittelbar beeinflusst der Zuschlag die hygrischen Verformungen durch seinen E-Modul. Die Schwind- und Quellverformungen werden durch das aussteifende Gerüst der Zuschlagkörner behindert, und zwar um so mehr, je größer deren E-Modul ist [29]. So wies z.B. Beton mit weniger steifem Zuschlag, in diesem Fall Sandstein (E-Modul rd. 25 kN/mm²), mit 1,25 % ein wesentlich höheres Endschwindmaß auf als Beton mit dem steifen Zuschlag Basalt (E-Modul rd. 100 kN/mm²), der ein Endschwindmaß von rd. 0,40 % erreichte [29]. Weiterhin beeinflussen poröse Zuschläge, die selbst quellen und schwinden (z.B. einige Muschelkalksplitte oder rezyklierte Zuschlag) ebenfalls die hygrischen Verformungen der daraus hergestellten Betone. So wies Beton mit quellfähigem Muschelkalksplitt ein höheres Quellen auf als Basaltbeton [30]. Die Verwendung von vorgesenktem quellfähigem Zuschlag für die Betonherstellung erhöht das Schwinden [31], kann jedoch das Quellen des Betons infolge des „Vorquellens“ des Zuschlags verringern.

2.2.3 Zusatzmittel

Im Betonstraßenbau werden Luftporenbildner und, in einigen Fällen, Fließmittel und Verflüssiger als Zusatzmittel verwendet. Luftporenbildner beeinflussen das Schwind- und Quellverhalten der Betone nur geringfügig [18]. Die Durchmesser der gleichmäßig verteilten Luftporen sind zu groß, um Kapillarkräfte zu erzeugen und wirken sich daher auf die hygrischen Verformungen nicht aus. In [32] wurde bei Betonen mit Fließmittelzugabe in den ersten vier Wochen ein geringfügig höheres Schwinden festgestellt, das Endschwindmaß der Betone war jedoch annähernd gleich. Eine Begründung für den Fließmitteleinfluß wurde nicht angegeben, ist aber in fließmittelbedingten Unterschieden im Hydrationsablauf [33] zu vermuten.

2.3 Einfluß der Betonzusammensetzung auf Schwinden und Quellen

Bei der Betonzusammensetzung hat, wie die Literaturobwertung von Grube [6] und seine eigenen Versuche zeigen, der Zementleimgehalt den größten Einfluß auf das Schwinden. Auch die Sieblinie des Zuschlags hat einen Einfluß auf das Schwinden. Sandreiche Betone zeigen nach Grube [6] bei gleichem Leimgehalt gegenüber sandarmen Betonen ein geringeres Schwindmaß, da feinere Zuschläge wirkungsvoller zur aussteifenden Wirkung des Zuschlags beitragen als gröbere Zuschlagkörner mit ggf. wasserreicher Kontaktzone. Der Einfluß der Betonzusammensetzung auf das Quellen wurde bislang nicht systematisch untersucht. Grundsätzlich sind die vom Schwinden her bekannten Einflüsse auch für das Quellen maßgebend. Insgesamt sind jedoch die Unterschiede in den absoluten Werten für das Quellen gering.

2.4 Zusammenfassung des Schrifttums und Zielsetzung der Untersuchungen

Das Gesamtschwinden des Zementsteins wird in erster Linie durch die umgebungsbedingten Feuchteänderungen beeinflusst. Je geringer die mittlere relative Luftfeuchte und je höher die Windgeschwindigkeit ist, um so größer ist das Endschwindmaß. Untersuchungen zum Einfluß des Zementes liefern widersprüchliche Ergebnisse, da die Versuche z.T. mit unterschiedlichen Versuchsbedingungen und z.T. auch mit künstlich hergestellten Zementen durchgeführt wurden. Als Einflußgrößen wird u.a. die Zusammensetzung des Zements und die Mahlfineinheit genannt. Ein größeres Schwinden wird z.T. bei höherem C_3A -Gehalt, höherem Alkaligehalt

concrete with less rigid aggregate, in this case sandstone (elastic modulus about 25 kN/mm²), exhibited a substantially higher final shrinkage of 1.25 % than concrete made with rigid basalt aggregate (elastic modulus about 100 kN/mm²), which reached a final shrinkage of about 0.40 % [29]. Porous aggregates which themselves swell and shrink (e.g. some shell limestone chippings or recycled aggregates) also affect the hygro-deformation of the concretes produced from them. Concrete made with swellable shell limestone chippings, for example, exhibits greater swelling than basalt concrete [30]. The use of pre-wetted swellable aggregate for producing concrete increases the shrinkage [31] but can reduce the swelling of the concrete as a result of the “pre-swelling” of the aggregate.

2.2.3 Admixtures

Air-entraining agents, and in some cases plasticizers and super-plasticizers, are used as admixtures in concrete paving construction. Air-entraining agents have only a slight effect on the shrinkage and swelling behaviour of concretes [18]. The diameters of the uniformly distributed air voids are too large to generate capillary forces and therefore have no effect on the deformation due to loss or gain of water. In [32] a slightly higher shrinkage was found in the first four weeks in concretes with added plasticizers, but the final shrinkage values of the concretes were virtually identical. No reason was given for the effect of the plasticizers, but can be presumed to lie in plasticizer-induced differences in hydration behaviour [33].

2.3 Influence of the concrete composition on shrinkage and swelling

In the concrete composition it is the cement paste content which has the greatest influence on shrinkage, as is shown by the literature evaluation by Grube [6] and by his own tests. The grading curve of the aggregate also has an effect on the shrinkage. According to Grube [6] sand-rich concretes with the same paste content exhibit less contraction than low-sand concretes, as finer aggregates contribute more effectively to the stiffening effect of the aggregate than do coarser aggregate grains with possibly water-rich contact zones. The influence of the concrete composition on swelling has not yet been investigated systematically. In principle, the influencing factors known from the shrinkage will also apply to swelling. However, the differences in the absolute values for swelling are slight.

2.4 Summary of the literature and aim of the investigations

The total shrinkage of the hardened cement paste is primarily affected by the changes in moisture caused by the surroundings. The lower the average relative air humidity and the higher the wind speed the greater is the final shrinkage. Investigations into the influence of the hardened cement paste give conflicting results as in some cases the tests were carried out under different test conditions and sometimes also with artificially produced cements. The composition of the cement and its fineness are cited, among others, as influencing variables. Greater shrinkage is sometimes found with higher C_3A content, higher alkali content and/or greater fineness. Only a few investigation results are available on the influence of the cement on swelling of the hardened cement paste. Here again there are conflicting results. According to [2] a higher alkali content in the cement leads to greater swelling.

On average the hygro-deformation of concrete is about 20 % that of the pure hardened cement paste. The shrinkage and swelling of concrete is influenced primarily by the cement paste content. Increased cement paste content leads to greater shrinkage and swelling. The influence of the cement is generally regarded as secondary. However, the influence of the alkali content of the cement on the shrinkage and swelling of the concrete is stressed in [2]. The aggregate influences shrinkage and swelling essentially through its elastic modulus. Aggregates which themselves shrink or swell can increase the swelling and shrinkage of the concrete. The shrinkage of paving concrete under laboratory conditions is of the order of 0.6 %, and the swelling of between 0.1 and 0.2 %. The shrinkage values found in practice lie substantially below the values measured in the laboratory.

Tafel 1: Mechanische und physikalische Kennwerte der Portlandzemente
 Table 1: Mechanical and physical properties of the Portland cements

Kennwert/Property		Zement/Cement											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Erstarrungsbeginn Initial set	min	100	165	155	175	155	130	95	120	150	125	90	205
Erstarrungsende Final set	min	160	220	220	230	210	180	170	170	190	180	190	260
Wasseranspruch Water demand	Gew.-%	23,5	24,5	26,0	26,5	27,5	25,5	26,0	26,5	26,0	29,0	28,5	29,0
Spezifische Oberfläche Specific surface	cm ² /g	2990	2840	3470	3090	3170	3020	3230	3120	2940	3600	3120	2960
Druckfestigkeit Compressive strength	2 d N/mm ²	21,6	21,4	28,1	26,4	25,8	20,0	24,1	25,2	26,5	29,6	25,6	33,9
Druckfestigkeit Compressive strength	28 d N/mm ²	54,9	49,2	51,9	47,8	48,8	52,2	54,3	48,7	45,8	47,5	46,9	49,7

halt und/oder höherer Mahlfineinheit gefunden. Über den Einfluß des Zements auf das Quellen von Zementstein liegen nur wenige Untersuchungsergebnisse vor. Auch hier gibt es widersprüchliche Ergebnisse. Nach [2] führt ein höherer Alkaligehalt des Zements zu einem größeren Quellen.

Die hygrischen Verformungen des Betons betragen im Mittel rd. 20 % der des reinen Zementsteins. Das Schwinden und Quellen des Betons wird in erster Linie vom Zementsteingehalt beeinflusst. Erhöhter Leimgehalt führt zu größerem Schwinden und Quellen. Der Einfluß des Zements wird im allgemeinen als untergeordnet angesehen. In [2] wird allerdings der Einfluß des Alkaligehaltes des Zements auf das Schwinden und Quellen des Betons hervorgehoben. Der Zuschlag beeinflusst Schwinden und Quellen im wesentlichen durch den E-Modul. Zuschläge, die selbst schwinden oder quellen, können das Quellen und Schwinden des Betons erhöhen. Das Schwinden des Straßenbetons unter Laborbedingungen liegt in der Größenordnung von rd. 0,6 ‰ und das Quellen zwischen 0,1 und 0,2 ‰. Die Schwindwerte in der Praxis liegen wesentlich unter den im Labor ermittelten Werten.

Aus dem Schrifttum geht hervor, daß über den Einfluß der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Beton z.T. widersprüchliche Ergebnisse vorliegen. In den durchgeführten Untersuchungen sollte deshalb geklärt werden, ob verschiedene Ausgangsstoffe und unterschiedliche Betonzusammensetzungen signifikante, baupraktisch relevante

There are sometimes conflicting results in the literature about the influence of the constituents and the concrete composition on the shrinkage and swelling of concrete. The investigations carried out were therefore intended to clarify whether different constituents and different concrete compositions have a significant effect, relevant to building practice, on the swelling and shrinkage behaviour of paving concrete, and whether more far reaching material specifications for the concrete constituents and the composition of paving concretes would have to be introduced to keep the deformation caused by shrinkage and swelling, and the resulting stresses in concrete carriageway paving, as low as possible.

3 Test procedure

3.1 Constituents

So far, carriageway paving concrete has usually been produced using Portland cements [34]. Twelve Z 35 F Portland cements from twelve different works were therefore included in the trials. The cements cover the normal range of Portland cements in Germany with respect to composition and properties, and cements were also included which did not meet the specifications for paving concrete [34]. Their most important mechanical, physical and chemical properties are listed in Tables 1 and 2.

The following aggregates were chosen for the trials: finely ground quartz sand 0/0.2 mm (density: 2.60 kg/m³), quartz sand in the 1/2 mm particle size range (density 2.60 kg/m³), Rhine sand in

Tafel 2: Chemisch-mineralogische Zusammensetzung der Portlandzemente in Gew.-%
 Table 2: Chemical and mineralogical composition of the Portland cements in weight-%

	Zement/Cement											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
K ₂ O	0,57	0,78	1,03	1,15	1,14	1,18	1,47	1,41	1,58	1,69	1,36	1,72
Na ₂ O	0,17	0,14	0,10	0,12	0,21	0,19	0,16	0,21	0,17	0,15	0,36	0,19
Na ₂ O-Äquivalent	0,55	0,65	0,78	0,88	0,96	0,97	1,12	1,16	1,21	1,26	1,26	1,32
SiO ₂	20,6	20,1	20,6	19,4	19,8	20,8	20,7	20,2	19,4	20,5	20,5	19,8
Al ₂ O ₃	5,9	5,3	5,7	6,1	5,6	6,4	5,6	4,7	5,3	5,4	5,3	5,8
TiO ₂	0,26	0,26	0,34	0,29	0,28	0,29	0,30	0,22	0,26	0,25	0,27	0,23
P ₂ O ₅	0,08	0,17	0,11	0,12	0,12	0,14	0,11	0,04	0,05	0,07	0,07	0,06
Fe ₂ O ₃	3,0	3,1	2,5	2,9	2,4	2,4	3,1	2,3	3,4	3,0	2,5	3,3
Mn ₂ O ₃	0,04	0,09	0,06	0,06	0,11	0,05	0,11	0,03	0,04	0,05	0,10	0,04
CaO	65,1	66,5	65,6	65,1	63,8	64,4	63,4	65,8	64,1	62,9	62,9	63,7
MgO	0,96	1,11	1,37	2,00	3,32	1,38	1,86	2,26	2,41	2,30	3,44	1,68
SO ₃	3,29	2,51	2,60	2,72	3,04	2,77	3,19	2,68	3,34	3,54	3,18	3,51
C ₃ S	53,3	67,9	58,2	61,6	56,0	47,1	46,7	69,9	61,3	46,9	49,4	53,1
C ₂ S	18,7	6,4	15,0	9,2	14,6	24,1	24,1	5,5	9,5	23,5	21,5	16,6
C ₃ A	11,4	9,8	12,0	12,3	11,7	13,9	10,5	9,2	9,0	10,0	10,7	10,6
C ₄ AF	9,3	9,6	7,8	9,0	7,8	7,4	9,8	7,2	10,4	9,4	7,8	10,0

Tafel 3: Betonzusammensetzung
Table 3: Concrete composition

Bestandteile Components		Mischung/Mix							
		M 1 bis M 12	M 13	M 14	M 15	M 16	M 17	M 18	M 19 ¹⁾
w/z-Wert w/c ratio	-	0,45	0,45		0,45	0,40	0,50	0,45	0,45
Zement Cement	-	1 bis 12	3	12	3	3	3	3	3
Zementgehalt Cement content	kg/m ³	350	350		350	350	350	300	350
Wassergehalt Water content	kg/m ³	157,5	157,5		157,5	140	175	135	157,5
Sand 0/2 Sand 0/2	kg/m ³	604	650		613	619	589	636	574
Kiessand (Splitt) 2/16 Rhenish sand/gravel (chippings)	kg/m ³	1254	1394 ²⁾		1268 ³⁾	1285	1223	1322	1193

¹⁾ I.P.-Bildner 0,35 g/kg Zement / Air entraining agent 0,35 g/kg cement ²⁾ Basalt ³⁾ Muschelkalk / Shell limestone

Einflüsse auf das Quell- und Schwindverhalten von Straßenbeton haben und ob weitergehende stoffliche Anforderungen an die Betonausgangsstoffe und die Zusammensetzung von Straßenbetonen eingehalten werden müssen, um Verformungen aus Schwinden und Quellen und die dadurch entstehenden Spannungen in Betonfahrbahndecken möglichst gering zu halten.

3 Versuchsdurchführung

3.1 Ausgangsstoffe

Für die Herstellung von Fahrbahndeckenbeton wurden bisher meistens Portlandzemente verwendet [34]. In die Untersuchungen wurden deshalb zwölf Portlandzemente Z 35 F einbezogen, die aus zwölf verschiedenen Werken stammten. Die Zemente decken den bei Portlandzementen hinsichtlich Zusammensetzung und Eigenschaften in Deutschland üblichen Bereich ab, wobei auch Zemente einbezogen wurden, die den Anforderungen an Straßenbauzemente [34] nicht entsprechen. Die wichtigsten mechanischen, physikalischen und chemischen Kennwerte sind in den Tafeln 1 und 2 zusammengestellt.

Für die Versuche wurden die folgenden Zuschläge ausgewählt: Quarzmehl 0/0,2 mm (Dichte: 2,60 kg/m³), Quarzsand der Korngruppe 1/2 mm (Dichte: 2,60 kg/m³), Rheinsand der Korngruppe 0/2 mm (Dichte: 2,60 kg/m³), Rheinkiessand der Korngruppen 2/8 und 8/16 mm (Dichte: 2,60 kg/m³), Basaltsplitt der Korngruppen 2/5, 5/8 und 8/16 mm (Dichte: 3,00 kg/m³) und Muschelkalksplitt der Korngruppen 2/5, 5/8, 8/11 und 11/16 mm (Dichte: 2,65 kg/m³).

Für die Herstellung der Betone wurden i.a. keine Zusatzmittel verwendet. In einem Zusatzversuch wurde ein Luftporenbeton unter Zugabe eines Luftporenbildners auf der Basis eines Wurzelharzes hergestellt. Als Zugabewasser wurde Leitungswasser aus dem Trinkwassernetz der Stadt Düsseldorf verwendet.

3.2 Betonzusammensetzung und -herstellung

Um den Einfluß von Zement, Zuschlag und Betonzusammensetzung auf Schwinden und Quellen des Betons zu untersuchen, wurden in drei Versuchsreihen 19 verschiedene Betonzusammensetzungen hergestellt (Tafel 3). Die Sieblinie lag in der Mitte des Bereiches AB 16 der DIN 1045.

Versuchsserie 1: Einfluß des Zements

Mit den Zementen 1 bis 12 wurde je eine Mischung mit Rheinkiessand, einem w/z-Wert von 0,45 und einem Zementgehalt von 350 kg/m³ hergestellt (M 1 bis M 12 nach Tafel 3).

Versuchsserie 2: Einfluß des Zuschlags

Mit dem Quarzmehl und dem Rheinsand (0/2 mm) sowie einem der drei Zuschläge Rheinkies, Basaltsplitt oder Muschelkalksplitt (2/16 mm) wurde je eine Mischung mit dem Zement 3, einem w/z-Wert von 0,45 und einem Zementgehalt von 350 kg/m³ her-

gestellt. Die Mischungen M 13 bis M 15 wurden mit dem Rheinkiessand (2/8 und 8/16 mm) hergestellt, M 16 bis M 18 mit dem Quarzmehl (0/2 mm) und M 19 mit dem Quarzmehl (0/2 mm) und dem Rheinsand (0/2 mm). Die Mischungen M 13 bis M 15 wurden mit dem Rheinkiessand (2/8 und 8/16 mm) hergestellt, M 16 bis M 18 mit dem Quarzmehl (0/2 mm) und M 19 mit dem Quarzmehl (0/2 mm) und dem Rheinsand (0/2 mm).

In general, no admixtures were used in the production of the concretes. Air-entrained concrete was produced in an additional trial by adding an air-entraining agent based on wood resin. Tap water from the drinking water supply system for the town of Düsseldorf was used as the mixing water.

3.2 Concrete composition and production

Nineteen different concrete compositions were produced in three test series (Table 3) in order to investigate the influence of cement, aggregate and concrete composition on the shrinkage and swelling of concrete. The grading curve lay in the middle of the AB 16 range specified in DIN 1045.

Test series 1: Influence of the cement

A mix with Rhine sand/gravel, a w/c ratio of 0.45 and a cement content of 350 kg/m³ was produced with each of the cements 1 to 12 (M 1 to M 12 in Table 3).

Test series 2: Influence of the aggregate

Mixes with cement 3, a w/c ratio of 0.45 mm and a cement content of 350 kg/m³ were produced with the finely ground quartz sand and the Rhine sand (0/2 mm) and each of the three aggregates Rhine sand/gravel, basalt chippings or shell limestone chippings (2/16 mm) (M 3, M 13, M 15). Another mix contained basalt chippings and cement 12 (M 14).

Test series 3: Influence of the concrete composition

Mixes with a cement content of 350 kg/m³ and w/c ratios of 0.40, 0.45 and 0.50 (M 16, M 3, M 17) were produced with cement 3. Another concrete composition had a cement content of 300 kg/m³ and a w/c ratio of 0.45 (M 18). An air-entraining agent was also used in a mix with cement 3, a cement content of 350 kg/m³ and a w/c ratio of 0.45 (M19). Rhine sand/gravel 0/16 mm was used in all the mixes.

The aggregates were added in an air-dry state. The concretes were mixed for 2 minutes in a 250 l laboratory pan mixer in batches of about 180 l.

For the solid concrete investigations the following test pieces were produced from each mix in steel moulds: twelve cubes of 15 cm edge length, eight 10 cm x 10 cm x 50 cm beams, and four cylinders with a diameter of 15 cm and a height of 30 cm.

3.3 Storage of the test pieces

The beams and cylinders for the deformation measurements were covered with a plastic film and a glass plate immediately after pro-

gestellt (M 3, M 13, M 15). Eine weitere Mischung enthielt den Basaltspalt und den Zement 12 (M 14).

Versuchsserie 3: Einfluß der Betonzusammensetzung

Mit dem Zement 3 wurden Mischungen mit einem Zementgehalt von 350 kg/m^3 und w/z-Werten von 0,40; 0,45 und 0,50 hergestellt (M 16, M 3, M 17). Eine weitere Betonzusammensetzung wies einen Zementgehalt von 300 kg/m^3 bei einem w/z-Wert von 0,45 auf (M 18). Außerdem wurde bei einer Mischung mit dem Zement 3, einem Zementgehalt von 350 kg/m^3 und einem w/z-Wert von 0,45 ein Luftporenbildner verwendet (M 19). Bei allen Mischungen wurde Rheinkie sand 0/16 mm eingesetzt.

Die Zuschläge wurden lufttrocken zugegeben. Die Betone wurden in Chargen von rd. 180 l in einem 250-l-Labortellermischer 2 min lang gemischt.

Für die Festbetonuntersuchungen wurden je Mischungsvariante in Stahlformen folgende Probekörper hergestellt: zwölf Würfel mit 15 cm Kantenlänge, 8 Balken $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ und vier Zylinder mit $\varnothing 15 \text{ cm}$ und $h = 30 \text{ cm}$.

3.3 Lagerung der Probekörper

Die für die Verformungsmessung vorgesehenen Balken und Zylinder wurden direkt nach der Herstellung mit einer Plastikfolie und zusätzlich mit einer Glasscheibe abgedeckt. Alle Probekörper verblieben 24 Stunden in der Form in einem Feuchtkasten bei rd. 20°C und wurden anschließend ausgeschalt. Die für die Druckfestigkeitsprüfung vorgesehenen Würfel wurden entsprechend DIN 1048 gelagert. An den für die Verformungsmessungen bestimmten Probekörpern wurden Meßmarken bzw. -zapfen wie folgt angebracht: Auf den beiden Seitenflächen ($50 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$) der Balken jeweils zwei Meßmarken mittig im Abstand von 40 cm (Bild 1), auf der oberen und unteren Stirnfläche der Zylinder jeweils zwei Meßmarken im Abstand von 10 cm, auf zwei gegenüberliegenden Mantellinien der Zylinder in unterschiedlicher Höhe jeweils zwei in den Beton eingeklebte Meßzapfen. Unmittelbar im Anschluß an die Nullmessung im Alter von einem Tag wurden die Probekörper bis zum Alter von drei Tagen in enganliegenden Folien luftdicht verpackt. Durch diese Lagerung wurde eine dreitägige Nachbehandlung simuliert. Im Alter von drei Tagen wurden die Probekörper aus den Folien entnommen und folgenden Lagerungsvarianten im Klimaraum $20^\circ\text{C}/65 \text{ r.F.}$ unterworfen (Bild 1):

Balken: a) Luftlagerung (ohne Abdichtung), b) Wasserlagerung (ohne Abdichtung), c) vollständige Abdichtung der Probekörper (Lagerung an Luft), d) Fußbadlagerung (alle Seitenflächen abgedichtet).

Zylinder: e) Luftlagerung (Mantelfläche und Unterseite abgedichtet), f) Fußbadlagerung (Mantelfläche abgedichtet).

Die Abdichtung der jeweiligen Flächen erfolgte durch ein bitumenbeschichtetes Aluminiumband (siehe Bild 1). Bei der Fußbadlagerung wurden die Probekörper rd. 1 cm tief in Wasser eingetaucht.

3.4 Prüfungen

3.4.1 Frischbeton

10 min nach dem Mischen des Betons wurde die Konsistenz mit dem Verdichtungsmaß, der Luftgehalt mit dem Druckausgleichsverfahren (LP-Topf) und die Rohdichte im LP-Topf nach DIN 1048 ermittelt.

3.4.2 Festbeton

Die Betondruckfestigkeit wurde nach DIN 1048 als Mittel aus drei Würfeln mit 15 cm Kantenlänge im Alter von eins, zwei, sieben und 28 Tagen bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tafel 4 zusammengefaßt.

Die Nullmessung zur Bestimmung des Schwindens und Quellens wurde im Alter von einem Tag vorgenommen. Der Abstand der Meßmarken an den Balken und an den Stirnflächen der Zylinder wurde mit einem Setzdehnungsmesser und der Abstand der Meßzapfen in unterschiedlichen Höhen der Zylinder mit einem Meßstaster, der in einem Metallrahmen befestigt war, gemessen. Weitere Messungen wurden nach drei, vier, sieben, 14, 28, 56, 85, 119, 182, 238, 301 und 365 Tagen durchgeführt und hieraus das

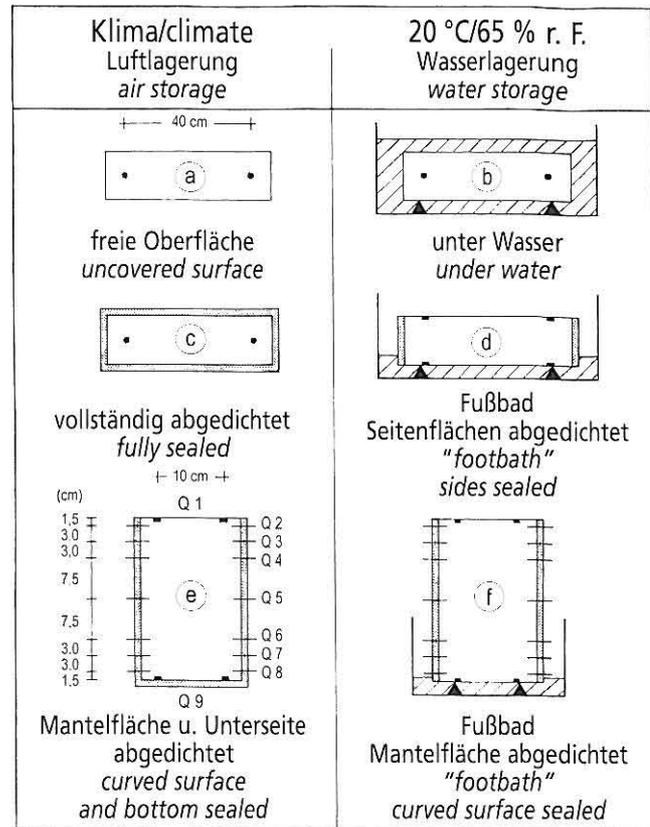


Bild 1: Lagerungsvarianten der Balken und Zylinder im Klimaraum $20^\circ\text{C}/65 \text{ r.F.}$

Fig. 1: Different methods of storing beams and cylinders in the climatic chamber $20^\circ\text{C}/65 \text{ r.h.}$

duction. All test pieces remained for 24 hours in the mould in a humidity chamber at about 20°C and were then demoulded. The cubes for the compressive strength testing were stored as specified in DIN 1048. Measuring marks or gauging pins were placed as follows on the test pieces used for deformation measurements: two measuring marks centrally at a spacing of 40 cm on each of the two side faces ($50 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$) of the beams (Fig. 1); two measuring marks at a spacing of 10 cm on both the upper and lower end faces of the cylinders; pairs of gauging pins glued to the concrete at different levels on two opposing generating lines on the cylinder. Immediately on completion of the zero measurements at the age of one day the test pieces were kept in air-tight packaging closely wrapped in plastic film until three days old. This storage simulated 3-day curing. At the age of 3 days the test piece was removed from the film and submitted to the following different types of storage in a $20^\circ\text{C}/65 \text{ r.h.}$ climatic chamber (Fig. 1):

Beams: a) air storage (without sealing), b) water storage (without sealing), c) complete sealing of the test piece (storage in air), d) footbath storage (partially immersed in water, all side surfaces sealed).

Cylinders: e) air storage (curved surface and underside sealed), f) footbath storage (curved surface sealed).

The respective surfaces were sealed with bitumen-coated aluminium strip (see Fig. 1). For footbath storage about 1 cm of the test piece was immersed in water.

3.4 Testing

3.4.1 Unset concrete

10 minutes after the concrete had been mixed the consistency was determined by the degree of compaction, the air content was determined by the pressure equalization method (air void test vessel), and the bulk density was determined in the air void test vessel in accordance with DIN 1048.

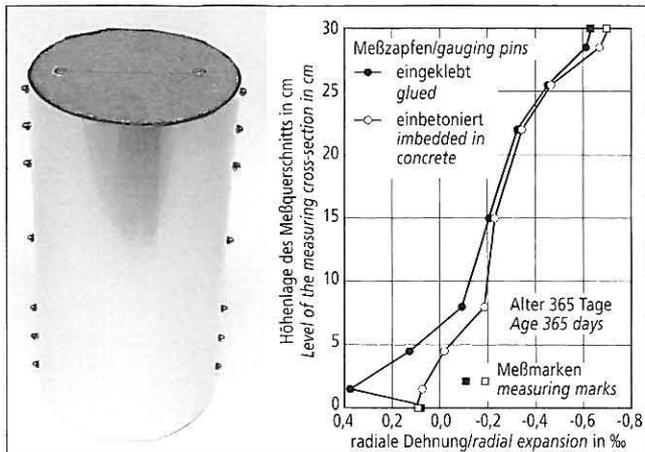


Bild 2 links: Zylinder mit abgedichteter Mantelfläche

Fig. 2 left: Cylinder with curved surface sealed

Bild 2 rechts: Radiale Dehnung von fußbadgelagerten Zylindern im Alter von 365 Tagen mit eingeklebten bzw. direkt einbetonierten Meßzapfen

Fig. 2 right: Radial expansion of cylinders stored in a footbath of water at the age of 365 days with gauging pins glued resp. directly embedded in the concrete

Quellen und Schwinden der Balken in Längsrichtung bzw. der Zylinder in radialer Richtung in den neun Meßebenen bestimmt (siehe Bild 1 und Bild 2). Bei jeder Verformungsmessung wurde auch jeweils das Gewicht der Probekörper ermittelt. Die im folgenden dargestellten Werte sind Mittelwerte aus jeweils zwei Probekörpern. Einzelwerte der Längenänderung weichen in der Regel um nicht mehr als $\pm 0,02\%$ und die der Masseänderung um nicht mehr als $\pm 0,001\%$ vom Mittelwert ab. In Einzelfällen, die sehr selten auftraten, betrug die Abweichung bei den Längenänderungen $\pm 0,05\%$. Im Verlauf des Versuchsprogramms zeigte sich bei einigen fußbadgelagerten Zylindern bei den Meßpunkten 1,5, 4,5 und teilweise auch bei 8,0 cm über der Unterkante der Probekörper eine über das übliche Quellen hinausgehende Längenänderung (Bild 2, links). Die Längenänderung bei 1,5 cm war sogar größer als die der Stirnseite. Ursache hierfür war ein Quellen des Klebers der eingeklebten Zapfen. Nach einer Änderung des Befestigungssystems durch ein Einbetonieren der Zapfen wurde eine erhöhte Längenänderung nicht mehr festgestellt.

4 Darstellung und Erörterung der Versuchsergebnisse

4.1 Frischbeton

Die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen sind in Tafel 4 zusammengestellt. Der Luftgehalt des Frischbetons ohne Luftporen lag zwischen 1,4 % und 2,5 % und der des Luftporenbetons bei 5,6 %. Die Verdichtungsmaße lagen bei gleicher Zusammensetzung, aber Verwendung von zwölf unterschiedlichen Zementen und drei unterschiedlichen Zuschlägen zwischen 1,27 und 1,45. Tendenziell führte erwartungsgemäß ein höherer Wasseranspruch des Zements zu einem etwas steiferen Beton. Trotz der unterschiedlichen Verdichtungsmaße konnten – wie die Luftgehalte und Rohdichten zeigen (siehe Tafel 4) – alle Betone auf dem Rütteltisch vollständig verdichtet werden. Durch Zugabe eines LP-Bildners wurde das Verdichtungsmaß von 1,37 (M 3) auf 1,23 (M 19) verringert.

4.2 Druckfestigkeit

Die an 15-cm-Würfeln ermittelte Druckfestigkeit (siehe Tafel 4) lag im Bereich der Festigkeit üblicher Straßenbetone, wenn man berücksichtigt, daß bis auf eine Ausnahme keine Luftporenbildner verwendet wurden. Sie erfüllte die Anforderungen der ZTV-Beton an die Bauklasse SV für hochbelastete Betonfahrbahndecken.

4.3 Schwinden und Quellen

4.3.1 Allgemeines

Während der ersten drei Tage lagerten alle Probekörper unter konservierenden Bedingungen, d.h. ein Tag in der Schalung und

3.4.2 Solid concrete

The concrete compressive strength was measured in accordance with DIN 1048 as the average from three cubes of 15 cm edge length after one, two, seven and 28 days. The results are summarized in Table 4.

The zero measurements for determining the shrinkage and swelling were made after one day. The distances between the measuring marks on the beams and on end faces of the cylinders were measured with a stress-probing extensometer, and the distances between the gauging pins at different heights on the cylinders were measured with a measuring stylus attached to a metal frame. Further measurements were carried out after three, four, seven, 14, 28, 56, 85, 119, 182, 238, 301 and 365 days, and from these were determined the swelling and shrinkage of the beams in the longitudinal direction and of the cylinders in the radial direction in the nine test planes (see Figs. 1 and 2). The weight of the test piece was also measured at each deformation measurement. The values given below are each mean values from two test pieces. As a rule, the individual values for change in length did not deviate by more than $\pm 0.02\%$, nor those of the change in weight by more than $\pm 0.001\%$ from the mean value. In individual cases, which occurred very rarely, there were deviations in the change in length of $\pm 0.05\%$. During the test programme a change in length beyond the usual swelling occurred in some cylinders with footbath storage at the test points 1.5, 4.5 and in some cases also 8.0 cm above the bottom edge of the test piece (Fig. 2, left 2). The change in length at 1.5 cm was even greater than that of the end face. The reason for this was the swelling of the adhesive used for attaching the gauging pins. Excessive changes in length were no longer found after the attachment system had been changed by concreting the measuring pins in place.

4 Presentation and discussion of the test results

4.1 Unset concrete

The results of the unset concrete tests have been summarized in Table 4. The air content of the unset concrete without air voids lay between 1.4 % and 2.5 %, and that of the air-entrained concrete was 5.6 %. With the same composition, but using twelve different cements and three different aggregates, the compacting factor lay between 1.27 and 1.45. As expected, a higher water demand of the cement tended to lead to a somewhat stiffer concrete. In spite of the differing compacting factors all the concretes could be fully compacted on the vibrating table – as is shown by the air content and bulk density (see Table 4). Addition of an air-entraining agent reduced the compacting factor from 1.37 (M 3) to 1.23 (M 19).

4.2 Compressive strength

The compressive strengths (see Table 4) measured on 15 cm cubes lay in the range of strength of normal paving concretes taking into account the fact that, with one exception, no air-entraining agents were used. The strengths fulfilled the requirements for road concrete in the SV construction class for heavily loaded concrete carriageway pavings.

4.3 Shrinkage and swelling

4.3.1 General

During the first three days all test pieces were kept under protective conditions, i.e. one day in the mould and two days in plastic film. They were not able to take in or give off water. Any changes in length during these three days can therefore be attributed to chemical shrinkage. To measure the shrinkage and swelling the measured changes in length were related to the original length of the test piece after removal from the mould at the age of one day. This means that no account is taken of the moisture-induced changes in length during the first day which, for a road paving concrete with a w/c ratio in the region of 0.45, are less than 0.01 % [6], and are therefore negligibly small. When evaluating the swelling the changes in length are calculated from the difference in the length of the test piece at the particular time of measurement and the reference length after one day. This ignores the fact that the swelling deformation is reduced by the extent of the chemical shrinkage which occurs up to the start of water storage at the age of three days.

Tafel 4: Frisch- und Festbetoneigenschaften
 Table 4: Properties of unset and hardened concrete

Nr.	Zement Cement	Frischbetoneigenschaften Properties of unset concrete			Festbetoneigenschaften Properties of hardened concrete			
		Roh- dichte Density	Verdich- tungsmaß Compacting factor	Luft- gehalt Air content	Druckfestigkeit in N/mm ² Compressive strength			
		[kg/dm ³]	-	[Vol.-%]	1 d	2 d	7 d	28 d
M 1	1	2,40	1,27	1,9	22,1	34,1	49,5	65,5
M 2	2	2,39	1,32	2,4	20,4	34,7	50,9	65,1
M 3	3	2,40	1,37	1,8	22,8	38,7	50,3	65,1
M 4	4	2,38	1,32	2,5	28,9	36,7	44,2	59,8
M 5	5	2,38	1,37	2,4	26,1	38,2	46,3	54,2
M 6	6	2,37	1,32	2,5	16,5	30,9	50,3	65,5
M 7	7	2,38	1,32	2,3	26,3	36,3	51,3	65,6
M 8	8	2,39	1,37	2,1	23,4	36,4	45,4	59,1
M 9	9	2,40	1,36	1,9	25,8	37,8	44,0	57,2
M 10	10	2,38	1,42	2,2	24,8	35,0	42,1	56,4
M 11	11	2,39	1,35	2,1	25,9	35,3	44,6	58,6
M 12	12	2,39	1,45	2,1	37,4	42,4	46,3	59,7
M 13	3	2,61	1,31	1,4	27,0	40,0	56,0	70,4
M 14	12	2,58	1,40	1,9	36,0	43,4	48,5	60,0
M 15	3	2,41	1,38	2,0	26,1	38,4	45,9	62,4
M 16	3	2,41	1,49	2,2	33,6	47,2	56,5	70,8
M 17	3	2,37	1,12	2,0	19,1	31,7	45,9	57,5
M 18	3	2,38	1,47	2,4	26,1	40,0	53,6	67,0
M 19 ¹⁾	3	2,27	1,23	5,6	15,6	29,2	39,2	51,2

¹⁾ Verwendung eines LP-Bildners/Use of air entraining agent

zwei Tage in Folie. Sie konnten dabei Wasser weder aufnehmen noch abgeben. Längenänderungen während dieser drei Tage sind deshalb auf chemisches Schwinden zurückzuführen. Für die Ermittlung der Schwind- und Quelldehnungen werden die gemessenen Längenänderungen auf die ursprüngliche Länge der Probekörper nach dem Ausschalen im Alter von einem Tag bezogen. Dadurch werden die Feuchtedehnungen während des ersten Tags nicht berücksichtigt, die für Straßendeckenbeton mit einem w/z-Wert im Bereich von 0,45 weniger als 0,01% betragen [6] und damit vernachlässigbar gering sind. Bei der Auswertung des Quellens werden die Längenänderungen durch Bildung der Differenz zwischen der jeweils zum Meßzeitpunkt gemessenen Länge des Prüfkörpers und der Bezugsgröße nach einem Tag berechnet. Damit wird vernachlässigt, daß die Quellverformung um den Betrag des bis zum Beginn der Wasserlagerung im Alter von drei Tagen eingetretenen chemischen Schwindens verringert ist.

Schwinden und Quellen wurde sowohl an Balken (10 cm x 10 cm x 50 cm) in Längsrichtung als auch an Zylindern (d = 15 cm/h = 30 cm) in radialer Richtung ermittelt. Die an den Balken bestimmten Schwind- und Quelldehnungen entsprachen in etwa den Werten, die an Ober- und Unterseite der Zylinder ermittelt wurden (siehe Tafel 5). Eine Ausnahme bildeten die an den fußbadgelagerten Balken bestimmten Dehnungen; das Quellen an der Unterseite war größer und das Schwinden an der Oberseite kleiner als die entsprechenden Dehnungen der Zylinder bzw. der an Luft oder vollständig unter Wasser gelagerten Balken. Diese lagerungsbedingten Unterschiede dürften auf veränderte Eigenspannungsverläufe zurückzuführen sein.

Das gesamte Schwinden der Betone, d.h. die Dehnungen infolge des Trocknungsschwindens und des chemischen Schwindens, dessen zeitlicher Verlauf und Streubreite in Bild 3 oben dargestellt sind, betrug nach sieben Tagen 0,15% bis 0,25%, nach 28 Tagen 0,3% bis 0,4% und nach 365 Tagen 0,5% bis 0,7% (siehe Tafel 5, Spalte a). Das chemische Schwinden (siehe Tafel 5, Spalte c)

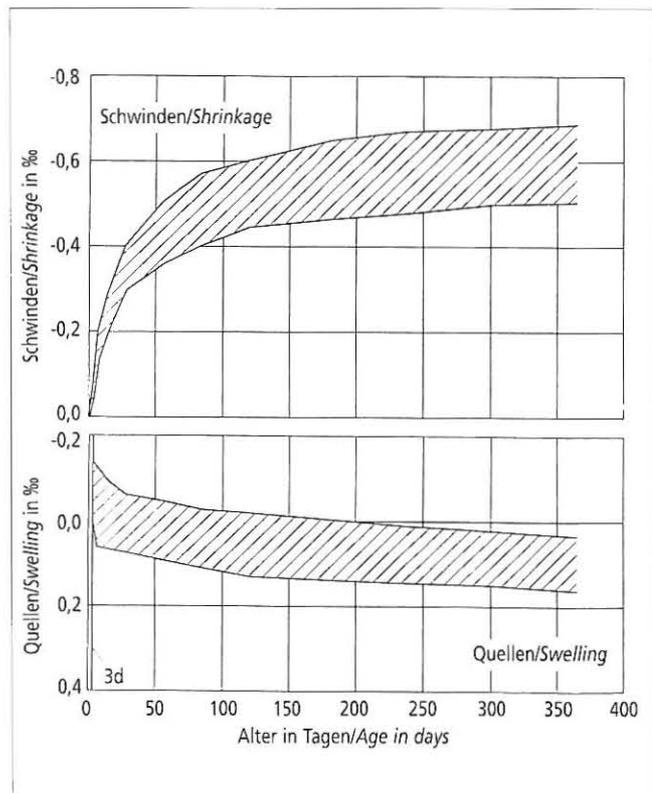


Bild 3: Schwinden und Quellen der an Luft (Lagerung a) bzw. unter Wasser (Lagerung b) gelagerten Balken in Abhängigkeit vom Alter der Probekörper

Fig. 3: Shrinkage and swelling of beams stored in the air (storage a) and under water (storage b), respectively, in relation to the age of the specimens

Tafel 5: Quellen und Schwinden der Probekörper in %
Table 5: Swelling and shrinkage of specimens in %

Nr.	Balken/Beams								Zylinder/Cylinders							
	Luftlagerung/Air storage				Wasserlagerung/Water storage				Luftlagerung/Air storage				Fußbad/"Footbath"			
	freie Oberfläche uncovered surface		vollständig abgedichtet fully sealed		unter Wasser under water	Fußbad "Footbath"			Meßquerschnitt Measuring cross-section				Meßquerschnitt Measuring cross-section			
	a		c		b	d			e				f			
	28 d	365 d	28 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d	365 d
M 1	-0,30	-0,51	-0,06	-0,09	0,06	-0,39	0,10	-0,52	-0,50	-0,37	-0,10	-0,51	-0,44	-0,32	0,06	
M 2	-0,30	-0,52	-0,08	-0,19	0,09	-0,44	0,19	-0,57	-0,52	-0,41	-0,21	-0,57	-0,52	-0,39	0,10	
M 3	-0,36	-0,65	-0,14	-0,18	0,09	-0,57	0,09	-0,65	-0,59	-0,41	-0,18	-0,66	-0,62	-0,43	0,06	
M 4	-0,33	-0,61	-0,11	-0,20	0,10	-0,54	0,17	-0,60	-0,56	-0,38	-0,20	-0,55	-0,50	-0,37	0,04	
M 5	-0,36	-0,61	-0,13	-0,21	0,10	-0,57	0,19	-0,63	-0,57	-0,37	-0,18	-0,63	-0,57	-0,39	0,16	
M 6	-0,38	-0,64	-0,09	-0,13	0,07	-0,53	0,12	-0,52	-0,44	-0,36	-0,13	-0,55	-0,51	-0,36	0,06	
M 7	-0,36	-0,67	-0,07	-0,13	0,08	-0,62	0,15	-0,59	-0,56	-0,30	-0,10	-0,66	-0,54	-0,31	0,12	
M 8	-0,36	-0,60	-0,04	-0,15	0,16	-0,54	0,28	-0,62	-0,54	-0,35	-0,17	-0,61	-0,55	-0,34	0,19	
M 9	-0,34	-0,58	-0,13	-0,20	0,12	-0,53	0,15	-0,63	-0,56	-0,34	-0,15	-0,63	-0,58	-0,39	0,10	
M 10	-0,37	-0,57	-0,04	-0,07	0,14	-0,54	0,21	-0,59	-0,50	-0,31	-0,08	-0,61	-0,52	-0,31	0,10	
M 11	-0,41	-0,69	-0,17	-0,19	0,04	-0,72	0,16	-0,73	-0,72	-0,44	-0,17	-0,70	-0,67	-0,45	0,09	
M 12	-0,40	-0,69	-0,13	-0,27	0,04	-0,65	0,13	-0,66	-0,58	-0,42	-0,22	-0,71	-0,61	-0,45	0,11	
M 13	-0,26	-0,53	-0,10	-0,17	0,04	-0,50	0,05	-0,46	-0,42	-0,29	-0,12	-0,50	-0,49	-0,33	0,09	
M 14	-0,28	-0,51	-0,12	-0,18	0,08	-0,44	0,13	-0,52	-0,52	-0,35	-0,19	-0,52	-0,47	-0,33	0,06	
M 15	-0,32	-0,52	-0,06	-0,07	0,22	-0,48	0,26	-0,54	-0,53	-0,35	-0,07	-0,57	-0,55	-0,41	0,23	
M 16	-0,42	-0,62	-0,14	-0,18	0,04	-0,59	0,09	-0,57	-0,49	-0,30	-0,13	-0,56	-0,49	-0,38	0,11	
M 17	-0,41	-0,69	-0,06	-0,12	0,04	-0,55	0,09	-0,65	-0,64	-0,47	-0,14	-0,66	-0,64	-0,46	0,07	
M 18	-0,40	-0,62	-0,12	-0,15	0,05	-0,58	0,05	-0,55	-0,52	-0,40	-0,15	-0,49	-0,48	-0,37	0,11	
M 19	-0,43	-0,69	-0,05	-0,13	0,07	-0,62	0,16	-0,69	-0,66	-0,47	-0,16	-0,72	-0,66	-0,47	0,10	

betrug nach 28 Tagen 0,04% bis 0,17% und nach 365 Tagen 0,07% bis 0,21%¹⁾. Das Quellen der Betone, dessen zeitlicher Verlauf und Streubreite mit Ausnahme des Betons mit Muschelkalksplitt in Bild 3 unten dargestellt sind, lag nach 365 Tagen zwischen 0,04% und 0,16%. Beton mit quellendem Muschelkalksplitt (M 15) hatte ein Quellen von 0,22% (Tafel 5, Spalte b). Nach Beendigung der dreitägigen konservierenden Vorlagerung wiesen die Betone ein geringes chemisches Schwinden auf (siehe Bild 3 unten), bevor sie mit einsetzender Wasseraufnahme zu quellen begannen. Berücksichtigt man das durch den Quellvorgang zuerst einmal rückgängig gemachte Schwinden, so erhöht sich das gesamte Quellen auf Werte von 0,07% bis 0,21% und bei Beton mit Muschelkalk auf 0,25%. Gelegentlich angegebeneres größeres Quellen von normalem Straßenbeton kann u.U. darauf zurückzuführen sein, daß die Probekörper vor der Unterwasserlagerung nicht konserviert gelagert wurden, also austrocknen konnten.

Bild 4 zeigt den zeitlichen Verlauf des Schwindens bzw. Quellens der unterschiedlich gelagerten Zylinder. Beide Zylinder konnten über die Herstellungsoberseite austrocknen. Während der Zylinder bei Luftlagerung an der Unterseite abgedichtet war (Bild 4 links), konnte der Zylinder bei Fußbadlagerung über die Unterseite Wasser aufnehmen (Bild 4 rechts). Das Schwinden in radialer Richtung der oberen Hälfte beider unterschiedlich gelagerter Zylinder ist nahezu identisch (Tafel 5, Spalte e und f). Das Schwinden in der unteren Hälfte des abgedichteten Zylinders war an allen Stellen in etwa gleich groß und entsprach dem chemischen Schwinden des vollständig abgedichteten Balkens. Es zeigt sich, daß die Austrocknungsfront bei diesem dichten Straßenbeton selbst bei Lagerung im Klimaraum 20°C/65% r.F. auch nach ei-

Shrinkage and contraction were measured both in the longitudinal direction on beams (10 cm x 10 cm x 50 cm) and in the radial direction on cylinders (d = 15 cm, h = 30 cm). The shrinkage and swelling determined on the beams corresponded approximately to the values measured on the top and bottom of the cylinders (see Table 5). One exception to this were the changes in length measured on beams with footbath storage; the swelling at the underside and the shrinkage at the upper side were smaller than the corresponding changes in the cylinders or in the beams stored in air or stored completely under water respectively. These storage-induced changes may well be attributable to changed internal stress distributions.

The total shrinkage of the concretes, i.e. the changes as a result of drying shrinkage and chemical shrinkage, for which the time curves and range of scatter are shown at the top of Fig. 3, came to 0.15 % to 0.25 % after 7 days, 0.3 % to 0.4 % after 28 days, and 0.5 % to 0.7 % after 365 days (see Table 5, Column a). The chemical shrinkage (see Table 5, Column c) was 0.04 % to 0.17 % after 28 days and 0.07 % to 0.21 % after 365 days¹⁾. The behaviour with time and the range of scatter of the swelling of the concretes are, with the exception of the concrete made with shell limestone chippings, shown in the lower part of Fig. 3. After 365 days the swelling values lay between 0.04 % and 0.16 %. Concrete made with the swellable shell limestone chippings (M 15) had a swelling value of 0.22 % (Table 5, Column b). After completion of the three-day protective preliminary storage the concretes exhibited slight chemical shrinkage (see Fig. 3, bottom) before they began to swell with the onset of water absorption. When the shrinkage which has to be cancelled out first by the swelling process is taken into account then the total swelling is increased to values of 0.07 %

¹⁾ Das mit 0,27% verhältnismäßig hohe Schwinden der Balken der Mischung M 12 (Alter 365 Tage, siehe Tafel 5), das über das chemische Schwinden der anderen Betone wesentlich hinausging, konnte nicht geklärt werden. Der überhöhte Wert scheint auf Prüfeinflüsse zurückzuführen zu sein, da der an der abgedichteten Unterseite der Zylinder gemessene Wert nur 0,22% betrug.

¹⁾ The relative large shrinkage of 0.27 % of the beams made with mix M 12 (age 365 days, see Table 5) which was substantially greater than the chemical shrinkage of the other concretes could not be explained. The excessively high value seems to be attributable to test effects, as the value measured on the sealed underside of the cylinder was only 0.22%.

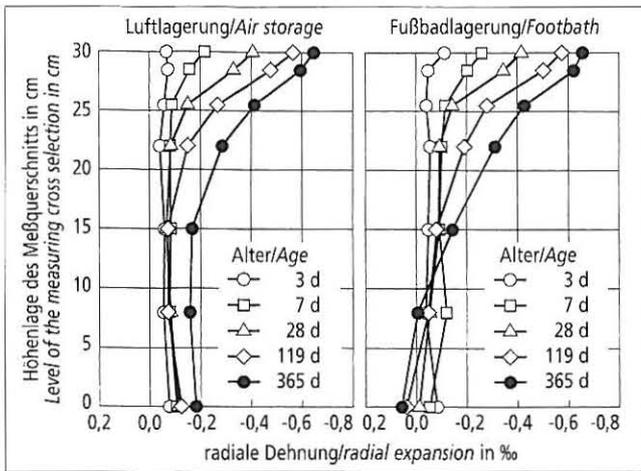


Bild 4: Radiale Dehnung der luftgelagerten (links, Lagerung e) bzw. fußbadgelagerten (rechts, Lagerung f) Zylinder in Abhängigkeit vom Alter der Probekörper (Mischung M 3)

Fig. 4: Radial expansion of cylinders stored in the air (left-hand side, storage e) and in a footbath of water (right-hand side, storage f), respectively, in relation to the age of the specimens (mixture M 3)

nem Jahr nur bis zur Mitte des Zylinders vordrang. Das Quellen des fußbadgelagerten Zylinders begann an der Unterseite und machte sich in höhergelegenen Meßquerschnitten erst nach längerer Zeit bemerkbar. In der Mitte des 30 cm hohen Zylinders trat praktisch kein Quellen, sondern nur ein Schwinden in der Größenordnung des chemischen Schwindens auf.

Bei den im folgenden dargestellten geringen Unterschieden zwischen dem Quellen bzw. dem Schwinden verschiedener Betone muß berücksichtigt werden, daß Einzelergebnisse um bis zu $\pm 0,02\%$ vom Mittelwert abweichen können.

4.3.2 Schwinden

Unterschiedliche Zemente beeinflussen das Schwinden des Zementsteins und damit in stark abgeminderter Form (siehe Teil 1, Abschnitt 2.2.1) auch das Schwinden des Betons. Der Mittelwert des Gesamtschwindens der untersuchten Betone (M 1 bis M 12) lag nach sieben Tagen bei rd. $0,2\%$ und nach einem Jahr bei rd. $0,6\%$ (siehe Bild 3 oben und Tafel 5, Spalte a, e und f). Die Abweichung vom Mittelwert betrug für die untersuchten Portlandzemente nach sieben Tagen rd. $\pm 0,05\%$ und nach einem Jahr rd. $\pm 0,1\%$. Die über die Prüfstreuung hinausgehenden Unterschiede

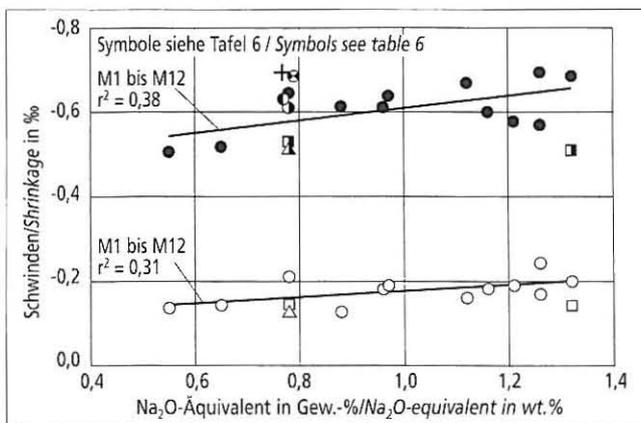


Bild 6: Schwinden der luftgelagerten Balken (Lagerung a) in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung, vom Zuschlag und vom Na_2O -Äquivalent des Zements (Bestimmtheitsmaß r^2 für die Mischungen M 1 bis M 12)

Fig. 6: Shrinkage of the beams stored in the air (storage a) in relation to the concrete composition, the aggregate and the Na_2O -equivalent of the cement (coefficient of determination r^2 for the mixtures M 1 to M 12)

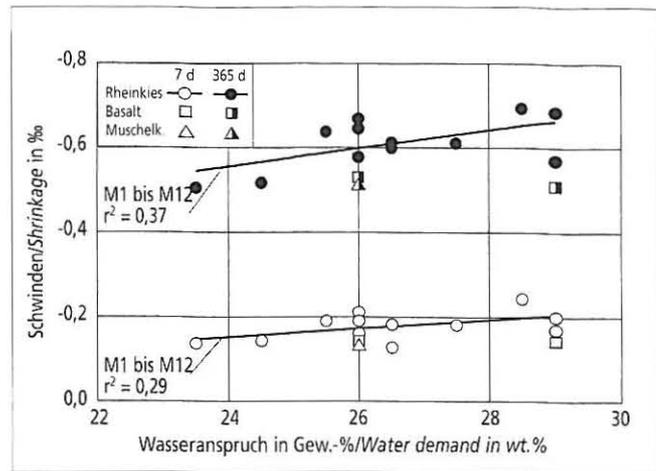


Bild 5: Schwinden der luftgelagerten Balken (Lagerung a) in Abhängigkeit vom Zuschlag und vom Wasseranspruch des Zements (Bestimmtheitsmaß r^2 für die Mischungen M 1 bis M 12)

Fig. 5: Shrinkage of the beams stored in the air (storage a) in relation to the aggregate and the water demand of the cement (coefficient of determination r^2 for the mixtures M 1 to M 12)

to $0,21\%$, and for concrete with shell limestone to $0,25\%$. The higher swelling values for normal paving concrete which are occasionally quoted can, under some circumstances, be attributed to the fact that the test pieces were not submitted to protective storage before underwater storage and so were able to dry out.

Fig. 4 shows the behaviour with time of the shrinkage or swelling of the cylinders stored under differing conditions. Both lots of cylinders were able to dry out through the surface which had been at the top during production. For air storage the underside of the cylinder was sealed (Fig. 4, left), but in the footbath storage the cylinder was able to take up water through the underside (Fig. 4, right). The shrinkage in the radial direction of the upper halves of the two lots of cylinders stored under different conditions is virtually identical (Table 5, Columns e and f). The shrinkage in the lower half of the sealed cylinder was approximately the same at all points and corresponded to the chemical shrinkage of the completely sealed beam. It is apparent that even during storage in a $20^\circ\text{C}/65\%$ r.h. climatic chamber the drying front in this dense paving concrete had only penetrated to the middle of the cylinder even after a year. The swelling of the cylinder with footbath storage began at the underside and only became noticeable at the higher measuring cross-sections after a fairly long time. Practically no swelling occurred at the middle of the 30 cm high cylinder, but only shrinkage of the same order of magnitude as the chemical shrinkage.

In the slight differences shown below between the swelling or shrinkage of different concretes it must be borne in mind that individual results can deviate from the mean value by as much as $\pm 0,02\%$.

4.3.2 Shrinkage

Different cements affect the shrinkage of the hardened cement paste, and therefore also, to a greatly diminished extent (see Part 1, Section 2.2.1), the shrinkage of the concrete. The mean value of the total shrinkage of the concretes under investigation (M 1 to M 12) was about $0,2\%$ after seven days and about $0,6\%$ after a year (see Fig. 3, top, and Table 5, Columns a, e and f). The deviation from the mean value for the Portland cements under investigation was about $\pm 0,05\%$ after 7 days and about $\pm 0,1\%$ after a year. The differences in shrinkage beyond the experimental error are the result of differences in the absorption and loss of moisture by the concrete, which are caused by the structure of the hardened cement paste. The formation of the structure of the hardened cement paste is affected by the chemico-mineralogical and physical properties of the cement. Structure-induced effects on the shrinkage and swelling are often discussed in the literature [1, 2] in relation to the

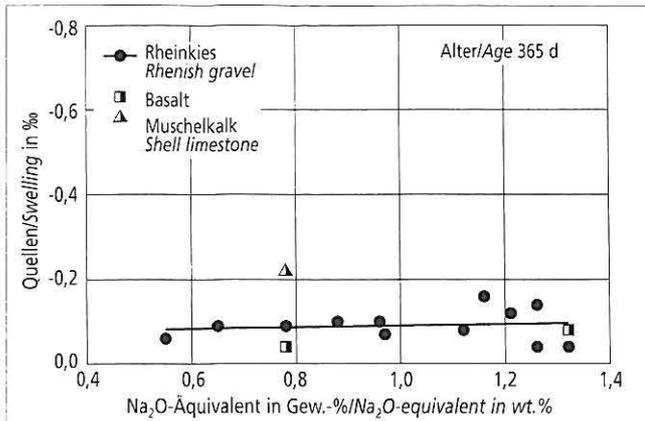


Bild 7: Quellen der wassergelagerten Balken (Lagerung b) in Abhängigkeit vom Zuschlag und vom Na₂O-Äquivalent des Zements
Fig. 7: Swelling of the beams stored under water (storage b) in relation to the aggregate and the Na₂O-equivalent of the cement

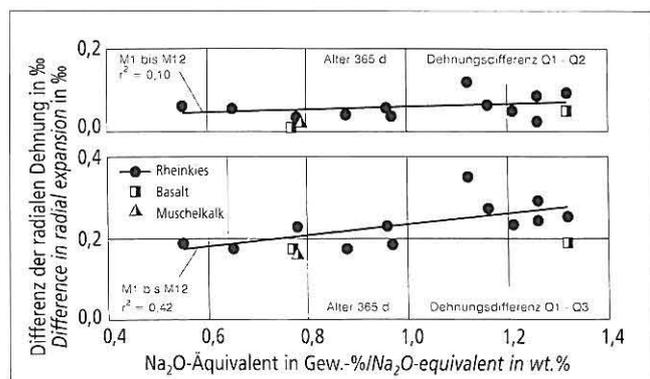
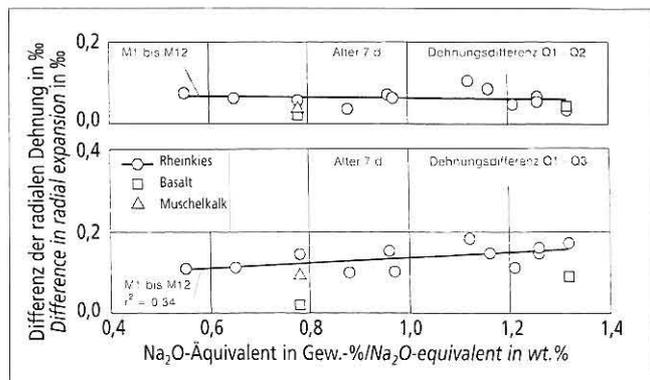
im Schwinden beruhen auf Unterschieden in der Feuchteaufnahme und -abgabe des Betons, die ihre Ursache in der Struktur des Zementsteins haben. Die Strukturbildung des Zementsteins wird beeinflusst von den chemisch-mineralogischen und den physikalischen Eigenschaften des Zements. Strukturbedingte Auswirkungen auf das Schwinden und Quellen werden in der Literatur [1, 2] häufig in Abhängigkeit von der stofflichen Zusammensetzung des Betons und dabei bevorzugt in Abhängigkeit vom Na₂O-Äquivalent des Zements diskutiert. Im folgenden werden zur Überprüfung dieser vermuteten Abhängigkeit die im Rahmen dieser Untersuchung bestimmten Dehnungen auch in Abhängigkeit vom Na₂O-Äquivalent des Zements dargestellt.

Tendenziell nahm das Schwinden mit zunehmendem Wasseranspruch (siehe Bild 5) und zunehmendem Alkaligehalt der Zemente (siehe Bild 6) zu. In die Bilder wurde die Regressionsgerade für die Betone mit unterschiedlichen Zementen eingetragen (M 1 bis M 12). Eine statistisch gesicherte Korrelation zwischen dem Schwinden und dem Wasseranspruch bzw. dem Na₂O-Äquivalent des Zements konnte bei einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,37$ bzw. $r^2 = 0,38$ nicht festgestellt werden. Es ist daher nicht möglich, die durch Zementeinflüsse bedingte Streuung des Schwindverhaltens des Betons allein auf Unterschiede im Wasseranspruch oder im Alkaligehalt des Zements zurückzuführen. Auch für weitere Zusammensetzungsmerkmale oder Eigenschaften der Zemente konnte kein systematischer, statistisch gesicherter Einfluß auf das Schwindverhalten von Beton nachgewiesen werden. Multiple Regressionsrechnungen mit einer Kombination mehrerer Zementkennwerte erbrachten ebenfalls keine Verbesserung der statistischen Korrelation. Wie die Versuche bestätigen, wirken sich die in reinem Zementstein feststellbaren strukturbedingten Unterschiede in der Feuchteaufnahme und -abgabe im Beton wegen des vergleichsweise geringen Zementsteinanteils im Stoffraumvolumen kaum noch aus, so daß sich zementbedingte Einflüsse auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton gegenüber den anderen Einflußfaktoren, wie z.B. Zuschlag, nicht mehr signifikant durchsetzen. Eine erhöhte Mikrorißbildung des Betons, die auf Unterschiede im Schwindverhalten zwischen Zementstein und Beton in der Literatur [27] zurückgeführt wurde, konnte in dieser Untersuchung nicht bestätigt werden. Eine Überprüfung dieser Vermutung durch Mikroskopie von Anschliffen unter rd. 100facher Vergrößerung ergab keinen Hinweis auf eine Mikrorißbildung und erst recht keinen auf Unterschiede zwischen Betonen mit Zementen mit niedrigem und solchen mit Zementen mit hohem Na₂O-Äquivalent.

Wie die Bilder 5 und 6 für den Zement 3 (Na₂O-Äquivalent = 0,78 Gew.-%; Wasseranspruch = 26 Gew.-%) bzw. für den Zement 12 (Na₂O-Äquivalent = 1,32 Gew.-%; Wasseranspruch = 29 Gew.-%) zeigen, wurde bei Betonen mit Basalt- und Muschelkalksplit nach einem Jahr ein gegenüber Beton mit Zuschlag aus Rheinkies um rd. 0,1 % bis 0,2 % verringertes Schwinden ermittelt (siehe

material composition of the concrete, and particularly in relation to the Na₂O-equivalent of the cement. The changes in length measured during this investigation are also shown as a function of the Na₂O-equivalent of the cement in order to check this supposed relationship.

The shrinkage tended to increase with increasing water demand (see Fig. 5) and increasing alkali content of the cements (see Fig. 6). The regression line for concretes made with different cements (M 1 to M 12) are plotted in the diagrams. No statistically confirmed correlation between the shrinkage and the water demand or Na₂O-equivalent of the cement could be established at coefficients of determination of $r^2 = 0.37$ and $r^2 = 0.38$ respectively. The spread in the shrinkage behaviour of the concrete due to the nature of the cement cannot therefore be attributed solely to the differences in water demand or in alkali content of the cement. Nor could any systematic, statistically confirmed, influence of other composition features or properties of the cements on the shrinkage behaviour of concrete be proved. Even multiple regression calculations with a combination of several cement parameters failed to produce any improvement in the statistical correlation. The trials confirmed that the structure-induced differences in absorption and loss of moisture which can be detected in pure hardened cement paste have hardly any effect in the concrete because of the comparatively small proportion of hardened cement paste in the overall volume of the material. This means that cement-induced effects are no longer significant in the shrinkage and swelling of paving concrete when compared with other influencing factors, such as the aggregate. In this investigation it was not possible to substantiate the increased



Bilder 8 und 9: Differenz der radialen Dehnung zwischen der Oberfläche (Q1) und einem 1,5 cm (Q2) – jeweils im Bild oben – sowie einem 4,5 cm (Q3) – jeweils im Bild unten – tiefer liegenden Meßquerschnitt der fußbadgelagerten Zylinder (Lagerung f) in Abhängigkeit vom Zuschlag und vom Na₂O-Äquivalent des Zements (Bestimmtheitsmaß r^2 für die Mischungen M 1 bis M 12)

Bild 8 im Alter von 7 Tagen / Bild 9 im Alter von 365 Tagen

Fig. 8 and 9: Difference in radial expansion between the top surface (Q1) and measuring cross sections positioned 1.5 cm (Q2) – in each Fig. at the top – and 4.5 cm (Q3) – in each Fig. at the bottom – of cylinders stored in a footbath of water (storage f), in relation to the aggregate and the Na₂O-equivalent of the cement (coefficient of determination r^2 for the mixtures M 1 to M 12)

Fig. 8 at the age of 7 days / Fig. 9 at the age of 365 days

auch Tafel 5). Es betrug bei den Splittbetonen im Alter von einem Jahr unabhängig von unterschiedlichen Zementen 0,51‰ bis 0,53‰. Die verwendeten Splitte wiesen einen höheren E-Modul und einen besseren Verbund zur Matrix auf, zeigten insgesamt also eine bessere aussteifende Wirkung als Rheinkies [6 und 29], so daß sich zementbedingte Unterschiede im Schwindverhalten noch weniger auswirken konnten.

Die Zementgehalte und w/z-Werte wurden in den Untersuchungen nur in sehr engen Grenzen variiert, da alle Betonzusammensetzungen in etwa im Bereich üblicher Straßenbetone liegen sollten. Somit erlauben diese Untersuchungen nur tendenzielle Aussagen über den Einfluß dieser Zusammensetzungsparameter auf das Schwindverhalten. Wie erwartet nahm das Schwinden mit zunehmendem Leimgehalt bzw. bei Verwendung eines Luftporenbildners zu. Für den Zement 3 sind die Ergebnisse in Bild 6 dargestellt. Aus dem Bild geht hervor, daß die durch Zuschläge und unterschiedliche Betonzusammensetzungen auftretenden Unterschiede im Schwindverhalten in gleicher Größenordnung lagen wie die, die durch Zemente hervorgerufen wurden.

Die Vermutung, daß das chemische Schwinden als Phänomen der Strukturbildungsprozesse im Zementstein stärker mit den Zementeigenschaften korreliert, konnte ebenfalls nicht bestätigt werden. Im Alter von 28 Tagen (Tafel 5, Spalte b) sind zwar relativ große Unterschiede vorhanden, infolge der insgesamt kleinen Werte konnte aber kein systematischer zement-, zuschlag- oder zusammensetzungsbedingter Einfluß festgestellt werden.

4.3.3 Quellen

Das Quellen der Betone mit unterschiedlichen Zementen ist nach 365 Tagen mit 0,04‰ bis 0,16‰ (siehe Bild 3 unten und Tafel 5, Spalte b) sehr gering. In Bild 7 ist das Quellen in Abhängigkeit vom Na₂O-Äquivalent der verwendeten Zemente aufgetragen. Die Unterschiede des Quellens liegen z.T. im Bereich der Prüfstreuung. Eine zementbedingte Abhängigkeit ist nicht feststellbar. Quellende Zuschläge können das Quellen des Betons vergrößern. Bei dieser Untersuchung ergab sich eine Steigerung von 0,09‰ bei Beton mit Rheinkies auf 0,22‰ bei Beton mit Muschelkalksplitt (siehe Tafel 5, Spalte b, M 15). Bei dem geringen Quellen sind auch Einflüsse aus unterschiedlichen Betonzusammensetzungen nicht feststellbar.

4.3.4 Feuchtegradienten

Straßenbetondecken weisen bei wechselnder Durchfeuchtung nichtlineare Feuchtegradienten auf. Die daraus resultierenden Feuchtedehnungen führen zu Dehnungsgradienten und zugehörigen Eigenspannungsverteilungen. Das Austrocknungsverhalten

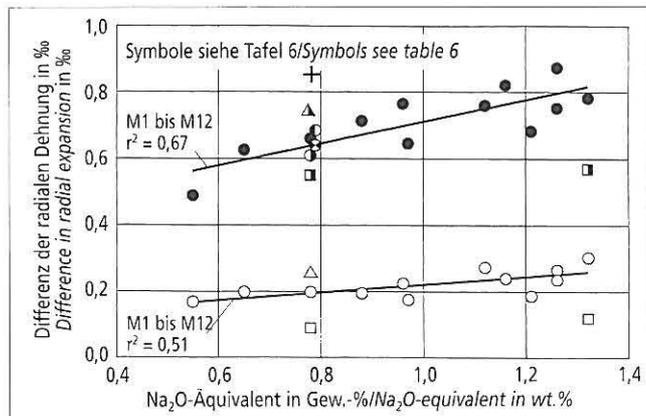


Bild 10: Differenz der Dehnung zwischen dem Quellen an der Unterseite und dem Schwinden an der Oberseite der fußbadgelagerten Balken (Lagerung d) in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung, dem Zuschlag und dem Na₂O-Äquivalent des Zements (Bestimmtheitsmaß r^2 für die Mischungen M 1 bis M 12)

Fig. 10: Difference in expansion between the swelling at the bottom side and the shrinkage at the upper side of the beams stored in a footbath of water (storage d) in relation to the concrete composition, the aggregate and the Na₂O-equivalent of the cement (coefficient of determination r^2 for the mixtures M 1 to M 12)

microcracking of the concrete, which has been attributed in the literature [27] to differences in the shrinkage behaviour between hardened cement paste and concrete. Investigation of this supposition by microscopic examination of polished sections at a magnification of about $\times 100$ produced no evidence of microcracking, nor even of differences between concretes made with cements with low and high Na₂O-equivalents.

As is shown by Figs. 5 and 6 for cement 3 (Na₂O-equivalent = 0.78 wt.%, water demand = 26 wt.%) and for cement 12 (Na₂O-equivalent = 1.32 wt.%, water demand = 29 wt.%), shrinkages were measured which after a year were about 0.1 % to 0.2 % smaller in concretes with basalt and shell limestone chippings than in concrete with aggregate made from Rhine gravel (see also Table 5). In the concrete made with chippings these were 0.51 % to 0.53 % after one year regardless of the different cements. The chippings used had a higher elastic modulus and a better bond to the matrix, and therefore as a whole exhibited a better stiffening action than Rhine gravel [6 and 29], so that cement-induced differences in the shrinkage behaviour also had less effect.

The cement contents and w/c ratios were only varied within very narrow limits in the investigations as all the concrete compositions were intended to lie approximately in the range covered by normal paving concretes. These investigations therefore only allow information to be deduced about trends in the way these composition parameters affect the shrinkage behaviour. As expected, the shrinkage increases with increasing cement paste content or when an air-entraining agent is used. The results for cement 3 are shown in Fig. 6. It can be seen from the diagram that the differences in shrinkage behaviour caused by aggregates and different concrete compositions were of the same order of magnitude as those caused by cements.

It was also not possible to confirm the supposition that, as a phenomenon of the structure building process, the chemical shrinkage in the hardened cement paste correlates more strongly with the cement properties. At 28 days (Table 5, Column b) there were in fact relatively large differences present but because of the small overall values it was not possible to establish any systematic effect caused by cement, aggregate or composition.

4.3.3 Swelling

The swelling of concretes made with different cements of 0.04 % to 0.16 % after 365 days is very low (see Fig. 3, bottom, and Table 5, Column b). The swelling is plotted in Fig. 7 as a function of the Na₂O-equivalents of the cements used. The differences in the swelling sometimes lay within the range of experimental error, and it is not possible to establish any cement-dependent relationship. Swellable aggregates can increase the swelling of the concrete. In this investigation there was an increase from 0.09 % in concrete made with Rhine gravel to 0.22 % in concrete with shell limestone chippings (see Table 5, Column b, M 15). With the low swelling values it was also not possible to establish any influence of different concrete compositions.

Tafel 6: Legende für die Bilder 6 bis 10

Table 6: Explanation of the symbols used in the figures 6 to 10

Zuschlag Rheinkies/Alter des Betons 365 d Aggregate Rhenish gravel/Age of the concrete 365 d				
z [kg/m ³]	300	350	350	350
w/z	0,45	0,40	0,45	0,50
Leimgehalt [l/m ³]	232	253	270	288
cement paste content	○	●	●	⊗
LP-Beton/Air entrained concrete			+	
z = 350 kg/m ³		w/z = 0,45		
Rheinkies Rhenish gravel	○	Basalt	□	Muschelkalk Shell limestone
7d	○	□	△	
365d	●	■	▲	

wechselnd durchfeuchteter Straßenbetone kann näherungsweise durch die im Rahmen dieser Arbeit an Zylindern ermittelten Dehnungsgradienten beschrieben werden. Bei Beton mit schneller Austrocknung sind die Dehnungsgradienten wesentlich kleiner als bei Beton mit langsamem Austrocknungsverhalten, bei dem deshalb auch größere Eigenspannungen auftreten können.

Da die Dehnungsgradienten im Rahmen der hier betrachteten Fragestellung nur im oberen Bereich der Fahrbahndecke von Bedeutung sind, sind die Gradienten aus den ermittelten radialen Schwinddehnungen zwischen der Oberseite der Zylinder (Q1) und zwei darunterliegenden Horizonten im Abstand von 1,5 (Q2) bzw. 4,5 cm (Q3) im Alter der Betone von sieben und 365 Tagen in den Bildern 8 und 9 angegeben. Je größer der Unterschied zwischen dem Schwinden der Horizonte ist, um so größer wird i.d.R. auch die Eigenspannung. Eine Abhängigkeit zwischen dem Dehnungsgradient des Betons und dem Alkaligehalt des Zements konnte zwischen Oberseite und zweitem Meßhorizont (Q1-Q2) nicht und zwischen Oberseite und drittem Meßhorizont (Q1-Q3) nur als Tendenz festgestellt werden. Ein signifikanter Einfluß der Zusammensetzung oder der Eigenschaften des Zements auf das Austrocknungsverhalten und auf die daraus resultierenden Unterschiede bei den Eigenspannungen konnte nicht ermittelt werden.

Auch bei den fußbadgelagerten Balken stellt sich ein Feuchtegradient bzw. Dehnungsgradient ein. Die Differenz der Längenänderung zwischen Oberseite und Unterseite eines Probekörpers – bei fußbadgelagerten Balken ist dies die Addition der Absolutbeträge der Quell- und der Schwindverformungen – geben einen Hinweis auf die mögliche Aufschüsselung einer Fahrbahn. In Bild 10 ist diese zugehörige Dehnungsdifferenz für fußbadgelagerte Balken im Alter von sieben und 365 Tagen dargestellt. Während nach sieben Tagen praktisch kein Unterschied zwischen unterschiedlichen Betonen feststellbar ist, zeigt sich bei 365 Tagen ein tendenzieller Einfluß des Na_2O -Äquivalents des verwendeten Zementes. Die Abweichungen vom Mittelwert liegen bei $\pm 0,2\%$. Die Korrelation zwischen der Dehnungsdifferenz und dem Na_2O -Äquivalent des Zements war aber mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,67$ nach einem Jahr und von $r^2 = 0,51$ nach sieben Tagen wenig ausgeprägt. Wie bereits beim Schwinden festgestellt, konnte bei Betonen mit der größeren aussteifenden Wirkung des Basaltsplitts ein zementbedingter Einfluß nicht mehr festgestellt werden. Die Unterschiede, die durch verschiedene Betonzusammensetzungen und Zuschläge hervorgerufen werden, sind in Bild 10 für Betone mit dem Zement 3 (Na_2O -Äquivalent = 0,78 Gew.-%) dargestellt. Sie liegen wiederum in der gleichen Größenordnung wie die Unterschiede für Betone mit unterschiedlichen Zementen.

Die Laboruntersuchungen ergaben, daß Unterschiede in den Feuchtegradienten unterschiedlich zusammengesetzter Betone sich bei der Lagerung bei 20 °C und 65 % r.F. erst nach verhältnismäßig langer Austrocknung von mehr als zwei Wochen (siehe Bild 4) einstellen. Solch lange Austrocknungsperioden mit derartig geringen Luftfeuchten treten bei Betonfahrbahndecken in Deutschland praktisch nicht auf. Trotzdem kann bei intensiver Sonneneinstrahlung, geringer Luftfeuchtigkeit und/oder starkem Wind die Betonfahrbahn an der Oberfläche austrocknen. Wegen des in Fahrbahndeckenbeton nur langsam ablaufenden Feuchtetransports sind i.d.R. nur die oberflächennahen Bereiche der Fahrbahndecke von den Folgen wechselnder Feuchtebeaufschlagung betroffen. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons durch die dabei möglichen Eigenspannungen bilden sich feinste Oberflächenrisse aus, die allerdings nur eine sehr geringe Tiefe von wenigen Millimetern im Beton erreichen. Diese i.d.R. mit bloßem Auge nicht sichtbaren Risse sind nicht von den Ausgangsstoffen und der Zusammensetzung des Betons abhängig und haben bei ausreichend dimensionierten Fahrbahndecken erfahrungsgemäß keine negativen Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahn.

5 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

An einzelnen Betonfahrbahndecken sind in der Vergangenheit Oberflächenrisse aufgetreten. Als mögliche Schadensursache wurden behinderte Schwind- und Quelldehnungen des Betons genannt und Unterschiede im Verhalten verschiedener Betonfahr-

4.3.4 Moisture gradients

Road concrete pavings exhibit non-linear moisture gradients during cyclic wetting. The resulting changes in length due to moisture lead to strain gradients and associated internal stress distributions. As an approximation, the drying characteristics of road concretes exposed to cyclic wetting can be described by the strain gradients measured on cylinders during the course of this work. In concrete which dries out rapidly the strain gradients are substantially smaller than in concrete with slow drying characteristics in which larger internal stresses can therefore occur.

In the situation being considered here the strain gradients are only important in the upper part of the carriageway paving, so the gradients from the measured radial shrinkage strains between the top of the cylinder (Q1) and the horizontal planes below it at distances of 1.5 (Q2) and 4.5 cm (Q3) are given in Figs. 8 and 9 for the concrete ages of seven and 365 days. The greater the difference between the shrinkage in the horizontal planes the greater, as a rule, is also the internal stress. A dependence between the strain gradient of the concrete and the alkali content of the cement could not be established between the top and the second test plane (Q1-Q2) and only as a trend between the top and the third test plane (Q1-Q3). It was not possible to establish any significant influence of the composition or the properties of the cement on the drying characteristics and the resulting differences in internal stresses.

Moisture gradients and strain gradients were also established in the beams subjected to footbath storage. The difference in change in length between the top and bottom of a test piece – for beams with footbath storage this is the sum of the absolute contributions of swelling and shrinkage deformations – provides information about the possible dishing of a pavement. Fig. 10 shows this associated difference in expansion for beams with footbath storage at the age of seven and 365 days. After seven days practically no difference can be found between different concretes but at 365 days a trend in the influence of the Na_2O -equivalent of the cement used becomes apparent. The deviations from the mean value are around $\pm 0,2\%$. However, the correlation between the difference in expansion and the Na_2O -equivalent of the cement was not very marked, with coefficients of determination of $r^2 = 0,67$ after a year and $r^2 = 0,51$ after seven days. As already established with shrinkage, it was not possible to show any cement-dependent influence in concretes with the greater stiffening effect of the basalt chippings. The differences which are caused by different concrete compositions and aggregates are shown in Fig. 10 for concretes made with cement 3 (Na_2O -equivalent = 0.78 wt.%). They are again of the same order of magnitude as the differences for concretes made with different cements.

The laboratory investigations have shown that for storage at 20 °C and 65 % r.h. the differences in the moisture gradients in concretes of differing compositions are established only after relatively long drying out periods of more than two weeks (see Fig. 4). Such long drying out periods with such low air humidities practically never occur with concrete carriageway pavings in Germany. In spite of this it is possible for the surface of a concrete carriageway to dry out with intensive sunshine, low air humidity and/or strong winds. Moisture transport only takes place slowly in carriageway paving concrete, so as a rule it is only the parts of the carriageway paving close to the surface which are affected by the consequences of cyclic exposure to moisture. If the tensile strength of the concrete is exceeded by the internal stresses which may occur then very fine surface cracks are formed which, however, only penetrate to a very small depth of a few millimetres in the concrete. These cracks, which are not normally visible to the naked eye, are not dependent on the constituents or composition of the concrete, and experience shows that with adequately dimensioned carriageway pavings they have no detrimental effects on the durability of the concrete carriageway.

5 Summary and evaluation of the results

In the past, surface cracks have appeared in individual concrete carriageway pavings. Constricted shrinkage and swelling of the concrete have been cited as possible causes of the damage, and differences in the behaviour of different concrete carriageway pavings

bahndecken auf unterschiedliche Portlandzemente und hierbei in erster Linie auf unterschiedliche Alkaligehalte dieser Zemente zurückgeführt [1, 2].

Aus der Literatur geht hervor, daß das Schwinden des Zementsteins mit steigender Feinheit und steigendem Alkaligehalt des Portlandzements bei Prüfung im Labor zunimmt. Maßgebend hierfür sind Strukturunterschiede im Zementstein. Diese Unterschiede im Schwinden des Zementsteins wirken sich beim Straßenbeton in geringerem Maße aus, da der Zementsteinanteil nur rd. 25 % bis 27 % beträgt. Das Schwinden des Betons wird vom Zementsteinanteil, vom E-Modul des Zuschlags und vom Verbund des Zuschlags zum Zementstein beeinflusst. Für die Schwinddehnungen in der Praxis sind die Austrocknungsbedingungen maßgebend.

Das Schrifttum enthält z.T. widersprüchliche Ergebnisse über den Einfluß der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Quellen und Schwinden von Beton. In einem mit finanzieller Unterstützung des BMV durchgeführten Forschungsvorhaben wurde deshalb untersucht, ob verschiedene Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzungen signifikante, baupraktisch relevante Einflüsse auf das Schwind- und Quellverhalten von Straßenbeton haben und ob weitergehende stoffliche Anforderungen an die Betonausgangsstoffe und die Zusammensetzung von Straßenbetonen eingehalten werden müssen.

In die Untersuchungen wurden zwölf Portlandzemente, drei Zuschläge und vier unterschiedliche Betonzusammensetzungen einbezogen. Es wurden auch Zemente berücksichtigt, die den Anforderungen an Straßenbauzemente [34] nicht entsprechen. Folgende Ergebnisse wurden erzielt:

- Das Gesamtschwinden (Trocknungsschwinden und chemisches Schwinden) der bei 20 °C und 65% r.F. gelagerten Betone lag nach 365 Tagen zwischen 0,5‰ und 0,7‰. Splitt als Zuschlag verringerte das Schwinden des Betons.
- Das chemische Schwinden der Betone lag nach 28 Tagen zwischen 0,04‰ und 0,17‰ und nach 365 Tagen zwischen 0,07‰ und 0,21‰.
- Ein statistisch signifikanter Zusammenhang zwischen der Zusammensetzung bzw. den Eigenschaften der Zemente und dem Gesamtschwinden bzw. dem chemischen Schwinden des Betons konnte nicht gefunden werden.
- Das Quellen der Betone unter Wasser lag nach 365 Tagen zwischen 0,04‰ und 0,22‰. Quellende Zuschläge, wie der verwendete Muschelkalksplitt vergrößerten das Quellen. Weitere systematische Einflüsse der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Quellen von Straßenbeton konnten nicht festgestellt werden.

Gegenüber den Laborbedingungen (Klimaraum 20 °C/65 % r.F.) mit einer mittleren Schwinddehnung im Alter von einem Jahr von rd. 0,6‰ verringert sich die Schwinddehnung in der Praxis wegen der wesentlich höheren Umgebungsfuchte und der häufigen Wiederbefeuchtung der Betonfahrbahndecke auf etwa 0,3‰ [8, 9]. Unterschiede im Schwindverhalten von Betonen mit verschiedenen Ausgangsstoffen und Zusammensetzungen wirken sich bei diesen verringerten Schwinddehnungen praktisch nicht mehr aus, so daß die im Labor ermittelten Unterschiede bei Verwendung verschiedener Zuschläge oder Portlandzemente keine Rolle mehr spielen. Schon Anfang der 60er Jahre [22] wurde deshalb eine Schwindprüfung an Zementen abgeschafft. Weiterhin muß grundsätzlich bei möglichen Auswirkungen von Schwinddehnungen auf das Verhalten von Betonfahrbahndecken berücksichtigt werden, daß der Straßenbeton teilweise die aus Schwinden resultierenden Eigenspannungen durch Relaxation abbaut.

Für die Praxis können folgende Hinweise gegeben werden:

- Wegen der hygrischen Verformungen ist es nicht notwendig, weitergehende Anforderungen an die Ausgangsstoffe des Straßenbetons zu stellen. Die bisherigen Anforderungen des Bundesministers für Verkehr an Zemente für Betonfahrbahndecken [34] und der ZTV Beton-StB 93 sind ausreichend.
- Wirksame Fugenabdichtungen und eine gute Entwässerung verhindern das Eindringen von Wasser und damit eine Fußbadlagerung der Betondecke. Zusätzliche Beanspruchungen durch ein Quellen an der Unterseite der Fahrbahndecke werden somit vermieden.

have been attributed to different Portland cements, primarily to the different alkali contents of these cements [1, 2].

The literature shows that in laboratory tests the shrinkage of the hardened cement paste rises with increasing fineness and increasing alkali content of the Portland cement. Differences in the structure of the hardened cement paste are a decisive factor here. These differences in the shrinkage of the hardened cement paste have less effect in paving concrete because the proportion of hardened cement paste is only about 25 % to 27 %. The shrinkage of the concrete is affected not only by the proportion of hardened cement paste but also by the elastic modulus of the aggregate and its bond with the hardened cement paste. In practical applications the drying out conditions are a decisive factor in shrinkage.

The literature contains some occasionally contradictory results on the influence of the constituents and of the concrete composition on the swelling and shrinkage of concrete. The fineness or the Na₂O-equivalent of the cement are often cited as influencing parameters. In a research project supported financially by the BMV (Federal Ministry of Transport) an investigation was therefore carried out to find whether different constituents and concrete compositions have a significant effect relevant to building practice on the shrinkage and swelling behaviour of paving concrete, and whether it is necessary to set stricter material specifications for the concrete constituents and the composition of paving concretes.

The investigations covered twelve Portland cements, three aggregates and four different concrete compositions. Cements which did not meet the specifications for road-building cements were also considered [34]. The following results were obtained:

- The total shrinkage (drying shrinkage and chemical shrinkage) of concrete stored at 20 °C and 65 % r.h. after 365 days lay between 0.5‰ and 0.7‰. The shrinkage of the concrete was reduced when chippings were used as the aggregate.
- The chemical shrinkage of concrete after 28 days lay between 0.04‰ and 0.17‰, and after 365 days between 0.07‰ and 0.21‰.
- No statistically significant connection could be found between the composition or properties of the cements and the total shrinkage or the chemical shrinkage of the concrete.
- The swelling of the concretes under water after 365 days lay between 0.04‰ and 0.22‰. Swellable aggregates, such as the shelly limestone chippings used, increased the swelling. No other systematic effects of the constituents or the concrete composition on the swelling of paving concrete could be detected.

When compared with the laboratory conditions (climatic chamber 20 °C/65 % r.h.) with an average shrinkage at one year of about 0.6‰ the shrinkage under practical conditions is reduced to about 0.3‰ because of the substantially higher ambient moisture and the frequent wetting of the concrete carriageway paving [8, 9]. With these reduced shrinkage movements the differences in the shrinkage behaviour of concretes with different constituents and compositions no longer have any practical effect, so the differences measured in the laboratory when using different aggregates or Portland cements no longer play a part. A shrinkage test on cements was therefore abolished at the start of the 60s [22]. Furthermore, when considering possible effects of shrinkage movements on the behaviour of concrete carriageway pavings it should, in principle, be borne in mind that the internal stresses resulting from shrinkage are partially reduced by relaxation of the paving concrete. The following advice can be given for practical conditions:

- The deformation caused by the loss or gain of water does not need stricter specifications to be set for the constituents of paving concrete. The existing specifications set by the Federal Ministry of Transport for cements for concrete carriageway pavings [34] and by ZTV Beton-StB 93 are sufficient.
- Effective sealing of induced joints and good drainage prevent the penetration of water and prevent the bottom of the concrete carriageway from being permanently immersed in water. This avoids additional stressing caused by swelling of the underside of the carriageway paving.
- Concrete carriageways are subject to a large number of stresses which are frequently superimposed on one another. Slight differ-

– Betonfahrbahnen unterliegen einer Vielzahl von Belastungen, die sich häufig überlagern. Geringfügige Unterschiede der Betone hinsichtlich des hygri-schen Verformungsverhaltens wirken sich daher kaum auf die Gesamtbeanspruchung einer Betonfahrbahn-decke aus. Betonfahrbahnen müssen so robust dimensioniert und sachgerecht ausgeführt werden, daß die auftretenden Beanspru-chungen während einer langen Lebensdauer zuverlässig aufge-nommen werden können, ohne daß Schäden entstehen.

ences in the concretes in respect of the deformation behaviour caused by loss or gain of water therefore have hardly any effect on the total stressing in concrete carriageway paving. Concrete carriageways must be generously dimensioned and properly constructed so that they can cope reliably with the stresses which occur during a long service life without any resulting damage.

Literatur

- [1] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Untersuchung der Ursachen von Oberflächennissen (Netzrissen) in Betondecken. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, H. 651, Bonn 1993
- [2] Fleischer, W.: Einfluß des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation der TU München (1992)
- [3] Siebel, E.; Reschke, T.; Sylla, H.-M.: Alkali-Reaktion mit Zuschlägen aus dem südlichen Bereich der neuen Bundesländer. *Betontechnische Berichte 1995-1997*, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 1998, S. 133-144; ebenso: *Beton* 46 (1996) H. 5, S. 298-301 und H. 6, S. 366-370
- [4] Stark, D.: Handbook For The Identification Of Alkali-Silica Reactivity In Highway Structures. Strategic Highway Research Program, Washington 1991
- [5] Stark, J.; Bollmann, K.: Untersuchungen zur Bildung von Oberflächenrissen in Betonfahrbahndecken. *Wissen. Z. Hochsch. Archit. Bauwesen - Weimar* 41 (1995) H. 6-7, S. 65-74
- [6] Grube, H.: Ursache des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. *Schriftenreihe der Zementindustrie*, H. 52, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1991
- [7] Wittmann, F. H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. *Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* (1977) H. 290, S. 45-101
- [8] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme in Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 79 (1984) H. 10, S. 263-269
- [9] Birnmann, D.: Langzeitbeobachtung der Fugenöffnung von Betonfahrbahnen – Messung und Bewertung. *Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München* (1988) H. 60, S. 35-54
- [10] Zement-Taschenbuch 1984, 48. Ausgabe. Verein Deutscher Zementwerke. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin 1984
- [11] DIN 4227 Teil 1 (1988) Spannbeton
- [12] CEB-FIP Model Code 1990: CEB Bulletin d'Information No. 213-214. Comité Euro-International du Béton, Lausanne 1993
- [13] Janssen, D.: Moisture in Portland Cement Concrete. *Transportation Research Record* 1121 (1981) S. 40-44
- [14] Pickett, G.: Shrinkage stresses in concrete. *American Concrete Institute Journal* 17 (1946) H. 3, S. 165-204
- [15] Calleja, J. C.: Surface Cracking of Hydrated Cement Pastes: An Interpretation. *Hwy. Res. Board Sp. Rep. no. 90*, S. 145, Madrid 1966
- [16] Blaine, R. L.: A Statistical Study of the Effects of Trace Elements on the Properties of Portland Cement. *Proc. 5th Int'l Symp. Chemistry of Cement, Tokyo 1968*, Vol. III, S. 86-91
- [17] Morjaria, J. D.: A Study of the Effects of Gypsum on the Properties of Alkali containing Portland cement. *Univ. of Trondheim, Norway 1976*
- [18] Jawed, I.; Skalny, J.: Alkalies in Cement: a Review – II. Effects of Alkalies on Hydration and Performance of Portland Cement. *Cem. Concr. Research*, Vol. 8 (1978), S. 37-52
- [19] Blaine, R. R.: Supplementary Paper III-50: A Statistical Study of the Effects of Trace Elements on the Properties of Portland Cement. *Proceedings of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo 1968*, Vol. III, S. 86-91
- [20] Sodeikat, Ch.; Fleischer, W.: Auswirkungen unterschiedlicher Eigenschaften von Ober- und Unterbeton auf die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken Teil I: Vorstudie. *Schlußbericht zum Forschungsauftrag des BMV, FE.-Nr. 08.118 R92C*, Baustoffinstitut der TU München, März 1995
- [21] Graf, O.: Untersuchungen über das Schwinden und Quellen von Zementmörtel bei Verwendung von Zementen verschiedener Mahlung und verschiedener Herkunft. *Zement* 15 (1926) S. 459-461 und S. 475-477
- [22] Walz, K.: Bewertung des Schwindmaßes verschiedener Zemente. *Beton* 11 (1961) H. 8, S. 557-558; ebenso *Betontechnische Berichte 1961*, Beton-Verlag, Düsseldorf 1962, S. 235-239
- [23] Mills, R. H.: Shrinkage of concrete containing blast furnace slag. *Colloque International sur le retrait des bétons hydrauliques, Madrid 1968*, Vol. I, II-J
- [24] Czernin, W.: *Zementchemie für Bauingenieure*. Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin 1977
- [25] Venuat, M.: Influence du ciment sur le retrait hydraulique après prise. *Colloque International sur le retrait des bétons hydrauliques, Madrid 1968*, Vol. I, I-H
- [26] Blaine, R. L.: A statistical study of shrinkage of neat cements and concretes. *Colloque International sur le retrait des bétons hydrauliques, Madrid 1968*, Vol. I, I-H
- [27] Burrows, R. W.: *The Visible and Invisible Cracking of Concrete*. Denver, Colorado, 1997
- [28] Pickett, G.: Effect of Gypsum Content and Other Factors on Shrinkage of Concrete Prisms. *American Concrete Institute - Proceedings* 44 (1948), S. 149-175
- [29] Rüsck, H.; Kordina, K.; Hilsdorf, H.: Der Einfluß des mineralogischen Charakters der Zuschläge auf das Kriechen von Beton. *Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* (1962) H. 146, S. 19-133
- [30] Graf, O.: Über das Schwinden und Quellen sowie über die Dehnungsfestigkeit von Beton mit verschiedenen Zuschlagstoffen. *Beton und Eisen* (1933) S. 120-123
- [31] Eickschen, E.; Siebel, E.: Feinkörnige Straßenbetonrecyclingmaterialien als Zuschlag in neuen Betondecken. *Schlußbericht zum Forschungsauftrag des BMV, FE.-Nr. 08.138 G 95 B*. Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf 1998
- [32] Whiting, D.; Dziedzic, W.: Effects of Conventional and High-Range Water Reducers on Concrete Properties. *Research and Development Bulletin RD 1075*, Portland Cement Association, Skokie 1992
- [33] Spanka, G.; Thielen, G.: Untersuchung zum Nachweis von verflüssigenden Betonzusatzmitteln und zu deren Sorptions- und Elutionsverhalten. *Beton* 45 (1995) H. 5, S. 320-327; ebenso *Betontechnische Berichte 1995-1997*, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 1998, S. 33-43
- [34] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 19/1995: Zemente für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. Bundesminister für Verkehr, Bonn, 15. Juli 1995

Dauerhaftigkeit von Dränbeton für Betonfahrbahndecken

Durability of porous concrete for concrete pavements

Übersicht

Eine Minderung der Lärmemission des Straßenverkehrs lässt sich durch Veränderungen am Fahrzeug, d.h. durch eine Optimierung der Autoreifen und eine Verringerung der Motorgeräusche, und durch Veränderungen der Oberfläche von Betonfahrbahndecken erreichen. Wenn Verkehrsgerausche zulässige Immissionsgrenzwerte überschreiten, haben die betroffenen Anwohner Anspruch auf Schallschutz. Lärm mindernde Betonfahrbahndecken verringern den Lärm bereits am Entstehungsort, so dass aufwendige bauliche Schallschutzmaßnahmen vermieden werden können. Lärminderungspotentiale liegen bei der Betonbauweise sowohl in der Optimierung der Oberflächentextur herkömmlicher gefügedichter Fahrbahndecken als auch in der Entwicklung neuartiger offenporiger Dränbetondeckschichten. Eine Lärm mindernde Dränbetondeckschicht sollte einen Hohlraumgehalt von rd. 25 % aufweisen. Sie wird in einer Schichtdicke von 4 cm bis 8 cm frisch auf frisch oder auf den erhärteten Unterbeton aufgebracht. Dränbetondecken wurden bisher nur als Versuchsstrecken gebaut. Aufgrund eines unzureichenden Langzeitverhaltens mussten sie nach relativ kurzer Nutzungsdauer ausgebaut werden. Die Ursache lag in der mangelnden Dauerhaftigkeit des Dränbetons und des Verbundes zwischen dichtem Unter- und offenporigem Oberbeton.

Im Forschungsinstitut der Zementindustrie wurde in einem Forschungsvorhaben mit finanzieller Beteiligung des Bundesministers für Verkehr die Dauerhaftigkeit des Dränbetons und des Verbundes zwischen Dränbeton und Unterbeton untersucht. Dabei wurde in Laborversuchen der Einfluss der Dränbetonzusammensetzung auf die Festigkeitseigenschaften und den Frost-Tausalz-Widerstand ermittelt. Die Biege- und Spaltzugfestigkeit sowie der Frost-Tausalz-Widerstand lassen sich durch die Zugabe einer Polymerdispersion steigern. Ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand konnte bisher jedoch nur durch die gleichzeitige Zugabe von Polymerdispersion und Silicastaub erzielt werden.

1 Einleitung

Der ständig zunehmende Straßenverkehr und die zunehmende Sensibilisierung der Anwohner von Verkehrswegen führen dazu, dass die zu erwartende Lärmemission, die beim Überrollen eines Straßenbelags entsteht, bei der Auswahl einer Bauweise immer wichtiger wird. Die Intensität des von einer Straße ausgehenden Lärms wird nach der „Richtlinie für den Lärmschutz an Straßen“ (RLS 90) [1, 2] durch ein Rechenverfahren ermittelt. Bestandteil dieses Verfahrens ist eine Einstufung unterschiedlicher Fahrbahnoberflächen hinsichtlich ihrer Lärmentwicklung. Betonfahrbahndecken, die unter Verwendung eines Längsglätters und eines nachgeschleppten Jutetuchs hergestellt werden, sind den dichten Asphaltbauweisen akustisch gleichgestellt. Eine geringere Lärmemission hat nur der offenporige Dränasphalt.

Beim Betonstraßenbau gibt es zwei Möglichkeiten, die Lärmemission weiter zu reduzieren: Erstens die Verbesserung der Ebenheit und der Oberflächentextur gefügedichter Betondecken, zwei-

Abstract

The noise emission from road traffic can be reduced by changes to the vehicle, e.g. by optimizing the car tyres and reducing the engine noise, and by changes to the surface of the concrete pavement. The residents affected have a right to protection from the sound if vehicle noise exceeds permissible pollution limits. Noise-suppressing concrete pavements reduce the noise at the point of origin, so that it is possible to avoid expensive structural sound protection measures. With concrete construction the noise suppressing potential lies both in optimizing the surface texture of conventional concrete pavements with dense microstructures and in the development of new open-pore covering layers of porous concrete (draining concrete). A noise-suppressing porous concrete covering layer should have a voids content of about 25 %. It is placed in a layer thickness of 4 cm to 8 cm, either fresh on fresh or on the hardened base course concrete. So far porous concrete pavements have only been constructed as test sections. Because of inadequate long-term characteristics they have had to be removed after relatively short periods in use. The reason lay in the deficient durability of the porous concrete and of the bond between the dense base course concrete and the open-pore top concrete.

The durability of porous concrete and of the bond between porous concrete and base course concrete has been examined at the Research Institute of the German Cement Industry in a research project with financial participation by the Federal Ministry of Transport. The influence of the porous concrete composition on the strength properties and the resistance to freeze-thaw with de-icing salt was established in laboratory trials. The flexural tensile strength and tensile splitting strength as well as the resistance to freeze-thaw with de-icing salt can be increased by the addition of a polymer dispersion. However, adequate resistance to freeze-thaw with de-icing salt could only be achieved by the simultaneous addition of polymer dispersion and silica fume.

1 Introduction

The continuous increase in road traffic and the increasing sensitivity of residents close to traffic routes means that the anticipated noise emission when traffic passes over a road surface is becoming ever more important when selecting a method of construction. The intensity of the noise emitted from a road is determined by a method of calculation given in the “Guidelines for noise prevention on roads” (RLS 90) [1, 2]. Part of this method lies in classifying different pavement surfaces with respect to their noise evolution. Concrete pavements produced using a longitudinal smoothing finisher with trailing jute cloth are classified as acoustically equivalent to the dense asphalt method of construction. Only the open-pore draining asphalt has a lower noise emission.

With concrete road construction there are two possible ways of further reducing the noise emission – by improving the evenness and the surface texture of concrete pavements with dense microstructure or by producing an open-pore porous concrete (draining

tens die Herstellung eines offenporigen Dränbetons. Dränbeton absorbiert einen Teil des entstehenden Lärms und hat zusätzlich den Vorteil einer erhöhten Verkehrssicherheit bei Regen, da Sprühfahnenbildung und Aquaplaninggefahr vermindert werden. Im Vergleich zu bewährten dichten Betondecken, die ohne größere Reparaturen über 30 Jahre befahren werden können, mussten Dränbetonversuchsstrecken nach einer vergleichsweise kurzen Liegedauer wegen Rissbildung und Lockerung einzelner Zuschläge ausgebaut werden. In einem Forschungsvorhaben mit finanzieller Förderung des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen wurde daher im Forschungsinstitut der Zementindustrie in Laborversuchen Fragestellungen zum Verbundverhalten und zur Dauerhaftigkeit von Dränbeton nachgegangen [3].

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Einfluss der Fahrbahndecke auf die Lärmemission

Die Geräuschemission des Straßenverkehrs resultiert hauptsächlich aus dem Antriebsgeräusch der Fahrzeuge und dem Rollgeräusch. Das Rollgeräusch dominiert bei Geschwindigkeiten von mehr als 50 km/h gegenüber dem Antriebsgeräusch der Fahrzeuge [4, 5]. Lärminderungsmaßnahmen müssen daher bei schnell befahrenen Autobahnen vorrangig beim Rollgeräusch ansetzen. Das Rollgeräusch lässt sich in der Fahrzeugtechnik durch die Entwicklung von akustisch günstigen Reifen und im Straßenbau durch eine Optimierung der Oberflächentextur der Fahrbahndecke vermindern. Bei der Straßenoberfläche gibt es zwei maßgebende Ursachen für die Entstehung des Rollgeräuschs. Einerseits regen Querwellen (Wellenlängen > 1 cm bis zu ca. 50 cm) im Straßenbelag die Reifen zu tieffrequenten Schwingungen an und verursachen dröhnende Geräusche, andererseits wird bei sehr glatten Straßenoberflächen die Luft in der Reifenaufstandsfläche komprimiert und entweicht beim Abrollvorgang. Hierdurch werden in erster Linie hochfrequente Schwingungen erzeugt, die als Pfeifen und Zischen wahrgenommen werden [3, 4, 9]. Zur Verringerung der Lärmemission ist eine Betonoberfläche mit einer Textur anzustreben, bei der die Hochpunkte der Betondecke auf einer Ebene und die Abstände zwischen ihnen unter 1 cm liegen. Gleichzeitig sollten zwischen den Hochpunkten schmale Kanäle mit ausreichender Tiefe vorhanden sein, damit die Luft in der Reifenaufstandsfläche entweichen kann, ohne dass sie komprimiert wird. Dränbeton als offenporige Deckschicht vermindert darüber hinaus durch die Schall absorbierende Wirkung die Ausbreitung der Antriebs- und Rollgeräusche und verhindert das Zusammendrücken der Luft zwischen Reifen und Fahrbahn. Das Lärminderungspotential von Dränbeton im Vergleich zu gefügedichtem herkömmlichem Beton wird mit rd. 3 dB(A) angegeben [4, 5, 6].

2.2 Dränbeton

Bereits seit einigen Jahren wird versucht, offenporige Betonbeläge als Lärm mindernde Fahrbahndecke einzusetzen [3 bis 15]. Im Rahmen eines europäischen Forschungsvorhabens [4, 5] wurden in Laborversuchen Dränbetone entwickelt und Versuchsstrecken gebaut. In den Jahren 1994 und 1995 wurden zwei weitere Strecken bei Karlsruhe [9] bzw. Hockenheim [10, 15] gebaut. Die Dränbetone wurden als Einkornbetone mit Splitt 5/8 mm hergestellt und enthielten in einigen Fällen geringe Anteile feinen Sandes 0/1 mm. Der Zementgehalt lag zwischen 260 kg/m³ und 330 kg/m³ und der w/z-Wert bei rd. 0,25 bis 0,30. Ohne Zusatz einer Polymerdispersion war der Frost-Tausalz-Widerstand mangelhaft. Durch Zugabe einer Polymerdispersion konnte der Frost-Tausalz-Widerstand angehoben werden [7, 11 bis 14]. Der Dränbeton wies einen Hohlraumgehalt von rd. 20 % bis 25 % auf und wurde in einer Schichtdicke von 4 cm bis 8 cm entweder „frisch auf fest“ auf den bereits erhärteten Unterbeton mit einem Asphaltfertiger oder „frisch auf frisch“ mit zwei hintereinander fahrenden Gleitschalungsfertigern eingebracht. Zur Verbesserung des Verbunds wurde bei der Bauweise „frisch auf fest“ eine Haftbrücke auf den erhärteten Unterbeton aufgebracht.

Untersuchungen an Versuchsstrecken zeigten bei der Bauweise „frisch auf fest“ ein allmähliches Ablösen des Dränbetons vom Unterbeton insbesondere im Bereich der Ränder von Fahrbahnplatten

(concrete). Porous concrete absorbs part of the noise generated; it also has the advantage of increased traffic safety in rain as it reduces the formation of clouds of spray and the danger of aquaplaning. In contrast to proven dense concrete pavements, which can be used for over 30 years without major repairs, the test sections of porous concrete had to be removed after a comparatively short service life because of cracking and loosening of individual aggregate particles. The problems of the bonding characteristics and durability of porous concrete were therefore examined in laboratory tests at the Research Institute of the Cement Industry in a research project supported financially by the Federal Ministry of Transport, Construction and Housing [3].

2 Current state of knowledge

2.1 Influence of the pavement on noise emission

The noise emission from road traffic comes mainly from the vehicle engine noise and the rolling noise. At speeds of more than 50 km/h the rolling noise is louder than the vehicle engine noise [4, 5]. On high-speed autobahns the noise-reducing measures must therefore be applied primarily to the rolling noise. On the vehicle side the rolling noise can be reduced by developing acoustically favourable tyres and on the road construction side by optimizing the surface texture of the pavement. In the road surface there are two principal causes of the generation of rolling noise. On the one hand lateral waves (wavelengths less than 1 cm up to approximately 50 cm) in the road surface excite the tyres into low frequency vibrations and cause a droning noise; on the other hand with very smooth road surfaces the air is compressed in the tyre contact area and escapes as the tyre rolls on. This primarily generates high frequency vibrations which are perceived as whistling and hissing [3, 4, 9]. To reduce the noise emission the aim is to achieve a concrete surface with a texture in which the high points of the concrete surface lie at one level with distances between them of less than 1 cm. At the same time there should be narrow channels of sufficient depth between the high points so that the air in the tyre contact area can escape without being compressed. Porous concrete used as an open-pore covering layer also reduces the propagation of the engine and rolling noises through its sound-absorbing effect, and prevents the compression of the air between tyre and pavement. The noise-reducing potential of porous concrete when compared with conventional concrete with a dense microstructure is specified as about 3 dB(A) [4, 5, 6].

2.2 Porous concrete

Attempts have been made for some years to use open-pore concrete surfaces as noise-reducing carriageways [3 to 15]. Porous concretes were developed in laboratory trials and test sections were built as part of a European research project [4, 5]. In 1994 and 1995 two further sections were built near Karlsruhe [9] and Hockenheim [10, 15]. The porous concretes were produced as no fines concrete with 5/8 mm chippings and in some cases contained small proportions of fine 0/1 mm sand. The cement content lay between 260 kg/m³ and 330 kg/m³ with a w/c ratio of about 0.25 to 0.30. The resistance to freeze-thaw with de-icing salt was inadequate without the addition of a polymer dispersion. The addition of a polymer dispersion increased the resistance to freeze-thaw with de-icing salt [7, 11 to 14]. The porous concrete had a voids content of about 20 % to 25 % and was placed in a layer thickness of 4 cm to 8 cm either “fresh on solid” on the already hardened base course concrete with an asphalt finisher or “fresh on fresh” with two slip-form pavers travelling one behind the other. For the “fresh on solid” construction a bond coat was applied to the hardened base course to improve the bond.

Examination of the test sections showed a gradual detachment of the porous concrete from the base course concrete with the “fresh on solid” construction, especially at the edges of pavement slabs [4, 5, 11, 13]. Possible causes of this damage were cited as, among others, uneven distribution of the bond coat, inadequately cleaned base course concrete, and differential movement of the concretes as a result of temperature and moisture changes. Better engagement between porous concrete and base course concrete can be achieved with “fresh on fresh” placement. In spite of this it is still doubtful

[4, 5, 11, 13]. Als mögliche Schadensursachen hierfür werden u.a. eine ungleichmäßige Verteilung der Haftbrücke, nicht ausreichend gesäuberter Unterbeton und unterschiedliche Verformungen der Betone infolge Temperatur- und Feuchteänderungen genannt. Beim Einbau „frisch auf frisch“ kann eine bessere Verzahnung zwischen Dränbeton und Unterbeton erzielt werden. Trotzdem bleibt es fraglich, ob nicht durch das unterschiedliche Verformungsverhalten der Betone die Dauerhaftigkeit des Verbundes negativ beeinflusst wird.

3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Über das Langzeitverhalten von Dränbeton liegen noch keine ausreichenden Erkenntnisse vor. Kriterien für die Dauerhaftigkeit des Dränbetons und des Verbundes zwischen Dränbeton und dichtem Unterbeton müssen erarbeitet und erprobt werden, bevor die Bauweise in großem Maßstab z.B. auf hoch belasteten Bundesautobahnen eingesetzt werden kann. Die dazu durchgeführten Untersuchungen, über die hier berichtet wird, lassen sich in zwei Teile untergliedern:

– Festigkeitseigenschaften und Dauerhaftigkeit von Dränbeton

In Laborversuchen wurde der Einfluss der Dränbetonzusammensetzung auf die Festigkeit (Druck-, Spaltzug- und Biegezugfestigkeit) und den Frost-Tausalz-Widerstand untersucht. Außerdem wurde in orientierenden Versuchen das Schwind- und Quellverhalten des Dränbetons geprüft.

– Prüfung des Verbundes

Um die Dauerhaftigkeit des Verbunds zwischen offenporigem Dränbeton und gefüggedichtem Unterbeton zu untersuchen, wurden kleinformatische Verbundprobekörper im Labor einer Frost-Tausalz-Beanspruchung unterzogen und großformatige Platten in einer Außenlagerung der natürlichen Bewitterung ausgesetzt. Es wurde die Bauweise „frisch auf fest“ untersucht, da spätestens bei der Erneuerung einer „frisch auf frisch“ gebauten Dränbetondeckenschicht diese Bauweise zur Anwendung kommt. Zur Beurteilung des Verbunds wurde zu vorgegebenen Zeitpunkten die Haftzugfestigkeit bestimmt.

Weitere Einzelheiten können dem Bericht „Dauerhaftigkeit von Dränbeton für Betonfahrbahndecken“ [3] entnommen werden.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Ausgangsstoffe

Zement

Sowohl für die Dränbetone als auch für die Herstellung des dichten Unterbetons der Verbundprobekörper wurde ein Portlandzement CEM I 32,5 R verwendet.

Zuschlag

Für die Herstellung der Dränbetone wurden Basaltsplitt 5/8 mm (Rohdichte 3,0 kg/dm³) und drei verschiedene Rheinsande (Rohdichte 2,60 kg/dm³) mit Größtkorn 0,71, 2 mm bzw. 4 mm eingesetzt. Der Unterbeton wurde mit Basaltsplitt 5/8 mm und Rheinsand 0/2 mm hergestellt. Das Größtkorn von nur 8 mm wurde gewählt, um die bei einem Größtkorn von 22 mm erwartete größere Streuung

whether the durability of the bond is detrimentally affected by the different deformation characteristics of the concretes.

3 Aim and extent of the investigations

There is still no adequate understanding of the long-term characteristics of porous concrete. Criteria for the durability of porous concrete and of the bond between porous concrete and dense base course concrete must be developed and tested before this mode of construction can be used on a large-scale, e.g. on heavily loaded federal autobahns. The investigations carried out for this purpose, which are reported here, are divided into two sections:

– Strength characteristics and durability of porous concrete

The influence of the porous concrete composition on the strength (compressive, splitting tensile, and flexural tensile strengths) and the resistance to freeze-thaw with de-icing salt was investigated in laboratory trials. The shrinkage and swelling behaviour of porous concrete was also tested in preliminary investigative trials.

– Testing the bond

Small composite test pieces were submitted to stressing with freeze-thaw with de-icing salt in the laboratory and large slabs were exposed to natural weathering in an outside store in order to investigate the durability of the bond between open-pore porous concrete and base course concrete with dense microstructure. The “fresh on solid” mode of construction was investigated as this method of construction has been used very recently when renewing a “fresh on fresh” porous concrete covering layer. The pull-off strength was determined at set time intervals to assess the bond. Further details can be found in the report “Durability of porous concrete for concrete pavements” [3].

4 Test procedure

4.1 Starting materials

Cement

A CEM I 32,5 R Portland cement was used both for the porous concretes and for producing the dense base course concrete in the composite test pieces.

Aggregate

5/8 mm basalt chippings (bulk density 3.00 kg/dm³) and three different Rhine sands (bulk density 2.60 kg/dm³) with maximum particle sizes of 0.71, 2, and 4 mm respectively were used for producing the porous concretes. The base course concrete was made with 5/8 mm basalt chippings and 0/2 mm Rhine sand. The maximum aggregate size of only 8 mm was chosen to avoid the greater scatter of the results of the pull-off strength test expected when using a maximum aggregate size of 22 mm.

Additives

Three different polymer dispersions and, for some mixes, a silica fume suspension (Table 1) and a superplasticizer based on melamine sulfonate were used for producing the porous concrete. The base course concrete was produced with the addition of superplasticizer and an air-entraining agent based on wood rosin.

Kennwerte characteristics	Polymerdispersion			Silicastaub- suspension silica fume suspension
	S1	S2	S3	
Grundsubstanz basic substance	Styrol-Butadien	Acrylat	Styrol-Acrylat	SiO ₂
Feststoffgehalt in Gew.-% solid content in wt.-%	46	51	50	51,5
Dichte in kg/dm ³ density	1,01	1,01	1,04	1,39
maximal zulässige Zugabemenge Feststoff in Gew.-% vom Zementgehalt maximum permissible solid addition in wt.-% of cement content	8	10	10	10

Tafel 1: Kennwerte der Polymerdispersionen und der Silicastaubsuspension (Herstellerangaben)

Table 1: Characteristic values of the polymer dispersions and the silica fume suspension (manufacturer's data)

Tafel 2: Betonzusammensetzung
Table 2: Concrete composition

Bestandteile (kg/m ³) components	Mischung/Mix																							
	Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23 ⁴⁾
Splitt 5/8 chippings	1617	1617	1617	1702	1532	1552	1487	1597	1577	1617	1617	1680	1641	1593	1628	1568	1599	1608	1582	1582	1582	1600	1545	
Sand 0/0,71	74	-	-	-	147	70	68	73	72	74	74	76	74	73	87	83	73	74	72	72	72	73	77	
Sand 0/2	-	74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Sand 0/4	-	-	74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Zementgehalt cement content	280	280	280	280	280	315	350	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280
Wassergehalt ¹⁾ water content	70	70	70	70	70	78,8	87,5	77	84	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Polymer ²⁾	22,4	22,4	22,4	22,4	22,4	25,2	28,0	22,4	22,4	22,4	22,4	-	14,0	30,8	-	22,4	22,4	22,4	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	22,4
Art/kind Polymer ³⁾	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S1	S3	-	S2	S2	-	S2	S2	S2	S1	S2	S3	S2	S2	
Microsilica ²⁾	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	28,0	28,0	14,0	7,0	14,0	14,0	14,0	-	-
Fließmittel plasticizer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	-	-

¹⁾ einschließlich Wassergehalt der Polymerdispersion und/oder der Microsilicasuspension/
including water content polymer dispersion and/or microsilica suspension

²⁾ Feststoff/
solid

³⁾ Tafel 1/
table 1

⁴⁾ Lit [10, 11]

der Ergebnisse der Haftzugfestigkeits-Prüfung zu vermeiden.

Zusätze

Für die Herstellung des Dränbetons wurden drei unterschiedliche Polymerdispersionen und bei einigen Mischungen eine Silicastaubsuspension (Tafel 1) und ein Fließmittel auf der Basis von Melaminsulfonat verwendet. Der Unterbeton wurde unter Zugabe des Fließmittels und eines LP-Bildners auf der Basis von Wurzelharz hergestellt.

Wasser

Als Zugabewasser wurde Leitungswasser der Stadt Düsseldorf verwendet.

4.2 Betonzusammensetzungen

4.2.1 Dränbeton

Der Dränbeton wurde so zusammengesetzt, dass sich ein mit der Stoffraumrechnung ermittelter Hohlraumgehalt – rechnerischer Hohlraumgehalt – von rd. 25 Vol.-% ergab. Ausgehend von dem in einem europäischen Forschungsvorhaben [12, 13] optimierten Dränbeton (Mischung 23, Tafel 2) wurden die folgenden Parameter variiert. Die Angaben in Klammern beziehen sich auf die Nummern der Dränbetone in Tafel 2.

Das Größtkorn des Sands wurde zwischen 0,71 mm und 4 mm (Nr. 1 bis 3) und der Volumenanteil des Sands 0/0,71 mm am Gesamtzuschlag zwischen 0 Vol.-% und 10 Vol.-% variiert (Nr. 1, 4, 5). Der Zementgehalt lag zwischen 280 kg/m³ und 350 kg/m³ (Nr. 1, 6, 7) und der w/z-Wert zwischen 0,25 und 0,30 (Nr. 1, 8, 9). Der Wassergehalt zur Berechnung des w/z-Werts enthält neben dem Zugabewasser den Wassergehalt der Polymerdispersion und der Silicastaubsuspension. Es wurden drei unterschiedliche Polymerdispersionen S1 bis S3 (Tafel 1) mit einer Feststoffdosierung von 8 Gew.-% bezogen auf den Zementgehalt eingesetzt (Nr. 1, 10, 11). Zusätzlich wurde für die Polymerdispersion S2 deren Feststoffgehalt bezogen auf den Zementgehalt zwischen 0 Gew.-% und 11 Gew.-% variiert (Nr. 1, 12, 13, 14). Weiterhin wurde zusammen mit der Polymerdispersion S2 Silicastaub als Suspension in einer Dosierung zwischen 2,5 Gew.-% und 10 Gew.-% (Feststoff) bezogen auf den Zementgehalt zugegeben (Nr. 16 bis 21). Bei einer Mischung (Nr. 15) wurde auf die Polymerdispersion verzichtet und nur Silicastaub als Suspension in einer Dosierung von 10 Gew.-% (Feststoff) bezogen auf den Zementgehalt eingesetzt. Der Dränbeton Nr. 1 wurde durch Änderung der Verdichtungsdauer mit rechnerischen Hohlraumgehalten zwischen rd. 15 Vol.-% (intensive Verdichtung) und rd. 30 Vol.-% (geringe Verdichtung) hergestellt.

Water

The mixing water was mains water from the town of Düsseldorf.

4.2 Concrete compositions

4.2.1 Porous concrete

The porous concrete was designed to give a voids content determined by physical volumetric calculation – calculated voids content – of about 25 vol.%. Starting from the porous concrete (Mix 23, Table 2) optimized in a European research project [12, 13] the parameters were varied as described below. The information in brackets refers to the porous concrete numbers given in Table 2.

The maximum particle size of the sand was varied between 0.71 mm and 4 mm (Nos. 1 to 3), and the volumetric percentage of the 0/0.71 mm sand in the total aggregate was varied between 0 vol.% and 10 vol.% (Nos. 1, 4, 5). The cement content lay between 280 kg/m³ and 350 kg/m³ (Nos. 1, 6, 7) and the w/c ratio between 0.25 and 0.30 (Nos. 1, 8, 9). The water content for calculating the w/c ratio included not only the mixing water but also the water content of the polymer dispersion and of the silica fume suspension. Three different polymer dispersions S1 to S3 (Table 1) were used with a solids dosage of 8 wt.% relative to the cement content (Nos. 1, 10, 11). The solids content of polymer dispersion S2 relative to the cement content was also varied between 0 wt.% and 11 wt.% (Nos. 1, 12, 13, 14). In addition to polymer dispersion S2 silica fume was also added as a suspension at dosages of between 2.5 wt.% and 10 wt.% (solids) relative to the cement content (Nos. 16 to 21). The polymer dispersion was dispensed with for one mix (No. 15) and silica fume was added by itself as a suspension at a level of 10 wt.% (solids) relative to the cement content. By varying the compaction time porous concrete No. 1 was produced with calculated voids contents between about 15 vol.% (intensive compaction) and about 30 vol.% (slight compaction).

4.2.2 Base course concrete

An air-entrained concrete with an air content of about 5 vol.% was produced as the base course concrete with dense microstructure for making the composite test pieces. The concrete had a cement content of 350 kg/m³ and a w/c ratio of 0.45.

4.2.3 Bond coat

A bond coat with 1 430 kg/m³ CEM I 32,5 R cement, 286 kg/m³ polymer dispersion and 286 kg/m³ mixing water was used to improve the bond in the "fresh on solid" method of construction.

4.2.2 Unterbeton

Als gefügedichter Unterbeton für die Herstellung der Verbundprobekörper wurde ein LP-Beton mit einem Luftgehalt von rd. 5 Vol.-% hergestellt. Der Zementgehalt betrug 350 kg/m^3 und der w/z-Wert 0,45.

4.2.3 Haftbrücke

Zur Verbesserung des Verbunds der Bauweise „frisch auf fest“ wurde eine Haftbrücke mit 1430 kg/m^3 Zement CEM I 32,5 R, 286 kg/m^3 Polymerdispersion und 286 kg/m^3 Zugabewasser eingesetzt.

4.3 Herstellung und Lagerung der Probekörper

4.3.1 Dränbeton

Der Dränbeton wurde in einem Labormischer zwei Minuten gemischt und danach auf dem Rütteltisch in Stahlformen auf die durch den angestrebten Hohlraumgehalt vorgegebene Rohdichte verdichtet. Für die Festbetonprüfungen wurden vier Würfel mit 150 mm und vier Würfel mit 100 mm Kantenlänge sowie drei Balken ($10 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$) hergestellt. Die Probekörper wurden zum Schutz gegen Austrocknen abgedeckt unter feuchten Tüchern gelagert. Nach dem Ausschalen im Alter von einem Tag wurden die Probekörper in Plastikfolie verpackt. Im Alter von sieben Tagen wurden die Probekörper ausgepackt und bis zur Prüfung bei einer Temperatur von $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ und einer relativen Luftfeuchtigkeit von $(65 \pm 5)\%$ im Klimaraum gelagert.

Für orientierende Versuche zur Ermittlung der feuchtebedingten Verformungen (Quellen/Schwinden) von vier Dränbetonen mit unterschiedlichen Zementleimgehalten (Nr. 1, 6, 7, 12) wurden zusätzlich vier Balken ($10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$) hergestellt. Zum Vergleich wurde auch ein herkömmlicher dichter Straßenbeton (Zuschlag Rheinsand 0/2 und Basaltsplitt 2/16 mm, Sieblinie Mitte AB 16, Zementgehalt 350 kg/m^3 , w/z-Wert = 0,45) geprüft. Nach dem Ausschalen im Alter von 24 Stunden wurden die Balken mit Messmarken versehen und die Nullmessung für die Bestimmung der Längenänderung vorgenommen. Die Probekörper verblieben bis zum Alter von drei Tagen in eng anliegenden Folien luftdicht verpackt. Anschließend wurden die Balken ausgepackt und zwei Balken bei einer Temperatur von $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ und einer relativen Luftfeuchtigkeit von $(65 \pm 5)\%$ im Klimaraum und zwei Balken unter Wasser bei einer Temperatur von rd. 20°C gelagert.

4.3.2 Verbundprobekörper

a) Kleinformatige Platten

Das Verbundverhalten (Bauweise „frisch auf fest“) wurde an zwei Dränbetonen (Nr. 1, 20) untersucht. Zur Prüfung des Verbundverhaltens nach Frost-Tausalz-Beanspruchung und bei Klimaraumlagerung ($20^\circ\text{C}/65\%$ r.F.) wurden für jede der beiden Mischungen neun Unterbetonplatten ($B \times L \times H = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} \times 7 \text{ cm}$) hergestellt. Auf die rd. 28 Tage alten Unterbetonplatten wurde unmittelbar nach dem Auftrag der Haftbrücke Dränbeton (Hohlraumgehalt rd. 25 %) in einer Schichtdicke von 4 cm aufbetoniert. Die Seitenflächen der Verbundplatten wurden durch Aufkleben einer Gummiabdichtung, vergleichbar der Durchführung bei dem skandinavischen Plattenverfahren [16], abgedichtet. Durch die Abdichtung wurde gewährleistet, dass die aufgebrauchte Tausalzlösung nicht abfließen konnte. Die im Klimaraum $20^\circ\text{C}/65\%$ r.F. gelagerten Vergleichsprobekörper ohne Frost-Tausalz-Beanspruchung wurden ebenfalls abgedichtet.

b) Großformatige Platten

Insgesamt vier großformatige Verbundprobekörper (Abmessungen rd. $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, Gesamtdicke 26 cm, 4 cm Dränbeton unterschiedlicher Zusammensetzung mit einem Hohlraumgehalt von rd. 25 %) wurden 3 Tage nach dem Aufbringen einer Haftbrücke und des Dränbetons (Bauweise „frisch auf fest“) auf dem Gelände des Forschungsinstituts im Freien gelagert. Es wurde der Einfluss unterschiedlicher Polymerdispersionen (10 Gew.-% Feststoff) mit und ohne Zugabe von Silicastaub (5 Gew.-% Feststoff) untersucht (Nr. 19 bis 21 und 22). Die Platten wurden nach der Auslagerung an den Seiten mit Styropor und angesäuertem Sand abgedichtet. Um die Anzahl der Frost-Tau-Wechsel zu ermitteln, wurden Tem-

4.3 Production and storage of the test pieces

4.3.1 Porous concrete

The porous concrete was mixed for two minutes in a laboratory mixer and then compacted on a vibrating table in steel moulds to the bulk density predetermined by the required voids content. Four cubes of 150 mm edge length and four cubes with 100 mm edge length as well as three beams ($10 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$) were produced for testing the hardened concrete. The test pieces covered in damp towels to protect against drying out during storage. After de-moulding at the age of one day the test pieces were wrapped in plastic film. The test pieces were unwrapped at seven days and stored in a climatic chamber at a temperature of $20 \pm 2^\circ\text{C}$ and a relative air humidity of $65 \pm 5\%$ until tested.

Four beams ($10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$) were also produced for preliminary investigative trials to determine the movement caused by moisture (swelling/shrinkage) of four porous concretes with different cement paste contents (Nos. 1, 6, 7, 12). A conventional dense road concrete (0/2 Rhine sand and 2/16 mm basalt chippings as aggregate, mid AB 16 grading curve, 350 kg/m^3 cement content, w/c ratio = 0.45) was also tested for comparison. After de-moulding at an age of 24 hours the beams were provided with test marks and the zero measurement was made for determining the change in length. The test pieces remained packed in closely wrapped air-tight film for three days. The beams were then unwrapped; two beams were stored in a climatic chamber at a temperature of $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ and a relative air humidity of $(65 \pm 5)\%$, and two beams were stored under water at a temperature of about 20°C .

4.3.2 Composite test pieces

a) Small slabs

The bonding characteristics (“fresh on solid” construction) were examined on two porous concretes (Nos. 1, 20). Nine base course slabs ($W \times L \times D = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} \times 7 \text{ cm}$) were produced for each of the two mixes to test the bonding characteristics after stressing by freeze-thaw with de-icing salt and with storage in a climatic chamber ($20^\circ\text{C}/65\%$ r.h.). Porous concrete (voids content about 25 %) was concreted in a layer thickness of 4 cm on to the approximately 28 day old base course concrete slabs directly after application of the bond coat. The side surfaces of the composite slab were sealed by sticking on a rubber seal in a procedure similar to the Scandinavian slab method [16]. The sealing ensured that the de-icing salt solution applied could not escape. The reference test pieces stored in the $20^\circ\text{C}/65\%$ r.h. climatic chamber without stressing by freeze-thaw with de-icing salt were also sealed.

b) Large slabs

A total of four large composite test pieces (dimensions approximately $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, total thickness 26 cm, 4 cm porous concrete with differing compositions and a voids content of about 25 %) were stored in the open in the grounds of the Research Institute three days after application of the bond coat and porous concrete (“fresh on solid” construction). The influence of different polymer dispersions (10 wt. % solids) with and without addition of silicon fume (5 wt. % solids) was investigated (Nos. 19 to 21 and 22). After they had been placed outside the sides of the slabs were sealed with polystyrene and heaped sand. Temperature sensors were concreted into the middle of one slab at different depths in order to determine the number of freeze-thaw cycles.

4.4 Tests

4.4.1 Porous concrete

a) Voids content

The voids content of the concrete which is accessible to water was determined at 26 days by the dipping and weighing method using the four 150 mm cubes intended for compressive strength testing [15]. The cubes were allowed to dry out again before the strength testing.

b) Strengths

The compressive strength was tested at 28 days as specified in DIN 1048 on the four cubes of 150 mm edge length. Experience shows that there is greater spread with porous concrete test pieces so the test was carried out with four cubes instead of the normal three. The flexural tensile strength was tested at 28 days as speci-

peraturmessfühler in der Mitte einer Platte in verschiedenen Höhenlagen einbetoniert.

4.4 Prüfungen

4.4.1 Dränbeton

a) Hohlraumgehalt

Im Alter von 26 Tagen wurde der für Wasser zugängliche Hohlraumgehalt des Betons an den vier für die Druckfestigkeitsprüfung vorgesehenen 150-mm-Würfeln durch Tauchwägung [15] ermittelt. Bis zur Festigkeitsprüfung konnten die Würfel wieder austrocknen.

b) Festigkeiten

Die Druckfestigkeit wurde nach DIN 1048 an vier Würfeln mit 150 mm Kantenlänge im Alter von 28 Tagen geprüft. Da Dränbeton-Probekörper erfahrungsgemäß stärker streuen, wurden vier anstatt üblicherweise drei Würfel geprüft. Die Biegezugfestigkeit wurde nach DIN 1048 an drei Balken ($H \times B \times L = 10 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$, Belastung durch Einzellast in Balkenmitte) und die Spaltzugfestigkeit nach DIN 1048 an den Reststücken der Biegezugbalken im Alter von 28 Tagen geprüft.

c) Frost-Tausalz-Widerstand

Der Frost-Tausalz-Widerstand wurde mit dem Fußbad- und dem Würfelverfahren geprüft. Im Fußbadverfahren wurden 10-cm-Würfel in einem Fußbad (1 cm Höhe) aus 3%iger NaCl-Lösung eingefroren und aufgetaut. Im Würfelverfahren [14] „Einfrieren in Luft/Tauen in Tausalzlösung“ wurden 10-cm-Würfel in Luft eingefroren und in 3%iger NaCl-Lösung aufgetaut. Vor dem Einfrieren wurden die Probekörper zum Entwässern eine halbe Stunde bei 20 °C auf Dreikantleisten gestellt. Nach jeweils zehn Frost-Tau-Wechseln wurde der Gewichtsverlust und die Schalllaufzeit bestimmt (Nr. 1 und 6 bis 18). Aus der Schalllaufzeit wurde der dynamische E-Modul berechnet [27]. Die Würfel wurden senkrecht zur Herstelloberseite durchschallt, d.h. die Messköpfe zur Messung der Schalllaufzeit wurden auf der Herstellober- und -unterseite befestigt.

d) Quellen und Schwinden

Die Längenänderung der Balken wurde mit einem Setzdehnmessgerät bestimmt und hieraus die Dehnung ermittelt.

4.4.2 Verbundprobekörper

a) Kleinformatige Platten

– Haftzugfestigkeit

Durch den Dränbeton hindurch wurde an vier Stellen rd. 1 cm in den Unterbeton gebohrt. Anschließend wurden Abreißstempel (Durchmesser 5 cm) aufgeklebt und nach dem Aushärten des Klebers mit einem Haftzugprüfgerät die Haftzugfestigkeit nach ZTV-SIB [19] geprüft.

– Frost-Tausalz-Prüfung

Die Verbundprobekörper wurden in Anlehnung an das Plattenverfahren [18] geprüft. Auf die Platten wurde soviel 3%ige NaCl-Lösung aufgegossen, dass der Dränbeton in einer Schichtdicke von 3 mm bis 5 mm über der Haftbrücke mit Lösung gefüllt war. 28 Tage nach der Herstellung des Dränbetons wurde mit der Prüfung begonnen. Insgesamt wurden je Beton vier Platten in die Frosttruhe und vier Platten im Klimaraum 20 °C/65 % r.F. eingelagert. Nach 25, 50, 75 und 100 Frost-Tau-Wechseln wurde je eine Platte aus der Frosttruhe und zeitgleich aus dem Klimaraum entnommen und an jeder Platte vier Haftzugprüfungen durchgeführt. An einer zusätzlichen Platte wurde im Alter von 28 Tagen die Haftzugfestigkeit bestimmt.

b) Großformatige Platten

Bei Unterschreiten der Außentemperatur von 0 °C wurden 40 g Salz je m² auf die Platten aufgestreut, um eine praxismässige Beanspruchung zu simulieren. Nach 56 Tagen, 6 Monaten, 1 Jahr und rd. 2,5 Jahren nach dem Aufbringen des Dränbetons wurde im Bereich der Plattenmitte jeweils an drei Stellen die Haftzugfestigkeit bestimmt.

5 Darstellung und Erörterung der Versuchsergebnisse

5.1 Dränbeton

5.1.1 Hohlraumgehalt

Bei einem Dränbeton muss zwischen dem rechnerisch ermittelten Hohlraumgehalt und dem für das Wasser zugänglichen Hohlraumgehalt unterschieden werden. Bei einem rechnerischen Hohlraum-

gehalt in DIN 1048 on three beams ($D \times W \times L = 10 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$ with a single load at the centre of the beam), and the splitting tensile strength was tested as specified in DIN 1048 on the pieces remaining from the flexural tensile beams.

c) Resistance to freeze-thaw with de-icing salt

The resistance to freeze-thaw with de-icing salt was tested by the footbath method and the cube method. In the footbath method 10 cm cubes were frozen and thawed in a footbath (1 cm depth) of 3 % NaCl solution. In the cube method [14] “Freezing in air / thawing in de-icing salt solution” 20 cm cubes are frozen in air and thawed in 3 % NaCl solution. Before freezing the test pieces were placed on triangular strips for half an hour at 20 °C to drain. The weight loss and the acoustic transit time were determined after every ten freeze-thaw cycles (Nos. 1 and 6 to 18). The dynamic modulus of elasticity was calculated from the acoustic transit time [27]. The sound was passed through the cube perpendicular to the surface which was on top during production, i.e. the measuring heads for measuring the acoustic transit time were attached to the top and bottom production surfaces.

d) Swelling and shrinkage

The changes in length of the beams were measured with a stress-probing extensometer and used to calculate the strain.

4.4.2 Composite test pieces

a) Small slabs

– Pull-off strength

Holes were drilled at four points through the porous concrete and about 1 cm into the base course concrete. Pull-off plungers (diameter 5 cm) were glued in place and after the adhesive had hardened the pull-off strength was tested as specified in ZTV-SIB [19] in a pull-off test unit.

– Freeze-thaw testing with de-icing salt

The composite test pieces were tested using the slab method [18]. Sufficient 3 % NaCl solution was poured onto the slabs to fill the porous concrete with solution in a layer thickness of 3 mm to 5 mm above the bond coat. The testing started 28 days after production of the porous concrete. For each concrete a total of four slabs were stored in the frost cabinet and four slabs in the 20 °C/65 % r.h. climatic chamber. After 25, 50, 75 and 100 freeze-thaw cycles one slab was taken from the frost cabinet and at the same time one was taken from the climatic chamber, and four pull-off tests were carried out on each slab. The pull-off strength was determined on an additional slab at the age of 28 days.

b) Large slabs

40 g salt per m² were scattered on the slabs when the external temperature fell below 0 °C to simulate realistic exposure. The pull-off strength was determined at three points near the middle of the slab at 56 days, 6 months, 1 year and about 2.5 years after application of the porous concrete.

5 Presentation and discussion of the test results

5.1 Porous concrete

5.1.1 Voids content

With a porous concrete it is necessary to differentiate between the calculated voids content and the voids content which is accessible to water. With a calculated voids content of about 30 % the proportion of pores which are not accessible to water is low, so the two characteristic values are virtually identical. The proportion of closed pores increases with decreasing voids content (Figure 1). This result agrees well with the relationships found for covering layers of open-pore asphalt [20].

5.1.2 Strength

Compressive, flexural tensile, and splitting tensile strengths are influenced heavily by the voids content (Figure 2). The splitting tensile strength is not shown separately as it developed parallel to the flexural tensile strength. Because of the dependence of the porous concrete properties on the voids content the effects of different parameters can only be assessed if the test pieces have the same voids content. It was not possible in the test to produce all test pieces with identical voids content so the regression line determined for

gehalt von rd. 30 % ist der Anteil nicht Wasser zugänglicher Poren gering, so dass beide Kennwerte nahezu identisch sind. Mit abnehmendem Hohlraumgehalt nimmt der Anteil geschlossener Poren zu (Bild 1). Dieses Ergebnis stimmt gut mit den für offenporige Asphaltdeckschichten gefundenen Zusammenhängen überein [20].

5.1.2 Festigkeit

Druck-, Biege- und Spaltzugfestigkeit werden vorrangig vom Hohlraumgehalt beeinflusst (Bild 2). Die Spaltzugfestigkeit wird nicht gesondert dargestellt, da sie sich parallel zur Biegezugfestigkeit entwickelte. Infolge der Abhängigkeit der Dränbetoneigenschaften vom Hohlraumgehalt können die Auswirkungen unterschiedlicher Parameter nur bei gleichem Hohlraumgehalt der Prüfkörper beurteilt werden. Da es versuchstechnisch nicht möglich war, alle Prüfkörper mit identischem Hohlraumgehalt herzustellen, wurde zur Erleichterung der Interpretation der Versuchsergebnisse die für die Mischung 1 ermittelte Regressionsgerade für den Zusammenhang zwischen Hohlraumgehalt und Festigkeit herangezogen (Bild 3).

Größtkorn des Sandes, Sandanteil des Zuschlags, Zementgehalt oder Art der Polymerdispersion hatten nur einen sehr geringen Einfluss auf die Festigkeit. Die Abweichungen lagen i.A. im Rahmen der Prüfstreuung. Eine Erhöhung des Polymergehalts führte nur zu einem Anstieg der Biege- und Spaltzugfestigkeit, nicht zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit (Bild 3). Bei Erhöhung der Polymer-Zugabe wird im Zementstein zunehmend ein durchgehendes Kunststoffgeflecht erzeugt, das eine vernetzende Funktion ausübt und durch die direkte Haftung an Zuschlagkörnern den Verbund zwischen Zuschlag und Zementstein verbessert [28].

Die Zugabe von Silicastaub brachte im Gegensatz zu anderen Untersuchungen [21, 22] keine Festigkeitssteigerungen. Bei einer Silica-Zugabe von 10 Gew.-% (Nr. 15, 16) wies der Dränbeton z.T. sogar geringere Festigkeiten auf. Trotz der Zugabe eines Fließmittels (2 % vom Zementgehalt) war der Zementleim sehr steif, so dass er die Zuschlagkörner nicht mehr optimal „verkleben“ konnte. Erst eine Senkung des Silicastaubgehalts auf 5 Gew.-% Feststoff, eine Fließmitteldosierung von 2 Gew.-% und die gleichzeitige Verwendung einer Polymerdispersion verbesserte die Verarbeitbarkeit und erhöhte die Biegezugfestigkeit.

Die Anforderungen der ZTV-Beton [23] an die Druckfestigkeit (B35 für Bauklasse SV für hoch belastete Autobahnen) wurde

mix 1 für die relationship between voids content and strength was used to assist the interpretation of the test results (Figure 3).

The maximum particle size of the sand, the proportion of sand in the aggregate, the cement content and the nature of the polymer dispersion had only very slight influence on the strength. The deviations generally lay within the limits of experimental error. Increasing the polymer content led only to increases in the flexural tensile and flexural splitting strengths but not to an increase in the compressive strength (Figure 3). Raising the polymer addition generates a continuous network of synthetic material in the hardened cement paste; this has a cross-linking function and improves the bond between aggregate and hardened cement paste through direct adhesion to grains of aggregate [28].

In contrast to other investigations [21, 22] the addition of silica fume did not result in any increase in strength. At a silica addition of 10 wt. % (Nos. 15, 16) the porous concrete sometimes even exhibited lower strengths. In spite of the addition of a superplasticizer (2 % of the cement content) the cement paste was very stiff so that it could no longer optimally “glue” the grains of aggregate together. Only with a reduction of the silica fume content to 5 wt. % solids, a superplasticizer dosage of 2 wt. % and the simultaneous use of a polymer dispersion was it possible to improve the workability and raise the flexural tensile strength.

The requirements of ZTV-Beton [23] for the compressive strength (B 35 for Construction Class SV for heavily loaded autobahns) were not fulfilled by the porous concretes with 25 % access-

Bild 1: Zusammenhang zwischen dem rechnerischen und dem für Wasser zugänglichen Hohlraumgehalt der Dränbetone

Fig. 1: Relationship between the calculated voids content of porous concretes and the voids content accessible to water

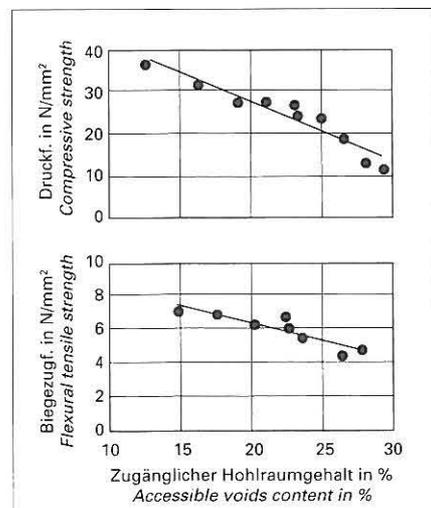
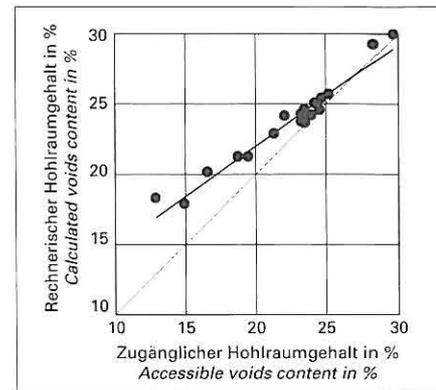


Bild 2: Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit vom zugänglichen Hohlraumgehalt
Fig. 2: Compressive strength and flexural tensile strength as a function of the accessible voids content

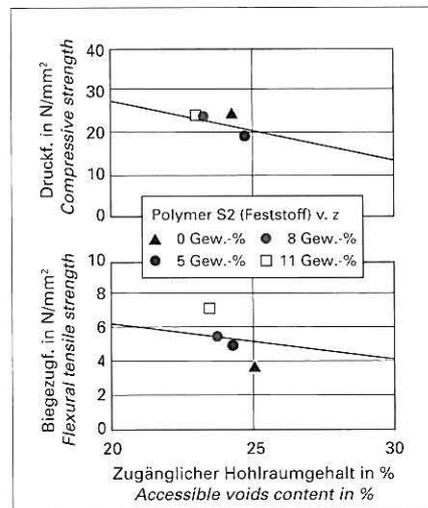


Bild 3: Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit vom zugänglichen Hohlraumgehalt und von der Dosierung der Polymerdispersion S2
Fig. 3: Compressive strength and flexural tensile strength as a function of the accessible voids content and of the dosage of polymer dispersion S2

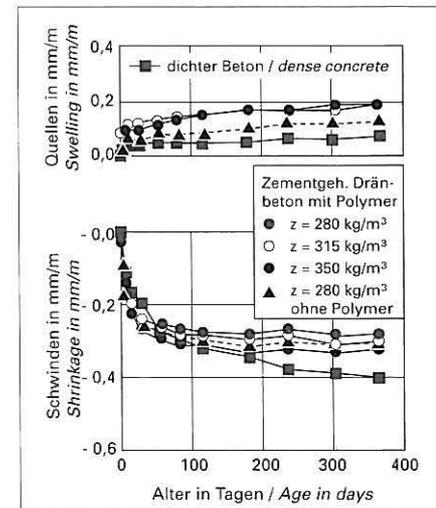


Bild 4: Quellen und Schwinden der Betonbalken in Abhängigkeit vom Alter der Probekörper und von der Mischungszusammensetzung

Fig. 4: Swelling and shrinkage of the concrete beams as a function of the age of the test specimens and of the mix composition

von den Dränbetonen mit 25 % zugänglichem Hohlraumgehalt nicht erfüllt. Die wesentlich wichtigere Anforderung an die Biegezugfestigkeit ($5,5 \text{ N/mm}^2$) ließ sich bei Verwendung einer Polymerdispersion in einer Dosierung an der Obergrenze der vom Hersteller angegebenen höchstzulässigen Zugabemenge gerade einhalten (Bild 3).

5.1.3 Quellen und Schwinden

Mit zunehmendem Zementsteingehalt war bei den Dränbetonen, wie erwartet, eine geringe Zunahme des Schwindens zu beobachten, während das Quellen nahezu identisch blieb (Bild 4). Das etwas größere Quellen der polymermodifizierten Dränbetone im Vergleich zum dichten Fahrbahndeckenbeton wird möglicherweise durch ein stärkeres Quellen des erhärteten Polymer hervorgerufen. Das Schwinden der Dränbetone war zu Beginn geringfügig größer, im Alter von drei bis neun Monaten jedoch kleiner als das des dichten Straßenbetons. Der Zementstein des Dränbetons kann infolge der Offenporigkeit des Betons schneller austrocknen als der Zementstein eines gefügedichten Betons. Durch den höheren Wassergehalt schwindet der dichte Beton jedoch nach rd. einem Jahr etwas stärker. Ein stärkeres Quellen und Schwinden kunststoffmodifizierter Betone wurde in [24, 25] festgestellt und mit größeren feuchtebedingten Verformungen des kunststoffsgegenüber dem Zementstein begründet [25]. In der Praxis sind die Quell- und Schwindverformungen wesentlich kleiner (nur rd. 50 % der im Labor auftretenden), da die Betone nicht langfristig dem Wasser ausgesetzt sind und eine höhere Umgebungsfeuchte [26] vorherrscht. Die Versuche zeigen, dass sich unter natürlichen Feuchtebedingungen das Verformungsverhalten der geprüften Dränbetone mit und ohne Kunststoffzusatz nicht wesentlich vom Verhalten dichter Straßenbetone unterscheidet. Bei der Bauweise „frisch auf frisch“ sind daher die Beanspruchungen in der Verbundfuge infolge unterschiedlicher Verformungseigenschaften gering. Wenn die Betone zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellt werden (Bauweise „frisch auf fest“), können die Beanspruchungen geringfügig höher sein.

5.1.4 Frost-Tausalz-Widerstand

Bei den meisten Betonen mussten die Prüfungen vor Erreichen der vorgesehenen 100 Frost-Tau-Wechsel wegen starker Schädigung abgebrochen werden. Mit beiden Prüfverfahren (siehe Abschnitt 4.4) wurde der Frost-Tausalz-Widerstand der unterschiedlich zusammengesetzten Dränbetone in etwa gleich beurteilt. Es wird deshalb in den Bildern 5 bis 7 nur das Würfelverfahren mit Einfrieren an Luft und Tauen in 3%iger Tausalzlösung dargestellt.

Eine Frost- bzw. eine Frost-Tausalz-Schädigung ist bei normalen dichten Betonen in erster Linie auf physikalische Wechselwirkungen zurückzuführen. Während einer Einleitungsphase verursachen die Frost-Tau-Wechsel eine gegenüber der kapillaren Wasseraufnahme wesentlich intensivere Wasseraufnahme der Zementsteinmatrix des Probekörpers. Nach Erreichen des kritischen Wassergehalts beginnt die Schädigung. Dichte Betone mit w/z -Werten von 0,25 weisen einen sehr hohen Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand auf, da der kritische Sättigungsgrad nicht erreicht wird. Innerhalb von 100 Frost-Tau-Wechseln kommt es bei diesen Betonen weder zu einem Abwittern noch zu einer inneren Gefügeschädigung.

Dränbeton ohne Polymerdispersion wird dagegen nach sehr wenigen Frost-Tau-Wechseln vollkommen zerstört. Es ist anzunehmen, dass der durch die Offenporigkeit des Dränbetons von allen Seiten gut zugängliche Kontaktbereich zwischen Zementstein und Zuschlag innerhalb des gesamten Dränbetons viel Wasser aufnimmt. Der kritische Sättigungsgrad wird schnell erreicht. Die dann ausgelöste Schädigung des Verbundes zwischen Zuschlag und Zementstein zerstört den Beton bereits nach wenigen Wechseln (Bild 5). Darauf weist auch die augenscheinliche Beurteilung der Probekörper und der abgewitterten Bestandteile hin. Eine Schädigung des Zuschlags oder des wegen des niedrigen w/z -Werts sehr dichten Zementsteins außerhalb des Kontaktbereichs zum Zuschlag konnte nicht beobachtet werden. Inwieweit unterschiedliche

ible voids content. The substantially more important requirements for flexural tensile strength (5.5 N/mm^2) could just be achieved when using a polymer dispersion at a dosage at the upper limit of the highest permissible addition level specified by the manufacturer (Figure 3).

5.1.3 Swelling and shrinkage

As expected, a slight increase in shrinkage was observed with increasing content of hardened cement paste in the porous concretes, while the swelling remained virtually identical (Figure 4). The somewhat greater swelling of the polymer-modified porous concretes when compared to dense pavement concretes is possibly caused by greater swelling of the hardened polymer. Initially the shrinkage of the porous concretes was slightly greater, but at ages of three to nine months was smaller than that of the dense road concrete. Because of the open pores of the concrete the hardened cement paste in porous concrete can dry out more rapidly than the hardened cement paste in a concrete with dense microstructure. However, due to the higher water content the dense concrete shrinks somewhat more strongly after about one year. The greater swelling and shrinkage of synthetically modified concretes was established in [24, 25] and attributed to greater movement of the synthetic material due to moisture when compared with the hardened cement paste [25]. The swelling and shrinkage movements are substantially smaller in practice (only about 50 % of the values found in the laboratory) as the concretes are not exposed long-term to water and the predominant ambient moisture level is higher [26]. The tests showed that under natural moisture conditions the deformation characteristics of the porous concretes tested with and without the addition of synthetics do not differ substantially from the behaviour of dense road concretes. In the "fresh on fresh" method of construction the stresses at the joint due to different deformation characteristics are therefore low. The stresses can be slightly higher if the concretes are produced at different times ("fresh on solid" construction).

5.1.4 Resistance to freeze-thaw with de-icing salt

With the majority of concretes the testing had to be discontinued because of severe damage before the intended 100 freeze-thaw cycles had been completed. The two test methods (see Section 4.4) produced approximately the same assessment for the resistance to freeze-thaw with de-icing salt of porous concretes with differing compositions. Figures 5 to 7 therefore only show the cube method with freezing in air and thawing in 3 % de-icing salt solution.

Damage due to freeze-thaw or to freeze-thaw with de-icing salt in normal dense concretes can be attributed primarily to alternating physical effects. During an introductory phase the freeze-thaw cycles cause substantially more intense take-up of water into the hardened cement paste matrix of the test piece than occurs with capillary water absorption. The damage starts after the critical water content has been reached. Dense concretes with w/c ratios of 0.25 have a very high resistance to freeze-thaw and to freeze-thaw with de-icing salt as they do not reach the critical saturation level. Neither weathering loss nor damage to the internal structure occurs in these concretes within the 100 freeze-thaw cycles.

On the other hand, porous concrete without any polymer dispersion is completely destroyed after very few freeze-thaw cycles. Due to the open pores of the porous concrete the contact area between the hardened cement paste and aggregate throughout the porous concrete is readily accessible from all sides and can be assumed to take up a great deal of water. The critical saturation level is reached rapidly. The damage which then occurs to the bond between aggregate and hardened cement paste destroys the concrete after only a few cycles (Figure 5). This is also indicated by visual assessment of the test pieces and of the weathered components. No damage was observed to the aggregate or to the cement paste, which is very dense because of the low w/c ratio, outside the contact region. The extent to which different coefficients of expansion between aggregate and mortar matrix contribute to this damage could not be deduced from the investigations. The addition of a polymer dispersion made a slight improvement to the resistance to freeze-thaw with de-icing salt, but no significant difference could be established between the three polymers used on the basis of this invest-

Ausdehnungskoeffizienten zwischen Zuschlag- und Mörtelmatrix zu diesem Schaden beitragen, lässt sich aus den Untersuchungen nicht ableiten. Der Zusatz einer Polymerdispersion verbesserte den Frost-Tausalz-Widerstand geringfügig. Ein wesentlicher Unterschied zwischen den drei verwendeten Polymeren konnte anhand dieser Untersuchung nicht festgestellt werden (Bild 6). Auch bei zunehmendem Gehalt an Polymer (Bild 5) wurde kein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand erreicht. Eine starke Zunahme der Abwitterung wurde zwar mit steigendem Polymeranteil erst bei höherer Frost-Tauwechsel-Anzahl bemerkbar, die innere Gefügeschädigung bestimmt an Hand der Änderung des dynamischen E-Moduls trat jedoch bei den unterschiedlichen Polymergehalten immer schon ab 20 Frost-Tau-Wechseln ein.

Da in erster Linie der Kontaktbereich zwischen Zuschlag und Zementstein geschädigt wurde, lag es nahe, diesen Übergangsbereich durch Zugabe von Silicastaub zu verbessern (siehe Bild 7). Die Zugabe von Silicastaub allein (Feststoffgehalt 10 Gew.-%, Beton 15) ohne Polymer führte nicht zu dem gewünschten Erfolg, da der Mörtel sich zu schlecht verarbeiten ließ und die Zuschläge nicht gleichmäßig umhüllt wurden. Dränbeton, der sowohl eine Polymerdispersion als auch Silicastaub enthielt, zeigte einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand. Weder trat bei der Prüfung eine deutliche Abwitterung auf noch kam es zu einem deutlichen Abfall des dynamischen E-Moduls. Es ist anzunehmen, dass das Gefüge des Zementsteins im Übergangsbereich zum Zuschlag so dicht wurde, dass auch hier die kritische Sättigung während des Versuchs nicht erreicht wurde. Ob allerdings in Verbindung mit einem Polymer schon ein Gehalt von 2,5 % Silicastaub ausreicht, muss weiter geklärt werden, da dieser Beton (Nr. 18) ab 80 Frost-Tau-Wechseln eine wenn auch geringe Abnahme des dynamischen E-Moduls aufwies.

Eine Änderung des Wasserzementwerts zwischen 0,25 und 0,30 und des Zementgehalts zwischen 280 kg/m³ und 350 kg/m³ brachte bei dem Dränbeton mit Polymer keine wesentliche Änderung des Frost-Tausalz-Widerstands. Selbst die Verringerung des Hohlraumgehalts von 28 % auf 19 % verbesserte den Frost-Tausalz-Widerstand nur geringfügig.

igation (Figure 6). Adequate resistance to freeze-thaw with de-icing salt could not be achieved even when the polymer content was increased (Figure 5). A sharp increase in the weathering loss with rising proportion of polymer did in fact only become noticeable after quite a large number of freeze-thaw cycles, but the damage to the internal structure determined from the change in dynamic modulus of elasticity always occurred after 20 freeze-thaw cycles with the different levels of polymer.

As the damage occurred primarily in the contact area between aggregate and hardened cement paste it was clear that this transition area might be improved by the addition of silica fume (see Figure 7). The addition of silica fume alone (solids content 10 wt.%, concrete 15) without polymer did not produce the desired success as the workability of the mortar was too poor and the aggregate particles were not uniformly encased. Porous concrete which contains a polymer dispersion as well as silica fume exhibited adequate resistance to freeze-thaw with de-icing salt. Neither a significant weathering loss nor a significant drop in dynamic modulus of elasticity occurred during the testing. It can be assumed that the microstructure of the hardened cement paste became so dense in the transition area to the aggregate that it did not reach the critical saturation level during the test. However, further clarification is needed to find whether a content of 2.5 % silica fume in conjunction with a polymer is sufficient as this concrete (No. 18) exhibited a drop, even though slight, in the dynamic modulus of elasticity after 80 freeze-thaw cycles.

A change in the water/cement ratio between 0.25 and 0.30 and in the cement content between 280 kg/m³ and 350 kg/m³ produced no substantial change in the resistance to freeze-thaw with de-icing salt in the porous concrete with polymer. Even the reduction in voids content from 28 % to 19 % produced only a slight improvement in the resistance to freeze-thaw with de-icing salt.

5.2 Composite test pieces

5.2.1 Laboratory investigations with small slabs

Testing the characteristics of the bond between open-pore porous concrete and dense base course concrete gave the following results:

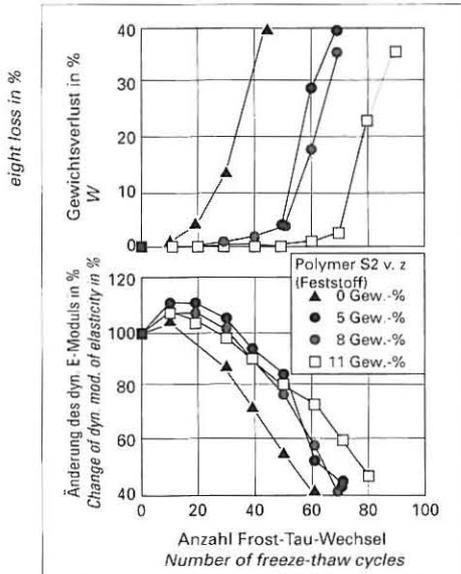


Bild 5: Gewichtsverlust und Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel und der Dosierung der Polymerdispersion S2 bei dem Prüfverfahren „Einfrieren an Luft/Tauen in Tausalzlösung“

Fig. 5: Weight loss and change of dynamic modulus of elasticity as a function of the number of freeze-thaw cycles and the dosage of polymer dispersion S2 using the "freezing in air/thawing in a solution of de-icing salt" test method

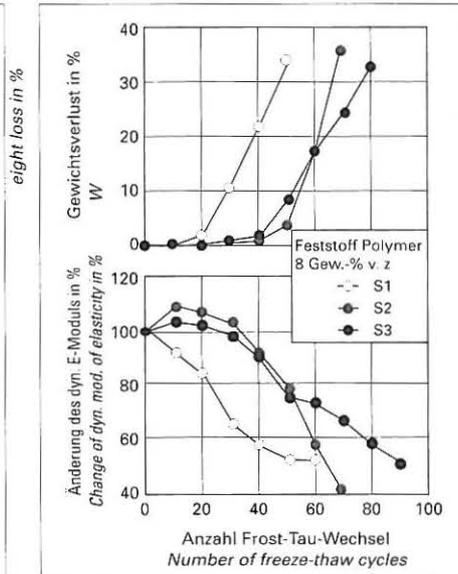


Bild 6: Gewichtsverlust und Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel und der Polymerdispersion bei dem Prüfverfahren „Einfrieren an Luft/Tauen in Tausalzlösung“

Fig. 6: Weight loss and change of dynamic modulus of elasticity as a function of the number of freeze-thaw cycles and of the polymer dispersion using the "freezing in air/thawing in a solution of de-icing salt" test method

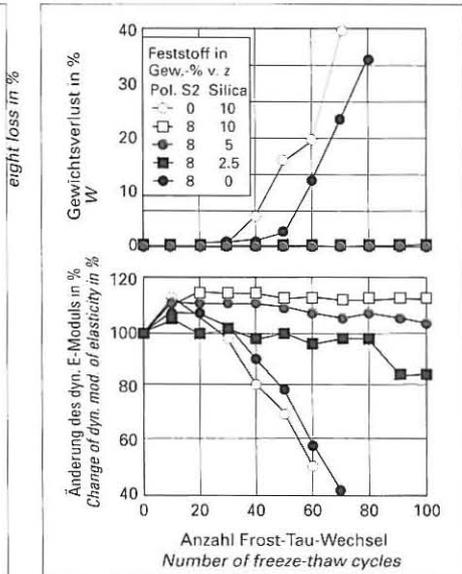


Bild 7: Gewichtsverlust und Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel und der Zugabe der Polymerdispersion S2 und/oder Silicastaub bei dem Prüfverfahren „Einfrieren an Luft/Tauen in Tausalzlösung“

Fig. 7: Weight loss and change of dynamic modulus of elasticity as a function of the number of freeze-thaw cycles and the addition of polymer dispersion S2 and/or silica fume, using the "freezing in air/thawing in a solution of de-icing salt" test method

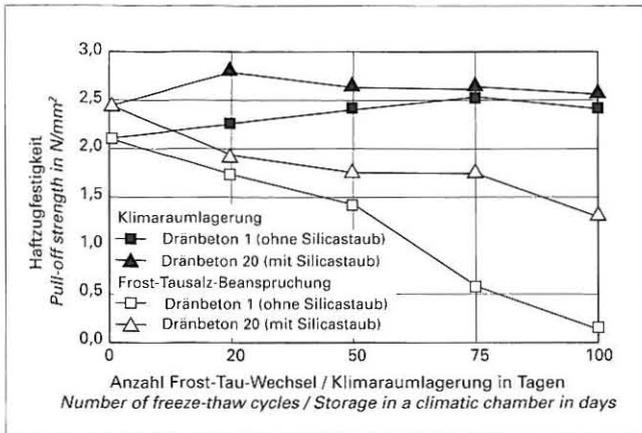


Bild 8: Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel bzw. der Dauer der Klimaraumlagerung
Fig. 8: Pull-off strength as a function of the number of freeze-thaw cycles and of the duration of storage in a climatic chamber

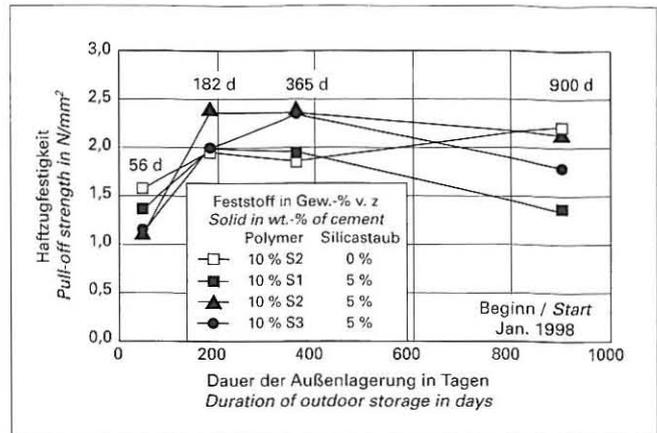


Bild 9: Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dauer der Außenlagerung und der Mischungszusammensetzung des Dränbetons
Fig. 9: Pull-off strength as a function of the duration of outdoor storage and of the mix composition of the porous concrete

5.2 Verbundprobekörper

5.2.1 Laboruntersuchungen mit kleinformigen Platten

Die Prüfungen des Verbundverhaltens zwischen offenporigem Dränbeton und dichtem Unterbeton ergaben folgende Ergebnisse:

– Haftzugfestigkeit bei Lagerung im Klimaraum

Die Haftzugfestigkeit stieg mit der Dauer der Klimaraumlagerung nur geringfügig an (Bild 8) und betrug 28 Tage nach dem Aufbringen des Dränbetons rd. 2,5 N/mm² (Nr. 1, 20). Die Zugabe von Silicastaub (5 Gew.-% Feststoff) und eine Erhöhung der Polymer-Zugabe von 8 Gew.-% auf 10 Gew.-% Feststoff (Nr. 20) verbesserte den Verbund. Der Bruch verlief mit wenigen Ausnahmen im Dränbeton.

– Haftzugfestigkeit nach Frost-Tausalz-Beanspruchung

Die Haftzugfestigkeiten sanken nach 50 Frost-Tau-Wechseln bei dem Dränbeton 1 ohne Silicastaub von rd. 2,1 N/mm² auf 1,4 N/mm² (Bild 8). Zu diesem Zeitpunkt versagte zum Teil die Haftbrücke und zum Teil der Dränbeton. Beim Versagen des Dränbetons verlief der Bruch immer 0,50 cm bis 1,00 cm oberhalb der Verbundfuge. Nach 75 Frost-Tau-Wechseln versagte stets die Haftbrücke. Nach 100 Frost-Tau-Wechseln sank die Haftzugfestigkeit auf rd. 0,2 N/mm² ab. Durch Zugabe von Silicastaub (Nr. 20) ließ sich der Abfall der Haftzugfestigkeit durch die Frost-Tausalz-Beanspruchung verringern (Bild 8).

5.2.2 Außenlagerung großformatiger Platten

Vier Platten wurden Anfang Januar 1998 drei Tage nach dem Betonieren der Dränbetone (Nr. 19 bis 22) ausgelagert. In den ersten beiden Wochen nach Auslagerung war kein Frost zu verzeichnen. Im Gegensatz zu den kleinformigen Laborprobekörpern (Temperaturwechsel zwischen +20 °C und -20 °C) waren die großformatigen Platten in der Außenlagerung infolge der milden Winter einer vergleichsweise geringen Temperaturbeanspruchung unterworfen. Die Temperaturmessungen im Dränbeton (Messfühler in Plattenmitte 0,50 cm über der Verbundfuge) ergaben während eines Zeitraums von rd. 2,5 Jahren (1/1998 bis 5/2000) nur 15 Frost-Tau-Wechsel mit einer Tiefsttemperatur von rd. -5 °C. Die Haftzugfestigkeit erreichte 56 Tage nach dem Aufbringen des Dränbetons infolge der verzögerten Festigkeitsentwicklung durch die anfänglichen niedrigen Umgebungstemperaturen nur Werte zwischen 1,0 N/mm² und 1,5 N/mm² und stieg danach bis auf rd. 1,8 N/mm² bis 2,5 N/mm² an (Bild 9). Ein Abfall der Haftzugfestigkeit konnte bis zum Alter von einem Jahr bei keiner Mischungszusammensetzung festgestellt werden. Auch Unterschiede in der Mischungszusammensetzung machten sich kaum bemerkbar. Erst bei der Prüfung nach 2,5 Jahren war bei den Dränbetonen 19 und 21 (Polymer S1 bzw. S3 und Silicastaub) erstmals eine Verringerung der Haftzugfestigkeit um rd. 0,6 N/mm² festzustellen.

– Pull-off strength on storage in climatic chamber

The pull-off strength increased only slightly with the duration of the climatic chamber storage (Figure 8) and was approximately 2.5 N/mm² (Nos. 1, 20) 28 days after application of the porous concrete. The addition of silica fume (5 wt. % solids) and an increase in the polymer addition from 8 wt. % to 10 wt. % solids (No. 20) improved the bond. With few exceptions the fracture took place in the porous concrete.

– Pull-off strength after stressing by freeze-thaw with de-icing salt

With porous concrete 1 without silica fume the pull-off strength fell after 50 freeze-thaw cycles from about 2.1 N/mm² to 1.4 N/mm² (Figure 8). At this point the failure was sometimes in the bond coat and sometimes in the porous concrete. When the failure lay in the porous concrete the fracture always ran 0.50 cm to 1.00 cm above the joint. After 75 freeze-thaw cycles the failure always occurred in the bond coat. After 100 freeze-thaw cycles the pull-off strength had fallen to about 0.2 N/mm². The drop in pull-off strength caused by the stressing by freeze-thaw with de-icing salt was reduced by the addition of silica fume (No. 20) (Figure 8).

5.2.2 Outside storage of large slabs

At the beginning of January 1998 four slabs were placed in outside storage three days after placing the porous concrete (Nos. 19 to 22). No frost occurred in the first two weeks after the outside storage. Due to the mild winter the large slabs in the outside store were subjected to comparatively little temperature stressing when compared with the small laboratory test pieces (temperature cycle between +20 °C and -20 °C). The temperature measurements in the porous concrete (sensor in the centre of the slab 0.50 cm above the joint) showed only 15 freeze-thaw cycles with a lowest temperature of about -5 °C during a period of about 2.5 years (1/1998 to 5/2000). Due to the delayed strength development caused by the initially lower ambient temperatures the pull-off strength only reached values of between 1.0 N/mm² and 1.5 N/mm² 56 days after application of the porous concrete, after which it rose to about 1.8 N/mm² to 2.5 N/mm² (Figure 9). Up to one year no drop in pull-off strength was observed with any of the mix compositions. There were also hardly any appreciable differences between the mix compositions. Only in the test after 2.5 years was a reduction in pull-off strength by about 0.6 N/mm² detected in porous concretes 19 and 21 (polymers S1 or S3 with silica fume).

6 Summary

The laboratory investigations were intended to examine questions about the long-term characteristics of open-pore porous concretes and the durability of the bond between open-pore top concrete and the dense base course concrete. The strength properties – compressive, flexural tensile, and tensile splitting strengths – of porous concretes with the differing compositions were established and

6 Zusammenfassung

Mit den Laboruntersuchungen sollten Fragen zum Langzeitverhalten offenerporiger Dränbetone und zur Dauerhaftigkeit des Verbunds zwischen offenerporigem Oberbeton und dichtem Unterbeton untersucht werden. Hierzu wurden die Festigkeitseigenschaften – Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit – verschieden zusammengesetzter Dränbetone ermittelt sowie deren Frost-Tausalz-Widerstand mit verschiedenen Prüfverfahren untersucht. In orientierenden Versuchen wurden Schwinden und Quellen bestimmt. Die Dauerhaftigkeit des Verbunds wurde an Verbundprobekörpern durch die Prüfung der Haftzugfestigkeit beurteilt. Es ergaben sich folgende Einflüsse auf die Eigenschaften des Dränbetons und die Dauerhaftigkeit des Verbunds:

- Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Dränbetons werden in erster Linie vom Hohlraumgehalt beeinflusst. Mit steigendem Hohlraumgehalt vermindert sich die Festigkeit. Daher sollte bei der Herstellung des Dränbetons der vorgesehene Hohlraumgehalt, der aus lärmetechnischen Gründen bei etwa 25 % liegen sollte, nicht überschritten werden. Die Biegezug- und Spaltzugfestigkeit lässt sich durch die Zugabe einer Polymerdispersion steigern. Trotz dieser Festigkeitssteigerung kann die Druckfestigkeitsanforderung der ZTV-Beton für hoch belastete Autobahnen (Bauklasse SV) nicht eingehalten werden. Allerdings kann die geforderte Biegezugfestigkeit durch die Zugabe einer Polymerdispersion erreicht werden.
- Quellen und Schwinden der Dränbetone und des dichten Straßenbetons unterschieden sich kaum, so dass bei den geprüften Betonen hierdurch keine wesentliche zusätzliche Beanspruchung in der Verbundzone auftrat.
- Der Frost-Tausalz-Widerstand lässt sich durch die Verringerung des Hohlraumgehalts und eine möglichst hoch dosierte Zugabe einer geeigneten Polymerdispersion geringfügig verbessern. Bei den Laborprüfungen ließ sich aber ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand nur erzielen, wenn dem Beton gleichzeitig zum Polymer auch Silicastaub zugegeben wurde. Der Silicastaub verbessert die Haftung des Zementleims am Zuschlag und die Grünstandfestigkeit, verschlechtert allerdings die Verarbeitbarkeit.
- Die Entwicklung der Haftzugfestigkeit bei kleinformatischen Probekörpern aus offenerporigem Dränbeton und dichtem Unterbeton zeigt, dass infolge einer Frost-Tausalz-Beanspruchung die Haftzugfestigkeit stark abfällt. Durch Silicastaub lässt sich dieser Abfall verringern. Großformatige Verbundprobekörper, die in einer rd. zweieinhalbjährigen Außenlagerung den natürlichen Witterungsbedingungen mit 15 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt waren, zeigten auch nach 2,5 Jahren noch keinen der Laborlagerung vergleichbaren starken Abfall der Haftzugfestigkeit.
- Nach den vorliegenden Laboruntersuchungen wird für weitere Erprobungen ein Dränbeton mit einem rechnerischen Hohlraumgehalt von maximal 25 %, einem Zementgehalt von rd. 280 kg/m³ bis 300 kg/m³ und einem w/z-Wert von rd. 0,25 empfohlen. Als Zuschlag sollte ein polierresistenter Splitt (PSV-Wert > 53) mit möglichst geringem Anteil an Überkorn verwendet werden. Die Untersuchungsergebnisse zeigen keinen nennenswerten positiven Einfluss einer Sandzugabe. Erfahrungsgemäß schwankt aber gerade bei Sanden die Eigenfeuchte stärker, so dass das Einhalten des vorgegebenen w/z-Werts bei dem ohnehin geringen Wassergehalt des Dränbetons erschwert wird. Daher sollte kein Sand verwendet werden. Als Zusatzmittel sollte eine Polymerdispersion in einer Dosierung von rd. 10 Gew.-% (Feststoff) und eine Silicastaubsuspension in einer Dosierung von mindestens 3,5 Gew.-% (Feststoff) verwendet werden. Um Erfahrungen mit der Verarbeitbarkeit eines Dränbetons mit Silicastaub zu sammeln, sollte zunächst eine Versuchsstrecke auf einer untergeordneten Verkehrsfläche gebaut werden.
- Der wichtige Einfluss dynamischer Beanspruchungen auf das Langzeitverhalten unter Verkehr wurde in der vorliegenden Arbeit mangels geeigneter Laborprüfverfahren nicht untersucht. Das Langzeitverhalten bzw. die Verarbeitbarkeit eines im Labor optimierten Dränbetons muss daher noch in der Praxis überprüft werden. Es muss festgestellt werden, ob nicht einzelne Zuschlagkörner an der Oberfläche des Dränbetons durch die Verkehrsbeanspruchung herausgerissen werden.

their resistance to freeze-thaw with de-icing salt was investigated by various test methods. Shrinkage and swelling were determined in preliminary investigative trials. The durability of the bond was assessed on composite test pieces by testing the pull-off strength. The following factors were found to affect the properties of the porous concrete and the durability of the bond:

- The compressive, flexural tensile, and tensile splitting strengths of the porous concrete are affected primarily by the voids content. The strength falls with increasing voids content. The specified voids content, which for acoustic reasons is 25 %, should therefore not be exceeded when producing the porous concrete. The flexural tensile and tensile splitting strengths can be increased by the addition of a polymer dispersion. In spite of this increase in strength it is not possible to comply with the compressive strength specification for road concrete for heavily loaded autobahns (construction class SV). However the required flexural tensile strength can be achieved by the addition of a polymer dispersion.
- There is hardly any difference between the swelling and shrinkage of porous concretes and of dense road concrete, so no substantial additional stresses occurred in the bond zone with the concretes tested.
- The resistance to freeze-thaw with de-icing salt can be improved by lowering the voids content and using the highest possible addition of a suitable polymer dispersion. However, the resistance to freeze-thaw with de-icing salt could only be improved substantially in the laboratory tests when silica fume was also added at the same time as the polymer. The addition of silica improves the green strength and the adhesion of the cement paste to the aggregate, but it impairs the workability.
- The development of the pull-off strength in small test pieces made of porous concrete and dense base course concrete shows that stressing by freeze-thaw with de-icing salt causes a sharp drop in the pull-off strength. This drop can be reduced by addition of silica fume. Large composite test pieces which had been exposed for about two and a half years to natural weather conditions with 15 freeze-thaw cycles during external storage showed none of the sharp drop in pull-off strength comparable to the laboratory storage even after 2.5 years.
- After these laboratory investigations it is recommended that further testing should be carried out on a porous concrete with a maximum theoretical voids content of 25 %, a cement content of about 280 kg/m³ to 300 kg/m³ and a w/c ratio of about 0.25. Polish-resistant chippings (PSV value > 53) with the smallest possible percentage of oversize material should be used as the aggregate. The results of the investigation show no appreciable beneficial effect from the addition of sand. In fact, experience shows that the inherent moisture content of sand varies quite sharply so that it becomes more difficult to maintain the specified w/c ratio at the water content of the porous concrete, which in any case is low. Therefore no sand should be used. A polymer dispersion at an addition of about 10 wt. % (solids) and a silica fume suspension at an addition of at least 3.5 wt. % (solids) should be used as admixtures. In order to gain experience with the workability of porous concrete made with silica fume a test section should be constructed initially on a secondary vehicle surface.
- The important influence of dynamic stressing on long-term behaviour under traffic was not investigated in this work through lack of suitable laboratory test methods. The long-term behaviour and the workability of a porous concrete which has been optimized in the laboratory must therefore still be tested under practical conditions. It is necessary to establish whether single chippings can be torn from the surface of the porous concrete by exposure to traffic wear.

Literatur

- [1] Richtlinie für den Lärmschutz an Straßen RLS 90, Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Ausgabe 1990
- [2] Allg. Rundschreiben Straßenbau Nr. 14/1991, Bundesminister für Verkehr, Bonn, 25.4.1991
- [3] Eickschen, E., Siebel, E.: Dauerhaftigkeit von Dränbeton für Betonfahrbahndecken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 764, Hrsg.: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn 1998
- [4] Brite/Euram Project BE 3415: "Surface properties of concrete roads in accordance with traffic safety and reduction of noise". Final technical report, Oktober 1994.
- [5] Brite/Euram Project BE 3415: "Surface properties of concrete roads in accordance with traffic safety and reduction of noise". State-of-the-art-report and recommendations for practice and further developments, Oktober 1994.
- [6] Huschek, S.: General Report Theme 5 – Safety and Environment. 8. Internationales Betonstraßensymposium, 13.-16. September 1998, Lissabon, Proceedings, CEMBUREAU 1999
- [7] Bijen, J.: „Die Entwicklung lärmindernder Betondecken in den Niederlanden“. Betonstraßentagung 1989, Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen, H. 19, Köln 1991.
- [8] Rosell, J., Aguado, A., and Josa A.: Porous Concrete for Urban Pavements. 6th International Symposium on Concrete Roads, Madrid, 1990
- [9] Straßen der Zukunft. Beton 44 (1994) H. 11, S. 651.
- [10] Autoreifen flüstern auf grobkörniger Betonoberfläche. VDI-Nachrichten 49 (1995) S. 26
- [11] Siebel, E., Eickschen, E.: Lärmarme Betonfahrbahndecken – ein europäisches Forschungsprojekt. Straße und Autobahn 46 (1995) H. 11, S. 658-662
- [12] Onstenk, E., Aguado, A., Eickschen, E., Josa, A.: Laboratory study of porous concrete for its use as top-layer of concrete pavements. Paper presented at the 5th International Conference on Concrete Pavements, Design and Rehabilitation, Purdue University, USA, April 1993
- [13] Josa, A., Onstenk, E., Jofré, C., Eickschen, E., Aguado, A.: Porous top layer for concrete pavements: laboratory study and structural analysis. Paper presented at the conference "Concrete across boarders", Odense Denmark, Juni 1994
- [14] Eickschen, E., Siebel, E.: Noise reducing concrete surfaces. Paper presented at the conference "Concrete across boarders", Odense Denmark, Juni 1994
- [15] Riffel, E.: Deckschichten aus Dränbeton – eine ökologische Bauweise. Straße und Autobahn 47 (1996) H. 11, S. 653-659
- [16] Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, H. 422, Beuth-Verlag, Berlin 1991
- [17] Eickschen, E., Siebel, E.: Drain-HGT als wasserdurchlässige Tragschicht im Verkehrswegebau. Straße und Autobahn 45 (1994), H. 4, S. 193-199
- [18] Swedish Standard SS 137244. Concrete testing – Hardened concrete – Frost resistance
- [19] Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, ZTV-SIB 90. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund 1990
- [20] Projektgruppe „Lärmindernde Straßendecken“: Offenporige Asphaltdeckschichten auf Außerortsstraßen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen BASt, Straßenbau Heft S 12, Bergisch Gladbach 1996
- [21] Hilsdorf, H.: Dauerhaftigkeit von hochfestem Beton. Darmstädter Massivbau-Seminar „Hochfester Beton“, Band 6, Darmstadt 1991
- [22] Stark, J.: Zu einigen Aspekten der „Dauerhaftigkeit von Hochleistungsbeton“. Leipziger Massivbau-Seminar „Erfahrungen mit Hochleistungsbeton (HLB)“, Band 7, Leipzig 1998
- [23] ZTV Beton-StB 93, Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1993
- [24] Schießl, P., Alfes, C., Sybertz, F., Vannahme, S.: Verwendung von Kunststoffdispersionen als Zusatzstoff für Beton nach DIN 1045 bei Einwirkung umweltgefährdender Flüssigkeiten. Bauingenieur 68 (1993) S. 19-26
- [25] Schorn, H.: Kunststoffmodifizierter Beton/PCC. Schriften zur Materialtechnologie des Bauingenieurs, Vulkan-Verlag Essen, 1989
- [26] Eickschen, E., Siebel, E.: Einfluß der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton. beton 48 (1998) H. 9, S. 580-586 u. H. 10, S. 641-646
- [27] Siebel, E.: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. Beton 42 (1992) H. 9, S. 496-501
- [28] Großkurth, K. P., Konietzko, A.: Polymermodifizierter zementgebundener Beton als Konstruktionswerkstoff. Bauingenieur 64 (1989) S. 173-179

Freisetzung flüchtiger Substanzen aus zementgebundenen Bauprodukten

Release of volatile substances of cement-bound building products

Übersicht

In der Öffentlichkeit und unter Fachleuten wird die Schadstoffbelastung im Wohnbereich im Hinblick auf eine gesundheitliche Beeinträchtigung zunehmend diskutiert. Dies geschieht u.a. auch deshalb, weil aus Energiespargründen immer dichtere Gebäudehüllen mit geringerem Luftwechsel erstellt werden. Durch den mangelnden Luftaustausch können sich anfallende Schadstoffe in Innenräumen anreichern. Um die Erkenntnisse über die Abgabe flüchtiger, eventuell schädlicher Stoffe bei der Herstellung zementgebundener Baustoffe oder aus erhärteten Produkten zu erweitern, wurde im Forschungsinstitut der Zementindustrie das Forschungsvorhaben „Gasemissionen aus zementgebundenen Baustoffen“ durchgeführt. Der Schwerpunkt der Arbeiten lag bei der Untersuchung von Freisetzungen organischer Substanzen aus Betonzusatzmitteln. Daneben wurde in gezielten Versuchen der möglichen Freisetzung von Mahlhilfsmitteln aus Zementen und von Ammoniak aus Flugaschen nachgegangen. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, daß flüchtige Substanzen, die über Zemente, Betonzusatzstoffe und Betonzusatzmittel in den Baustoff eingetragen werden, nur sehr geringe Emissionen verursachen. Eine Belästigung oder Gefährdung der Gesundheit der Nutzer durch zementgebundene Bauprodukte ist nicht zu befürchten.

Abstract

There is increasing discussion in public and among experts about the risk to health due to pollution by harmful substances in residential accommodation. This has come about because, among other things, increasingly impermeable building claddings with less ventilation are being erected to save energy. Harmful substances produced can build up in the residential accommodation as a result of the deficient air replacement. The Research Institute of the Cement Industry has carried out a research project "Gas emissions from cement-bound building materials" in order to increase the understanding of the release of volatile, possibly harmful, substances during the production of cement-bound building materials or from hardened products. The work concentrated on investigating the release of organic substances from concrete admixtures. There were also some specific investigations to examine the possible release of grinding aids from cement and of ammonia from fly ash. The results of the investigations show that volatile substances which are introduced into the building material through cements, concrete additions and concrete admixtures cause only very slight emissions. There is no danger of concrete-bound building products causing a nuisance or posing a threat to the health of the user.

1 Einleitung

Mörtel und Beton können geringe Mengen flüchtiger Substanzen enthalten, die über die Ausgangsstoffe in die Baustoffe eingebracht werden. Im Porengefüge des Zementsteins gehen diese Substanzen, soweit sie nicht in bzw. an den Hydratphasen gebunden werden, in den Gasraum über und können durch Diffusionsprozesse transportiert an die Außenluft bzw. Innenraumluft abgegeben werden. Dabei steigt die Freisetzungsrates mit zunehmendem Dampfdruck der flüchtigen Stoffe und zunehmender Temperatur, während sie mit zunehmender Dichtigkeit der Zementsteinmatrix und zunehmendem Feuchtegehalt abnimmt [1].

Bauteile aus rein anorganischen, traditionell eingesetzten und bewährten Baustoffen, wie Mörtel, Putz, Beton, Stahl und Glas, zeigen nach dem Einbau in der Regel keine oder nur eine unbedeutende Freisetzung von Schadstoffen, so daß Gesundheitsbelastungen ausgeschlossen werden können [2, 3]. Im Zuge betontechnologischer Weiterentwicklungen kommen neben Zement, Wasser und Zuschlag zunehmend auch Zusatzstoffe und Zusatzmittel zur Anwendung. So werden in der Bundesrepublik Deutschland nach Schätzungen derzeit 80 % bis 90 % aller Betone mit Zusatzmitteln hergestellt, wobei schwerpunktmäßig Betonverflüssiger und Fließmittel eingesetzt werden [4]. Daraus ergibt sich die Frage, ob durch anorganische und besonders durch organische Zusatzstoffe und Zusatzmittel Substanzen in den Mörtel oder Beton eingebracht werden, die zu unerwünschten gasförmigen Emissionen führen können.

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Einfluß von Mahlhilfen zur Mahlung von Portlandzementklinker

Aus den Zementrohstoffen Kalkstein und Ton bzw. ihrem natürlichen Gemisch, dem Kalksteinmergel, wird im Drehrohrföfen, gegebenenfalls unter Zusatz von Korrekturstoffen, der Portland-

1 Introduction

Mortar and concrete may contain small amounts of volatile substances which are introduced into the building products via the raw materials. These substances pass in the pore structure of the hardened cement paste into the atmosphere and may be transported through the material by diffusion processes and released to the outdoor or indoor air, unless they are captured in or on the hydrate phases. The rate of release rises as the vapour pressure of the volatile substances and the temperature increases, whereas it falls with increasing density of the hardened cement paste matrix and rising moisture content [1].

Components made of traditional, proven building products which are purely inorganic in nature, such as mortar, stucco, concrete, steel and glass, generally release insignificant amounts of harmful substances or none at all after installation; hence any harmful effects on health can be ruled out [2, 3]. In the wake of developments in concrete technology, cement, water and aggregate are increasingly being joined by additions and admixtures as constituents of concrete. In Germany, for instance, it is estimated that 80 to 90 % of all concretes are produced with admixtures, chief among these being concrete plasticizers and superplasticizers [4]. This raises the question of whether the use of inorganic and especially organic additions and admixtures is leading to the introduction into the mortar or concrete of substances capable of causing undesirable gaseous emissions.

2 Present state of knowledge

2.1 Influence of grinding aids for grinding of Portland cement clinker

The cement raw materials limestone and clay, or their naturally occurring mixture calcareous marl, are burnt in a rotary kiln, if necessary with added correcting materials, to produce Portland cement clinker. The kiln feed is heated in 30 to 60 minutes, depending on the type of kiln, to sintering temperatures of approx. 1 450 °C, with

zementklinker gebrannt. Je nach Ofenbauart wird das Brenngut in 30 bis 60 Minuten auf Sintertemperaturen von ca. 1450 °C erhitzt. Dabei betragen die Gastemperaturen im Drehrohrofen bis zu 2000 °C. Aufgrund dieser hohen Temperaturen sowie der aus Gründen der Produktqualität herrschenden oxidierenden Ofenatmosphäre sind organische Verbindungen im Portlandzementklinker praktisch nicht nachweisbar.

Zur Herstellung von Zement wird der Portlandzementklinker fein gemahlen und zur Erstarrungsregelung mit Gips und/oder Anhydrit versetzt. Zur Verbesserung der Energieausnutzung bei der Mahlung sehr feiner Zemente werden häufig Mahlhilfen in Konzentrationen von weniger als 0,1 Gew.-% zugesetzt. Die wichtigsten Mahlhilfen zur Zementmahlung sind Glycole und Triethanolamin. Durch den Einsatz dieser Stoffe läßt sich die Leistung technischer Mühlen um bis zu 40 % steigern [5].

Untersuchungen über das Verhalten der Mahlhilfen Propylenglycol und Triethanolamin in Zementmühlen haben gezeigt, daß diese Mahlhilfen, die in Mengen von 0,10 kg bis 0,52 kg je t Zement während der Versuche aufgegeben wurden, beim Mahlen zunächst chemisorptiv am Portlandzementklinker gebunden werden. Schon nach kurzer Zeit geht die chemisorptive Bindung in eine chemische Bindung über. Von den aufgegebenen Mengen an Mahlhilfen wurden 87 % bis 98 % am Klinkerkorn gebunden. Der nicht gebundene Anteil von rd. 2 % bis 13 % wurde bereits beim Mahlvorgang gasförmig emittiert [6].

Trägergasextraktionen, bei denen die Zemente auf eine Temperatur von rd. 250 °C erhitzt wurden, haben qualitativ gezeigt, daß unter diesen Bedingungen nur das aus dem Triethanolamin gebildete Monoethanolamin teilweise verdampfbar ist [7].

2.2 Flugaschen als Zementbestandteile oder als Betonzusatzstoffe

Steinkohlenflugaschen aus Kraftwerken sowohl mit Schmelzkammer- als auch mit Trockenfeuerung werden seit Jahrzehnten als Betonzusatzstoff nach DIN 1045 eingesetzt. Zur Reduzierung des NO_x-Gehaltes im Rauchgas wird häufig das SCR-(Selektive Catalytische Reduktion-)Verfahren angewendet. Bei diesem Verfahren wird Ammoniak in das Rauchgas eingedüst und der Rauchgasstrom über Katalysatoren geleitet. Dabei werden die Stickstoffoxide selektiv zu Stickstoff und Wasserdampf reduziert. Der nicht abgebaute Ammoniakrest im Rauchgas hinter der Katalysatoranlage (Ammoniak schlupf) verbindet sich mit gasförmiger Schwefelsäure zu Ammoniumhydrogensulfat und kondensiert in Form von Salzen. Nach [8] haftet der überwiegende Anteil von rd. 80 % der Ammoniumsalze an den Flugaschen und wird zusammen mit diesen im Elektrofilter abgeschieden.

In wässrigen, alkalischen Medien, wie sie zum Beispiel im Frischbeton gegeben sind, wird Ammoniak aus seinen Salzen verdrängt und kann gasförmig freigesetzt werden. Untersuchungen an Estrichen, die in einen fensterlosen Raum gepumpt und bei denen unterschiedlich ammoniumsalzbelastete Flugaschen verwendet wurden, haben ergeben, daß selbst bei Konzentrationen von 314 mg Ammoniumsalz je kg Flugasche und Flugaschegehalten von 123 kg je m³ Frischestrich, die Ammoniakkonzentration in der Raumluft höchstens den niedrigen Geruchsschwellenwert von 3,8 mg/m³ erreicht, bei einem MAK-Wert von 31 mg/m³ [9]. Bereits nach einem Tag war keine Ammoniakfreisetzung mehr feststellbar. Untersuchungen mit einer Flugasche, der bis zu 256 mg festes Ammoniumhydrogensulfat je kg zugemischt wurden, bestätigten diese Ergebnisse. Zur Bewertung dieser Untersuchungsergebnisse wird in [9] festgestellt, daß bei ordnungsgemäß funktionierenden Kraftwerksanlagen keine Ammoniumsalzbelastungen in der Größenordnung von 200 mg je kg Flugasche auftreten.

2.3 Betonzusatzmittel

Betonzusatzmittel sind organische oder auch anorganische Zusätze zu Beton, die durch chemische und/oder physikalische Wirkungen die Eigenschaften von Beton beeinflussen. Zum Beispiel können beim Frischbeton die Verarbeitbarkeit und das Abbindeverhalten mit Zusatzmitteln gesteuert werden, aber auch Festbetoneigenschaften wie Festigkeit, Dichtigkeit, Dauerhaftigkeit und Frost-/

gas temperatures of up to 2000 °C in the rotary kiln. On account of these high temperatures and the oxidizing kiln atmosphere which prevails for reasons of product quality, organic compounds are in practice undetectable in the Portland cement clinker.

To make cement, the Portland cement clinker is finely ground and mixed with gypsum and/or anhydrite to regulate setting. Grinding aids are often added in concentrations of less than 0.1 wt.-% to improve the utilization of energy when grinding very fine cements. The most important cement grinding aids are glycols and triethanolamine. The use of these substances enables the performance of industrial mills to be boosted by up to 40 % [5].

Investigations of the behaviour of the grinding aids propylene glycol and triethanolamine in cement mills have shown that these grinding aids, which were added in amounts of 0.10 to 0.52 kg per tonne of cement during the tests, are initially bound by chemisorption to the Portland cement clinker during grinding. The chemisorptive bond is very quickly transformed into a chemical bond. 87 to 98 % of the grinding aid added was bound to the clinker particles. The unbound portion of approx. 2 to 13 % was emitted in gaseous form during the grinding operation itself [6].

Carrier gas extractions, in which the cements were heated to a temperature of approx. 250 °C, have shown in qualitative terms that, under these conditions, only the monoethanolamine which forms from the triethanolamine may be volatilized to a certain extent.

2.2 Use of fly ash as cement constituents or concrete additions

Hard-coal fly ash from power stations – both those equipped with slag tap furnaces and those employing dry bottom furnaces – has for decades been used as a concrete addition in conformity with DIN 1045. Reduction of the NO_x content of the flue gas is often accomplished by means of the SCR (Selective Catalytic Reduction) process, in which ammonia is sprayed into the flue gas and the flue gas stream is passed over catalyst beds. The nitrogen oxides are selectively reduced to nitrogen and water vapour. The non-decomposed residual ammonia in the flue gas downstream of the catalytic unit (ammonia slip) combines with gaseous sulphuric acid to form ammonium hydrogen sulphate and condenses in the form of salts. According to [8], the greater part (approx. 80 %) of the ammonium salts adheres to the fly ash and is collected with it in the electrostatic precipitator.

In aqueous, alkaline media such as are present in, for instance, green concrete, ammonia is displaced from its salts and can be released in gaseous form. Tests on screeds which were pumped into a windowless room and in which fly ash contaminated with different amounts of ammonium salts were used have revealed that even at concentrations of 314 mg ammonium salt per kg fly ash and fly ash contents of 123 kg per m³ of freshly mixed screed, the concentration of ammonia in the indoor air at most reaches the low odour threshold value of 3.8 mg/m³, whereas the maximum allowable workplace concentration ("MAK" value) is 31 mg/m³ [9]. No further release of ammonia could be detected after only one day. Tests with a fly ash to which up to 256 mg of solid ammonium hydrogen sulphate per kg was added confirmed these results. As an indication of the significance of these test results, it is stated in [9] that levels of ammonium salt contamination of the order of 200 mg per kg of fly ash do not occur in properly functioning power stations.

2.3 Concrete admixtures

Concrete admixtures are organic or inorganic additions to concrete which influence the properties of concrete by chemical and/or physical effects. For example, in the case of green concrete the workability and setting behaviour can be controlled with admixtures; however, qualities of hardened concrete such as strength, impermeability, durability and resistance to freeze-thaw attack with de-icing salt can also be positively influenced by means of admixtures. In terms of quantity, concrete admixtures play only a minor role in the multi-component system "concrete". The German approval regulations limit the maximum allowable quantity of admixture to 50 ml or 50 g per kg cement [10].

As far as is currently known, most of the active agents of the concrete admixtures used as plasticizers, superplasticizers, retarders,

Taumittelbeständigkeit können mit Zusatzmitteln positiv beeinflusst werden. Mengenmäßig spielen Betonzusatzmittel im Mehrstoffsystem Beton nur eine untergeordnete Rolle. Die deutschen Zulassungsrichtlinien beschränken den Höchstwert der zulässigen Zusatzmenge auf 50 ml oder 50 g je kg Zement [10].

Nach dem heutigen Stand des Wissens werden die meisten Wirkstoffe der als Betonverflüssiger (BV), Fließmittel (FM), Verzögerer (VZ), Beschleuniger (BE), Luftporenbildner (LP), Dichtungsmittel (DM), Einpreßhilfen (EH) und Stabilisierer (ST) eingesetzten Betonzusatzmittel fest und dauerhaft in die Zementsteinmatrix eingebunden [4, 11]. Da es sich bei den Wirkstoffen von Betonzusatzmitteln in der Regel um schwerflüchtige Substanzen handelt, sind Ausgasungen dieser Stoffe aus Betonen in meßbaren Konzentrationen kaum zu erwarten. Organische Wirkstoffe von Betonzusatzmitteln können jedoch von Mikroorganismen angegriffen und abgebaut werden, weshalb Zusatzmittel aus Gründen der Haltbarkeit häufig mit mehr oder weniger flüchtigen Konservierungsmitteln stabilisiert werden. Einige Wirkstoffe, wie z.B. Melaminsulfonate oder Naphthalinsulfonate, enthalten produktionsbedingt geringe Mengen an Formaldehyd. Als Konservierungsmittel dienen nach [11] im wesentlichen

- Formaldehyd und Formaldehyd abspaltende Verbindungen,
- phenolische Verbindungen und
- Isothiazolinone.

Marktmäßig stehen in Deutschland Formaldehyd und Formaldehyd abspaltende Verbindungen im Vordergrund. Alle Konservierungsmittel werden den Zusatzmitteln nur in geringen Konzentrationen von 0,02 bis 0,5 Gew.-% des zu konservierenden Produkts zugesetzt. Wegen der geringen Zugabemengen von Betonzusatzmitteln zum Beton von weniger als 5 Gew.-%, bezogen auf das Zementgewicht, gelangen deshalb nur äußerst geringe Mengen von Konservierungsmitteln in den Beton bzw. Mörtel, z.B. max. 0,0035 Gew.-%, bezogen auf einen Beton mit 320 kg/m³ Zement.

Trotz dieser sehr geringen Konzentrationen, in der die Konservierungsmittel über die Betonzusatzmittel in den Beton gelangen, kann unter der Annahme, daß sie vollständig an die Innenraumluft abgegeben werden, rechnerisch eine Überschreitung der zulässigen Innenraumkonzentration erfolgen. Dies auch deshalb, weil die vom Bundesgesundheitsamt (BGA) empfohlenen zulässigen Innenraumkonzentrationen für Formaldehyd mit 0,1 ppm \approx 0,12 mg je m³ äußerst gering festgelegt worden sind [12].

Einen wesentlichen Einfluß auf die sich einstellenden Innenraumkonzentrationen übt der zeitliche Verlauf der Ausgasung von Konservierungsmitteln aus. Dabei sind mehrere Fälle zu unterscheiden. Wird das Konservierungsmittel sehr schnell abgegeben, erfolgt eine weitgehende Freisetzung bereits bei der Verarbeitung. Diese ist anhand des zulässigen MAK-Wertes zu bewerten. Für den späteren Benutzer eines Wohngebäudes hat die Freisetzung dann keine Auswirkungen mehr. Wird andererseits das Konservierungsmittel nur sehr langsam aus dem Baustoff abgegeben, ist bei den eingesetzten geringen Mengen der zuvor beschriebenen Konservierungsmittel davon auszugehen, daß eine Arbeitsplatzgefährdung während der Verarbeitung nicht und eine Gefährdung während der Nutzung, z.B. in einem Wohngebäude, kaum gegeben ist.

Ob bei mäßig schneller Freisetzung der Konservierungsmittel Emissionen möglich sind, die zu Überschreitungen der vom BGA empfohlenen Innenraumkonzentrationen über längere Zeiträume führen, bedarf weiterer Untersuchungen. Aus den bislang vorliegenden, jedoch nicht sehr umfangreichen Untersuchungen an erhärteten Festbetonen können keine Hinweise auf eine Gefährdung für den Benutzer eines Wohngebäudes abgeleitet werden.

An 50 Tage alten Betonplatten (50 x 50 x 6 cm³), die mit 340 kg/m³ Zement, einem Wassercementwert von 0,46 und 32 ml je kg Zement einer 20%igen Melaminsulfonatlösung – das entspricht etwa 0,64 % Feststoff, bezogen auf den Zement – hergestellt wurden, wurde das Formaldehydpotential ermittelt [13]. Die Prüfungen wurden in einer 1-m³-Kammer bei einer wirksamen Oberfläche der Betonplatten von 1 m² durchgeführt. Die Temperatur bei der Prüfung betrug 23 °C \pm 1 °C, die relative Luftfeuchte 45 % \pm 5 %. Die Luftwechsellzahl wurde auf einen Luftwechsel je

accelerators, air-entraining agents, water-proofing agents, grouting aids and stabilizers are permanently fixed in the hardened cement paste matrix [4, 11]. As the active agents of concrete admixtures are, in general, substances with low volatility, emission of these substances from concrete in measurable concentrations is unlikely. However, organic active agents of admixtures can be attacked and broken down by micro-organisms; therefore admixtures are often stabilized with more or less volatile preservatives to prolong their storage life. Some active agents, such as melamine sulphonates or naphthalene sulphonates, contain small amounts of formaldehyde due to the production process. According to [11], the preservatives used are essentially

- formaldehyde and compounds which release formaldehyde
- phenolic compounds
- isothiazolinone.

In Germany, formaldehyde and formaldehyde-releasing compounds are the market leaders. All the preservatives are only added to the admixtures in low concentrations of 0.02 to 0.5 wt.% of the product to be preserved. Because of the small amounts of concrete admixtures that are added to the concrete – less than 5 wt.% in relation to the weight of cement – only extremely small amounts of preservative enter the concrete or the mortar, e.g. max. 0.0035 wt.% in terms of a concrete made with 320 kg/m³ cement.

In spite of these very low concentrations in which the preservatives enter the concrete via the concrete admixtures, it is theoretically possible for the permitted indoor concentrations to be exceeded – assuming that the preservatives are released to the indoor air in their entirety. This is because the permitted indoor concentrations recommended by the Federal Health Office (BGA) for formaldehyde have been set at the extremely low level of 0.1 ppm \approx 0.12 mg per m³ [12].

A significant influence on the resulting indoor concentrations is exercised by the length of time over which the preservatives outgas. If the preservative is emitted very quickly, most of it is already released during working. This can be judged with reference to the allowable "MAK" value. The release then has no further consequences for the subsequent user of a residential building. If, on the other hand, the preservative is only released from the building product very slowly, it can be assumed that, given the small quantities of the previously described preservatives that are used, there is no workplace hazard during working and scarcely any hazard during use, e.g. in a residential building.

The question of whether it is possible for moderately rapid release of the preservatives to result in emissions which lead to the indoor concentrations recommended by the BGA being exceeded for substantial lengths of time requires further investigation. The tests so far conducted on hardened concretes (which, however, have not been very extensive) cannot be interpreted as indicating a danger for the user of a residential building.

The formaldehyde potential was ascertained using 50-day-old concrete slabs (50 x 50 x 6 cm³) made with 340 kg/m³ cement, a water/cement ratio of 0.46 and 32 ml per kg cement of a 20 % melamine sulphonate solution – equivalent to 0.64 % solids in relation to the cement [13]. The tests were carried out in a 1 m³ chamber with an effective surface of the concrete slabs of 1 m². The temperature during the tests was 23 °C \pm 1 °C, the relative humidity 45 % \pm 5 %. The number of air changes was set at one air change per hour. These test conditions correspond to the requirements applicable to wood materials for tests in a test chamber [14].

In these tests, a formaldehyde concentration of 0.03 ppm (\approx 0.038 mg/m³ chamber volume) was measured in the test chamber after 120 hours, the pre-test level measured in the chamber being 0.01 to 0.02 ppm [14]. Hence the measured value is well below the value of 0.1 ppm permitted for wood materials under the Hazardous Substances Ordinance. Comparable tests conducted for a concrete which contained 0.4 % naphthalene sulphonate as solid in relation to the cement confirm that no danger exists as, with a detectability limit in the test chamber of 25 μ g m⁻² h⁻¹, formaldehyde could not be detected at any time during test periods of up to 36 days [15].

Stunde eingestellt. Diese Prüfbedingungen entsprechen den für Holzwerkstoffe geltenden Anforderungen bei Prüfkammeruntersuchungen [14].

Bei diesen Untersuchungen wurde in der Prüfkammer nach einer Dauer von 120 Stunden eine Formaldehydkonzentration von 0,03 ppm ($\approx 0,038 \text{ mg/m}^3$ Kammervolumen) bestimmt, bei einem Blindwert der Kammer von 0,01 ppm bis 0,02 ppm [14]. Damit liegt der Meßwert deutlich unterhalb des laut Gefahrstoffverordnung für Holzwerkstoffe zulässigen Wertes von 0,1 ppm. Vergleichbare Untersuchungen, die für einen Beton durchgeführt wurden, der, bezogen auf den Zement, 0,4 % Naphthalinsulfonat als Feststoff enthält, bestätigten, daß keine Gefährdung besteht. Denn bei einer Nachweisgrenze von $25 \mu\text{g m}^{-2} \text{ h}^{-1}$ der Prüfkammer konnte bei Versuchszeiten von bis zu 36 Tagen zu keinem Zeitpunkt Formaldehyd nachgewiesen werden [15].

3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Das Ziel der vorliegenden Untersuchungen bestand darin, den Kenntnisstand über den Gehalt flüchtiger bzw. freisetzbarer Substanzen in Zementen, Flugaschen und Betonzusatzmitteln sowie über die Abgabe dieser Stoffe bei der Herstellung bzw. Verarbeitung zementgebundener Baustoffe oder aus erhärteten Produkten deutlich zu erweitern. Dazu wurden für Zemente der TOC-Gehalt, für Flugaschen der freisetzbare Ammoniakanteil und für Betonzusatzmittel der freie Formaldehyd Gehalt systematisch ermittelt. Außerdem wurde untersucht, ob sich bei der Lagerung von Zementen oder Betonzusatzmitteln flüchtige, organische Substanzen im geschlossenen Gasraum nachweisen lassen. Anschließend wurde die zeitliche Entwicklung der Ammoniak- bzw. Formaldehydfreisetzung aus Zementleimen, die mit Flugaschen bzw. mit Betonzusatzmitteln hergestellt wurden, ermittelt. Zudem wurden mögliche chemische Reaktionen des Formaldehyds im Kontakt mit dem alkalischen Milieu des Zementleims untersucht.

4 Untersuchte Stoffe und Prüfverfahren

4.1 Zemente

Als Bindemittel wurden 25 verschiedene Zemente untersucht. Dabei erfolgte die Auswahl der Zemente derart, daß möglichst alle in der Bundesrepublik Deutschland handelsüblichen Zementarten vertreten waren. Die Untersuchungen umfaßten die Normprüfungen nach DIN 1164, ergänzt durch anorganisch chemische Analysen und die Bestimmung des TOC-Gehalts. Tafel 1 gibt einen Überblick über die verwendeten Zemente sowie über die Spannweite ihrer Zusammensetzung.

4.2 Betonzusatzstoffe

Als Betonzusatzstoffe kamen zehn Steinkohlenflugaschen zur Anwendung. Von diesen Flugaschen wurde die chemische Zusammensetzung ermittelt sowie der Gehalt an freisetzbarem Ammoniak nach drei verschiedenen Verfahren bestimmt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Tafel 2 aufgelistet.

3 Aim and scope of the tests

The aim of the tests discussed here was to achieve a substantial increase in the available knowledge regarding the content of volatile (i.e. releasable) substances in cements, fly ash and concrete admixtures and the release of these substances during the manufacture and working of cement-bound building products or from hardened products. To this end, systematic determinations were made of the TOC content for cements, the releasable ammonia content for fly ash and the free formaldehyde content for concrete admixtures. It was also investigated whether volatile organic substances could be detected in the enclosed atmosphere during storage of cements or concrete admixtures. The evolution over time of the release of ammonia and formaldehyde from cement pastes made with fly ash and with concrete admixtures was then ascertained. Potential chemical reactions of the formaldehyde in contact with the alkaline environment of the cement paste were also investigated.

4 Substances tested and test methods

4.1 Cements

25 different cements were tested as binding agents. The cements were selected in such a way that all the normal commercial types of cement in Germany were represented as far as possible. The tests comprised the standardised tests in conformity with DIN 1164, supplemented by inorganic chemical analyses and measurement of the TOC content. Table 1 gives an overview of the cements used and the range of their compositions.

4.2 Concrete additions

Ten hard-coal fly ashes were used as concrete additions. The chemical compositions of these fly ashes were determined and their releasable ammonia contents were ascertained by three different methods. The results of these tests are listed in Table 2.

4.3 Concrete admixtures

40 concrete admixtures from the eight different effect categories were tested with regard to their main active agent constituents and their free formaldehyde contents were also determined. The active agents were identified by means of infrared (IR) and ultraviolet (UV) spectroscopy. Further physical properties of the admixtures, such as pH, density, solids content, etc., were also determined. However, the tests to determine the active agent constituents are not discussed in this study (see [4]). The ranges of the free formaldehyde contents determined are summarised for each effect category in Table 3.

4.4 Test methods

The chemical analyses of the cements and hard-coal fly ashes were carried out by x-ray fluorescence spectroscopy. The TOC contents of the cements were measured by means of a TOC analyser developed in the Research Institute of the Cement Industry. The releasable ammonium content of the fly ashes was determined by alkaline steam distillation [16]. In method A the fly ash was

Tafel 1: Spannweite der chemischen Zusammensetzung der Zemente sowie der TOC-Gehalt in Gew.-%

Table 1: Range of the chemical composition of the cements as well as the TOC-content in weight-%

	Zement/Cement										
	CEM I	CEM II/A-S	CEM II/B-S	CEM II/B-P	CEM III/A-V	CEM III/A-T	CEM II/B-T	CEM III/A-L	CEM III/A	CEM II/B	CEM IV/B (Traßzement)
Anzahl/Number	6	3	2	2	1	1	1	3	3	2	1
Glühverlust/ Loss of ignition	0,9 - 2,9	1,4 - 2,3	1,2; 2,5	2,9; 3,6	1,1	2,6	3,0	4,9 - 7,6	0,8 - 2,3	0,7; 1,0	4,6
CaO	63,6 - 67,3	60,1 - 63,0	58,1; 58,6	50,7; 54,3	52,3	59,5	56,9	66,7 - 68,8	52,6 - 54,8	48,3; 48,6	41,2
SiO ₂	19,7 - 22,5	21,7 - 22,9	24,3; 24,4	25,1; 31,7	26,6	21,8	23,3	19,0 - 23,2	26,6 - 28,6	28,6; 30,7	35,5
Al ₂ O ₃	3,6 - 5,5	5,2 - 6,5	6,3; 7,0	6,6; 7,7	10,9	7,0	7,7	3,7 - 4,4	7,9 - 8,8	8,9; 9,4	10,7
Fe ₂ O ₃	1,3 - 3,4	2,2 - 2,7	1,9; 2,0	3,4; 5,7	3,6	3,5	3,9	1,3 - 2,1	1,8 - 2,0	1,2; 1,9	4,3
K ₂ O	0,56 - 1,61	0,92 - 1,09	0,96; 1,08	0,72; 1,21	1,39	1,25	1,37	0,51 - 0,75	0,52 - 0,89	0,62; 0,78	2,47
Na ₂ O	0,12 - 0,20	0,20 - 0,32	0,18; 0,28	0,41; 0,69	0,28	0,18	0,19	0,08 - 0,24	0,23 - 0,34	0,28; 0,39	1,31
TOC	0,021 - 0,039	0,020 - 0,050	0,031; 0,033	0,023; 0,172	0,381	0,069	0,060	0,039 - 0,053	0,022 - 0,035	0,035; 0,035	0,042

Tafel 2: Spannweite der chemischen Zusammensetzung der Flugaschen sowie der freisetzbare Ammoniumanteil in Gew.-%
 Table 2: Range of the chemical composition of the fly ashes as well as the releasable ammonium amount in weight-%

Flugasche Nr./ Fly ash No.	Glühverlust/ Loss of ignition	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	Na ₂ O	NH ₄ ⁺ , (A)*	NH ₄ ⁺ , (B)*	NH ₄ ⁺ , (C)*
F 1	3,2	3,2	48,8	28,9	9,7	3,96	1,06	0,0088	0,0064	0,0054
F 2	2,5	4,0	47,9	25,0	14,2	2,36	1,14	0,0025	0,0002	0,0003
F 3	1,3	3,1	50,1	29,8	7,6	3,21	1,15	0,0027	0,0001	0,0001
F 4	3,9	1,9	50,6	29,8	8,6	4,31	1,14	0,0008	0,0005	0,0008
F 5	6,5	3,3	50,3	28,2	8,4	3,03	1,41	0,0017	0,0002	0,0003
F 6	2,4	5,3	48,3	27,1	11,5	2,18	0,67	0,0128	0,0129	0,0131
F 7	2,4	3,4	51,4	27,6	8,8	3,73	0,88	0,0056	0,0052	0,0045
F 8	2,9	4,7	46,3	31,6	9,0	2,81	0,76	0,0085	0,0030	0,0016
F 9	1,8	4,0	56,6	25,3	7,8	1,62	0,52	0,0083	0,0033	0,0034
F 10	1,4	1,9	49,5	27,1	11,0	4,48	0,50	0,0009	0,0001	0,0001

* Verfahren A, B bzw. C; siehe 4.4/Methods A, B resp. C; see 4.4

4.3 Betonzusatzmittel

40 Betonzusatzmittel der acht verschiedenen Wirkungsgruppen wurden bezüglich ihrer Hauptwirkstoffkomponenten untersucht sowie der Gehalt an freiem Formaldehyd bestimmt. Zur Identifizierung der Wirkstoffe wurden die Infrarot-IR-Spektroskopie und Ultraviolett-UV-Spektroskopie eingesetzt. Außerdem wurden weitere physikalische Kenngrößen der Zusatzmittel, wie pH-Wert, Dichte, Feststoffgehalt usw., ermittelt. Auf die Untersuchungen zur Ermittlung der Wirkstoffkomponenten wird jedoch in dieser Arbeit nicht eingegangen (siehe dazu [4]). In Tafel 3 sind die Spannweiten der ermittelten freien Formaldehydgehalte jeweils für eine Wirkungsgruppe zusammengefaßt.

4.4 Prüfverfahren

Die chemischen Analysen der Zemente und Steinkohlenflugaschen wurden mittels Röntgenfluoreszenzspektroskopie durchgeführt. Die Bestimmung der TOC-Gehalte der Zemente erfolgte mit einem im Forschungsinstitut der Zementindustrie entwickelten TOC-Analysator. Der freisetzbare Ammoniumanteil der Flugaschen wurde durch alkalische Wasserdampfdestillation ermittelt [16]. Beim Verfahren A erfolgte vor der Destillation ein Aufschluß der Flugaschen mit Flußsäure, beim Verfahren B eine Behandlung mit Salzsäure, beim Verfahren C wurde die Flugasche ohne Vorbehandlung der Destillation unterzogen. Zur Analyse der freien Formaldehydgehalte in den Betonzusatzmitteln wurde die Acetylaceton-Methode [17] eingesetzt. Flüchtige organische Substanzen im Gasraum über Zementen oder Betonzusatzmitteln wurden durch Head-Space-Gaschromatographie [18] ermittelt. Diese Methode wurde auch zum Nachweis möglicher Reaktionsprodukte des Formaldehyds angewendet.

Die zeitliche Entwicklung der Ammoniak- bzw. Formaldehydabgabe aus Zementleimen, die mit Flugaschen bzw. Betonzusatzmitteln hergestellt wurden, wurde nach der Exsikkator-Methode [19, 20] mit ständigem Gasaustausch durchgeführt. Als Trägergas diente Argon. Dabei entsprach das Verhältnis der Zementleimoberfläche zum Gasstrom den Bedingungen, die bei Prüfkammeruntersuchungen von Holzwerkstoffen (1 Luftwechsel je Stunde) einzuhalten sind [13]. Bei den Untersuchungen zur Ammoniakabgabe wurde der Trägergasstrom durch zwei Waschflaschen geleitet, die je 50 ml 0,05 n Schwefelsäure enthielten. Die Waschflaschen wurden regelmäßig gewechselt und die aufgenommenen Ammoniummengen nach der Indophenolblau-Methode [21] bestimmt. Bei den Untersuchungen zur Formaldehydabgabe wurde der Trägergasstrom durch Silicagel-Röhrchen geleitet, die mit Dinitrophenylhydrazin und Phosphorsäure belegt waren. Die Adsorberröhrchen wurden ebenfalls regelmäßig gewechselt, das gebildete Hydrason mit Acetonitril heruntergewaschen und die aufgenommenen Formaldehydmengen mittels Hochleistungs-Flüssigkeits-Chromatographie (HPLC) [22] ermittelt.

digested with hydrofluoric acid prior to distillation, in method B it was treated with hydrochloric acid, and in method C the fly ash underwent distillation without prior treatment. The analysis of the free formaldehyde contents of the concrete admixtures was carried out by the acetylaceton method [17]. Volatile organic substances in the atmosphere which stemmed from cements or concrete admixtures were detected by head-space gas chromatography [18]. This method was also employed to detect possible reaction products of the formaldehyde.

The evolution over time of the release of ammonia and formaldehyde from cement pastes made with fly ash and with concrete admixtures was determined by the desiccator method [19, 20] with continuous gas exchange. Argon was used as the carrier gas. Here, the ratio of the cement paste surface to the gas stream corresponded to the conditions to be adhered to in tests of wood materials in a test chamber (1 air change per hour) [13]. In the ammonia release tests, the carrier gas stream was passed through two wash bottles each containing 50 ml 0.05 N sulphuric acid. The wash bottles were changed regularly and the amounts of ammonium absorbed were determined by the indophenol blue method [21]. In the case of the formaldehyde release tests, the carrier gas stream was passed through small silica gel tubes coated with dinitrophenylhydrazine and phosphoric acid. The adsorber tubes were likewise changed regularly; the hydrazone which had formed was washed off with acetonitrile and the amounts of formaldehyde absorbed were determined by means of high-performance liquid chromatography (HPLC) [22].

5 Test results

5.1 Cements

Table 1 shows that the cements tested generally contain only small quantities of organic carbon ranging from 0.020 to 0.069 wt.%.

Tafel 3: Gehalt an freiem Formaldehyd der Betonzusatzmittel in % (Acetylaceton-Methode)

Table 3: Content of free formaldehyde of the concrete admixtures in % (Acetylaceton-method)

Betonzusatzmittel/Concrete admixture	Anzahl/Number	freies/free CH ₂ O
Betonverflüssiger/Plasticizers (BV)	5	0,007 - 0,025
Fließmittel/Superplasticizers (FM)	10	0,003 - 0,564
Verzögerer/Retarders (VZ)	5	n.n. - 0,036
Beschleuniger/Accelerators (BE)	4	n.n. - 0,044
Luftporenbildner/Air-entraining agents (LP)	4	n.n.
Dichtungsmittel/Water-proofing agents (DM)	3	n.n.
Einpreßhilfen/Grouting aids (EH)	5	n.n. - 0,152
Stabilisierer/Stabilizers (ST)	3	n.n.

n.n. = nicht nachweisbar/below detection limit

5 Untersuchungsergebnisse

5.1 Zemente

Aus Tafel 1 geht hervor, daß die untersuchten Zemente im allgemeinen nur geringe Mengen an organischem Kohlenstoff von 0,020 bis 0,069 Gew.-% enthalten. Lediglich ein Puzzolanzenement und der Flugaschezement zeigen deutlich höhere TOC-Gehalte von 0,172 bzw. 0,381 Gew.-%. Bei dem Puzzolanzenement ist der erhöhte TOC-Gehalt eventuell darauf zurückzuführen, daß dieser Zement anorganischen Kohlenstoff enthielt, der bei der angewandten Bestimmungsmethode als TOC-Gehalt angezeigt wird. Beim Flugaschezement hängt der erhöhte TOC-Gehalt wahrscheinlich damit zusammen, daß die eingesetzte Flugasche höhere Anteile unverbrannter Kokspartikel enthielt, die ebenfalls als TOC-Gehalt angezeigt werden.

Nimmt man als ungünstigsten Fall an, daß die ermittelten TOC-Gehalte der Zemente ausschließlich auf Mahlhilfen zurückzuführen sind, errechnen sich für die untersuchten Zemente – mit Ausnahme des Puzzolanzenements und des Flugaschezements – für den Fall, daß Triethanolamin eingesetzt wurde, Gehalte von 0,04 bis 0,14 Gew.-% und für den Fall, daß Propylenglycol eingesetzt wurde, Gehalte von 0,04 bis 0,15 Gew.-%. Aufgrund der Bindung der Mahlhilfen an den Zement [6] und der Tatsache, daß es sich bei Mahlhilfsmitteln um schwerflüchtige organische Substanzen handelt, bei denen die Siedepunkte für Triethanolamin bei 360 °C und für Propylenglycol bei 189 °C liegen, und die Dampfdrücke entsprechend niedrig sind, sind keine größeren Abgaben dieser Substanzen an die Umgebungsluft zu erwarten.

Um belastbare, experimentelle Ergebnisse über die Gehalte organischer Substanzen, die sich im geschlossenen Gasraum über Zementen einstellen, zu erhalten, wurden alle Zemente mittels Head-Space-Gaschromatographie bei einer Proben temperatur von 80 °C untersucht. Die Auswertung der Messungen zeigte, daß sich selbst mit dieser sehr nachweisstarken Analysenmethode in keinem Fall ausgegastete organische Substanzen im Gasraum über den Zementen nachweisen lassen.

Um festzustellen, ob Mahlhilfsmittel beim Anmachen des Zementleims durch das Zugabewasser aus ihrer Bindung zum Zement verdrängt und damit mobilisiert werden können, wurden von allen Zementen Leime mit Wasserzementwerten von 0,50 hergestellt und diese ebenfalls mittels Head-Space-Gaschromatographie bei einer Proben temperatur von 80 °C untersucht. Auch bei diesen Versuchen konnten in keinem Fall organische Substanzen im Gasraum nachgewiesen werden.

Insgesamt bestätigen die durchgeführten, gaschromatographischen Untersuchungen die Ergebnisse in [7] und zeigen, daß keine Gefährdungen bei der Verarbeitung von Mörtel und Beton oder bei der Nutzung von Bauwerken aus zementgebundenen Baustoffen durch die Freisetzung von Mahlhilfen oder anderen organischen Substanzen aus Zementen zu befürchten sind.

5.2 Betonzusatzstoffe

Aus den in Tafel 2 aufgelisteten freisetzbaren Ammoniakmengen geht hervor, daß diese deutlich von der eingesetzten Flugasche und dem verwendeten Aufschlußverfahren abhängen. So beträgt die Spannweite der nach dem Flußsäureverfahren (A) ermittelten freisetzbaren Ammoniakanteile 8 bis 128 mg/kg. Dabei ist davon auszugehen, daß mit diesem Aufschlußverfahren der gesamte in der Flugasche enthaltene Stickstoff erfaßt wird.

Die Verfahren B und C ergeben untereinander in etwa vergleichbare freisetzbare Ammoniakanteile, die – außer für die Flugaschen 6 und 7 – deutlich geringer sind als die Anteile, die nach dem Verfahren A ermittelt wurden. Das bedeutet, daß in den überwiegenden Fällen mehr oder weniger große Anteile an Stickstoffverbindungen in der Flugaschematrix eingebunden sind. Für eine Bewertung der Abgabe von Ammoniak aus Mörteln oder Betonen an die Raumluft hat dieser gebundene Stickstoffanteil keine Bedeutung, da er – wenn überhaupt – nur sehr langsam mit fortschreitender puzzolanischer Reaktion der Flugaschen freigesetzt werden kann. Somit erscheinen die Verfahren B und C zur Beurteilung der leicht freisetzbaren Ammoniakanteile aus Flugaschen als ausreichend praxisnah.

Die Untersuchungen zur zeitlichen Entwicklung der Ammoniakfreisetzung aus Flugaschen und Zementleimen, die unter Zu-

Only one pozzolanic cement and the fly ash cement have significantly higher TOC contents of 0.172 and 0.381 wt.% respectively. In the case of the pozzolanic cement, the higher TOC content may be due to the fact that this cement contains inorganic carbon which, with the method of determination used, registers as TOC content. In the case of the fly ash cement the higher TOC content is probably connected with the fact that the fly ash used contained a fairly high proportion of unburnt coke particles, which likewise registers as TOC content.

Assuming, as the worst-case scenario, that the measured TOC contents of the cements are solely attributable to grinding aids, then for the cements tested – with the exception of the pozzolanic cement and the fly ash cement – contents of 0.04 to 0.14 wt.% are calculated in cases where triethanolamine was used and contents of 0.04 to 0.15 wt.% in cases where propylene glycol was used. Due to the bonding of the grinding aids to the cement [6] and to the fact that these grinding aids are organic substances of low volatility with boiling points of 360 °C for triethanolamine and 189 °C for propylene glycol and correspondingly low vapour pressures, significant releases of these substances to the ambient air are unlikely to occur.

To obtain reliable experimental results for the contents of organic substances which become established in the enclosed atmosphere by way of cements, all the cements were tested by means of head-space chromatography at a sample temperature of 80 °C. The analysis of the measurements showed that even with this very powerful analytical method, volatilized organic substances stemming from the cements could not be detected at all in the atmosphere.

Pastes with water/cement ratios of 0.50 were prepared from all the cements and also tested by means of head-space gas chromatography at a sample temperature of 80 °C to determine whether grinding aids can be displaced from their bond with the cement by the water added during the mixing of the cement paste and hence be mobilised. In these tests too, no organic substances at all could be detected in the atmosphere.

In general, the gas chromatography tests confirm the results in [7] and show that there are no dangers to fear from the release of grinding aids or other organic substances from cements when placing mortar and concrete or when using buildings constructed with cement-bound building products.

5.2 Concrete additions

It is clear from the amounts of releasable ammonia listed in Table 2 that these depend to a significant extent on the fly ash and the digestion method used. Hence the range of the releasable ammonia contents determined by the hydrofluoric acid method (A) is 8 to 128 mg/kg. Here it may be assumed that this digestion method encompasses the entire nitrogen content of the fly ash.

Methods B and C between them produce approximately similar releasable ammonia contents which are markedly lower than the contents determined by method A, except for fly ashes 6 and 7. This means that in the majority of cases, greater or smaller proportions of nitrogen compounds are fixed in the fly ash matrix. This fixed nitrogen content is irrelevant for an analysis of the release of ammonia from mortars or concretes to the indoor air, as it can only be released very slowly – if at all – as the pozzolanic reaction of the fly ash progresses. Hence methods B and C appear to be adequately realistic for determining the readily releasable ammonia contents of fly ashes.

The investigations of the evolution over time of the release of ammonia from fly ash and from cement pastes made with addition of fly ash were carried out at room temperature by the desiccator method [19, 20]. A test with fly ash F6 and sodium hydroxide (alkaline medium) was carried out first to test the suitability of this method for determining the release of ammonia from fly ash. This fly ash was chosen because it has the highest ammonium content, and one which is readily releasable.

In Fig. 1, the amounts of ammonia released are plotted over the testing time as a percentage of the total content. This chart shows that a relatively rapid release of ammonia occurs at first which subsides significantly after about three days, but is still not fully complete after a total time of 14 days. In total, about 65 % of the ammonia content was released under these test conditions.

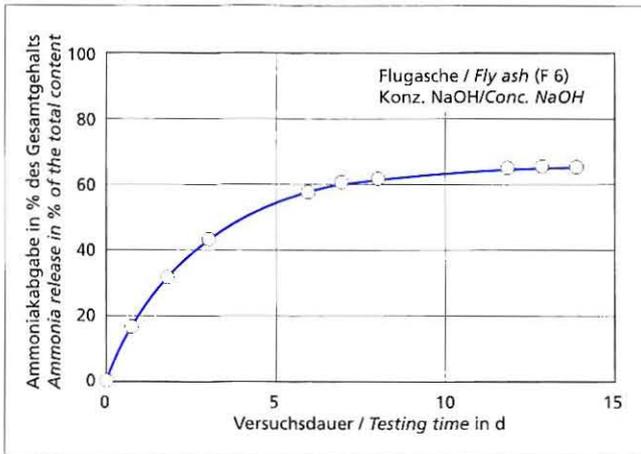


Bild 1: Ammoniakabgabe einer Flugasche/Natronlauge-Mischung
 Fig. 1: Ammonia release of a fly ash/sodium hydroxide mixture

satz von Flugaschen hergestellt wurden, erfolgten bei Raumtemperatur nach der Exsikkatormethode [19, 20]. Um die Eignung dieser Methode für die Ermittlung der Ammoniakabgabe aus Flugaschen zu testen, wurde zunächst ein Versuch mit der Flugasche F 6 und Natronlauge (alkalisches Medium) durchgeführt. Diese Flugasche wurde ausgewählt, weil sie den höchsten Ammoniumgehalt aufweist, der zudem leicht freisetzbar ist.

Im Bild 1 sind die freigesetzten Ammoniakmengen in Prozent des Gesamtgehalts über der Versuchszeit aufgetragen. Aus dem Bild geht hervor, daß zunächst eine relativ schnelle Ammoniakabgabe erfolgt, die nach etwa drei Tagen deutlich abklingt, aber auch nach einer Gesamtzeit von 14 Tagen noch nicht vollständig beendet ist. Insgesamt wurden unter diesen Versuchsbedingungen etwa 65 % der Ammoniakmenge freigesetzt.

Dieses Ergebnis zeigt, daß die Exsikkatormethode anscheinend geeignet ist, die zeitliche Entwicklung der Ammoniakfreisetzung aus Flugaschen zu bestimmen. Die im Versuch nicht freigesetzten 35 % der Gesamtmenge können damit erklärt werden, daß sich vermutlich ein ausgeprägtes Gleichgewicht zwischen dem Ammoniak in der Lösung und im Gasraum einstellt, das bei geringen Lösungskonzentrationen nur zu sehr kleinen Freisetzungsraten führt.

Bezieht man die bis zu einer Zeit von drei Tagen abgegebene Ammoniakmenge zum Beispiel auf einen Beton, der 60 kg Flugasche je m^3 enthält, und betrachtet man einen 2,50 m hohen Raum, so können bei einer 20 cm dicken Betonbodenplatte innerhalb von drei Tagen maximal 670 mg Ammoniak je m^2 an die Umgebungsluft abgegeben werden. Selbst unter der ungünstigen Annahme, daß diese Menge vollständig in den 2,50 m hohen Raum gelangt und daß nur ein Luftwechsel je Stunde erfolgt, was für einen Rohbau sicherlich ein sehr geringer Wert ist, ergibt sich rechnerisch eine Ammoniakkonzentration von nur rd. $4,0 \text{ mg/m}^3$ Innenraumluft. Dieser Wert liegt etwas oberhalb des Geruchsschwellenwertes von $3,8 \text{ mg/m}^3$ und deutlich unterhalb des MAK-Wertes von 31 mg/m^3 [9]. Dieses Beispiel macht deutlich, daß die Ammoniakabgabe von Flugaschen unter normalen Verarbeitungsbedingungen allenfalls zu einer Geruchsbelästigung des Verarbeiters führen kann.

Aus der zeitlich fast asymptotisch verlaufenden Freisetzung im Bild 1 kann weiterhin gefolgert werden, daß eine Belästigung oder gar Gefährdung während der wesentlich später beginnenden Nutzungsphase des Bauwerks durch die Ammoniakabgabe von Flugaschen in Mörteln, Estrichen oder Betonen ausgeschlossen werden kann. Dies gilt auch, wenn man als Grenzwert für eine Innenraumbelastung $1/20$ des MAK-Wertes ansetzt [14].

Bei Mörteln oder Betonen ist zudem davon auszugehen, daß einerseits das mit zunehmender Erhärtung immer dichter werdende Zementsteingefüge die Ammoniakabgabe behindert, andererseits die zunehmende Austrocknung des Zementsteins diese fördert.

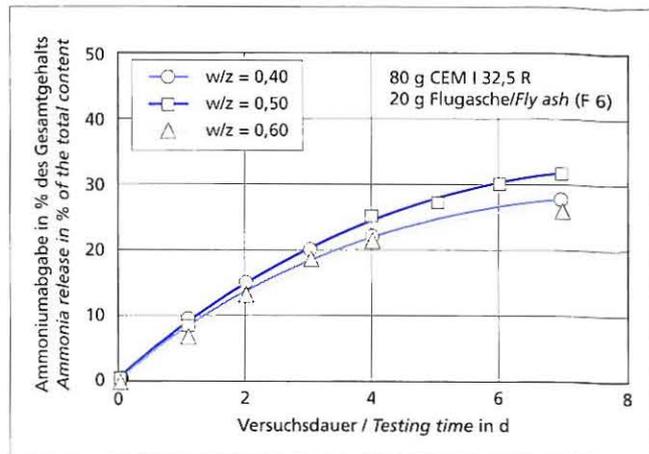


Bild 2: Ammoniakabgabe von Zement/Flugasche-Leimen mit unterschiedlichen Wasserzementwerten
 Fig. 2: Ammonia release of cement/fly ash pastes with different water cement ratios

This result shows that the desiccator method is apparently suitable for determining the evolution over time of the release of ammonia from fly ash. A probable explanation of the 35 % of the total content that was not released during the test is that a marked equilibrium becomes established between the ammonia in the solution and in the atmosphere, which at low solution concentrations leads to very low rates of release.

If the amount of ammonia emitted during a period of up to three days is referred to, for example, a concrete containing 60 kg fly ash per m^3 , and considering a room with a height of 2.50 m and a 20 cm thick concrete floor slab, a maximum of 670 mg ammonia per m^3 can be emitted to the ambient air within three days. Even with the unfavourable assumption that this amount passes completely into the 2.50 m high room and only one change of air per hour takes place, which is undoubtedly a very low figure for a carcass, the result is a theoretical ammonia concentration of only approx. 4.0 mg/m^3 indoor air. This figure is slightly above the odour threshold of 3.8 mg/m^3 and well below the maximum allowable workplace concentration of 31 mg/m^3 [9]. It is clear from this example that under normal working conditions, the emission of ammonia from fly ash at most causes an odour nuisance for the person processing the product.

It can also be concluded from the almost asymptotic course of the release curve over time in Fig. 1 that a nuisance, let alone a danger, during the period of use of the building, which begins significantly later, from the release of ammonia from fly ash in mortars, screeds or concretes can be ruled out. This applies even if the limit for an indoor nuisance is set at $1/20$ of the "MAK" value [14].

With mortars or concretes, moreover, it can be assumed that on the one hand, the hardened cement paste structure, which becomes denser and denser as hardening increases, hinders the release of ammonia, but on the other hand, the increasing drying-out of the hardened cement paste promotes it. The influence of the water/cement ratio on the release of ammonia was determined in further tests to gauge the structural influence of the hardened cement paste matrix. These were performed on cement pastes with water/cement ratios of 0.40, 0.50 and 0.60. In these, 20 g of fly ash F6 and 80 g of a 32,5 R Portland cement were used in each case. The cumulative ammonia release quantities determined in % of the total ammonium content are plotted over the testing time in Figure 2.

It is clear from the figure that under the chosen test conditions, the water/cement ratio of the cement pastes apparently does not greatly influence the release of ammonia. It is significant that the amounts of ammonia released are again markedly reduced by comparison with the fly ash/sodium hydroxide test. For instance, the amounts of ammonia released from the cement/fly ash pastes over a test period of 7 days are only about 30 % of the amounts which result from the ammonia contents of the raw materials.

Um den Struktureinfluß der Zementsteinmatrix zu erfassen, wurde in weiteren Versuchen der Einfluß des Wasserzementwerts auf die Ammoniakabgabe ermittelt. Die Untersuchungen erfolgten an Zementleimen mit Wasserzementwerten von 0,40, 0,50 und 0,60. Dabei wurden jeweils 20 g der Flugasche F6 und 80 g eines Portlandzements 32,5 R eingesetzt. Im Bild 2 sind die ermittelten aufsummierten Ammoniakabgabemengen in % des Gesamtammoniumgehalts über der Versuchszeit aufgetragen.

Aus dem Bild ergibt sich, daß der Wasserzementwert der Zementleime unter den gewählten Versuchsbedingungen anscheinend keinen größeren Einfluß auf die Ammoniakabgabe ausübt. Bedeutsam ist, daß sich die freigesetzten Ammoniakmengen im Vergleich zu dem Flugasche/Natronlauge-Versuch noch einmal deutlich reduzieren. So betragen die abgegebenen Ammoniakmengen für Versuchszeiten von 7 Tagen bei den Zement/Flugasche-Leimen nur etwa 30 % der Mengen, die sich aus den Gehalten der Ausgangsstoffe ergeben.

5.3 Betonzusatzmittel

Um die Gehalte organischer Substanzen zu ermitteln, die sich im geschlossenen Gasraum über Betonzusatzmitteln einstellen, wurden alle Zusatzmittel mittels Head-Space-Gaschromatographie bei einer Proben temperatur von 80 °C untersucht. Die Auswertung der Messungen zeigt, daß fast alle Betonzusatzmittel geringe Anteile organischer Substanzen enthalten, die in den Gasraum übergehen. Eine Ausnahme bilden lediglich die untersuchten Beschleuniger. Bei den freigesetzten Substanzen handelt es sich neben Formaldehyd um Stoffe, die in der Chemischen Industrie als Lösemittel eingesetzt werden und in vielen chemischen Produkten als geringfügige Verunreinigung enthalten sind.

Bei diesen Substanzen, wie zum Beispiel Methanol, Aceton, Ethylacetat usw., kann davon ausgegangen werden, daß sie in den geringen Mengen, in denen sie in den Betonzusatzmitteln enthalten sind, keine Gefährdung darstellen. So wurde für Methanol ein maximaler Gehalt von kleiner 0,6 %, bezogen auf das Betonzusatzmittel, festgestellt. Dem stehen hohe MAK-Werte von 200 ppm für Methanol, 1000 ppm für Aceton und 400 ppm für Ethylacetat gegenüber. Auch der in geringen Mengen nachgewiesene Acetaldehyd sollte kein Problem darstellen, da er ebenfalls einen relativ hohen MAK-Wert von 50 ppm aufweist.

Anders sieht es für Formaldehyd aus. Aufgrund des äußerst niedrigen MAK-Werts von 0,5 ppm [12] können bereits sehr geringe Mengen dieses Stoffes, wie sie in den Zusatzmitteln enthalten sind (siehe Tafel 3), bei relativ schneller Freisetzung, rechnerisch zu Überschreitungen der Arbeitsplatzkonzentration führen. Deshalb war es besonders wichtig, die zeitliche Entwicklung der Formaldehydfreisetzung durch experimentelle Daten zu belegen. Die Untersuchungen zur Formaldehydfreisetzung aus Zementleimen, die mit Betonzusatzmitteln hergestellt wurden, erfolgten nach der Exsikkatormethode [19, 20].

Aus Tafel 3 geht hervor, daß die Mehrzahl der untersuchten Betonzusatzmittel nur sehr geringe oder nicht nachweisbare freie Formaldehydgehalte aufweist. Die höchsten Gehalte an freiem Formaldehyd wurden für einige Fließmittel bestimmt. Um die ungünstigsten Verhältnisse abzubilden, wurden deshalb bei den Zementleimversuchen fünf Fließmittel mit freien Formaldehydgehalten von 0,179 bis 0,564 % (Acetylaceton-Methode) eingesetzt. Die Untersuchungen erfolgten an Zementleimen mit Wasserzementwerten von 0,50. Dabei wurden 100 g des Portlandzements CEM I 32,5 R, der auch bei den Flugascheversuchen verwendet wurde, eingesetzt sowie 1 Gew.-% des jeweiligen Betonzusatzmittels, bezogen auf den Zement. Im Bild 3 sind die ermittelten aufsummierten Formaldehydabgabemengen für die fünf verwendeten Betonzusatzmittel über der Versuchszeit aufgetragen. Dabei wurde für das Zusatzmittel mit dem geringsten freien Formaldehyd Gehalt auch die geringste Freisetzungsrate und für das Zusatzmittel mit dem höchsten freien Formaldehyd Gehalt auch die höchste Freisetzungsrate beobachtet. Ein strikter Zusammenhang zwischen den freien Formaldehydgehalten und den Freisetzungsraten bestand jedoch nicht.

Für eines der Fließmittel mit einem mittleren freien Formaldehyd Gehalt wurden die Untersuchungen auch auf Zementleime mit Wasserzementwerten von 0,40 und 0,60 ausgedehnt. Die

5.3 Concrete admixtures

To determine the contents of organic substances which develop in the enclosed atmosphere by way of concrete admixtures, all the admixtures were tested by means of head space gas chromatography at a sample temperature of 80 °C. The analysis of the measurements shows that virtually all concrete admixtures contain small amounts of organic substances which pass into the atmosphere. The only exceptions are the accelerators tested. The substances released are, besides formaldehyde, substances which are used in the chemical industry as solvents and are present in many chemical products as minor impurities.

These substances, which include for example methanol, acetone, ethyl acetate, etc., can be assumed not to present any danger in the small amounts in which they are present in the concrete admixtures. For methanol, for instance a maximum content of < 0.6 % in relation to the concrete admixture was determined. This contrasts with high "MAK" values of 200 ppm for methanol, 1000 ppm for acetone and 400 ppm for ethyl acetate. The acetaldehyde which was also detected in small amounts should not be a problem either, as it also has a relatively high "MAK" value of 50 ppm.

The situation is different for formaldehyde. Because of the extremely low "MAK" value of 0.5 ppm [12], even the very small amounts of this chemical that are present in the admixtures (see Table 3) may, if released relatively quickly, theoretically cause the maximum workplace concentration to be exceeded. Therefore it was particularly important to confirm the evolution over time of the release of formaldehyde by experimental data. The investigations into formaldehyde release from cement pastes made with concrete admixtures were carried out by the desiccator method [19, 20].

Table 3 shows that the free formaldehyde contents of the majority of the concrete admixtures tested are very low or below the detection limit. The highest free formaldehyde contents were measured for some superplasticizers. Five superplasticizers with free formaldehyde contents ranging from 0.179 % to 0.564 % (acetylacetone method) were therefore used for the cement paste tests to reproduce the worst-case scenario. The tests were performed using cement pastes with a water/cement ratio of 0.50. For the tests, 100 g of the CEM I 32,5 R Portland cement, which was also used for the fly ash tests, was used with 1 wt.%, in relation to the cement, of the concrete admixture in question. The cumulative amounts of formaldehyde released that were determined for the five concrete admixtures used are plotted in Fig. 3 over the testing time. The lowest release rate was observed for the admixture with the lowest free formaldehyde content and the highest release rate was observed for the admixture with the highest free formaldehyde content. However, there was no strict correlation between the free formaldehyde contents and the release rates.

For one of the superplasticizers with a medium free formaldehyde content, the tests were extended to include cement pastes with water/cement ratios of 0.40 and 0.60. The results of these tests are summarised in Fig. 4 together with the data for a water/cement ratio of 0.50.

It is clear from Figs. 3 and 4 that the initially rapid release of formaldehyde slows considerably after one to two days and from then on only extremely small amounts are released, which after about seven days result in concentrations which are no longer detectable. The amounts of formaldehyde released total about 30 % of the free formaldehyde present in the concrete admixture (acetylacetone method). There are indications that higher water/cement ratios promote release. However, it can be concluded from the course of the curves over time that there is no risk of any danger from the release of formaldehyde from cement-bound building products made with concrete admixtures during the use of a building. Only under unfavourable conditions is it possible for the "MAK" value to be exceeded for short periods during production, e.g. in a concrete plant.

When analysing these results, it should be borne in mind that the laboratory tests deliberately involved the use of admixtures with high free formaldehyde contents. The makers of formaldehyde-containing active agents are currently making efforts to reduce the free formaldehyde content of their products as much as possible.

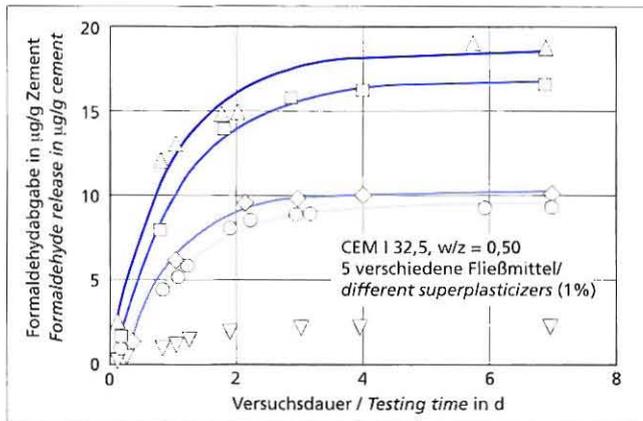


Bild 3: Formaldehydabgabe von Zementleimen mit fünf unterschiedlichen Fließmitteln (1 % Fließmittel, Wasserzementwert = 0,50)
Fig. 3: Formaldehyde release of cement pastes with five different superplasticizers (1 % superplasticizer, water cement ratio = 0,50)

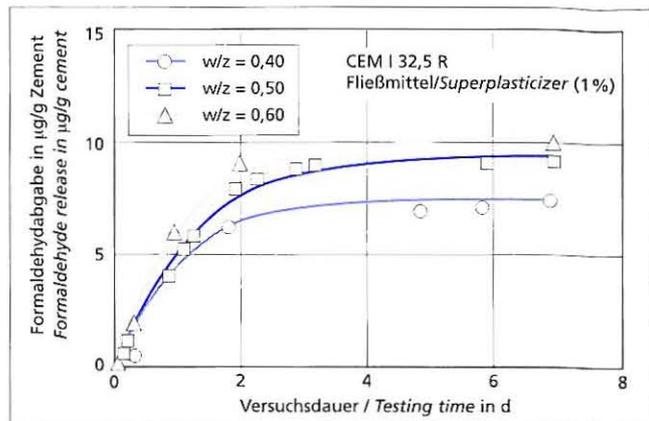


Bild 4: Formaldehydabgabe von Zementleimen mit unterschiedlichen Wasserzementwerten (1 % Fließmittel mit mittlerem freien Formaldehydgehalt)
Fig. 4: Formaldehyde release of cement pastes with different water cement ratios (1 % superplasticizer with medium free formaldehyde content)

Ergebnisse dieser Versuche sind zusammen mit den Werten für den Wasserzementwert 0,50 im Bild 4 zusammengefaßt.

Aus den Bildern 3 und 4 geht hervor, daß die zunächst schnelle Formaldehydabgabe nach ein bis zwei Tagen stark abnimmt und daß im weiteren Verlauf nur noch äußerst geringe Mengen freigesetzt werden, die nach etwa sieben Tagen zu nicht mehr nachweisbaren Konzentrationen führen. Insgesamt betragen die abgegebenen Formaldehydmengen etwa 30 % des im Betonzusatzmittel vorliegenden freien Formaldehyds (Acetylaceton-Methode). Dabei deutet sich an, daß höhere Wasserzementwerte die Abgabe begünstigen. Aus dem zeitlichen Verlauf der Kurven kann jedoch gefolgert werden, daß eine Gefährdung während der Nutzung eines Gebäudes durch die Abgabe von Formaldehyd aus zementgebundenen Baustoffen, die mit Betonzusatzmitteln hergestellt werden, nicht zu befürchten ist. Nur unter ungünstigen Bedingungen könnten sich während der Herstellung kurzfristige Überschreitungen des MAK-Werts z.B. in einem Betonwerk ergeben.

Bei der Bewertung dieser Ergebnisse ist zu berücksichtigen, daß für die Laborversuche gezielt Zusatzmittel mit hohen freien Formaldehydgehalten eingesetzt wurden. Die Bestrebungen der Hersteller formaldehydhaltiger Wirkstoffe gehen derzeit dahin, den freien Formaldehydgehalt in ihren Produkten weitest möglich zu reduzieren. So ist davon auszugehen, daß die heute produzierten Betonzusatzmittel freie Formaldehydgehalte von weniger als 0,2 % aufweisen. Außerdem muß berücksichtigt werden, daß ein Luftwechsel je Stunde unter Baustellenbedingungen bzw. im Betonwerk viel zu gering ist und daß die Formaldehydabgabe z.B. aus einer 20 cm dicken Betonplatte vergleichsweise wesentlich geringer ist als aus einer etwa 2 cm hohen reinen Zementleimschicht. Im Frischbeton muß der Formaldehyd zunächst durch langsame Diffusionsprozesse in der wässrigen Phase an die Betonoberfläche gelangen. Dabei besteht die Möglichkeit, daß ein größerer Teil des hochreaktiven Formaldehyds bereits während des Diffusionsvorgangs zu unbedenklicheren Stoffen abreagiert (siehe 5.4). Bislang durchgeführte auf den Arbeitsplatz bezogene Messungen bestätigen, daß die Formaldehydkonzentration beim Betonieren deutlich unterhalb des MAK-Wertes liegt [23].

5.4 Reaktion des Formaldehyds im Kontakt mit Zementleim

Formaldehyd zählt zu den reaktivsten organischen Chemikalien und weicht darin stark von anderen homologen Aldehyden ab. In Gegenwart von Alkalihydroxiden, aber auch beim Erwärmen mit Säuren, disproportioniert Formaldehyd entsprechend der im Bild 5 gezeigten Cannizzaro-Reaktion [24] in Methanol und Ameisensäure. Außerdem können starke Alkalien oder Calciumhydroxid Formaldehyd nach Art einer wiederholten Aldolkondensation in ein Gemisch von Zuckern, insbesondere Hexosen, umwandeln [25]. Wird methanolfreier Formaldehyd in Kontakt mit Alkalien oder Zement gebracht, so ist der Nachweis von Methanol ein In-

Hence it can be assumed that modern concrete admixtures have free formaldehyde contents less than 0.2 %. It should also be borne in mind that under site conditions or in a concrete factory, one change of air per hour is far too low and the amount of formaldehyde released from, for instance, a 20 cm thick concrete slab is in comparative terms significantly smaller than that released from an approx. 2 cm layer of cement paste. In green concrete, the formaldehyde first has to penetrate through to the surface of the concrete by means of slow diffusion in the aqueous phase. There is a possibility that a large proportion of the highly reactive formaldehyde actually reacts to form more benign substances during the diffusion process (see 5.4). Workplace-specific measurements confirm that the formaldehyde concentration during concrete pouring is well within the "MAK" limit [23].

5.4 Reaction of formaldehyde in contact with cement paste

Formaldehyde is one of the most reactive organic chemicals; in this respect it differs greatly from other homologous aldehydes. In the presence of alkali hydroxides, but also when heated with acids, formaldehyde disproportionates according to the Cannizzaro reaction [24] shown in Fig. 5 into methanol and formic acid. In addition, strong alkalis or calcium hydroxide can transform formaldehyde into a mixture of sugars, especially hexosene, after the manner of a repeated aldol condensation [25]. If methanol-free formaldehyde is brought into contact with alkalis or cement, detection of methanol is an indicator of the Cannizzaro reaction. Since the tests carried out by head space gas chromatography have shown that many concrete admixtures, especially those with relatively high formaldehyde contents, also contain slight traces of methanol, it was first necessary to make methanol-free formaldehyde. This was done by acid hydrolysis of trioxan.

This aqueous solution of formaldehyde, with a formaldehyde content of 65 mg/ml, was diluted 1 to 10 and adjusted with potassium hydroxide to pH levels of 12, 13 and 14. These solutions were then tested by head space gas chromatography for the methanol which had formed. The amounts of methanol detected are summarized in Fig. 6 for the three pH levels. These tests were carried out at a sample temperature of 45 °C. For solutions with a pH of 14, tests were also carried out at sample temperatures of 30 °C and 60 °C. These results are displayed in Fig. 7 together with the result for 45 °C.

Figs. 6 and 7 reveal that at first no methanol is detectable. As the testing time increases, methanol is detected in all cases, with higher pH levels and higher temperatures leading to an accelerated reaction. For instance, the lowest measured value of 135 mg, which results after a testing time of approx. 24 hours at a pH of 12 and a testing temperature of 45 °C, signifies that only about 0.4 % of the formaldehyde used has reacted, whereas the highest measured

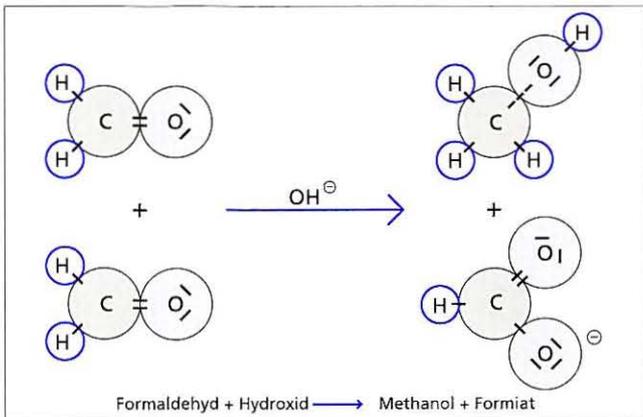


Bild 5: Cannizzaro-Reaktion des Formaldehyds
Fig. 5: Cannizzaro reaction of formaldehyde

diz für die Cannizzaro-Reaktion. Da die mittels Head-Space-Gaschromatographie durchgeführten Untersuchungen ergeben haben, daß viele Betonzusatzmittel, insbesondere solche mit höheren Formaldehydgehalten, auch geringe Spuren Methanol enthalten, mußte zunächst methanolfreier Formaldehyd hergestellt werden. Dies erfolgte durch saure Hydrolyse von Trioxan.

Diese wässrige Formaldehydlösung, mit einem Formaldehydgehalt von 65 mg/ml, wurde 1 zu 10 verdünnt, mit Kaliumhydroxid auf pH-Werte von 12, 13 und 14 eingestellt und diese Lösungen durch Head-Space-Gaschromatographie hinsichtlich des gebildeten Methanols untersucht. Im Bild 6 sind die ermittelten Methanolvermögen für die drei pH-Werte zusammengefaßt. Diese Versuche erfolgten bei Probenstemperaturen von 45 °C. Für Lösungen mit einem pH-Wert von 14 wurden zusätzlich auch Versuche bei Probenstemperaturen von 30 °C und 60 °C durchgeführt. Diese Ergebnisse sind zusammen mit dem Ergebnis für 45 °C im Bild 7 aufgeführt.

Aus den Bildern 6 und 7 geht hervor, daß zunächst kein Methanol nachzuweisen ist. Mit zunehmender Versuchszeit läßt sich dann in allen Fällen Methanol nachweisen. Dabei führen höhere pH-Werte und höhere Temperaturen zu einer beschleunigten Reaktion. So bedeutet der niedrigste Meßwert von etwa 135 mg Methanol, der sich nach rund 24 Stunden Versuchszeit bei einem pH-Wert von 12 und einer Versuchstemperatur von 45 °C ergibt, daß nur rund 0,4 % des eingesetzten Formaldehyds abreagiert sind. Während sich bei dem höchsten Meßwert (pH = 14,60 °C) von etwa 3000 µg eine Umsetzung von rund 10 % ergibt.

Im Anschluß an diese Untersuchungen wurden Versuche zur Reaktion von Formaldehyd mit Zementleimen durchgeführt. Dazu wurden Zementleime, denen 2 % der methanolfreien Formaldehydlösung zugegeben wurden, mittels Head-Space-Gaschromatographie untersucht. Dabei wurden verschiedene Zemente eingesetzt und der Wasserzementwert der Leime variiert. Die Probenstemperatur betrug 45 °C. Im Bild 8 sind die ermittelten Methanolvermögen für Zementleime aus einem Portlandzement 32,5 R mit Wasserzementwerten von 0,40, 0,50 und 0,60 über der Versuchszeit aufgetragen.

Aus Bild 8 geht hervor, daß sich bei den Zementleimversuchen ähnliche Kurvenverläufe ergeben wie bei den Versuchen mit Kaliumhydroxid. Dabei ergeben sich Umsetzungen, die zwischen etwa 2,5 % und 5 % des eingesetzten Formaldehyds liegen. Damit stimmen die Werte der Zementleimuntersuchungen recht gut mit den Meßwerten der reinen Lösungen überein. Daß bei geringeren Wasserzementwerten höhere Methanolvermögen beobachtet werden, kann damit zusammenhängen, daß niedrigere Wasserzementwerte zu höheren pH-Werten im Zementleim führen (vgl. Bild 6).

Bei der Bewertung dieser Ergebnisse muß jedoch auch berücksichtigt werden, daß versuchstechnische Einflüsse auf die Meßergebnisse nicht auszuschließen sind. Um die Methode abzusichern und zu optimieren, sind noch weitergehende Untersuchungen erforderlich. Immerhin gestattet der Nachweis von Methanol die Schlußfolgerung, daß die Cannizzaro-Reaktion des Formaldehyds

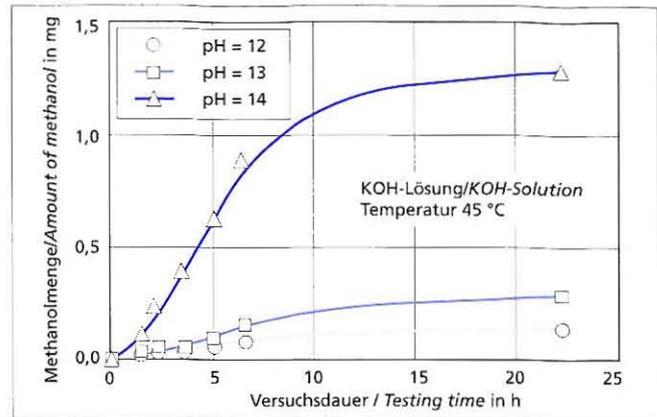


Bild 6: Methanolvermögen aus Formaldehydlösungen bei unterschiedlichen pH-Werten der Lösungen (Versuchstemperatur 45 °C)
Fig. 6: Methanol release of formaldehyde solutions at different pH-Values of the solutions (Testing temperature 45 °C)

value (pH = 14, 60 °C) of approx. 3000 µg signifies a conversion rate of around 10 %.

These investigations were followed by tests of the reaction of formaldehyde with cement paste. Cement pastes to which 2 % of the methanol-free formaldehyde solution had been added were tested by means of head space gas chromatography. Various cements were used and the water/cement ratios of the pastes were varied. The sample temperature was 45 °C. The amounts of methanol measured for cement pastes made from a 32,5 R Portland cement with water-cement ratios of 0.40, 0.50 and 0.60 over the testing time are plotted in Fig. 8.

It is clear from Fig. 8 that the curves in the cement paste tests are similar in shape to those which result from the tests with potassium hydroxide. Here, the conversion rates are between approx. 2.5 % and 5 % of the formaldehyde used. Hence the data from the cement paste tests correlate fairly well with the measured values resulting from the pure solutions. The higher quantities of methanol that are observed at lower water-cement ratios may be due to the fact that lower water/cement ratios result in higher pH levels in the cement paste.

In analysing these results, it should, however, also be borne in mind that it is possible for the measurement results to be influenced by experimental techniques. Further research is necessary in order to guarantee and optimize the method. All the same, the detection of methanol admits of the conclusion that the Cannizzaro reaction of the formaldehyde is also caused by the alkalinity of the pore solution of (hardened) cement pastes.

The question of whether the formaldehyde reacts to form other reaction products as well under the test conditions described above requires clarification by means of further basic research. It is conceivable, for instance, that it reacts to form sugar derivatives, which can also reduce the amount of formaldehyde released. This question could not be examined within the scope of this research project.

All in all, it is clear from these results that the measurement of the release of formaldehyde from cement-bound building products may be heavily dependent on the test conditions. For instance, higher temperatures and pH levels may shift the equilibrium between bound and free formaldehyde towards the free formaldehyde; at the same time, however, the formaldehyde may react faster, resulting in a lower overall rate of release.

6 Summary

6.1 The research project "Release of volatile substances from cement-bound building products" was carried out at the Research Institute of the Cement Industry. Extensive investigations were carried out first to characterize the constituents for cement-bound materials. 25 cements, 10 concrete additions (fly ashes) and 40 concrete admixtures were included, and their physical and chemical properties were examined. Particular attention was paid to

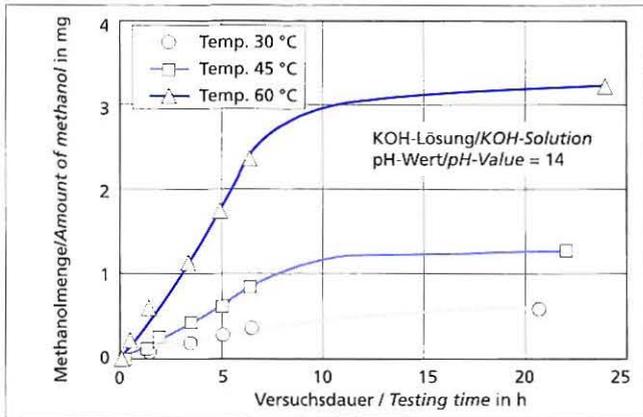


Bild 7: Methanolabgabe aus Formaldehydlösungen bei unterschiedlichen Versuchstemperaturen (pH-Wert = 14)

Fig. 7: Methanol release of formaldehyde solutions at different testing temperatures (pH-Value = 14)

auch durch die Alkalität der Porenlösung von Zementleimen bzw. Zementsteinen bewirkt wird.

Ob der Formaldehyd unter den obigen Versuchsbedingungen auch zu anderen Reaktionsprodukten reagiert, wäre durch weitergehende Grundlagenuntersuchungen zu klären. Denkbar ist, daß er zum Beispiel zu Zuckerderivaten reagiert, was die Formaldehydfreisetzung ebenfalls vermindern kann. Diese Frage konnte im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht untersucht werden.

Insgesamt machen die Ergebnisse deutlich, daß die Bestimmung der Freisetzung von Formaldehyd aus zementgebundenen Baustoffen stark von den Untersuchungsbedingungen abhängig sein kann. So können höhere Temperaturen und pH-Werte das Gleichgewicht zwischen gebundenem und freiem Formaldehyd hin zum freien Formaldehyd verschieben, gleichzeitig kann der Formaldehyd jedoch auch schneller abreagieren, so daß sich insgesamt eine geringere Freisetzung ergeben kann.

6 Zusammenfassung

6.1 Im Forschungsinstitut der Zementindustrie wurde ein Forschungsvorhaben zu Fragen der Freisetzung flüchtiger Substanzen aus zementgebundenen Bauprodukten durchgeführt. Dabei wurden zunächst umfangreiche Untersuchungen zur Charakterisierung der Ausgangsstoffe für zementgebundene Werkstoffe ausgeführt. Dazu wurden 25 Zemente, 10 Betonzusatzstoffe (Flugaschen) und 40 Betonzusatzmittel bezogen und bezüglich ihrer physikalischen und chemischen Eigenschaften untersucht. Besonderes Augenmerk wurde auf flüchtige anorganische und organische Substanzen gelegt, die in den Ausgangsstoffen enthalten sein können.

6.2 Die Untersuchung der Zemente hat ergeben, daß die schwer flüchtigen, chemisorbierten Mahlhilfsmittel einen so geringen Dampfdruck aufweisen, daß sie nicht oder nur in solchen Spuren in den Gasraum übergehen, die selbst mit der nachweisstarken Head-Space-Gaschromatographie nicht feststellbar sind. Dieses Ergebnis bestätigt ältere Untersuchungen und macht noch einmal deutlich, daß von Mahlhilfsmitteln, die bei der Zementmahlung in geringen Mengen verwendet werden, keine Belästigungen oder Gefährdungen für den Verarbeiter zementgebundener Baustoffe oder den Nutzer daraus hergestellter Bauprodukte ausgehen.

6.3 Bei den untersuchten Betonzusatzstoffen, in diesem Fall verschiedene Flugaschen, hat sich gezeigt, daß sie deutlich unterschiedliche Gesamtammoniumgehalte aufweisen können, die von etwa 8 mg/kg bis zu 130 mg/kg reichen. Außerdem wurde festgestellt, daß in vielen Fällen nur ein Teil des Gesamtgehalts an Ammonium durch alkalische Lösungen freisetztbar ist. Das bedeutet, daß ein mehr oder weniger großer Ammoniumanteil in den Flugaschen eingebunden ist.

6.4 Die Untersuchungen zur Freisetzung von Ammoniak aus Flugaschen oder Zement/Flugasche-Leimen haben gezeigt, daß selbst für die am höchsten mit Ammonium belastete Flugasche

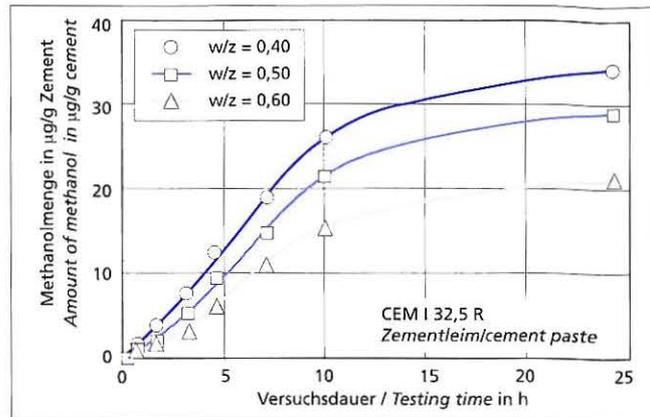


Bild 8: Methanolabgabe aus Zementleimen mit unterschiedlichen Wasserzementwerten (2 % Formaldehydlösung, Versuchstemperatur 45 °C)

Fig. 8: Methanol release of cement pastes with different water cement ratios (2 % formaldehyde solution, testing temperature 45 °C)

volatile inorganic and organic substances which could be contained in the constituents.

6.2 Examination of the cements has shown that the low-volatility, chemisorbed grinding aids have such low vapour pressures that they do not pass into the atmosphere, or only in such trace concentrations that they cannot be detected even with powerful head-space gas chromatography. This result confirms earlier investigations and once again makes it clear that grinding aids, which are used in small quantities in cement grinding, do not generate any nuisance or threat to persons processing cement-bound building materials or to the users of the building products made from them.

6.3 With the concrete additions investigated, in this case various fly ashes, it was apparent that they can contain significantly different total amounts of ammonium ranging from about 8 mg/kg to 130 mg/kg. It was also found that in many cases only a part of the total content of ammonium can be released by alkaline solutions. This means that a varying proportion of the ammonium is fixed in the fly ash.

6.4 The investigations into the release of ammonia from fly ash or from cement/fly ash pastes have shown that even for the fly ash with the highest ammonium content under unfavourable processing conditions, such as very poor ventilation, the worst that can occur is slight nuisance to the person processing it due to the odour. Building products which have been produced from mortars or concretes made with fly ash containing ammonium are not expected to be a nuisance, and certainly not a threat, to the users.

6.5 With the concrete admixtures investigated it was apparent that the majority of admixtures contain small quantities of volatile organic substances which can pass into the atmosphere. In many cases these are traces of solvents, such as methanol, acetone or ethyl acetate. Due to the low concentrations in the concrete admixtures and under consideration of the valid maximum working place concentrations (MAK value) it can be concluded that there is no threat to persons processing them or to the subsequent users of building products.

6.6 With formaldehyde it was apparent that super plasticizers can contain up to about 0.6 % of free formaldehyde (acetylaceton method) relative to the quantity of concrete admixture. During investigations into the release of formaldehyde by the desiccator method it was established that measurable releases of formaldehyde took place over a period of up to max. seven days, during which only about 30 % of the total free formaldehyde was released. Under the existing conditions at the production and processing of fresh concrete it can be assumed, that there is no fear of exceeding the low MAK value for formaldehyde. Quite recent formaldehyde measurements relating to the workplace have shown that the measured values lie significantly below the "MAK" value.

unter ungünstigen Verarbeitungsbedingungen, wie zum Beispiel bei sehr geringem Luftaustausch, allenfalls eine geringe Geruchsbelästigung des Verarbeiters auftreten kann. Belästigungen oder gar Gefährdungen für den Nutzer von Bauprodukten, die aus Mörteln oder Betonen mit ammoniumbelasteten Flugaschen hergestellt werden, sind nicht zu befürchten.

6.5 Bei den untersuchten Betonzusatzmitteln hat sich gezeigt, daß die Mehrzahl der Zusatzmittel geringe Mengen flüchtiger organischer Substanzen enthält, die in den Gasraum übergehen können. Dabei handelt es sich in vielen Fällen um Spuren von Lösemitteln wie Methanol, Aceton oder Ethylacetat, bei denen aufgrund der geringen Konzentrationen in den Betonzusatzmitteln unter Beachtung der geltenden MAK-Werte davon auszugehen ist, daß sie keine Belästigung oder Gefährdung für den Verarbeiter oder den späteren Nutzer von Bauprodukten darstellen.

6.6 Bezüglich des Formaldehyds hat sich gezeigt, daß in Fließmitteln Gehalte an freiem Formaldehyd von bis zu etwa 0,6 % (Acetylaceton-Methode), bezogen auf die Betonzusatzmittelmenge, vorliegen können. Bei Untersuchungen zur Freisetzung von Formaldehyd aus Zementleimen nach der Exsikkatormethode wurde festgestellt, daß in einem Zeitraum von bis zu max. sieben Tagen meßbare Formaldehydabgaben auftreten, wobei jedoch nur etwa 30 % des gesamten freien Formaldehyds freigesetzt wurden. Unter den bei der Herstellung und Verarbeitung von Frischbeton auf der Baustelle oder im Werk herrschenden Verhältnissen ist davon auszugehen, daß eine Überschreitung des für Formaldehyd geltenden, geringen MAK-Werts nicht zu befürchten ist. So haben neuere auf den Arbeitsplatz bezogene Formaldehydmessungen gezeigt, daß die Meßwerte deutlich unter dem MAK-Wert liegen.

6.7 Aus dem Verlauf der Formaldehydfreisetzung aus Zementleimen, die nach etwa sieben Tagen zu nicht mehr nachweisbaren Konzentrationen führt, kann weiterhin geschlossen werden, daß eine Belästigung oder Gefährdung des Nutzers von Bauprodukten, die aus Mörteln oder Betonen mit formaldehydhaltigen Betonzusatzmitteln hergestellt werden, nicht zu befürchten sind.

6.8 Die geringen Formaldehydfreisetzung aus erhärteten Zementleimen oder Betonen, die zum Beispiel für 28 Tage alte Betone auch von anderen Autoren beschrieben wurden, können auch damit erklärt werden, daß der Formaldehyd im Kontakt mit dem stark alkalischen Zementleim bzw. der Porenlösung des Zementsteins zumindest teilweise durch die Cannizzaro-Reaktion zu Ameisensäure und Methanol reagiert.

6.7 From the behaviour pattern of formaldehyde release from cement pastes, which produced no further detectable concentrations after seven days, it can also be concluded that there is no risk of a nuisance or threat to the user of building products made from mortars or concretes using concrete admixtures containing formaldehyde.

6.8 The small quantities of formaldehyde released from hardened cement pastes or concretes, which have, for example, been described by other authors for 28-day-old concretes, can be explained likewise by the fact that formaldehyde in contact with the strongly alkaline cement paste or the pore solution in the hardened cement paste reacts, at least partially, by the Cannizzaro reaction to form formic acid and methanol.

Literatur

- [1] Hohberg, I., Müller, C., Schießl, P. und G. Volland: Umweltverträglichkeit zementgebundener Baustoffe – Sachstandsbericht. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton. Beuth Verlag GmbH, Berlin/Köln, (1996) H. 458
- [2] BMU – Bundesminister für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: Umweltpolitik – Konzeption der Bundesregierung zur Verbesserung der Luftqualität in Innenräumen, Bonn, (1992)
- [3] Rühl, R.: Prävention durch die Wahl schadstoffarmer Baustoffe. Kommission Reinhaltung der Luft im VDI und DIN, Schriftenreihe, 19 (1992) S. 53-60
- [4] Spanka, G. und G. Thielen: Untersuchungen zum Nachweis von verflüssigenden Betonzusatzmitteln und zu deren Sorptions- und Elutionsverhalten. Beton, 45 (1995) H. 5, S. 320-327
- [5] Locher, F.-W.; Seebach, H.-M.: Einfluß der Sorption auf die technische Zerkleinerung. Vortragsveröffentlichungen „Iaus der Technik“, H. 247, S. 32-43, Vulkan-Verlag, Dr. W. Classen, Essen
- [6] Rechenberg, W.: Über das Verhalten von Mahlhilfen beim Mahlen von Zement. Zement-Kalk-Gips, 39 (1986) H. 10, S. 577-580
- [7] AiF-Forschungsvorhaben Nr 4229: Bindung von Mahlhilfen im Zement (Schlußbericht)
- [8] Backes, H.-P.; Koch, H.-J.: Eigenschaften von Beton mit NH_3 -befrachteter Steinkohlenflugasche. Betonwerk + Fertigteil-Technik, (1988) H. 4, S. 71-76
- [9] Koch, H.-J.; Brenzel, H.: Versuche über Geruchsentwicklungen beim Frischestrich mit NH_3 -befrachteter Flugasche. Betonwerk + Fertigteil-Technik, (1989) H. 11, S. 72-75
- [10] Richtlinie für die Erteilung von Zulassungen für Betonzusatzmittel (Zulassungsrichtlinie) – Fassung Dezember (1996) – Mitteilungen DIBt, (1997) H. 5, S. 122-136
- [11] Betonzusatzmittel und Umwelt – Sachstandsbericht. Hrsg.: Industrieverband Bauchemie und Holzschutzmittel e. V., Frankfurt, (1996)
- [12] Diller, W.: Meßtechnik und Bewertung von Formaldehyd und Isocyanaten in Innenräumen. Kommission Reinhaltung der Luft im VDI und DIN, Schriftenreihe, 19 (1992) S. 124-137
- [13] Gloxhuber, C.: Melment. Toxikologische und ökotoxikologische Bewertung beim Einsatz als Betonzusatzmittel. Bericht, Prof. Dr. C. Gloxhuber, (1993)
- [14] Bundesgesundheitsamt: Prüfverfahren für Holzwerkstoffe gem. Gefährstoffverordnung § 9 Abs. 3. Bundesgesundheitsblatt, 10 (1991) S. 488-489
- [15] Umweltverträglichkeit von Betonzusatzmitteln. Hrsg.: Fachverband Schweizerischer Hersteller von Betonzusatzmitteln (FSHBZ), Zürich, (1995)
- [16] Rechenberg, W.: Die Bestimmung von Ammonium in Rohstoffen und Stäuben der Zementherstellung. Zement-Kalk-Gips, 40 (1987) H. 11, S. 567-570
- [17] DIN EN 717-2 – Bestimmung der Formaldehydabgabe. Formaldehydabgabe nach der Gasanalyse-Methode, (1995)
- [18] Kolb, B.: Head-Space-Gaschromatographie mit Kapillar-Trennsäulen. Vogel-Verlag, Würzburg, (1986)
- [19] DIN 55666 – Prüfung von Formaldehyd emittierenden Beschichtungen, Melaminschaumstoffen und Textilien. Bestimmung der Ausgleichskonzentration an Formaldehyd in einem kleinen Prüfraum (1995)
- [20] Deppe, H.-J. und R. Stolzenburg: Bestimmung der Formaldehyd-Emission von Holzwerkstoffen und Heimtextilien. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin
- [21] DIN 38406-5 – Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchungen; Kationen (Gruppe E), Bestimmung des Ammonium-Stickstoffs (E 5). 1 – Photometrische Bestimmung nach Berthelot (Indophenolblau-Methode), (1983)
- [22] Götze, H.-J.; Harke, S.: Determination of aldehydes and ketones in natural gas combustion in the ppb range by high-performance liquid chromatography. Fresenius Zeitschrift für Analytische Chemie, 335 (1989) H. 3, S. 286-288
- [23] Betonzusatzmittel und Umwelt – Sachstandsbericht. Hrsg.: Deutsche Bauchemie e.V., (1998) (in Vorbereitung)
- [24] Fieser, L. F.; Fieser M.: Organische Chemie. Verlag Chemie, Weinheim/Bergstraße, (1965)
- [25] Orthner, L.; Gerisch, E.: Über die Primärstufen der Kondensation von Formaldehyd. Biochemische Zeitschrift, 259 (1933) S. 30-52

Technische und rechtliche Anforderungen bei Verwendung von Bauprodukten unter Berücksichtigung von Gesundheits- und Umweltaspekten aus der Sicht der Steine- und Erden-Industrie

Technical and legal requirements for the use of construction products, taking health and environmental aspects into account from the point of view of the non-metallic minerals industry

1 Einleitung

Technische und rechtliche Anforderungen an Bauprodukte aus der Sicht des Umwelt- und Gesundheitsschutzes sind Teilaspekte eines produktbezogenen Umweltschutzes und der Umsetzung des darüber hinausgehenden Konzepts der Nachhaltigkeit im Bereich Bauen und Wohnen. Fragen der Nachhaltigkeit im Bauwesen und damit zusammenhängende Gesetze und Verordnungen berühren wesentliche Standortvoraussetzungen der produzierenden Betriebe der Steine- und Erden-Industrie. Dies gilt sowohl für die Produktionsvoraussetzungen und dabei besonders für die Verfügbarkeit von Roh- und Ausgangsstoffen als auch für Marktbedingungen und dabei besonders für die aus Umwelt- und Gesundheitsaspekten resultierenden öffentlich-rechtlichen und privatrechtlichen Anforderungen an Bauprodukte. Es ist daher verständlich, dass die Steine- und Erden-Industrie nicht nur mit großem Interesse die in der Öffentlichkeit und in der Fachwelt geführte Diskussion über Nachhaltigkeit im Bauwesen verfolgt, sondern aktiv mit eigener Kompetenz und mit eigenen Vorstellungen in diese Diskussion eingreift.

Beim gegenwärtigen Stand der Diskussion über die Umsetzung von Nachhaltigkeitskonzepten in die Entscheidungsabläufe bei Herstellung und Anwendung von Bauprodukten ist es verfrüht, eine abgeschlossene und einheitliche Bewertung aus der Sicht der Industrie zu erwarten. Der Verein Deutscher Zementwerke ist eingebunden in wichtige Beratungs- und Entscheidungsgremien und trägt über die Arbeit seines Forschungsinstituts durch eigene Forschungsarbeiten zu sach- und praxistgerechten Lösungen in den uns betreffenden Fragen eines produktbezogenen Umweltschutzes bei. Ich komme der Bitte der Veranstalter dieser Tagung gerne nach, auf der Basis der während der letzten Jahre erzielten Kenntnisse und gewonnenen Erfahrungen aus der Sicht der Steine- und Erden-Industrie eine Positionsbestimmung zu technischen und rechtlichen Anforderungen bei der Verwendung von Bauprodukten unter Berücksichtigung von Gesundheits- und Umweltaspekten vorzunehmen. Ich werde dabei auf Gesundheits- und Umweltaspekte allgemein zu sprechen kommen, bevor ich auf den Schutz der Umweltmedien Wasser, Boden, Luft sowie den Schutz natürliche Ressourcen eingehe. Es folgen Ausführungen zu öffentlich-rechtlichen Anforderungen aus dem Umwelt- und Gesundheitsschutz sowie abschließend einige Überlegungen über darüber hinausgehende Aspekte des produktbezogenen Umweltschutzes.

2 Gesundheits- und Umweltaspekte

Bevor ich mich ausschließlich auf Gesundheits- und Umweltaspekte konzentriere, sei in Erinnerung gerufen, dass trotz der ak-

1 Introduction

Technical and legal requirements governing construction products from the point of view of environmental and health protection are sub-aspects of product-related environmental protection and of the translation into practice of the more far-reaching concept of sustainability in the field of "building and dwelling". Questions of sustainability in the construction industry and related laws and regulations affect fundamental siting requirements of the non-metallic minerals industry's essential production sites. This applies both to the prerequisites for production, and here particularly to the availability of raw and starting materials, and to market prerequisites, and here particularly the public- and private-law requirements governing construction products which arise from environmental and health aspects. It is therefore understandable that the non-metallic minerals industry is not only following with great interest the debate on sustainability in the construction industry which is being conducted among the public and among experts, but is also contributing to this debate with its own competence and its own ideas.

Given the present state of the debate on the practical use of sustainability concepts in the decision-making processes for the production and use of construction products, it is premature to expect a conclusive, unified appraisal from the industry's point of view. The German Cement Works Association is a member of important advisory and decision-making bodies and contributes via the work of its Research Institute through its own research work to finding appropriate, practical solutions in the issues of product-related environmental protection which concern us. I am happy to comply with the conference organisers' request to define the non-metallic minerals industry's position on technical and legal requirements for the use of construction products, taking health and environmental aspects into account, on the basis of the knowledge and experience acquired over the past few years. In doing so, I will talk about health and environmental aspects in general before discussing the protection of water, soil and air and conservation of natural resources. This will be followed by comments on public-law requirements arising from protection of health and the environment and, in conclusion, some thoughts about more far-reaching aspects of product-related environmental protection.

2 Health and environmental aspects

Before I concentrate exclusively on health and environmental aspects, it should be remembered that in spite of the current importance to society of the associated issues, other production- and market-shaping aspects dominate events in the non-metallic minerals industry. Sustainability in the construction industry also means that safe, long-lived, durable buildings are constructed from the construction products. The construction engineering requirements

tuellen gesellschaftlichen Bedeutung der damit zusammenhängenden Fragen andere die Produktion und den Markt bestimmende Aspekte das Geschehen in der Steine- und Erden-Industrie beherrschen. Nachhaltigkeit im Bauwesen heißt auch, dass aus den Bauprodukten sichere, langlebige und dauerhafte Bauwerke errichtet werden. Die bautechnischen, d.h. physikalischen, mechanischen und chemisch-mineralogischen Anforderungen an Bauprodukte bestimmen dominant die Herstellung und den Absatz von Bauprodukten. Der Wettbewerb auf dem freien, heute zunehmend europäischen Markt zwingt die Industrie zu rigorosem Kostenmanagement unter den gegebenen Standortvoraussetzungen. Dieser Wettbewerb hat unabhängig von einer gezielten Umweltdiskussion dazu geführt, dass mit den zur Verfügung stehenden Stoffen verantwortungsvoll umgegangen wird und der Energieeinsatz in der Steine- und Erden-Industrie auf ein Minimum, häufig nahe am technologisch absolut Notwendigen, reduziert wurde [1]. Spezifische Aspekte des Umweltschutzes treten also interaktiv in den Gesamtrahmen aller Bewertungsmaßstäbe für Bauprodukte ein, sie dürfen nicht isoliert, sondern nur im Kontext aller Anforderungen gesehen werden. Dabei darf nicht übersehen werden, dass veränderte Umwelt- und Gesundheitsanforderungen an Bauprodukte auch Auswirkungen auf die Produktionsvoraussetzungen haben können. Maßnahmen des produktbezogenen Umweltschutzes müssen deshalb in Einklang gebracht werden mit den Möglichkeiten der Produktions- und Anlagentechnik. Dabei sind auch die betriebswirtschaftlich bedingten Investitionszyklen kapitalintensiver Anlagen angemessen zu berücksichtigen.

Welches sind die Gesundheits- und Umweltaspekte, die bei der Verwendung von Bauprodukten zu beachten sind? Ich möchte diese Aspekte in zwei Hauptgruppen unterteilen:

- erstens der Schutz der Umweltmedien Wasser, Boden, Luft,
- zweitens der Schutz natürlicher Ressourcen.

Im Folgenden wird der Begriff Bauprodukte für Bauprodukte der Steine- und Erden-Industrie im Sinne der europäischen Bauproduktenrichtlinie [2] verwendet. Er umfasst somit neben Halb- und Fertigprodukten wie z.B. Wandbausteine und Rohre auch industriell aufbereitete oder hergestellte Baustoffe wie z.B. Zement, Kies und Sand, mineralische Betonzusatzstoffe oder Transportbeton.

Bevor ich zu konkreten technischen und gesetzlichen Regelungen Stellung nehme, möchte ich zuerst einige allgemeine Anmerkungen zu den genannten Umwelt- und Gesundheitsaspekten anstellen.

3 Schutz der Umweltmedien Wasser, Boden, Luft

Durch den Bau, die Nutzung und Entsorgung von Bauwerken werden Auswirkungen auf Wasser, Boden, Luft verursacht. Diese Auswirkungen sind in der Regel lokal auf den Standort des Bauwerks begrenzt, können aber auch zu regionalen oder zu globalen Folgeerscheinungen führen. Regionale und globale Auswirkungen auf die Umwelt betreffen die natürlichen Lebensgrundlagen und resultieren u.a. aus den luftgängigen Emissionen. Die durch die Herstellung von Bauprodukten verursachten Emissionen werden durch das Immissionsschutzrecht und durch entsprechende Maßnahmen des anlagenbezogenen Umweltschutzes kontrolliert und gegebenenfalls begrenzt. Auch durch den Transport von Bauprodukten und die Herstellung von Bauwerken auf der Baustelle werden Auswirkungen auf die Umweltmedien Wasser, Boden, Luft, verursacht, die durch Maßnahmen des Gewerberechts kontrolliert werden.

Meine Ausführungen über Umwelt- und Gesundheitsschutz bei der Verwendung von Bauprodukten zielen auf die aus der Nutzung von Bauwerken resultierenden lokalen Auswirkungen auf Wasser, Boden und Luft. Sie werden sich also überwiegend mit den Maßnahmen zum Schutz der unmittelbaren Umgebung einer baulichen Anlage auseinandersetzen.

4 Schutz natürlicher Ressourcen

Die Steine- und Erden-Industrie gehört zu den stoffintensiven Produktionsbereichen. In den Vorträgen heute Morgen wurde über die Stoffströme im Bauwesen detailliert berichtet. Die Verfügbarkeit von standortnahen Rohstoffen ist eine existentielle Voraus-



Bild 1: Verschiedene Betrachtungsebenen der Nachhaltigkeit im Bereich Bauen und Wohnen

Fig. 1: Various levels of viewing sustainability in the field of „building and dwelling“

governing construction products, that is, the physical, mechanical and chemico-mineralogical requirements, are the dominant factors which shape the production and sale of construction products. Competition in the free market, which today increasingly means the European market, is forcing the industry to engage in rigorous cost management, given the existing siting requirements. Independently of a deliberate environmental debate, this competition has led to the available materials being handled responsibly and energy consumption in the non-metallic minerals industry being reduced to a minimum, often close to the level that is absolutely necessary technologically [1]. Specific aspects of environmental protection are therefore interactively part of the overall framework of all the evaluation standards for construction products; they must not be viewed in isolation, but only in the context of all the requirements. The fact should not be overlooked that changed environmental and health requirements for construction products can also affect the prerequisites for production. Product-related environmental protection measures must therefore be harmonised with the possibilities afforded by production and plant engineering. The investment cycles for capital-intensive plant and equipment which are dependent on commercial considerations should also be taken into account to a reasonable extent.

What are the health and environmental aspects to be taken into account in the use of construction products? I would like to divide these aspects into two main groups:

- firstly, protection of water, soil and air;
- secondly, conservation of natural resources.

In what follows, the term “construction products” is used for construction products of the non-metallic minerals industry as defined by the European Construction Products Directive [2]. This term therefore includes – besides semi-finished and finished products such as, for instance, wall blocks and pipes – industrially processed or manufactured construction materials such as cement, gravel or sand, mineral-based concrete additions or ready-mixed concrete.

Before I comment on specific laws and technical rules, I would like to make some general remarks on the environmental and health aspects.

3 Protection of water, soil and air

The construction, utilisation and disposal of buildings cause impacts on water, soil and air. These impacts are generally local in nature and limited to the site of the building, but can lead to regional or global consequences. Regional and global impacts on the environment affect the natural foundations of life and result from, among other things, emissions to air. The emissions caused by the manufacture of construction products are controlled and, where necessary, limited by ambient air quality control legislation and by appropriate environmental protection measures for the specific plant. The transportation of construction products and the production of construction works on the site also causes impacts on water, soil and air; these are controlled by measures specified in the trade and industry laws.

setzung für die Betriebe der Steine- und Erden-Industrie. Es liegt damit im fundamentalen Interesse dieser Industrie, dass eine ausreichende rechtliche Sicherung der Rohstoffe langfristig gegeben ist. Rohstoffsicherung und Naturschutz sind beide Ziele eines verantwortlichen Wirtschaftens.

Im Kontext meines Themas muss der Schutz natürlicher Ressourcen im Zusammenhang mit Fragen der Kreislaufwirtschaft, d.h. den Verwertungsmöglichkeiten von Abfällen, gesehen werden. Ich benutze diesen, durch das Kreislaufwirtschaftsabfallgesetz [3] vorgegebenen, negativ besetzten Begriff, um auf die Abfallstoffe zu sprechen zu kommen, die ökologisch und ökonomisch sinnvoll in den Wertstoffkreislauf zurückgeführt werden können. Das Bauwesen als Auslöser großer Stoffströme hat ein grundlegendes Interesse an einer Verwertung geeigneter Abfälle und damit an deren Rückführung in den Wertstoffkreislauf. Der Grundsatz der schadlosen Verwertung, wie er im Kreislaufwirtschaftsabfallgesetz formuliert ist, wird dabei nicht in Frage gestellt. Das gilt auch, was die Vermeidung von Schadstoffanreicherungen im Wertstoffkreislauf betrifft. Die Steine- und Erden-Industrie bekennt sich ausdrücklich dazu, die Umweltverträglichkeit der von ihr hergestellten Bauprodukte auch bei einer Verwertung von Abfällen nicht in Frage zu stellen. Dazu ist es notwendig, Verwertungskriterien zu vereinbaren, die einerseits den Schutzzielen des Kreislaufwirtschaftsabfallgesetzes gerecht werden, andererseits genügend Spielraum für eine ökologisch und ökonomisch sinnvolle Verwertung belassen. Der Rahmen für die Eignung solcher, dem Abfallrecht unterliegender Stoffe für eine Verwertung innerhalb der Baustoffherstellung wird durch die geforderte Produktqualität und durch den jeweiligen Herstellprozess abgesteckt. Von Bedeutung sind in diesem Zusammenhang auch die Regeln für den Nachweis der schadlosen Verwertung. Um zusätzliche ordnungsrechtliche Nachweislasten zu vermeiden und damit verbundene Kosten gering zu halten, sollten die bei einer stofflichen Verwertung abfallrechtlich notwendigen Verwertbarkeitsnachweise in bestehende Nachweisverfahren, z.B. in bauaufsichtliche Gütenachweise, integriert werden. Dabei ist es wichtig, dass Abfälle nach entsprechendem Eignungsnachweis vor ihrer Verarbeitung in Bauprodukte und vor deren Einbau in Bauwerke die Abfalleigenschaft endgültig verlieren, d.h. aus dem Geltungsbereich des Abfallrechts entlassen werden. Für die Verwertung von Altbeton als Betonzuschlag sind entsprechende Vorschläge inzwischen vorgelegt worden [4]. Die Herstellung von Bauprodukten ermöglicht ohne Beeinträchtigung von Gesundheits- und Umweltaspekten sinnvolle Verwertungswege für Rest- und Sekundärstoffe. Die Steine- und Erden-Industrie leistet durch ihre weitestgehend abfallfreie Produktion einen wesentlichen Beitrag zu den gesetzlich formulierten Zielen der Kreislaufwirtschaft.

5 Öffentlich-rechtliche Regelungen

Die Verwendung von Bauprodukten unterliegt in unserem Lande einer Vielzahl gesetzlicher Regelungen. Herr Professor Bossenmayer hat in seinem Vortrag die Komplexität dieser gesetzlichen Rahmenbedingungen – sie prägen im positiven wie im negativen Sinn die Standortvoraussetzungen für die Unternehmen der Steine- und Erden-Industrie in unserem Lande – ausführlich erläutert. Ich möchte dazu einige Feststellungen treffen, die mir im Rahmen meines Themas aus der Sicht der Industrie wichtig erscheinen.

- Durch das dicht geflochtene Regelwerk sind die erforderlichen Leistungsmerkmale von Bauprodukten sehr detailliert häufig

Gesundheits- und Umweltaspekte Lokale Auswirkungen	
Schutz der unmittelbaren Umgebung der baulichen Anlagen	
Wasser	Trinkwasser Oberflächenwasser Grundwasser
Boden	
Luft	Innenraum

Bild 2: Überblick über die Gesundheits- und Umweltaspekte beim Schutz der unmittelbaren Umgebung baulicher Anlagen

My comments on environmental and health protection when using construction products are directed at the localised impacts on water, soil and air which result from the use of buildings. This means that they will be predominantly concerned with measures to protect the immediate surroundings of a structure.

4 Conservation of natural resources

The non-metallic minerals industry is a material-intensive producer. This morning's lectures reported in detail on the material flows in the construction industry. The availability of raw materials close to the production site is a prerequisite for the existence of the non-metallic minerals industry's production operations. It is therefore in this industry's fundamental interest for these raw materials to be given long-term protection by adequate legal safeguards. Protection of raw materials and nature conservation are both goals of responsible business operations.

In the context of my subject, the conservation of natural resources should be viewed in association with matters of the closed cycle economy, i.e. the scope for recovery of wastes. I am using this term with its negative implications, i.e. the German term "Abfall" which is predetermined by the Act for Promoting Closed Substance Cycle Waste Management and Ensuring Environmentally Compatible Waste Disposal – the "Kreislaufwirtschaftsabfallgesetz" – so that I can talk about the waste materials which can be returned to the economic cycle in an ecologically and economically worthwhile manner. The construction industry, as a source of large material flows, has a fundamental interest in the recovery of suitable wastes and hence in returning them to the economic cycle. The principle of recovery without damaging side effects, as formulated in the "Kreislaufwirtschaftsabfallgesetz", is not called into question. The same applies to the avoidance of build-ups of harmful substances in the cycle of recoverable materials. The non-metallic minerals industry expressly declares that it has no doubts about the environmental acceptability of its construction products even in cases where recovery of wastes is involved. To this end, it is necessary to agree recovery criteria which on the one hand satisfy the protective aims of the "Kreislaufwirtschaftsabfallgesetz" and on the other allow sufficient scope for ecologically and economically worthwhile recovery. The framework for the suitability of such materials, which are governed by waste legislation, for recovery within the production of construction materials is defined by the product quality required and by the individual production process. Also important in this context are the rules for proving recovery without damaging side effects. In order to avoid additional administrative-law burdens of proof and keep related costs low, the proofs of recoverability that are required under waste legislation in the case of physical recovery should be integrated into existing procedures for furnishing proof, e.g. proofs of quality under building regulations. Here, it is important that after their suitability has been proved and before being converted into construction products and before the latter are incorporated into buildings, these wastes definitively lose the character of "waste", i.e. are removed from the scope of waste legislation. Appropriate proposals have now been put forward for the recovery of old concrete for use as aggregate [4]. The manufacture of construction products opens up worthwhile recovery routes for residual and secondary materials without adversely affecting health and the environment. Through its virtually waste-free production, the non-metallic minerals industry is helping in large

Health and environmental aspects Local impacts	
Protection of the immediate surroundings of structures	
Water	Drinking water Surface water Ground water
Soil	
Air	Interior

Fig. 2: Overview of the health and environmental aspects of the protection of the immediate surroundings of structures

in Leistungsklassen unterteilt vorgegeben. Die Möglichkeiten von darüber hinausgehenden wettbewerbsrelevanten Unterschieden sind besonders für die überwiegend homogenen Massengüter unserer Industrie eher begrenzt.

- Die bestehenden Regeln erlauben eindeutige Orientierungen sowohl für den Hersteller als auch für den Anwender von Bauprodukten. Die damit verbundene Handlungssicherheit ist wertvoll für den Hersteller und weitestgehend unverzichtbar für den Baustoffentscheider und -anwender.
- Vor der Einführung neuer umweltpolitischer Regeln ist eine Überprüfung des bestehenden Regelwerks und seiner Beiträge zum produktbezogenen Umweltschutz im Hinblick auf ökologische Notwendigkeit und ökonomische Auswirkungen der zusätzlichen Regelungen notwendig.
- Der Handlungsraum der Hersteller zur stofflichen Gestaltung von Bauprodukten ist durch stoffliche, logistische und anlagenbezogene Gegebenheit nicht beliebig groß, dies gilt besonders für industriell aufbereitete oder hergestellte homogene Baustoffe wie z.B. Zement.
- Neue Anforderungen aus einer weitergehenden Berücksichtigung von Gesundheits- und Umweltaspekten müssen in die am Bau vorherrschenden Entscheidungsabläufe und in die Logik bestehender Regelwerke eingebunden werden. Dazu muss der Industrie eine gestaltende und nicht nur eine bloß ausfüllende Rolle zugestanden werden.
- In der Betrachtung technischer und rechtlicher Anforderungen bei der Verwendung von Bauprodukten ist zu unterscheiden zwischen öffentlich-rechtlichen und eventuell darüber hinausgehenden privatrechtlichen Vorgaben. Nur innerhalb des durch öffentlich-rechtliche Vorgaben umgrenzten Handlungsspielraums und des darin noch vorhandenen ökologisch und ökonomisch sinnvollen Verbesserungsbedarfs können zusätzliche privatrechtliche Vorgaben vom Hersteller umgesetzt und im Wettbewerb durchgesetzt werden.

6 Öffentlich-rechtliche Instrumente zur Berücksichtigung von Gesundheits- und Umweltaspekten

Folgende rechtliche Instrumente werden zur Berücksichtigung von Gesundheits- und Umweltaspekten bei der Verwendung von Bauprodukten derzeit eingesetzt: Chemikalienrecht, Bauordnungsrecht, Verkehrswegerecht, Wasserrecht, Bodenschutzrecht, Lebensmittel- und Bedarfsgegenstandsrecht, Abfallrecht, Immissionsschutzrecht, Gewerberecht, Arbeitsschutzrecht, Energiesparrecht.

Das Chemikalienrecht verbietet über die Chemikalien-Verbotsverordnung [5] das Inverkehrbringen bestimmter Stoffe und Zubereitungen sowie von Erzeugnissen, die diese freisetzen können. Kanzerogene, mutagene und teratogene Stoffe dürfen nicht aktiv eingesetzt werden, der Einsatz von stark wassergefährdenden Stoffen sollte vermieden werden und in unvermeidbaren Fällen so begrenzt werden, dass eine Freisetzung schädlicher Mengen ausgeschlossen bleibt. Die überwiegend mineralischen Bauprodukte der Steine- und Erden-Industrie sind von den Verboten des Chemikalienrechts mit Ausnahme des Asbestverbots kaum oder gar nicht betroffen. Über die Gefahrstoffverordnung [6] regelt das Chemikalienrecht die Einstufung, Kennzeichnung, Verpackung und den Umgang mit gefährlichen Stoffen, Zubereitungen und Erzeugnissen. Von diesen Vorgaben sind besonders Zement und Kalk betroffen, für die Sicherheitsdatenblätter von den Herstellern bereitgehalten werden. In diesen wird die zutreffende Kennzeichnung als „Reizend“ zusammen mit den erforderlichen Gefahrensätzen (R-Sätze) und Sicherheitsvorschlägen (S-Sätze) als Sackaufdruck oder auf den Versanddokumenten mitgeteilt. Bild 4 zeigt die entsprechenden Kennzeichnungen für Zement. Zusätzliche gesundheitsbezogene Festlegungen in Produktnormen sind aus der Sicht der Industrie nur dann zu treffend, wenn sie über die Vorgaben des Chemikalienrechts hinausgehend notwendig sind.

Durch das Bauordnungsrecht und durch das Verkehrswegerecht werden Anforderungen an Bauprodukte zunehmend auch hinsichtlich Umwelt- und Gesundheitsschutz festgelegt. Über die Trennung der Zuständigkeiten für das Inverkehrbringen – hier liegt die Gesetzeshoheit bei der Europäischen Kommission – und

measure to achieve the goals of the closed cycle economy as set forth in law.

5 Public-law provisions

The use of construction products is governed in Germany by a multitude of legal provisions. In his paper Professor Bossenmayer expounded in detail on the complexity of this legal framework which influences the siting requirements for the firms which make up Germany's non-metallic minerals industry both positively and negatively. On this, I would like to make some statements which, in the context of my subject, appear important to me from the industry's point of view.

- The densely woven body of legislation has resulted in the required performance characteristics of construction products being specified in great detail, often with subdivision into performance classes. The scope for competition-relevant differences above and beyond these is somewhat limited, especially for the predominantly homogeneous bulk products of our industry.
- The existing rules serve as a clear guide for both producers and users of construction products. The associated security of action is valuable for producers and virtually indispensable for selectors and users of construction materials.
- Before new environmental policy rules are introduced, a review of the existing body of legislation and its contributions to product-related environmental protection with regard to the ecological need for and economic consequences of the additional provisions is necessary.
- The producers' room for manoeuvre where the physical design of construction products is concerned is not infinitely large because of physical, logistical and plant-related circumstances; this is particularly true for industrially processed or produced homogeneous construction materials such as cement.
- New requirements arising from greater attention to health and environmental aspects must be integrated into the decision-making processes which prevail in the construction industry and into the logic of existing bodies of legislation. To achieve this, the industry must be given a formative role, not just a fill-in one.
- When looking at technical and legal requirements for the use of construction products, it is necessary to distinguish between public-law and private-law requirements, with the latter possibly being more far-reaching than the former. Only within the room for manoeuvre which is defined by public-law constraints and within the remaining ecologically and economically worthwhile need for improvement can additional private-law requirements be translated into practice by the manufacturer and achieved in the competitive environment.

6 Public-law instruments for taking account of health and environmental aspects

The following legal instruments are currently used for taking into account health and environmental aspects when using construction products: the chemicals laws, building laws, traffic infrastructure laws, water laws, soil conservation laws, foodstuffs and consumer goods laws, waste laws, ambient air quality control laws, trade and industry laws, occupational health and safety laws, energy economy laws.

The chemicals laws prohibit, via the Prohibition of Chemicals Ordinance [5], the placing on the market of certain substances and preparations and of products capable of releasing them. Carcinogenic, mutagenic and teratogenic substances must not be actively used, and the use of substances which are highly likely to pollute water should be avoided and, where their use is unavoidable, restricted in such a way that any release of harmful quantities is prevented. The predominantly mineral-based construction products of the non-metallic minerals industry are affected very little or not at all by the prohibitions imposed by chemicals legislation, with the exception of the ban on asbestos. Via the Dangerous Substances Ordinance [6], the chemicals laws regulate the classification, labelling, packaging and handling of dangerous substances, preparations and products. These requirements especially affect cement and

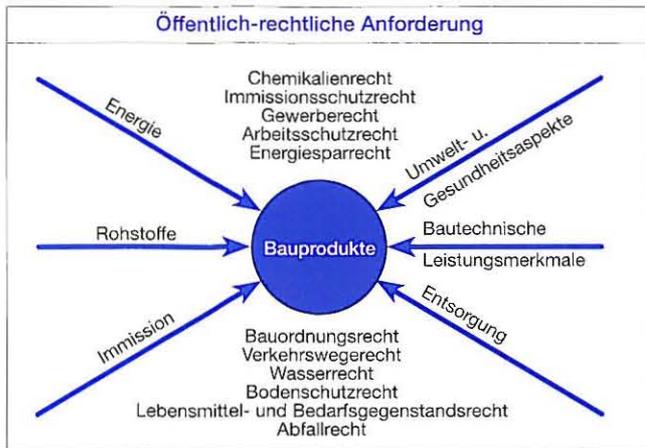


Bild 3: Übersicht über öffentlich-rechtliche Regelungen zur Umweltanforderung an Bauprodukte

die Anwendung von Bauprodukten – wo die Mitgliedsstaaten die Gesetzeshoheit weiterhin besitzen – hat Herr Professor Bossenmayer vorgetragen. Besonders im Bereich des Umwelt- und Gesundheitsschutzes ist eine für die Praxis befriedigende Umsetzung europäischer und nationaler Rechtsvorschriften noch nicht in Sicht. Bei der Lösung dieser Aufgabe wird die Industrie darauf zu achten haben, dass im Sog europäischer Harmonisierung nicht die Perfektionierung rechtlicher Verordnungen und dazugehöriger Regelwerke in den Vordergrund rückt. Auf diese Aufgaben wird nicht ohne Grund hingewiesen. Die zuvor genannten Rechtsbereiche sind derzeit in Europa nur teilweise oder gar nicht harmonisiert. Das Zusammenspiel zwischen einerseits europäisch harmonisierten Vorgaben für das Inverkehrbringen von Bauprodukten und andererseits nationalen Regelungen für deren Verwendung birgt eine Reihe offener Fragen, die auch durch den Entwurf eines Leitpapiers der EU-Kommission [7] zur Umsetzung von Regeln im Bereich gefährlicher Stoffe nicht befriedigend gelöst sind. Selbst auf nationaler Ebene bedarf es erheblicher Anstrengungen, die produktbezogenen Belange, z.B. das Wasser-, Bodenschutz- oder Abfallrecht, praxisgerecht und pragmatisch in die Regelwerke des Bauordnungsrechts zu integrieren.

Jeder aus der Sicht des Umwelt- und Gesundheitsschutzes zusätzlich notwendige Regelungsbedarf muss so weit wie möglich in die bestehende Regelungsstruktur eingebunden werden, um die bereits bestehende hohe Komplexität der zu beachtenden Regeln nicht noch undurchschaubarer werden zu lassen. Diese Forderung wird mit Nachdruck hier vorgetragen. Der Bauprozess, in dem Auswahl und Anwendung von Bauprodukten nur ein Bestandteil ist, zeichnet sich durch hochgradige Vernetzung aus. Die einzelnen Produktionsschritte der Planung, Bauproduktherstellung und Bauausführung sind arbeitsseitig auf viele Mitspieler verteilt, umfangreiche öffentlich-rechtliche und privatrechtliche Vorgaben sind zu beachten. Ausführungsplanung, Auswahl der Bauprodukte und Bauausführung stehen fast immer unter einem enormen Zeitdruck. Jede weitere Erschwernis in den Entscheidungs- und Herstellprozessen muss vermieden, unbedingt notwendige neue Nachweisforderungen müssen zeit- und kostensparend in die bestehenden Abläufe integriert werden.

7 Umsetzungen von rechtlichen Anforderungen aus Umwelt- und Gesundheitsaspekten

Der Schutz der Gesundheit und des unmittelbaren Umfelds einer baulichen Anlage zielt bei der Verwendung von Bauprodukten auf eine Bewertung relevanter Inhaltsstoffe. Alle mineralischen Baustoffe aus überwiegend natürlichen Rohstoffvorkommen weisen Spuren von Schwermetallen auf. Die Konzentration dieser Spurenelemente wird durch deren geochemische Verteilung in den Lagerstätten bestimmt. Die Konzentrationsschwankungen entsprechen weitgehend den Schwankungen von Spurenelementen in natürlichem Boden. Durch chemisch-mineralogische Wechselwirkungen

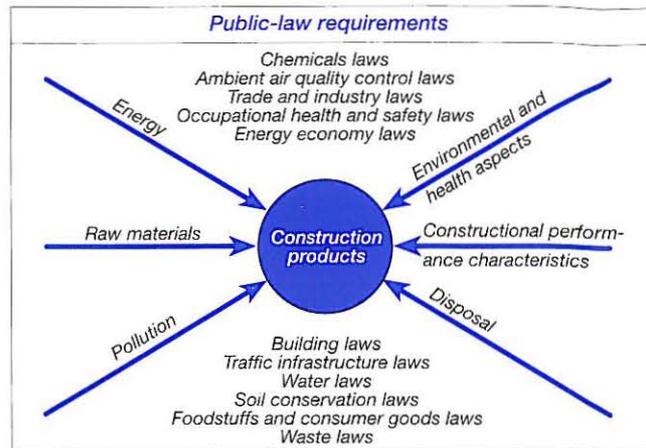


Fig. 3: Overview of public-law provisions relating to environmental requirements for construction products

lime, for which safety data sheets are available from the manufacturers. In these, the correct labelling as "irritant" is notified together with the required risk phrases (R-phrases) and safety recommendations (S-phrases) as an imprint on the bag or on the shipping documents. Additional health-related stipulations in product standards should, in the industry's opinion, only be made if they are required over and above the requirements of the chemicals legislation.

The building and traffic infrastructure laws increasingly also lay down requirements for construction products from the health and environmental protection point of view. The separation of competences for the commercialisation of construction products, for which the legislative sovereignty lies with the European Commission, and for their use, for which the member states retain the legislative sovereignty, has been reported on by Professor Bossenmayer. In the field of environmental and health protection in particular, the satisfactory practical implementation of European and national legal provisions is not yet on the horizon. In achieving this task, the industry will have to take care that in the wake of European harmonisation, the perfecting of legal provisions and associated rules, codes and standards does not take priority. These tasks are not referred to without good reason. The domains of law mentioned previously are harmonised in Europe only in part or not at all. The interplay between requirements harmonised throughout the EU for the placing of construction products on the market on the one hand and national regulations for their use on the other gives rise to a range of unanswered

X_i	<p>Gefahrensätze: R 38 Reizt die Haut R 41 Gefahr ernster Augenschäden R 43 Sensibilisierung durch Hautkontakt</p> <p>Risk phrases: R 38 Irritating to skin R 41 Risk of serious damage to eyes R 43 May cause sensitization by skin contact</p>
X	<p>Sicherheitsratschläge: S 2 Darf nicht in die Hände von Kindern gelangen S 22 Staub nicht einatmen S 24 Berührung mit der Haut vermeiden S 26 Bei Berührung mit den Augen sofort gründlich mit Wasser abspülen und Arzt konsultieren S 36 Bei der Arbeit geeignete Schutzkleidung tragen S 37 Geeignete Schutzhandschuhe tragen</p> <p>Safety recommendations: S 2 Keep out of the reach of children S 22 Do not breathe dust S 24 Avoid contact with skin S 26 In case of contact with eyes, rinse immediately with plenty of water and seek medical advice S 36 Wear suitable protective clothing S 37 Wear suitable gloves</p>

Bild 4: Kennzeichnung von Zement nach Gefahrstoffverordnung
Fig. 4: Labelling of cement in accordance with the Dangerous Substances Ordinance

und physikalische Effekte sind die Schwermetallspuren in der Regel fest und nur in geringem Maße löslich im Baustoff eingebunden. Unter den üblichen Verarbeitungsbedingungen und Nutzungsvoraussetzungen findet nachweislich keine umwelt- oder gesundheitsrelevante Freisetzung der Spurenelemente statt. Dies ist die Erklärung dafür, dass in vielen Regelwerken des Bauordnungsrechts für mineralische Bauprodukte der Steine- und Erden-Industrie keine einschränkende Nutzungsanforderungen aus der Sicht des Umwelt- und Gesundheitsschutzes ausgesprochen werden. Diese Gegebenheiten finden ihre Bestätigung auch in den Beratungen zur europäischen Normung, und sie werden aus Sicht der Industrie auch nicht in Frage gestellt, wenn im Sinne des Abfallrechts natürliche Einsatzstoffe durch sekundäre Roh- und Prozessstoffe, z.B. Brennstoffe, ersetzt werden. Die Schwankungen in den Spurenelementgehalten verbleiben auch bei Einsatz dieser Stoffe in der Größenordnung, wie sie durch ausschließlich natürliche Einsatzstoffe gegeben ist [8]. Abfallrechtliche bzw. immissionschutzrechtliche Festlegungen über die Verwertbarkeit von Sekundärstoffen, die für einen Einsatz in der Herstellung von Bauprodukten geeignet sind, müssen so getroffen werden, dass im Rahmen erfahrungsgemäß tolerierbarer Schwankungen des Spurenelementeintrags unter Beachtung der gegebenen chemisch-mineralogischen und physikalischen Einbindungseffekte ein ökologisch und ökonomisch sinnvoller Einsatz von Sekundärstoffen in Bauprodukten möglich ist. Das setzt voraus, dass bei der Festlegung von Verwertbarkeitskriterien weder eine strikte Minimierung von Behördenseite noch eine rigorose Ausnutzung tolerierbarer Spurenelementgehalte von Industrieseite angestrebt wird.

Aus den Vorgaben der unterschiedlichen Rechtsbereiche können zusätzliche Anforderungen abgeleitet werden, die von Bauprodukten unter besonderen Expositionsbedingungen zu erfüllen sind. Dies trifft für trinkwasserberührte Bauteile oder für Bauteile im Kontakt mit Grundwasser und Boden zu. Aus Sicht der Industrie sollten solche Anforderungen, die über die in den Normen festgestellte grundsätzliche Eignung von Bauprodukten hinausgehen, in ergänzenden Regelwerken festgelegt werden. Dies muss unter Einbindung aller interessierten Kreise und im Konsens mit den Vertretern der betroffenen Rechtsbereiche geschehen. Als positive Beispiele dazu seien die unter Mitarbeit des Umweltbundesamts erarbeiteten hygienischen Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich [9] oder das derzeit bearbeitete Merkblatt zur Bewertung der Boden- und Grundwasserverträglichkeit von Bauprodukten des Deutschen Instituts für Bautechnik [10] genannt. Bei Letzterem sind meines Wissens erstmalig Vertreter der Bauaufsicht, der Wasserbehörden, des Bodenschutzes, des Abfallrechts und der Industrie in die Ausarbeitung und Konsensfindung eingebunden. Weitere einschränkende Festlegungen werden z.B. zum Schutz der Innenraumluft von Bauwerken getroffen, von denen die Bauprodukte unserer Industrie jedoch weniger betroffen sind.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit der Umsetzung rechtlicher Vorgaben in technische Regelwerke den Belangen des Gesundheitsschutzes sowie des Schutzes der unmittelbaren

questions which the draft of an EU Commission guidance paper on the practical implementation of rules in connection with dangerous substances [7] still fails to deal with satisfactorily. Even at national level, considerable efforts are required to integrate the product-related concerns, e.g. the water, soil conservation or waste laws, into the building regulations in a practical and pragmatic manner.

Every regulation which is additionally required from the aspect of environmental and health protection should as far as possible be incorporated in the existing regulatory structure, so as to prevent the already existing great complexity of the rules to be followed from becoming even more impenetrable. I am making this demand emphatically here. The construction process, of which the selection and use of construction products is only a part, is distinguished by a high degree of cross-linking. The work involved in the individual production stages of planning, construction product manufacture and building construction is distributed among many participants, and extensive requirements of public and private law have to be complied with. Construction planning, construction product selection and construction of the building are almost always carried out under enormous pressure of time. Any further impediment in the decision-making and production processes should be avoided, and essential new demands for proof should be integrated in the existing processes to save time and expense.

7 Practical implementation of legal requirements arising from environmental and health aspects

The protection of health and the immediate surroundings of a structure relates, where the use of construction products is concerned, to the appraisal of relevant constituents. All mineral-based construction materials from predominantly natural raw material deposits contain traces of heavy metals. The concentration of these trace elements is determined by their geochemical distribution in the deposits. The variations in concentration largely match the variations of trace elements in natural soil. As a result of chemico-mineralogical interactions and physical effects the traces of heavy metals are usually fixed in the construction material and are only solubly incorporated to a slight extent. No demonstrable environmentally or medically relevant release of these trace elements occurs under normal conditions of working and use. This explains why many building regulations contain no restrictions on use from the point of view of environmental and health protection for mineral-based construction products of the non-metallic minerals industry. This position is also confirmed in the consultations on European standardization, and it is not put in doubt, in the industry's opinion, by the substitution of natural input materials by secondary raw and process materials, e.g. fuels, in line with waste law. Even when these substances are used, the trace element contents remain similar to those resulting from the use of natural input materials alone [8]. Stipulations of the waste or ambient air quality control laws relating to the recoverability of secondary materials suitable for use in the manufacture of construction products should be made in such

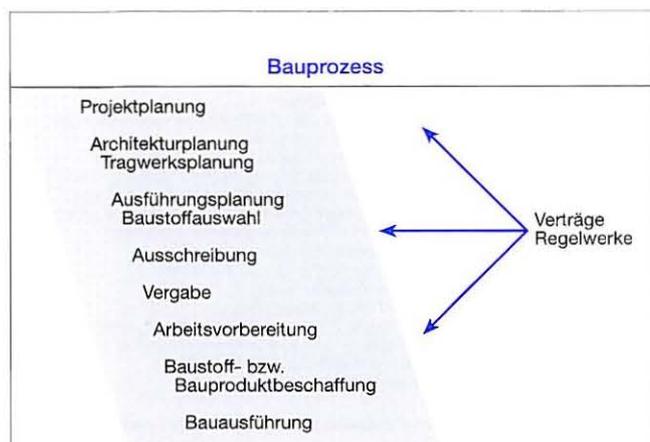


Bild 5: Bestandteile des Bauprozesses

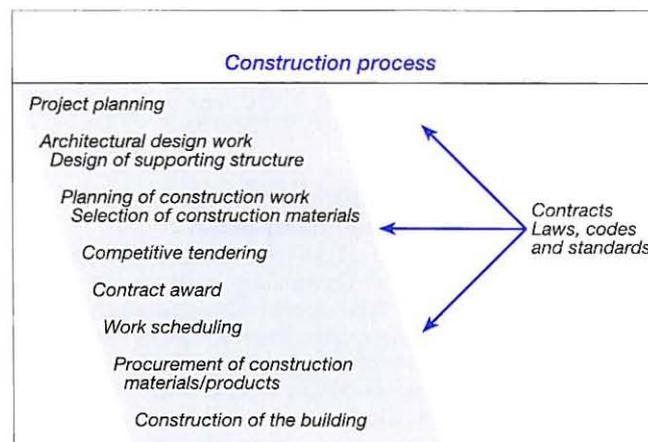


Fig. 5: Elements of the construction process

Umgebung eines Bauwerks angemessen Rechnung getragen wird. Darüber hinausgehende privatrechtliche Regelungen erscheinen deshalb kaum erforderlich. Mit den zu beachtenden Regelwerken wird nicht nur der aus dem Bauordnungsrecht abgeleiteten Gefahrenabwehr Rechnung getragen, sondern auch dem Vorsorgeprinzip, das im Chemikalienrecht, dem Immissionsschutzrecht und dem Wasser- und Bodenschutzrecht begründet ist. Durch die Festlegung technischer Regeln zur Erfüllung gesundheitlicher und ökologischer Anforderungen und durch Aufnahme dieser Regeln in bauaufsichtlich eingeführte technische Regelwerke wird den Belangen des Schutzes von Umwelt und Gesundheit angemessen Rechnung getragen.

8 Weitergehende Anforderungen des produktbezogenen Umweltschutzes

Es stellt sich somit die Frage, wie weit zusätzliche Regelungen über diese rechtlich begründeten Regelwerke hinaus notwendig sind. Betrachtet man die Auswirkungen der Bauprodukte auf das unmittelbare Umfeld baulicher Anlagen, besteht aus Sicht der Industrie ein zusätzlicher Regelungsbedarf zum Schutz von Gesundheit und der Umweltmedien Wasser, Boden und Luft höchstens in Ausnahmefällen. Die abschließenden Ausführungen beschäftigten sich daher mit einigen Aspekten, die über den Schutz des unmittelbaren Umfelds einer baulichen Anlage hinausgehen.

Ein in diesem Sinne weitergehendes Instrument des produktbezogenen Umweltschutzes stellt die umweltbezogene Produktkennzeichnung dar, deren Prinzipien im Laufe der letzten Jahre in den ISO-Normen der Reihe 14020 festgelegt wurden. Eine Möglichkeit von Produktkennzeichnungen sind Umweltzeichen wie z.B. der „Blaue Engel“, die besonders umweltfreundliche Alternativen einer Produktgruppe auszeichnen. Eine andere Möglichkeit sind Umweltdatenblätter, in denen umweltrelevante Daten für ein Produkt zusammengetragen werden. In jedem Fall sollen alle relevanten Aspekte des gesamten Produktlebenswegs berücksichtigt werden, für ein Umweltdatenblatt sind dazu explizit Ökobilanzen vorgesehen. Eine Ökobilanz ist nach der Definition der ISO-Norm 14040 die Zusammenstellung und Beurteilung der In- und Outputflüsse und der potentiellen Umweltwirkungen eines Produktsystems im Laufe seines Lebensweges. Die In- und Outputflüsse werden dabei als Sachbilanzdaten und die potentiellen Umweltwirkungen in einer Wirkungsabschätzung zusammengestellt.

Die Steine- und Erden-Industrie hat – wie im Vortrag von Herrn Professor Reinhardt ausgeführt – Sachbilanzdaten zusammengetragen und in einer Wirkungsabschätzung umweltbezogene Baustoffprofile erarbeitet [11, 12]. Beispielhaft sei an dieser Stelle das Baustoffprofil Zement vorgestellt. Die betrachteten Wirkungskategorien zielen weniger auf lokale als auf regionale Umweltwirkungen, die im Versauerungs-, im Eutrophierungs- und im Photooxidantienpotential beschrieben werden, sowie auf globale Umweltwirkungen wie den Treibhauseffekt und den Ozonabbau in der oberen Erdatmosphäre. Zusätzlich ist noch der Aufwand an Primärenergie aus nicht erneuerbaren Energieträgern aufgeführt. Mögliche toxikologische – damit überwiegend lokale – Wirkungen lassen sich hingegen noch nicht befriedigend in einer sinnvollen Größe zusammenfassen. Für die Beschreibung von lokalen Gefährdungen, die z.B. im unmittelbaren Umfeld einer baulichen Anlage gegeben sein könnte, wären solche Toxizitätspotentiale, die umfassend den Lebensweg der Produkte berücksichtigen sollen, auch ungeeignet. Hierzu erscheinen aus Sicht der Industrie die zuvor skizzierten Regelungen wesentlich geeigneter.

Ein Vergleich verschiedener Bauprodukte auf der Basis solcher Baustoffprofile ist jedoch nicht möglich. Dazu müssen in einer Ökobilanz die Umweltwirkungen eines Produktsystems während der gesamten Lebensdauer betrachtet werden. Als Produktsystem sind dabei Bauprodukte zu betrachten, die die gleiche Funktion erfüllen und dazu vergleichbare Leistungsmerkmale aufweisen. Viele Bauprodukte der Steine- und Erden-Industrie wie z.B. Zement, Beton und Ziegel sind Vor- oder Zwischenprodukte solcher Produktsysteme, wie z.B. einer Brücke, einer Außenwand oder eines ganzen Gebäudes, und entziehen sich auch wegen ihrer vielfältigen Einsatzmöglichkeiten in unterschiedlichen Produktsystemen eines abschließenden ökobilanziellen Vergleichs.

a way as to enable the ecologically and economically worthwhile use of secondary materials in construction products within empirically tolerable variations in the input of trace elements, taking account of the given chemico-mineralogical and physical fixation effects. A prerequisite for this is that in defining recoverability criteria, neither strict minimization is demanded by the authorities nor rigorous exploitation of tolerable trace elements is attempted by the industry.

It is possible to derive from the requirements of the different domains of law additional requirements which must be met by construction products under particular exposure conditions. This applies to structural components which are contacted by drinking water or are in contact with ground water and soil. From the industry's point of view, such requirements, which go beyond the general suitability of construction products as defined in the relevant standards, should be laid down in supplementary rules, codes and standards. This must be done with the involvement of all interested parties and in consensus with the representatives of the domains of law concerned. Good examples of this are the hygiene requirements applicable to cement-bound materials of construction in the drinking water sector [9], drawn up with the assistance of the Federal Environmental Agency, or the German Institute of Construction Technology information sheet which is currently in preparation on the appraisal of the compatibility of construction products with soil and ground water [10]. In the latter case, to the best of my knowledge representatives of the construction supervision authority, the water authorities, the fields of soil conservation and waste law, and the industry are involved for the first time in the development work and in reaching a consensus. Further limiting stipulations are aimed at, for example, protection of the interior air of buildings; however, this affects our industry's construction products to a lesser extent.

Summarising, it is fair to say that the translation of legal requirements into technical rules, codes and standards takes adequate account of the interests of health protection and the protection of a building's immediate surroundings. More far-reaching private-law provisions therefore hardly seem necessary. The rules, codes and standards to be observed take account not only of the averting of danger that is derived from the building laws, but also of the precautionary principle which is established in the chemicals, ambient air quality control, water and soil conservation laws. By laying down technical rules for meeting health and environmental requirements and by including these rules in technical codes introduced under the building regulations, adequate account is taken of the interests of protection of the environment and health.

8 More far-reaching requirements of product-related environmental protection

We are therefore presented with the question: to what extent are additional provisions necessary over and above these rules, codes and standards established in law? If one looks at the impact of construction products on the immediate surroundings of structures, from the industry's point of view an additional regulatory requirement for the protection of health and of water, soil and air only exists at most in exceptional cases. The concluding comments therefore deal with some aspects which go beyond protection of the immediate surroundings of a structure.

A more far-reaching instrument of product-related environmental protection in this sense is environmental product labelling, the principles of which have been established over the past few years in the Series 14020 ISO standards. One means of product labelling is eco-labels, such as the "Blue Angel", which are awarded to particularly environment-friendly alternatives in a product category. Another means is environmental data sheets, in which environmental data for a product are collected. It is essential to cover all the relevant aspects of the whole life of a product; life cycle assessments are explicitly intended for environmental data sheets. According to the definition in ISO 14040, a life cycle assessment is the compilation and evaluation of the inputs, outputs and potential environmental impacts of a product system in the course of its life. In it, the inputs and outputs are compiled as life cycle inventory data and the potential environmental impacts are compiled in an impact assessment.

Wirkungskategorie Impact category	global global	Treibhauseffekt (GWP) Greenhouse effect	872	kg CO ₂ -Äq.
		Ozonabbau (ODP) Ozone depletion	0	kg CCl ₃ F-Äq.
	regional regional	Versauerung (AP) Acidification	1,68	kg SO ₂ -Äq.
		Eutrophierung (NP) Eutrophication	0,20	kg PO ₃ ⁴⁻ -Äq.
		Photooxidantien (POCP) Photo-oxidants	0,07	kg C ₂ H ₄ -Äq.
Primärenergie nicht erneuerbar Primary energy, non-renewable			4355	MJ

Bild 6: Baustoffprofil für Zement: Aufwand an Primärenergie (aus nicht erneuerbaren Energieträgern) und Wirkungspotentialen für die Herstellung von einer Tonne Zement in Deutschland (Mittelwerte).

Fig. 6: Construction material profile for cement: Expenditure of primary energy (from non-renewable energy resources) and impact potentials for the production of one tonne of cement in Germany (average values).

Für vergleichbare Produktsysteme aus Bauprodukten der Steine- und Erden-Industrie, z.B. für ein definiertes Abwasserrohrsystem aus unterschiedlichen Rohrbaustoffen, wurden Ökobilanzen erarbeitet [13, 14]. Die Ergebnisse dieser Arbeiten zeigen, dass auch auf der Grundlage solcher ökologischer Vergleichsbewertungen keine signifikante Präferenz für eines der konkurrierenden Bauprodukte abgeleitet werden kann. Der Wettbewerb wird also auch weiterhin durch die herkömmlichen Marktgesetze entschieden.

Dieselben Probleme zeigen sich auch für umweltbezogene Produktkennzeichnungen, seien es Umweltzeichen wie der „Blaue Engel“ oder Umweltdatenblätter. Die ökologischen Produktmerkmale müssen dabei für eine konkrete Anwendung während eines klar definierten Lebenswegs objektiv bewertbar und vorhandene Unterschiede müssen für einen Vergleich ausreichend relevant sein. Diese Voraussetzungen sind für die meisten Bauprodukte der Steine- und Erden-Industrie nicht erfüllt, weshalb solche umweltbezogenen Kennzeichnungen keinen geeigneten Beitrag zur Umweltvorsorge leisten können.

Baustoffprofile sind, wie zuvor ausgeführt, nicht geeignet für einen direkten Vergleich von verschiedenen Bauprodukten. Sie dienen jedoch dazu, die durch die Herstellung der Baustoffe bedingten regional oder global relevanten Einflüsse auf die Umwelt in die weiterführende Betrachtung von Bauteilen oder ganzen Bauwerken integrieren zu können. Für diesen Zweck sind Daten für mittlere Produktions- und Standortverhältnisse ausreichend. Die Zusammenfassung der Daten in Wirkungspotentialen ermöglicht darüber hinaus die Weitergabe in einer verständlichen und besser zu handhabenden Form. Durch die Aggregation wird der Industrie auch die Wahrung von Betriebsgeheimnissen ermöglicht. Sachbilanzdaten der Hersteller erfordern eine vertrauliche Behandlung, sie können, ähnlich wie betriebswirtschaftliche Detaildaten, der Öffentlichkeit in der Regel nicht zugänglich gemacht werden. Die Zusammenarbeit der Steine- und Erden-Industrie mit der Universität Stuttgart hatte deshalb auch den Zweck, die Richtigkeit der aggregierten Daten gegenüber der Öffentlichkeit truhänderisch zu belegen.

Werden Ökobilanzen für Gebäude durchgeführt und dabei die gesamte Lebensdauer betrachtet, so zeigt sich, dass der Beitrag der Bauprodukte zu den gesamten Umweltwirkungen einer Baumaßnahme begrenzt bleibt.

Beispielhaft möchte ich an dieser Stelle auf den Aufwand an Primärenergie aus nicht erneuerbaren Energieträgern eingehen, der für die Erstellung und die Versorgung mit Wärme und Strom eines Mehrfamilienhauses berechnet wurde. Auch wenn der Aufwand für die Nutzungsphase aufgrund der heutigen Gegebenheiten nur grob abgeschätzt werden kann, zeigt es sich, dass schon nach 50 Jahren der hier betrachtete Aufwand für die Gebäudenutzung voraussichtlich etwa 90 % der Gesamtaufwendungen ausmacht, obgleich es sich in dem betrachteten Beispiel um ein Niedrigenergiehaus handelt [14].

As mentioned in Professor Reinhardt's paper, the non-metallic minerals industry has collected life cycle inventory data and, in an impact assessment, has developed environmental construction material profiles [11, 12]. The building material profile for cement is presented here as an example. The impact categories examined are directed less at local than at regional environmental impacts, which are described in the acidification, eutrophication and photo-oxidant potentials, and global impacts such as the greenhouse effect and ozone depletion in the earth's upper atmosphere. The expenditure of primary energy from non-renewable energy resources is also stated. On the other hand, potential toxicological impacts – which are mainly local in nature – cannot yet be satisfactorily summarised in an appropriate scale. Moreover, such toxicity potentials, which have to cover the products' entire life cycle, would be unsuitable as a means of describing local hazards which might exist, for example, in the immediate surroundings of a structure. From the industry's point of view, the rules, codes and standards outlined earlier appear much better suited to this purpose.

However, it is not possible to compare various construction products on the basis of such construction material profiles. For this, the environmental impacts of a product system throughout its life cycle must be examined in a life cycle assessment. In this context, the product system would comprise construction products which fulfil the same function and to this end have comparable performance characteristics. Many construction products of the non-metallic minerals industry, such as, for example, cement, concrete and tiles, are input materials or intermediate products of such product systems, such as, for example, a bridge, an outside wall or a whole building and, because of their diverse possible uses in different product systems, are also unsuited to a conclusive life cycle assessment comparison.

Comparable product systems consisting of construction products of the non-metallic minerals industry, e.g. a defined wastewater piping system made up of different pipe manufacturing materials, have been the subject of life cycle assessments [13, 14]. The results of this work show that even on the basis of such comparative environmental analyses, it is not possible to derive a significant preference for one or other of the competing construction products. So competition will continue to decide through the normal laws of the market.

The same problems also manifest themselves in the case of environmental product labels, whether they are eco-labels such as the "Blue Angel" or environmental data sheets. Here, the environmental product features should be objectively analysable for a specific application during a clearly defined life cycle and any differences should be sufficiently relevant for a comparison. Most of the non-metallic minerals industry's construction products do not fulfil these requirements; therefore such environmental labels cannot satisfactorily contribute to the prevention of environmental harm.

As mentioned previously, construction material profiles are unsuitable for directly comparing different construction products. However, they do enable the regionally or globally relevant impacts on the environment that are due to the manufacture of the construction materials to be integrated into the ongoing appraisal of structural elements or whole buildings. Data for average production and site conditions are adequate for this purpose. Moreover, summarising the data in the form of impact potentials enables this data to be passed on in an understandable, easier-to-handle form. The aggregation also makes it possible for the industry to protect trade secrets. The manufacturers' life cycle inventory data need to be treated as confidential; like detailed commercial information, they cannot generally be made accessible to the public. The non-metallic minerals industry's collaboration with the University of Stuttgart therefore also had the purpose of proving the correctness of the aggregated data to the public on a trust basis.

If life cycle assessments are carried out for buildings and their whole life is examined, it becomes evident that the construction products' contribution to all the environmental impacts of a construction project remains limited.

By way of example, I would like at this point to discuss the expenditure of primary energy from non-renewable energy resources which was calculated for the construction of a multi-family dwelling and its provision with heat and electricity. Even though the ex-

Lassen Sie mich in diesem Zusammenhang noch einige Aussagen zu den Forderungen eines nachhaltigen, umweltschonenden Bauens treffen, wie sie derzeit besonders im Rahmen des öffentlichen Beschaffungswesens umgesetzt werden. Herr MinRat Bayerl hat heute über den Leitfaden des BMVBW „Nachhaltiges Bauen“ vorgetragen. Gerade bei der Vorbereitung dieses Leitfadens wurden die Lebensphasen qualitativ und teilweise quantitativ herausgearbeitet, die im Bereich der öffentlichen Bauten hohe Umweltwirkungen mit sich bringen. Dabei hat sich auch hier die Bedeutung der Nutzungsphase klar herausgestellt. Maßnahmen zur Minderung der Umweltwirkungen müssen deshalb schwerpunktartig innerhalb der Planung bedacht werden, denn durch sie werden die Nutzungsvoraussetzungen vorgegeben. Der in diesem Leitfaden angesprochenen ökologischen Tiefenbewertung kommt eine planungsbegleitende und dokumentierende Bedeutung zu. Die Steine- und Erden-Industrie ist bereit, an der Entwicklung eines solchen Instruments mitzuwirken. Sie wird besonderen Wert darauf legen, dass die notwendigen Baustoff- und Bauproduktarten korrekt zusammengetragen werden und auf einem den Zielen der Tiefenbewertung angemessenen Niveau aggregiert einfließen. Die im GaBi-Projekt geleisteten Vorarbeiten erscheinen dazu bestens geeignet.

9 Zusammenfassung

- Beim Schutz der Gesundheit und der Umwelt im Bereich Bauen und Wohnen muss zwischen den lokalen Auswirkungen auf das unmittelbare Umfeld einer baulichen Anlage und darüber hinausgehenden regionalen und globalen Auswirkungen unterschieden werden.
- Der Schutz der Umwelt im unmittelbaren Umfeld von baulichen Anlagen fällt unter den Geltungsbereich des Bauordnungsrechts, des Verkehrswegerechts, des Wasserrechts sowie des Bodenschutzrechts.
- Die grundsätzliche Eignung von Bauprodukten auch im Hinblick auf Gesundheit, Hygiene und Umweltschutz wird in Übereinstimmung mit der europäischen Bauproduktenrichtlinie bzw. des entsprechenden deutschen Bauproduktengesetzes durch die Konformität mit harmonisierten technischen Spezifikationen, z.B. Normen, festgestellt.
- Darüber hinausgehende Anforderungen unter besonderen umweltrelevanten Expositionsbedingungen, wie z.B. für Bauteile in direktem Kontakt mit Grundwasser und Boden, werden in ergänzenden Regelwerken festgelegt, wie das z.B. zum Grundwasser- und Bodenschutz derzeit geschieht. Nationale Konsenslösungen für solche Regelwerke sind wichtige Vorleistungen für eine eventuelle spätere europäische Harmonisierung.
- Der Schutz der Gesundheit fällt unter den Geltungsbereich des Chemikalienrechts, des Lebensmittel- und Bedarfsgegenstandsrechts sowie des Arbeitsschutzrechts. Über die in harmonisierten technischen Spezifikationen festgestellte grundsätzliche Eignung hinausgehende Anforderungen sind nur unter besonderen Expositionsbedingungen notwendig, wie z.B. für Bauteile in unmittelbarem Kontakt mit Trinkwasser, wozu entsprechende Regelwerke national erarbeitet wurden und europäisch in Vorbereitung sind.
- Durch die Umsetzung der für den Umwelt- und Gesundheitsschutz maßgeblichen Gesetze in technische Regelwerke wird ein umfassender der Gefahrenabwehr und der Vorsorge gerecht werdender Schutz von Umwelt und Gesundheit im Bereich Bauen und Wohnen sichergestellt.
- Die stoffliche und energetische Verwertung von Abfällen bei der Herstellung von Bauprodukten fällt unter den Geltungsbereich des Abfallrechts und des Immissionsschutzrechts. Die dabei festzulegenden Verwertungskriterien dürfen die Umweltverträglichkeit der Bauprodukte nicht in Frage stellen, dabei jedoch einen ökologisch und ökonomisch sinnvollen Einsatz von Abfällen nicht behindern.
- Zusätzliche Maßnahmen eines produktbezogenen Umweltschutzes, wie z.B. eine umweltbezogene Produktkennzeichnung, lassen für Bauprodukte der Steine- und Erden-Industrie keinen signifikanten weiteren Beitrag zur Umweltvorsorge erwarten.

penditure during the period of use can only be roughly estimated on the basis of present conditions, it becomes apparent that after only 50 years, the expenditure for the building's use probably accounts for about 90 % of the total expenditure, although we are dealing, in the example in question, with a low-energy building [14].

In this context, allow me to make some more comments on the requirements of sustainable, eco-friendly construction as they are currently being translated into practice in the area of public procurement in particular. Mr Bayerl has spoken today about the Federal Ministry of Transport, Building and Housing's manual "Nachhaltiges Bauen" (sustainable building). Specifically in the preparation of this manual, the phases of the life cycle which entail high environmental impacts in the field of public-sector construction were worked out qualitatively and to some extent quantitatively. Here too, the importance of the period of use became clearly. Measures to reduce the environmental impacts should therefore be considered, even concentrated on, as part of the design work, as it is those which predetermine the conditions of use. The in-depth environmental analysis which is addressed in this manual gains an importance for planning and documentation. The non-metallic minerals industry is willing to assist with the development of such a tool. It will attach particular importance to ensuring that the necessary construction material and product data are correctly compiled and are incorporated at a level of aggregation which is appropriate to the aims of the in-depth analysis. The preliminary work done in the GaBi project appears admirably suited for this purpose.

9 Summary

- In the protection of health and the environment in the "building and dwelling" sector, it is necessary to distinguish between the local impacts on the immediate surroundings of a structure and more far-reaching regional and global impacts.
- Protection of the environment in the immediate surroundings of structures falls within the scope of the building laws, the traffic infrastructure laws, the water laws and the soil conservation laws.
- The general suitability of construction products with regard to health, hygiene and environmental protection is established in accordance with the European Construction Products Directive and the equivalent German construction products law by conformity with harmonised technical specifications, e.g. standards.
- Further requirements under particular environmentally relevant exposure conditions, such as apply to, for instance, structural components in direct contact with ground water and soil, are laid down in supplementary rules, codes and standards, as is currently being done, for example, for ground water and soil protection. National consensus solutions for such rules, codes and standards are an important preliminary achievement for potential subsequent European harmonisation.
- The protection of health falls within the scope of the chemicals laws, the foodstuffs and consumer goods laws, and the occupational health and safety laws. Requirements over and above the general suitability established in harmonised technical specifications are only necessary for particular exposure conditions, e.g. for structural components in direct contact with drinking water, for which corresponding laws, codes and standards have been introduced at national level and are in preparation at the European level.
- The practical implementation of the laws that are relevant to environmental and health protection in the form of technical rules, codes and standards ensures the comprehensive protection of the environment and health in the "building and dwelling" sector which is appropriate for averting danger and for prevention.
- Physical recovery and recovery as an energy source of wastes in the manufacture of construction products falls within the scope of the waste laws and the ambient air quality control laws. The recovery criteria to be established in this connection must not call into question the environmental acceptability of the construction products, but must not prevent the ecologically and economically worthwhile use of wastes.

- Emissionen, die regionale und globale Auswirkungen bedingen können, fallen teilweise unter den Geltungsbereich des Immissionschutzrechts und des Gewerberechts. Die unter diesen Rechtsvoraussetzungen von der Steine- und Erden-Industrie umzusetzenden Emissionsminderungsmaßnahmen liegen nahe am ökologisch Notwendigen und ökonomisch Vertretbaren.
- Nachhaltigkeit im Bereich Bauen und Wohnen wird durch Bauweisen mit Produkten der Steine- und Erden-Industrie gefördert. Der Einfluss der Bauprodukte der Steine- und Erden-Industrie auf die maßgeblichen Umweltschutzziele im Bereich Bauen und Wohnen wurde in umfangreichen Analysen dargestellt (siehe z.B. [12, 15]). An einer weiteren Umsetzung der daraus gewonnenen Erkenntnisse mit dem Ziel einer nachhaltigen Befriedigung von Bedürfnissen im Bereich Bauen und Wohnen wird sich die Steine- und Erden-Industrie engagiert beteiligen.

Ich danke meinem Kollegen, Herrn Dr. Hauer, für seine Hilfe bei der Vorbereitung dieses Beitrags.

- Additional means of product-related environmental protection, such as eco-labelling of products, are not expected to produce any significant further contribution towards the prevention of environmental harm.
- Emissions which can have regional and global consequences fall partly within the scope of the ambient air quality laws and the trade and industry laws. The emission reduction measures to be implemented by the non-metallic minerals industry under this legislation are close to what is environmentally necessary and economically justifiable.
- Sustainability in the "building and dwelling" sector is promoted by construction methods which use products of the non-metallic minerals industry. The influence of the non-metallic minerals industry's construction products on the dominant environmental protection objectives in the "building and dwelling" sector has been demonstrated in extensive analyses (see e.g. [12, 15]). The non-metallic minerals industry will participate enthusiastically in the further practical application of the knowledge thus acquired, with the aim of lasting satisfaction of needs in the field of "building and dwelling".

I wish to thank my colleague Dr. Hauer for his assistance with the preparation of this paper.

Literatur

- [1] Verminderung der CO₂-Emissionen: Monitoring-Bericht 1998; Beitrag der deutschen Zementindustrie; Fünfte aktualisierte Erklärung zur Klimavorsorge/ Verein Deutscher Zementwerke, VDZ; Forschungsinstitut der Zementindustrie, FIZ (Hrsg.) – 5. Aufl. – Düsseldorf: VDZ, 1999
- [2] Richtlinie des Rates vom 21. Dezember 1989 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte (89/106/EWG) In: Europäische Gemeinschaften: Amtsblatt L (1989) 40, S. 12-26
- [3] Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Beseitigung von Abfällen (Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz – KrW/ AbfG)
- [4] Beton mit rezykliertem Zuschlag: Teil 1: Betontechnik; Teil 2: Betonzuschlag aus Betonsplitt und Betonbrechsand; Ausgabe August 1998/Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb (Hrsg.). – Berlin: Beuth 1998. – (DAfStb-Richtlinie)
- [5] Verordnung über Verbote und Beschränkungen des Inverkehrbringens gefährlicher Stoffe, Zubereitungen und Erzeugnisse nach dem Chemikaliengesetz Chemikalien-Verbotsverordnung – ChemVerbotsV; in der Fassung vom 19. Juli 1996
- [6] Verordnung zum Schutz vor gefährlichen Stoffen (Gefahrstoffverordnung - GefStoffV), Neufassung vom 15. November 1999
- [7] Guidance Paper on Harmonised Approach relating to Dangerous Substances under the Construction Products Directive, Brüssel, EU-Kommission
- [8] Beton – Hart im Nehmen, stark in der Leistung, fair zur Umwelt: Umweltverträglichkeit von Zement und Beton. Herstellung, Anwendung und Sekundärstoffeinsatz. Die deutsche Zementindustrie informiert/Verein Deutscher Zementwerke, VDZ; Forschungsinstitut der Zementindustrie, FIZ (Hrsg.). – Düsseldorf: VDZ, 1997
- [9] Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich: Prüfung und Bewertung/Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW (Hrsg.). – Bonn: Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW, 1999. – (DVGW-Regelwerk: Technische Regel, Arbeitsblatt W 374)
- [10] Merkblatt zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser, Berlin: DIBt, in Vorbereitung
- [11] Eyerer, P.; Reinhardt, H.-W.: Ökologische Bilanzierung von Baustoffen und Gebäuden: Wege zu einer ganzheitlichen Betrachtung. – Basel: Birkhäuser, 2000
- [12] Baustoff-Ökobilanzen: Wirkungsabschätzung und Auswertung in der Steine-Erden-Industrie / Bundesverband Steine und Erden, BSE (Hrsg.). – Frankfurt/M.: BSE, 1999
- [13] Reusser, L.: Ökobilanz von Rohrleitungssystemen: Eine Fallstudie am Beispiel der Erstellung der Trinkwasserversorgung und Schmutzwasserentsorgung für eine Einfamilienhaussiedlung; Kurzfassung. – St. Gallen: Eidgen. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, EMPA, 1998
- [14] Tätigkeitsbericht 1996-1999/Verein Deutscher Zementwerke, VDZ; Forschungsinstitut der Zementindustrie, FIZ (Hrsg.). – Düsseldorf: VDZ, 1999
- [15] Hohberg, I.; Müller, C.; Schießl, P.; Volland, G.: Umweltverträglichkeit zementgebundener Baustoffe: Sachstandsbericht. – Berlin: Beuth, 1996. – (DAfStb: Schriftenreihe 458).

Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen

Critical corrosion inducing chloride content – State of the art and new investigation results

Übersicht

Das Thema kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt für Stahl in Beton wird in zwei Bereichen – Sachstand und neuere Untersuchungsergebnisse – behandelt.

In den Kapiteln 1 bis 7 dieses Berichts wird der Sachstand zum Thema „Kritischer Chloridgehalt“ dargestellt. Um zunächst einen Überblick der bisher veröffentlichten Ergebnisse – sowohl von Laborversuchen als auch von Untersuchungen an Bauwerken – zu erhalten, wurde eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt. Die Auswertung der Literatur hat gezeigt, daß den dort angegebenen Grenzwerten für kritische Chloridgehalte keine einheitliche Definition zugrunde liegt. Die Bandbreite der Grenzwerte liegt zwischen korrosionsauslösend, im Sinne des Zeitpunktes der meßbaren Depassivierung der Stahloberfläche, und schadensauslösend, gekennzeichnet durch eine als Schaden einzustufende Korrosionserscheinung. Unabhängig davon, mit welchem versuchstechnischen Prüfverfahren, unter welchen Prüfbedingungen und mit welcher chemischen Analysemethode der Grenzwert ermittelt wurde, ergab sich als unterer Grenzwert des kritischen korrosionsauslösenden Gesamtchloridgehaltes eine zementbezogene Chloridkonzentration von etwa 0,2 M.-%.

Die Kapitel 8 bis 10 dieses Berichts beinhalten neuere Untersuchungsergebnisse zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt, die in elektrochemischen Untersuchungen an Stahl und an Mörtel Elektroden in chloridhaltigen alkalischen Lösungen erzielt wurden. Die Untersuchungsergebnisse werden den Ergebnissen der Literatur gegenübergestellt und diskutiert. Abschließend werden die gewonnenen Erkenntnisse im Hinblick auf die sich ergebende Bedeutung für die Baupraxis, im speziellen für die Planung von Neubaumaßnahmen und für die Beurteilung von bestehenden Bauwerken, erläutert.

Abstract

The subject of the critical corrosion-inducing chloride content for steel in concrete is dealt with in two parts – State of the art and new investigation results.

Chapters 1 to 7 of the present report outline the state of the art on the subject of „critical chloride content“. To get an overview of the results – both of laboratory tests and of investigations of structures – published previously, an extensive bibliographical search was carried out first. Evaluation of the literature revealed that the limit values for critical chloride contents given there are not based on a uniform definition. The band width of limit values ranges from corrosion-inducing in the sense of the point of time when the depassivation of the steel surface becomes measurable, to damage-inducing, which is characterized by appearances of corrosion that can be categorized as damage. Independent of the test method applied in the investigations, the test conditions prevailing and the chemical method of analysis used to determine the limit value, a lower corrosion-inducing critical total chloride content was determined at around 0.2 % by mass relative to cement content.

Chapters 8 to 10 of the present report comprise new results of investigations into the critical corrosion-inducing chloride content that have been obtained by electrochemical investigations of steel and of mortar electrodes in alkaline chloride solutions. The investigation results are compared with the results from the literature and discussed. Finally the findings gained are explained with a view to the relevance they imply for building practice, and particularly for the design of new buildings to be constructed and the assessment of existing structures.

1 Einführung

Eine Voraussetzung für die Dauerhaftigkeit von Stahl- und Spannbetonbauwerken ist der Korrosionsschutz des Stahls aufgrund der Alkalität des Porenwassers in Beton. Dieser Schutzmechanismus kann durch zwei Vorgänge – Karbonatisierung bzw. Chloridkontamination – verlorengehen. Während die Zusammenhänge bei der Korrosion infolge Karbonatisierung weitestgehend bekannt sind, stellt sich im Fall der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion immer noch die Frage nach dem „kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt“.

Die Tatsache, daß Korrosion an der Stahlbetonbewehrung erst nach Überschreiten einer kritischen Chloridkonzentration

1 Introduction

One pre-condition for the durability of reinforced and pre-stressed concrete structures is that the alkalinity of the pore water in the concrete protects the steel from corrosion. This protective mechanism can be destroyed by two processes – carbonation and chloride contamination. The relationships involved with corrosion caused by carbonation are very widely known, but in the case of chloride-induced corrosion of reinforcement there is still the question of the “critical corrosion-inducing chloride content”.

The fact that corrosion of the reinforcement in the reinforced concrete can only occur when a critical limiting chloride concentration has been exceeded has led to the concept of the “critical corrosion-inducing chloride content” which gives the lower limit of

Tafel 1: Zulässige Höchstwerte für Chloridgehalte der Betonausgangsstoffe nach deutschen Regelwerken bzw. Richtlinien
 Table 1: Permitted chloride content of concrete basic materials according to German guidelines

Ausgangsstoff Basic materials	Regelwerk Guideline	Beton Concrete	Stahlbeton Reinforced concrete	Spannbeton Prestressed concrete
1	2	3	4	5
Zement Cement	DIN 1164-1	0,1 M.-% ¹⁾	0,1 M.-% ¹⁾	0,1 M.-% ¹⁾
Zuschlag Aggregate	DIN 4226-1	0,04 M.-% ¹⁾	0,04 M.-% ¹⁾	0,02 M.-% ²⁾
Wasser Water	DBV Merkblatt [2] DIN 4227-1 u. 5	4500 mg L ⁻¹	2000 mg L ⁻¹	600 mg L ⁻¹
Zusatzmittel Admixtures	DIBt Richtlinie [3]	0,2 M.-% ³⁾⁴⁾	0,2 M.-% ³⁾⁴⁾	0,2 M.-% ³⁾⁵⁾
Zusatzstoff Additives	DIBt Richtlinie [4]	0,1 M.-% ¹⁾	0,1 M.-% ¹⁾	0,1 M.-% ¹⁾

¹⁾ bei Zuschlag für Beton und Stahlbeton nach DIN 1045 und Spannbeton nach DIN 4227-1 (Vorspannung mit nachträglichem Verbund), Regelanforderungen an den Chloridgehalt

²⁾ bei Zuschlag für Spannbeton nach DIN 4227-1 (Vorspannung mit sofortigem Verbund) und Einpreßmörtel nach DIN 4227-5, erhöhte Anforderungen an den Chloridgehalt (e Cl)

³⁾ für EH (Einpreßhilfen) 0,1 M.-%

⁴⁾ Höchstwert bezogen auf den Zementgehalt 0,01 M.-%

⁵⁾ Höchstwert bezogen auf den Zementgehalt 0,002 M.-%

eintreten kann, hat zu dem Konzept des „kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes“ geführt, der als unterer Grenzwert den korrosionsbedenklichen Chloridgehalt im Beton angibt. Dieser Grenzwert ist daher zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken von entscheidender Bedeutung.

Da die direkte Chloridzugabe zum Beton, beispielsweise als Erhärtungsbeschleuniger, in Deutschland seit über 30 Jahren verboten ist [1], stellt die Chloridkontamination durch nachträglich eingedrungene Chloridionen für baupraktische Verhältnisse den Regelfall dar. Um Bewehrungskorrosion auszulösen, ist es erforderlich, daß Chloride von außen in den Beton eindringen und zu einer Überschreitung des kritischen korrosionsauslösenden Grenzwertes an der Stahlbetonbewehrung führen. Der Prozeß der Aufkonzentrierung von Chloridionen bis zum Erreichen eines korrosionsauslösenden Grenzwertes hängt von dem Chloridangebot der äußeren Umgebungsbedingungen und von den betontechnischen Parametern ab, die den Chloridtransport bzw. die Chloriddiffusion und die dabei stattfindende Chloridbindung beeinflussen. Letztlich maßgebend bei der chloridinduzierten Korrosion ist die freie und damit korrosionswirksame Chloridionenkonzentration in der Betonporenlösung, die eine Depassivierung der Stahloberfläche verursacht. Mit baupraktisch vertretbarem Aufwand ist derzeit jedoch nur der gesamte Chloridgehalt im Beton bestimmbar, so daß für die Baupraxis der Zusammenhang zwischen Gesamtchlorid im Beton und der korrosionswirksamen Chloridkonzentration und damit der Bewehrungskorrosion von Bedeutung ist.

2 Chloride im Beton

Chloride können entweder in den Betonausgangsstoffen enthalten sein und/oder nachträglich in den Beton eindringen. Geringe Mengen an Chlorid in den Ausgangsstoffen des Betons (im Zement, Betonzuschlag, Zugabewasser, Zusatzmittel, Zusatzstoff) sind unvermeidbar und werden im allgemeinen als natürlicher Chloridgehalt des Betons bezeichnet. Die Chloride sind in der Regel gleichmäßig im Beton verteilt und können auch während des Hydratationsprozesses in den Calciumaluminat- und Calciumsilikathydratphasen chemisch gebunden werden. In Tafel 1 sind die z.Z. geltenden zulässigen Höchstwerte für Chloridgehalte gemäß deutscher Regelwerke für die Betonausgangsstoffe zusammengestellt. Die in internationalen Normen angegebenen Höchstwerte für die Chloridgehalte in den Ausgangsstoffen weichen z.T. deutlich voneinander ab [2].

Um die natürliche Chloridmenge bei der Herstellung des Betons zu begrenzen, wurden Höchstwerte für den zulässigen Ge-

Tafel 2: Zulässige Höchstwerte für Chloridgehalte in Stahlbetonbauteilen gemäß internationaler Regelwerke
 Table 2: Permitted total chloride content of reinforced concrete according to international guidelines

Land Country	Regelwerk/Jahr Guideline/Year	maximal zulässige Chloridgehalte permitted chloride content (max.)		
		Cl ⁻ gesamt total		Cl ⁻ frei free
		M.-% Cl/Zement Cl/cement	kg/m ³ Cl/Beton Cl/concrete	M.-% Cl/Zement Cl/cement
1	2	3	4	5
Deutschland Germany	prEN 206 (1997)	0,4	-	-
Großbritannien Great Britain	BS 8110 (1985)	0,4	-	-
Norwegen Norway	NS 3420 (1986)	0,4	-	-
RILEM [5]	TC 124-SRC (1994)	0,3 - 0,5	-	-
US-Amerika USA	ACI Com. 222 (1985)	0,2	-	-
United States of America	ACI Com. 318 (1989)	0,3	-	0,15 - 0,30
Australien Australia	AS 3600 (1988)	-	0,8	-

the chloride content in concrete at which there is a risk of corrosion. This limit is therefore of decisive importance for assessing the durability of reinforced concrete structures.

Direct addition of chloride to concrete, for example as a setting accelerator, has been forbidden in Germany for over 30 years [1], so chloride contamination by subsequent penetration of chloride ions is the situation which normally occurs under practical conditions. To initiate reinforcement corrosion it is necessary for the chloride to penetrate into the concrete from outside and to exceed the critical corrosion-inducing limit at the reinforcement in the reinforced concrete. The process of concentration of chloride ions until a corrosion-initiating limit is reached depends on the amount of chloride available from the external surroundings and on the concrete technology parameters, which affect the chloride transport and the chloride diffusion as well as the chloride binding takes place. The critical factor in chloride-induced corrosion is ultimately the concentration of chloride ions which are free, and therefore actively corrosive, in the concrete pore solution which causes depassivation of the steel surface. At present only the total chloride content in the concrete can be determined at a practically justifiable expenditure, so the relationship between total chloride in the concrete and the chloride concentration available for corrosion, and hence the corrosion of the reinforcement, is important for building practice.

2 Chlorides in the concrete

Chlorides can either be contained in the concrete basic materials and/or penetrate later into the concrete. Small quantities of chloride in the concrete basic materials (in the cement, aggregate, mixing water, admixtures, additions) are unavoidable and are generally termed the natural chloride content of the concrete. As a rule the chlorides are evenly distributed in the concrete and can also be chemically combined in the calcium aluminate and calcium silicate hydrate phases during the hydration process. The highest values currently allowed for chloride levels in concrete basic materials as specified in German guidelines are listed in Table 1. In some cases the maximum values for the chloride levels in the basic materials specified in the international standards deviate significantly from one another [2].

Maximum values for the permissible total chloride content in concrete which can be rated as non-critical with respect to reinforcement corrosion have been specified in order to limit the quantity of natural chloride during the production of concrete. According to the European Standard prEN 206 08.97 (Concrete; performance,

samtchloridgehalt im Beton festgelegt, die hinsichtlich der Bewehrungskorrosion als unkritisch gelten. Gemäß der europäischen Norm prEN 206 08.97 (Beton; Eigenschaften, Herstellung und Konformität) darf für unbewehrten Beton ein Grenzwert von 1,0 M.-%, für Stahlbeton von 0,4 M.-% und für Spannbeton von 0,2 M.-% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt nicht überschritten werden. Die in internationalen Regelwerken festgelegten Höchstwerte für zulässige korrosionsunbedenkliche Chloridgehalte im Stahlbeton sind in Tafel 2 zusammengestellt.

Aufgrund der festgelegten Grenzwerte für die maximal zulässigen Chloridgehalte der Betonausgangsstoffe ist chloridinduzierte Korrosion in der Praxis nur möglich, wenn Chloride zusätzlich durch äußere Einwirkungen in den Beton eindringen können. Von außen können Chloride beispielsweise infolge

- planmäßiger Einwirkung (bei Hafengebäuden),
- unplanmäßiger Einwirkung (bei Nutzungsänderung),
- Tausalzeinwirkung (im Winterdienst) oder
- Brandfall (bei PVC-Brand)

in den Beton gelangen.

3 Definition des kritischen Chloridgehaltes

Wie dargelegt wurde, kann Bewehrungskorrosion nur dann ausgelöst werden, wenn Chloridionen in der Menge von außen in den Beton eindringen, daß es zu einer Überschreitung eines kritischen korrosionsauslösenden Grenzwertes in Höhe der Stahlbetonbewehrung kommt. Der Prozeß der Aufkonzentrierung von Chloridionen bis zum Erreichen eines korrosionsauslösenden Grenzwertes hängt neben den äußeren Umgebungsbedingungen im wesentlichen von den betontechnischen Parametern ab, die den Chloridtransport beeinflussen. Der zeitliche Ablauf der Chloriddiffusion bis zur Stahloberfläche und der dadurch initiierten Depassivierung wird als Inkubationszeit oder Einleitungsphase bezeichnet (Bild 1). Die zum Zeitpunkt der Depassivierung an der Stahloberfläche bzw. im angrenzenden Beton herrschenden Chloridverhältnisse dienen als Grundlage zur Beschreibung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes.

Nach Schießl und Raupach [7] sind unter baupraktischen Bedingungen demnach zwei Definitionsmöglichkeiten für den „kritischen Chloridgehalt“ denkbar:

Definition ① Kritischer Chloridgehalt, bei dem die Depassivierung der Stahloberfläche eintritt und die Eisenauflösung beginnt, unabhängig davon, ob diese zu sichtbaren Korrosionsschäden an der Betonoberfläche führt.

Definition ② Kritischer Chloridgehalt, der zu einer als Schaden einzustufenden Korrosionserscheinung führt.

Die Definition ① kommt in der Regel bei Laboruntersuchungen zur Anwendung und charakterisiert den gebräuchlichen Terminus des „kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes“. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß sich in Abhängigkeit vom verwendeten Versuchsaufbau, vom messtechnischen Prüfverfahren sowie von der chemischen Analyseverfahren durchaus Unterschiede hinsichtlich der korrosionsauslösenden Grenzkonzentration ergeben können, da nicht alle angewandten Meßverfahren geeignet sind, den exakten Zeitpunkt der Depassivierung eindeutig nachzuweisen.

Bezieht sich der Grenzwert auf die Definition ②, so ist es offensichtlich, daß in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen z.T. erheblich höhere Chloridkonzentrationen zu erwarten sind als bei Anwendung der Definition ①, weil Korrosionsschäden nur dann auftreten, wenn neben der Depassivierung der Stahloberfläche noch weitere Bedingungen erfüllt sind, die eine entsprechend große Korrosionsgeschwindigkeit bewirken, wie ausreichendes Sauerstoffangebot und entsprechende Feuchtigkeitsverhältnisse. Da keine genauen Festlegungen existieren, welche Korrosionserscheinungen als Schaden einzustufen sind, muß sich bei Anwendung der Definition ② zwangsläufig eine relativ große Spannbreite des kritischen Grenzwertes ergeben.

Im Zusammenhang mit dem kritischen Chloridgehalt tauchen in der Literatur – zusätzlich zu den oben genannten Definitionen des korrosionsauslösenden und des schadensauslösenden Chloridgehaltes – häufig Angaben bezüglich „kritischer“ Chloridkonzentrationen

(production and conformity) limits of 1.0 % chloride by mass for unreinforced concrete, of 0.4 % by mass for reinforced concrete, and of 0.2 % by mass for pre-stressed concrete relative to the cement content shall not be exceeded. The maximum values for permissible chloride levels in reinforced concrete specified in the international guidelines at which there is no risk of corrosion are listed in Table 2.

Because of the limits specified for the maximum permissible chloride contents in the concrete basic materials chloride-induced corrosion is, in practice, only possible if chlorides are also able to penetrate into the concrete through external effects. For example, chlorides can penetrate into the concrete from outside as a result of

- scheduled effects (in harbour structures),
- unscheduled effects (change of use),
- action of de-icing salt (winter road clearing), or
- from fires (burning PVC).

3 Definition of the critical chloride content

As has been explained, reinforcement corrosion can only be initiated if chloride ions penetrate into the concrete from outside in quantities which cause a critical corrosion-inducing limit to be exceeded at the reinforcement in the reinforced concrete. The process of concentration of chloride ions until a corrosion-inducing limited value is reached depends not only on the external environmental conditions but also to a great extent on the concrete technology parameters which affect the chloride transport. The progress with time of the chloride diffusion to the steel surface and the depassivation which this initiates is termed the incubation time or initiation period (Fig. 1). The chloride conditions prevailing at the steel surface and in the adjacent concrete at the time of depassivation serve as the basis for describing the critical corrosion-inducing chloride content.

According to Schießl and Raupach [7] there are two possible definitions for the “critical chloride content” under practical conditions:

Definition ① Critical chloride content at which the depassivation of the steel surface occurs and the iron starts to dissolve, regardless of whether or not this leads to visible corrosion damage at the concrete surface.

Definition ② Critical chloride content which leads to corrosion phenomena which can be classified as damage.

As a rule Definition ① is applied in laboratory investigations and characterizes the usual term of “critical corrosion-inducing chloride content”. However, it must be taken into account here that differences can arise in the corrosion-inducing limit concentration as a result of the experimental set-up used, the test methods and the method of chemical analysis, as not all the test methods used are suitable for clear-cut detection of the exact time of depassivation.

If the limit relates to Definition ② it is clear that, depending on the environmental conditions, considerably higher chloride concentrations are to be expected in some cases than when using Definition ①. This is because corrosion damage only occurs if, in addition to the depassivation of the steel surface, further conditions are also fulfilled which produce a correspondingly high rate of corrosion – such as adequate supply of oxygen and appropriate moisture conditions. There are no accurate definitions in existence as to which corrosion phenomena are to be classified as damage, so there is bound to be a relatively large range for the critical limit when Definition ② is used.

In addition to the above-mentioned definitions of corrosion-inducing and damage-inducing chloride contents information about “critical” chloride concentrations which have far exceeded the time of the “corrosion phenomena to be classified as damage” often occurs in the literature in conjunction with the critical chloride content. When studying the literature it is therefore always necessary to bear in mind the definition on which the given limit is based and the test method and test conditions by which the critical limit was determined in order to avoid false interpretations when evaluating critical chloride contents.

In addition to the chosen method of investigation a particularly important part is also played by the way in which the chloride content in the concrete is determined [8]. This method is based on the

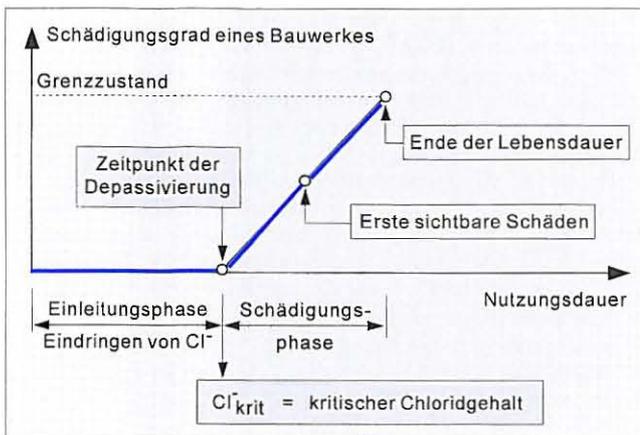


Bild 1: Schädigungsgrad in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer eines Bauwerkes [6]

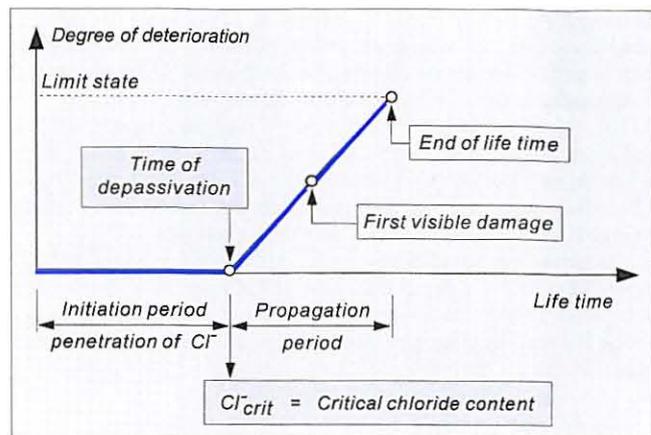


Fig. 1: Degree of deterioration depending on life time of a concrete structure [6]

nen auf, die den Zeitpunkt der als „Schaden einzustufenden Korrosionserscheinung“ bei weitem überschritten haben. Um Fehlinterpretationen bei der Bewertung von kritischen Chloridgehalten zu vermeiden, muß daher beim Literaturstudium stets beachtet werden, welche Definition dem angegebenen Grenzwert zugrunde liegt bzw. mit welchem Prüfverfahren und unter welchen Prüfbedingungen der kritische Grenzwert ermittelt wurde.

Neben dem gewählten Untersuchungsverfahren spielt dabei insbesondere auch die Art und Weise der Bestimmung des Chloridgehaltes im Beton eine wesentliche Rolle [8]. Diesen Verfahren liegt entweder die Ermittlung von Gesamtchloridgehalten oder freien Chloridionenkonzentrationen zugrunde. Dementsprechend kann der kritische Chloridgehalt entweder als

- Gesamtchloridgehalt $Cl_{krit, gesamt}^-$ in M.-% bezogen auf Beton bzw. den Zementgehalt

oder als

- freie Chloridionenkonzentration $c(Cl^-)_{krit, frei}$ in $mol \cdot L^{-1}$ angegeben werden. Aufgrund der Tatsache, daß zwischen korrosionsauslösender freier Chloridionen- und Hydroxidionenkonzentration eine funktionale Beziehung besteht, wird zur Beschreibung eines kritischen Grenzwertes auch das

- Verhältnis der molaren Konzentration von Chlorid- zu Hydroxidionen

$$(c(Cl^-)_{krit, frei} / c(OH^-))\text{-Verhältnis, kurz } Cl^-/OH^- \text{-Verhältnis}$$

verwendet. Welches dieser drei Kriterien zur Beurteilung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes das geeignetste darstellt, wird nach Abschluß der Literaturrecherche in Kapitel 6 behandelt.

4 Untersuchungsverfahren

4.1 Allgemeines

Da es sich bei der chloridinduzierten Lochfraßkorrosion der Stahlbetonbewehrung um einen elektrochemischen Vorgang handelt, werden bevorzugt elektrochemische Untersuchungsmethoden entsprechend DIN 50 918 (Korrosion der Metalle; Elektrochemische Korrosionsuntersuchungen) zur Bestimmung des korrosionsauslösenden Chloridgehaltes angewandt. Im wesentlichen lassen sich die Verfahren zur Untersuchung des Korrosionssystems von Stahl in Beton in fünf Gruppen einteilen, die im folgenden beschrieben werden.

4.2 Elektrochemische Untersuchungen an Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen

Zur Behandlung der Problematik der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton, insbesondere im Hinblick auf die Ermittlung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes, ist es sinnvoll, das Korrosionssystem Stahl in Beton zunächst auf die wesentlichen am Korrosionsprozeß beteiligten Reaktionspartner Stahl und Betonporenlösung zu reduzieren, um grundlegende Erkenntnisse des elektrochemischen Verhaltens von Stahl unter diesen Umgebungsbedingungen zu erhalten. In diesem reduzierten

determination of either the total chloride content or the free chloride ion concentrations. The critical chloride content can correspondingly be specified as either

- total chloride content $Cl_{crit, total}^-$ in wt.-% relative to the concrete or the cement content,

or as

- free chloride ion concentration $c(Cl^-)_{crit, free}$ in $mol \cdot L^{-1}$.

A functional relationship exists between the corrosion-inducing free chloride ion concentration and the hydroxide ion concentration, so the

- ratio of the molar concentration of chloride to hydroxide ions ($c(Cl^-)_{crit, free} / c(OH^-)$) ratio abbreviated to Cl^-/OH^- -ratio

is also used for describing a critical limit. Which of these three criteria for assessing the critical corrosion-inducing chloride content is the most suitable is dealt with in Chapter 6.

4 Test methods

4.1 General

The chloride-induced pitting corrosion of the reinforcement in reinforced concrete is an electrochemical process, so electrochemical test methods as specified in DIN 50 918 (Corrosion of metals; electrochemical corrosion tests) tend to be used for determining the corrosion-inducing chloride content. In essence, the methods for investigating the corrosion system steel in concrete can be divided into five groups which are described below.

4.2 Electrochemical investigations on steel in alkaline solutions containing chlorides

To deal with the problem of chloride-induced corrosion of steel in concrete, particularly with respect to determining the critical corrosion-inducing chloride content, it is appropriate to reduce the corrosion system of steel in concrete initially to the main reaction partners – steel and concrete pore solution – involved in the corrosion process. This will be done in order to obtain a basic understanding of the electrochemical behaviour of steel under these ambient conditions. In this reduced system it is possible to set up accurately defined test conditions and keep them constant over the entire test duration. The chemical composition of the corrosive medium, i.e. the concrete pore solution reaction partner, can be simulated and varied so that, for example, it is possible to investigate the pH-dependence of the critical chloride content.

There are numerous publications in the literature on the topic of “steel in aqueous solutions” but only a few investigations have been carried out in alkaline solutions with the aim of measuring the critical corrosion-inducing chloride content [8, 9 to 13].

4.3 Electrochemical investigations on mortar electrodes in solutions containing chlorides

Electrochemical tests on mortar or concrete electrodes are suitable for investigating the influence exerted on the critical corrosion-inducing chloride content not only by the test solution but also by the

System können genau definierte Prüfbedingungen eingestellt und über die gesamte Prüfdauer konstant gehalten werden. Das Korrosionsmedium, d.h. der Reaktionspartner Betonporenlösung, kann in seiner chemischen Zusammensetzung simuliert und variiert werden, so daß beispielsweise die pH-Wert-Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes untersucht werden kann.

In der Literatur finden sich zahlreiche Veröffentlichungen zum Thema „Stahl in wässrigen Lösungen“, jedoch wurden nur einige Untersuchungen in alkalischen Lösungen mit dem Ziel der Ermittlung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes durchgeführt [8, 9 bis 13].

4.3 Elektrochemische Untersuchungen an Mörtелеlektroden in chloridhaltigen Lösungen

Elektrochemische Versuche an Mörtel- bzw. Betonelektroden sind dazu geeignet, neben dem Einfluß der Prüflösung den Einfluß der Mischungszusammensetzung (Zementart und -gehalt, Wasserzementwert, Betonzusatzmittel etc.), der sich beispielsweise in unterschiedlichen Chloridbindekapazitäten äußert, auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt zu untersuchen. Um den Einfluß unterschiedlicher Betonfeuchtigkeiten auszuschalten, werden die Versuche in wässrigen Lösungen durchgeführt. Die Betonfeuchte hat insofern einen erheblichen Einfluß, als sich bei unterschiedlichen Feuchtigkeitsgehalten sowohl die Zusammensetzung der Betonporenwasserlösung als auch die Verfügbarkeit von Sauerstoff ändert.

Elektrochemische Untersuchungen an Mörtелеlektroden in wässrigen Lösungen mit direkter bzw. nachträglicher Chloridbeaufschlagung sind in folgenden Literaturstellen beschrieben [8, 9, 14 bis 17].

4.4 Elektrochemische Untersuchungen an Betonkorrosionszellen

Untersuchungen an sogenannten „Betonkorrosionszellen“ ermöglichen durch die Konzeption des speziellen Prüfkörperaufbaus (unterschiedliche Belüftungsverhältnisse und Chloridgehalte im Beton) eine klare Trennung zwischen anodisch und kathodisch wirkenden Bewehrungsbereichen. Von Schießl und Mitarbeitern [18 bis 22] konnten mit dieser Untersuchungsmethode beispielsweise für den Fall des dem Frischbeton zugegebenen Chlorids kritische Chloridgehalte und zeitliche Veränderungen der Elementströme in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung, den Umgebungsbedingungen sowie den geometrischen Verhältnissen der Meßzelle (Größe und Abstand von Anoden und Kathoden) ermittelt werden.

4.5 Auslagerung von Stahlbetonprüfkörpern mit Chloridbeaufschlagung

Bei derartigen Auslagerungen werden Stahlbetonprüfkörper einem natürlichen oder definierten Chloridangriff ausgesetzt, nach vorgegebenen Zeiträumen entnommen und der Zusammenhang zwischen dem Chloridgehalt im Beton und dem Korrosionszustand der Bewehrung ermittelt (beispielsweise [23 bis 25]).

4.6 Untersuchung bestehender Bauwerke

Eine weitere Variante, die sich prinzipiell kaum von der Auslagerung von Stahlbetonprüfkörpern unterscheidet, besteht in der Durchführung von Untersuchungen unmittelbar an bestehenden Bauwerken, die einer ständigen oder zyklischen Chlorideinwirkung ausgesetzt sind. So können z.B. im Rahmen von regelmäßig durchgeführten Routineuntersuchungen Zusammenhänge zwischen dem Chloridgehalt im Beton und dem Korrosionszustand der Stahlbetonbewehrung bestimmt werden. Über Ergebnisse derartiger Bauwerkuntersuchungen wurde in [26 bis 31] berichtet.

Untersuchungen an Bauwerken sind zwar nicht dazu geeignet, grundlegende elektrochemische Vorgänge der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion zu analysieren, aber die über einen längeren Zeitraum ermittelten Daten stellen die entscheidende Grundlage dar, im Rahmen von statistischen Auswertungen den Zusammenhang zwischen Chloridgehalt und Bewehrungskorrosion unter tatsächlichen Umgebungsbedingungen genauer beurteilen zu können.

mixture composition (cement type and content, water/cement ratio, concrete admixture, etc.), which manifests itself in, for example, different chloride-binding capacities. In order to eliminate the effect of different concrete moistures the tests are carried out in aqueous solutions. Differing concrete moisture contents have a considerable influence in that both the composition of the concrete pore water solution and the availability of oxygen is changing.

Electrochemical investigations on mortar electrodes in aqueous solutions with direct or subsequent addition of chloride are described in the following literature references [8, 9, 14 to 17].

4.4 Electrochemical investigations on concrete corrosion cells

Through the design of the special test set-up (different aeration conditions and chloride levels in the concrete) investigations with so-called “concrete corrosion cells” enable a clear separation to be made between areas of reinforcement with anodic and cathodic actions. With this test method Schießl et al. [18 to 22] were able, for the case of chloride added to fresh concrete, to determine critical chloride contents and changes with time of the cell currents as a function of the concrete composition, the environmental conditions and the geometric conditions of the test cell (size and spacing of anodes and cathodes).

4.5 Exposure of reinforced concrete test specimens to chloride attack

For this type of exposure reinforced concrete test specimens were exposed to natural or defined chloride attack and removed after a specified time; the relationship between the chloride content in the concrete and the state of corrosion of the reinforcement was then determined (for example [23 to 25]).

4.6 Examination of existing structures

Another variant, which differs little in principle from the exposure of reinforced concrete test specimens, consists of carrying out investigations directly on existing structures which are exposed to the constant or cyclic action of chlorides. In this way it is possible, for example, to use regular routine examinations to determine any relationships between the chloride content in the concrete and the state of corrosion of the reinforcement in reinforced concrete. The results of such investigations of structures have been reported in [26 to 31].

Examinations on structures are not in fact suitable for analysing fundamental electrochemical processes of chloride-induced reinforcement corrosion, but in the context of statistical evaluations the data determined over a fairly long period represent the crucial basis for making a more accurate assessment of the relationship between chloride content and reinforcement corrosion under actual environmental conditions.

5 Literature evaluation of “critical chloride content”

An extensive literature search, which is summarized here, was carried out in [8] to obtain an overview of the results published so far – both of laboratory tests and of investigations of structures. To match the test methods for determining critical chloride contents described in the previous section the literature results are summarized

- in Table 3 for steel in alkaline solutions containing chlorides,
- in Table 4 for mortar electrodes in solutions containing chlorides, and
- in Table 5 for the general case of steel in concrete.

As an important result of the investigations on steel in alkaline solutions containing chlorides it can be stated that the critical corrosion-inducing chloride content depends on the pH of the test solution. For this reason the Cl^-/OH^- relationship represents an appropriate criterion for assessing the risk of corrosion when considering the corrosion system comprising steel in a solution. From Table 3 it can be seen that there is a relatively large range between $3.1 \cdot 10^{-4}$ and $2.84 \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ for the corrosion-inducing chloride ion concentration. The corrosion-inducing Cl^-/OH^- ratio lies between 0.05 and 73. The investigations on steel in alkaline solutions containing chlorides is examined in detail in the second part of the report.

Tafel 3: Literaturlauswertung – Kritische korrosionsauslösende Chloridgehalte für Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen [8]

Table 3: Analysis of reference – Critical chloride content for steel in alkaline chloride-solutions [8]

Cl _{gesamt total} M.-% Cl/z	c(Cl) _{frei free} 10 ⁻³ mol·L ⁻¹	c(Cl ⁻)/c(OH ⁻)	Literaturstelle Reference
1	2	3	4
-	1	0,05	Bäumel, Engell [9, 32]
-	20 - 60	-	Benjamin, Sykes [33]
-	0,31 - 316	0,05 - 0,46	Breit [8]
-	10 - 30	0,49 - 1,48	Berman [34]
-	-	0,30	Diamond [35]
-	100 - 1000	0,28 - 0,80	Goñi, Andrade [36]
-	3,5 - 86	0,29 - 0,57	Gouda [10]
-	2 - 250	0,50 - 0,83	Hausmann [11]
-	1 - 3	0,05 - 0,15	Kaesche [12, 37]
-	8,5	0,41	Lewis [38]
-	5,34 - 10,52	0,64 - 0,78	Rechberger [13]
-	51	2,5	Taqi, Hussain, Ansari [39]
-	56 - 590	-	Tuutti [40]
-	10 - 1000	1 - 10	Venu, Balakrishnan, Rajagoplan [41]
-	520 - 2840	5 - 73	Yonezawa, Ashworth, Procter [42]
-	0,31 - 2840	0,05 - 73	Bereich (min. - max.)

Tafel 4: Literaturlauswertung – Kritische korrosionsauslösende Chloridgehalte für Mörtel- bzw. Betonelektroden in wässrigen Lösungen [8]

Table 4: Analysis of reference – Critical chloride content for mortar electrodes in chloride-solutions [8]

Cl _{gesamt total} M.-% Cl/z	c(Cl) _{frei free} mol·L ⁻¹	c(Cl ⁻)/c(OH ⁻)	Literaturstelle Reference
1	2	3	4
direkte Chloridzugabe zum Frischbeton-/mörtel with direct addition of chloride to fresh concrete/mortar			
0,32 - 3,13	-	-	Bäumel, Engell [9, 32, 43]
0,60 - 3,60	-	-	Benjamin, Sykes [33]
0,25 - 0,50	-	-	Elsener, Böhni [14, 44]
0,15 - 0,45	-	-	Gouda [45, 46]
0,40 - 0,80	-	-	Locke, Siman [47]
0,30 - 0,97	-	-	Rechberger [17, 48]
0,15 - 3,60	-	-	Bereich (min. - max.)
nachträgliche Chloridkontamination chloride attack of hardened concrete/mortar			
0,25 - 0,75	0,10 - 0,35	-	Breit [8]
0,20 - 0,70	-	-	Hansson, Sørensen [15]
0,50 - 1,70	0,36 - 2,08	-	Pettersson [16, 24]
-	2,84	35	Yonezawa, Ashworth, Procter [42]
0,20 - 1,70	0,10 - 2,84	35	Bereich (min. - max.)

5 Literaturlauswertung „Kritischer Chloridgehalt“

Um einen Überblick der bisher veröffentlichten Ergebnisse – sowohl von Laborversuchen als auch von Untersuchungen an Bauwerken – zu erhalten, wurde in [8] eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt, die an dieser Stelle zusammengefaßt wiedergegeben wird. Entsprechend den im vorangegangenen Kapitel erläuterten Untersuchungsverfahren zur Ermittlung von kritischen Chloridgehalten wurden die Literaturergebnisse

- in Tafel 3 für Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen,
- in Tafel 4 für Mörtel­elektroden in chloridhaltigen Lösungen und
- in Tafel 5 allgemein für Stahl in Beton

zusammengestellt.

Als wesentliches Ergebnis der Untersuchungen an Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen kann festgehalten werden, daß der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt vom pH-Wert der Prüflösung abhängt. Aus diesem Grund stellt bei der Betrachtung des Korrosionssystems Stahl in Lösung das Cl⁻/OH⁻-Verhältnis ein sinnvolles Kriterium zur Beurteilung der Korrosionsgefahr dar. Aus Tafel 3 geht hervor, daß sich für die korrosionsauslösende Chloridionenkonzentration eine relativ große Spannbreite zwischen 3,1·10⁻⁴ und 2,84 mol·L⁻¹ ergibt. Das korrosionsauslösende Cl⁻/OH⁻-Verhältnis liegt zwischen 0,05 und 73. Auf die Untersuchungen an Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen wird im zweiten Teil des Berichtes ausführlich eingegangen.

Eine zusammenfassende Übersicht aller Ergebnisse zum kritischen Chloridgehalt für Mörtel­elektroden in wässrigen Lösungen – getrennt nach Art der Chloridbeaufschlagung – beinhaltet Tafel 4. Aufgrund der Tatsache, daß im Fall der direkten Chloridzugabe – im Gegensatz zur nachträglichen Chloriddiffusion – ein Zementstein mit physikalisch veränderter Beschaffenheit entsteht, sind Versuchsergebnisse, die an Beton- bzw. Mörtel­prüfkörpern erzielt werden, grundsätzlich in Abhängigkeit der verwendeten Chloridbeaufschlagung zu betrachten.

Die Auswertung der Literaturergebnisse zeigt, daß für den untersuchten Fall der direkten Chloridzugabe beim Herstellprozeß der Prüfkörper korrosionsauslösende Chloridkonzentrationen zwischen etwa 0,15 und 3,60 M.-% bezogen auf den Zementgehalt bestimmt wurden. Dabei ergaben sich für den tricalciumaluminatfreien Portlandzement tendenziell die niedrigsten Schwellenwerte für korrosionsauslösende Chloridgehalte [9, 13, 32].

Im Fall der nachträglichen Chloriddiffusion wurde teilweise mit so hohen äußeren Chloridkonzentrationen gearbeitet – beispiels-

Table 4 contains a comprehensive overview of all results concerning the critical chloride content for mortar electrodes in aqueous solutions – classified by type of chloride attack. In the case of direct chloride addition – as opposed to subsequent chloride diffusion – a hardened cement paste is produced with physically different composition, so any test results which are obtained with concrete and mortar test specimens must basically be considered in relation to the type of chloride attack used.

Evaluation of the literature results shows that, for the case investigated of direct chloride addition during the production of the test specimen, corrosion-inducing chloride concentrations were determined of between about 0.15 and 3.60 wt.-% relative to the cement content. Tricalcium aluminate-free Portland cement tended to have the lowest threshold values for corrosion-inducing chloride contents [9, 13, 32].

In the case of subsequent chloride diffusion the work was in some cases carried out with such high external chloride concentrations – for example in [42] with c(NaCl) = 2.84 mol·L⁻¹ – that the results could not be compared with other test results nor applied to practical conditions. It can be recorded that it was not possible to determine any significant influence of concrete technology parameters on the level of the critical chloride content as a result of subsequent chloride contamination but, as expected, these parameters have a strong influence on the diffusion-dependent time period until the steel surface is depassivated. Investigations on mortar electrodes with subsequent chloride diffusion are also dealt with in the second part of the report on critical chloride content.

Table 5 contains a summary of all the results relating to critical corrosion-inducing chloride content for steel in concrete. Although large numbers of results from corrosion investigations are available on the critical total chloride content as an assessment criterion for the risk of corrosion there are few publications either on the critical free chloride ion concentration or on the critical Cl⁻/OH⁻ ratio. This is essentially due to the fact that – compared with the determination of total chloride content – there are considerable uncertainties involved in the determination of the free chloride ion concentration.

The wide range of the critical corrosion-inducing chloride contents measured in the various investigations has various causes which can be attributed to the fact that

- the given limits are based on different definitions of the critical chloride content,
- different test procedures for detecting the onset of corrosion, which are not identical in their informative value, were used

weise in [42] mit $c(\text{NaCl}) = 2,84 \text{ mol}\cdot\text{L}^{-1}$ –, daß weder die Vergleichbarkeit mit anderen Versuchsergebnissen noch die Übertragbarkeit auf die Verhältnisse in der Praxis gegeben sind. Als Ergebnis der nachträglichen Chloridkontamination kann festgehalten werden, daß kein signifikanter Einfluß betontechnischer Parameter auf die Höhe des kritischen Chloridgehaltes ermittelt werden konnte, diese jedoch erwartungsgemäß den diffusionsabhängigen Zeitraum bis zur Depassivierung der Stahloberfläche stark beeinflussen. Untersuchungen an Mörttelektroden mit nachträglicher Chloriddiffusion sind ebenfalls Bestandteil des zweiten Teils des Berichtes zum kritischen Chloridgehalt.

Eine zusammenfassende Übersicht aller Ergebnisse zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton beinhaltet die Tafel 5. Während zum kritischen Gesamtchloridgehalt als Beurteilungskriterium der Korrosionsgefahr zahlreiche Ergebnisse aus Korrosionsuntersuchungen vorliegen, finden sich sowohl zur kritischen freien Chloridionenkonzentration als auch zum kritischen Cl^-/OH^- -Verhältnis nur wenige Veröffentlichungen. Dies

for determining the critical corrosion-inducing chloride content,

- the results were based on differing assessment criteria, and
- as a rule the chloride ion concentration was not determined in the immediate vicinity of the steel surface but – as is current practice – the results were determined on a certain volume of concrete as an average value integrated over a layer.

It can therefore be assumed that a large number of the specified values lie above the critical corrosion-inducing chloride content, i.e. the chloride ion concentration at the steel surface at the time of depassivation (corresponding to Definition ③).

Although there are therefore substantial uncertainties in the determination of the critical corrosion-inducing chloride content due to the nature of the process this literature search gives, as the lower limit for the critical corrosion-inducing total chloride content, a chloride concentration of about 0.2 wt.-% relative to the cement content – in agreement with the results of the critical chloride content for mortar and concrete electrodes in aqueous

Tafel 5: Literaturlauswertung – Kritische Chloridgehalte für Stahl in Beton [8]
Table 5: Analysis of reference – Critical chloride content for reinforced concrete [8]

Ergänzende Bemerkungen (Versuchsparameter) Additional remarks	Kritischer Chloridgehalt Critical chloride content			Umgebungsbedingungen ¹⁾ Environmental conditions ²⁾								Jahr Year	Literaturstelle Reference	
	$\text{Cl}^-_{\text{gesamt, total}}$ M.-% Cl/z	$c(\text{Cl}^-)_{\text{frei free}}$ mol·L ⁻¹	Cl^-/OH^-	Na	Ca	d	n	L	F	B	M			
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			13
nach (acc. to) Hausmann [11]	–	0,05 – 0,25	–	•			•		•				1987	Byfors [49]
PZ, w/z = 0,75	–	0,44 – 0,65	–	•			•	•					1995	Elsener, Zimmermann, ... [50]
Bauwerkverfahren ³⁾ (0,05 M.-% Cl-Beton)	1,0	–	–	•			•				•		1984	Hartl [26, 51]
PZ, w/z = 0,45	0,2 – 0,4	–	–		•	•		•	•				1987	Hope, Ip [52]
nach (acc. to) Diamond [35]	0,3 – 1,0	0,07 – 0,29	–	•		•		•					1991	Hussain, ... [53 bis 55]
PZ, PZ-HS, w/z = 0,5	1,5 – 2,5 0,4 – 1,0	0,4 – 1,4 > 0,1	3 – 20 > 0,3	•		•		•	•				1991	Lambert, Page, Vassie [56, 57]
Bauwerkverfahren ³⁾ PZ+(HÜS, FA, SF)	1,8 – 2,0	–	–	•		•		•			•		1985	Lukas [58]
Stahlfaserbeton Fibre concrete	–	–	320	•		•		•			•		1995	Mangat, Molloy [59, 60]
PZ+SF (0, 10, 20, 30 M.-%)	0,4 – 1,0	–	–	•		•		•					1988	Mangat, Gurusamy [61]
Betonbalken Concrete slab	0,61 – 1,39	0,13 – 0,62	–	•		•		•					1985	Page, Havdahl [62]
PZ, PZ+FA, PZ+SF w/z = 0,4 / 0,5 / 0,6 50 / 65 / 80 % r. F.	0,6 – 1,8	0,44 – 3,21	0,9 – 1,7 2,5 – 6	•		•		•	•				1990 1993 1995	Petterson [16, 24, 63]
PZ, w/z = 0,28 – 0,51	0,18 – 0,26	–	–	•		•		•	•				1987	Pfeifer, ... [64, 65]
PZ, HOZ, w/z = 0,5 – 0,7	0,5 – 1,0	–	–	•		•		•	•				1993	Raupach [66]
Chloridbindung Chloride binding capacity	0,4	–	–			•		•					1969	Richartz [67]
w/b = 0,3 – 0,75	0,2 – 2,1	–	–	•		•		•	•				1995	Sandberg, Petterson, ... [68]
PZ, HOZ, PZ+FA	0,5 – 1,0 1,0 – 1,5	–	–	•		•		•	•				1994	Schießl, Breit [21, 69]
PZ, HOZ, w/z = 0,5 – 0,7	0,5 – 2,2	–	–	•		•		•	•				1994	Schießl, Breit [70]
PZ, w/z = 0,4 – 0,7 HOZ, w/z = 0,4 – 0,7	> 0,61 > 0,96	–	–	•		•		•	•				1995	Schießl, Breit [71]
PZ, HOZ, FAZ	> 0,5	–	–	•		•		•					1988	Schießl, Raupach [18, 19, 72]
PZ, HOZ	> 0,5	–	–	•		•		•					1986	Schießl, Schwarzkopf [73]
nach (acc. to) Hausmann [11] „water soluble“	0,6 – 1,0	–	–	•	•	•		•					1984	Smolczyk [74]
(0,59 kg m ⁻³)	–	0,15 M.-%/z	–					•			•	•	1984	Stark [75]
PZ+0 FA / 15 FA 30 FA / 50 FA	0,2 – 1,4 0,70 / 0,65 0,50 / 0,20	–	–	•		•		•					1975	Stratfull, Jurkovich, ... [30]
PZ, PZ+SF, PZ+SF+FA	0,5 – 1,4	–	–	•		•		•	•				1995	Thomas [76]
Bauwerkverfahren ³⁾	0,2 – 1,5	–	–	•	•	•		•			•		1993	Tuutti [77]
Bauwerkverfahren ³⁾	0,25	–	–	•		•		•					1984	Vassie [31]
PZ, PZ+FA	0,22 – 1,05	–	–	•		•		•					1985	West, Hime [78]
–	0,18 – 2,5	0,05 – 3,2	0,3 – 320										1997	Wiens [79]
–	–	–	–										–	Bereich (min. – max.)

¹⁾ Umgebungsbedingungen: NaCl, CaCl₂, Chlorid direkt zugegeben, nachträgliche Chloridbeaufschlagung, Laborbedingungen, ungeschützte Lagerung im Freien, Brückenbauwerke, Meerwasserumgebung

²⁾ Environmental conditions: NaCl, CaCl₂, (d) chloride added to fresh concrete, (n) chloride attack of hardened concrete, Laboratory conditions, (E) unprotected outdoor storage, Bridges, (M) Sea water conditions

³⁾ Concrete structure experience

beruht im wesentlichen auf der Tatsache, daß – gegenüber der Bestimmung von Gesamtchloridgehalten – erhebliche verfahrenstechnische Unsicherheiten bei der Bestimmung der freien Chloridionkonzentration bestehen.

Die große Bandbreite der in den unterschiedlichen Untersuchungen ermittelten kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalte hat verschiedene Ursachen, die darauf zurückzuführen sind, daß

- den angegebenen Grenzwerten unterschiedliche Definitionen des kritischen Chloridgehaltes zugrunde liegen,
- zur Ermittlung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes unterschiedliche versuchstechnische, in ihrer Aussage nicht identische Nachweisverfahren für den Beginn der Korrosion angewandt wurden,
- verschiedenartige Beurteilungskriterien zugrunde gelegt wurden und
- die Chloridionkonzentration in der Regel nicht in unmittelbarer Nähe der Stahloberfläche bestimmt wurde, sondern – wie es gängige Praxis ist –, die Ergebnisse an einem bestimmten Betonvolumen als schichtintegraler Durchschnittswert ermittelt wurden.

Es ist daher davon auszugehen, daß eine Vielzahl der angegebenen Werte über dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt, d.h. der Chloridionkonzentration an der Stahloberfläche zum Zeitpunkt der Depassivierung (entsprechend der Definition ①), liegen.

Obwohl also erhebliche verfahrensbedingte Unsicherheiten in der Ermittlung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes bestehen, ergibt sich auch im Rahmen dieser Literaturrecherche – in Übereinstimmung mit den Ergebnissen zum kritischen Chloridgehalt für Mörtel- bzw. Betonelektroden in wässrigen Lösungen – als unterer Grenzwert des kritischen korrosionsauslösenden Gesamtchloridgehaltes eine zementbezogene Chloridkonzentration von etwa 0,2 M.-%. Da dieser Wert von mehreren Autoren unter unterschiedlichsten Prüfbedingungen und mit Hilfe verschiedenartiger Nachweisverfahren ermittelt wurde, kann zumindest dieser untere Grenzwert des korrosionsauslösenden Chloridgehaltes als weitgehend gesichert angesehen werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, daß die Angabe von kritischen Chloridgehalten immer in Verbindung mit dem angewandten Untersuchungsverfahren und der durchgeführten analytischen Ermittlung des Chloridgehaltes erfolgen muß. Hilfreich bei der Beurteilung des kritischen Chloridgehaltes ist in diesem Zusammenhang eine visuelle Untersuchung des Stahles zur Erfassung der korrosionsaktiven Flächenanteile. Anhand dieser Flächenanteile kann das Stadium des Korrosionsfortschrittes bestimmt werden.

6 Beurteilungskriterium des kritischen Chloridgehaltes

Da nur die freien Chloridionen der Betonporenlösung in der Lage sind, die Stahloberfläche lokal zu depassivieren, liegt es nahe, den kritischen Grenzwert auf der Basis der Lösungskonzentration der Chloridionen zu definieren.

In Untersuchungen an Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen hat sich eine signifikante pH-Wert-Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes von der Lösungskonzentration gezeigt. Es wurde nachgewiesen, daß zwischen der molaren Konzentration von korrosionsaktiven und passivierend wirkenden Ionen eine doppelt-logarithmisch-lineare Beziehung besteht [8, 10, 80].

Da die Hydroxidionkonzentration der Betonporenlösung von der Menge an löslichen Alkalien im Beton bzw. im Zement abhängt und wechselnde Feuchtigkeitsverhältnisse zu pH-Wert-Schwankungen führen können, muß eine Definition des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes nur anhand der Konzentration der freien Chloridionen in der Porenlösung als nicht hinreichend angesehen werden. Nur in Verbindung mit der Kenntnis der Hydroxidionkonzentration der Porenlösung kann eine ausreichende Beurteilung der freien Chloridkonzentration hinsichtlich einer Korrosionsgefahr vorgenommen werden.

Zur Zeit existiert jedoch kein praxistaugliches Verfahren, die freie Chloridionkonzentration mit der gebotenen Genauigkeit und Zuverlässigkeit zu bestimmen. Auch das Auspressen von Porenlösung, das die notwendige Zusatzinformation der

solutions. This value was determined by several authors under very differing test conditions and using different types of methods of detection, so at least this lower value for the corrosion-inducing chloride content can be regarded as substantially confirmed.

To summarize, it can be stated that critical chloride contents must always be specified in conjunction with the method of investigation used and the analytical determination of the chloride content employed. In this connection it is helpful, when assessing the critical chloride content, to make a visual examination of the steel to determine the proportion of the surface area in which corrosion is active. The state of progress of the corrosion can be determined with the aid of this proportion of the surface area.

6 Assessment criteria for the critical chloride content

Only the free chloride ions in the concrete pore solutions are capable of local depassivation of the steel surface so it is obvious that the critical limit should be defined on the basis of the solution concentration of chloride ions.

A significant pH-dependence of the critical chloride content on the solution concentration was found in investigations on steel in alkaline solutions containing chlorides. It was shown that a double-logarithmic linear relationship exists between the molar concentration of ions which have a corrosive action and ions which have a passivating effect [8, 10, 80].

The hydroxide ion concentration of the concrete pore solution depends on the quantity of soluble alkalis in the concrete or in the cement, and varying moisture conditions can lead to fluctuations in pH, so any definition of the critical corrosion-inducing chloride content based only on the concentration of free chloride ions in the pore solution has to be regarded as inadequate. The free-chloride concentration can only be assessed adequately with respect to the risk of corrosion in conjunction with a knowledge of the hydroxide ion concentration of the pore solution.

However, at the moment there is no practically appropriate process for determining the free chloride ion concentration with the required accuracy and reliability. Even expression of the pore solution, which provides the necessary additional information about the hydroxide ion concentration and is the currently favoured process for determining the free chloride ion concentration, is not undisputed.

Although from electrochemical points of view the Cl^-/OH^- ratio is without doubt the most correct criterion it is currently not (yet) suitable for assessing the risk of corrosion, especially of reinforcement in reinforced concrete under in situ conditions.

In contrast, however, the quantitative determination of the total chloride content of concrete (acid-soluble chloride) which is carried out by acid digestion of concrete powder samples followed by potentiometric titration with silver nitrate solution (see vol. 401 DAfStb [81]) represents a comparatively simple and reliable method of determination. This is also the reason why national and international guidelines relate the critical limit to the total chloride content related to cement content (Table 2).

7 State of the art

The quantity of chloride that can be input via the initial materials during concrete manufacture is limited by maximum values and lies below the corrosion-inducing limit value. Corrosion of the reinforcement can therefore only be initiated if chlorides from outside penetrate into the concrete and lead to the critical corrosion-inducing chloride content in the area of the concrete reinforcement being exceeded. Chemical and absorptive binding processes take place upon the actual penetration of chloride ions into the concrete. The chloride ions are, however, not completely bound in the hardened cement paste. There is always a residual concentration of dissolved, potentially corrosion-inducing chloride ions in the concrete pore solution. The process of chloride ions building up until a corrosion-inducing limit value has been reached depends on the supply of chloride from the ambient conditions outside on the one hand and, to a substantial degree, on the concrete technology parameters influencing chloride transport and

Hydroxidionenkonzentration liefert, ist als derzeit favorisiertes Verfahren zur Ermittlung der freien Chloridionenkonzentration nicht unumstritten.

Obwohl unter elektrochemischen Gesichtspunkten das Cl^-/OH^- -Verhältnis zweifelsohne das korrekteste Kriterium darstellt, ist es derzeit zur Beurteilung der Korrosionsgefahr besonders von Stahlbetonbewehrungen unter insitu-Bedingungen (noch) nicht geeignet.

Im Gegensatz hierzu stellt jedoch die quantitative Bestimmung des Gesamtchloridgehaltes von Beton (acid-soluble chloride), die mittels Säureaufschluß von Betonmehl und anschließender potentiometrischer Titration mit Silbernitratlösung durchgeführt wird (siehe Heft 401 DAfStb [81]), ein vergleichsweise einfaches und sicheres Bestimmungsverfahren dar. Das ist auch der Grund dafür, warum nationale und internationale Regelwerke den kritischen Grenzwert auf den zementbezogenen Gesamtchloridgehalt beziehen (Tafel 2).

7 Sachstand

Die Chloridmenge, die bei der Herstellung des Betons durch die Ausgangsstoffe eingebracht werden kann, ist durch Höchstwerte begrenzt und liegt unterhalb des korrosionsauslösenden Grenzwertes. Um Bewehrungskorrosion auszulösen, müssen deshalb Chloride von außen in den Beton eindringen und zu einer Überschreitung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Höhe der Stahlbetonbewehrung führen. Gleichzeitig mit dem eigentlichen Eindringen von Chloridionen in Beton finden auch chemische und adsorptive Bindungsprozesse statt. Die Chloridionen werden jedoch nicht vollständig im Zementstein gebunden. Es verbleibt stets eine Restkonzentration an gelösten korrosionswirksamen Chloridionen in der Betonporenlösung. Der Prozeß der Aufkonzentrierung von Chloridionen bis zum Erreichen eines korrosionsauslösenden Grenzwertes hängt neben dem Chloridangebot der äußeren Umgebungsbedingungen im wesentlichen von den beton-technischen Parametern ab, die den Chloridtransport und die dabei stattfindende Chloridbindung beeinflussen. Dabei stellen die Art des Zementes und der Wasserzementwert die wesentlichen Einflußparameter dar.

Da die Korrosion der Bewehrung nur durch frei vorliegende Chloridionen ausgelöst werden kann, kommt es im Zusammenhang mit der Bewehrungskorrosion nicht so sehr auf den Gesamtchloridgehalt, sondern vielmehr auf den ungebundenen, freien Chloridanteil an. Zur Zeit existieren jedoch keine praxistauglichen Verfahren, die freie Chloridionenkonzentration mit der gebotenen Genauigkeit und Zuverlässigkeit zu bestimmen. Im Gegensatz hierzu stellt die quantitative Bestimmung des Gesamtchloridgehaltes von Beton, die mittels Säureaufschluß von Betonmehl und anschließender potentiometrischer Titration mit Silbernitratlösung durchgeführt wird, ein vergleichsweise einfaches und sicheres Bestimmungsverfahren dar. Das ist auch der Grund dafür, warum nationale und internationale Regelwerke den kritischen Grenzwert auf den zementbezogenen Gesamtchloridgehalt beziehen.

Die Literaturobwertung zum kritischen Chloridgehalt hat gezeigt, daß ein unterer kritischer korrosionsauslösender Gesamtchloridgehalt bei etwa 0,2 M.-% bezogen auf den Zementgehalt anzusiedeln ist. Es wurden jedoch auch korrosionsauslösende Gesamtchloridgehalte bis etwa 1,5 M.-% ermittelt. Zusammenfassend kann festgehalten werden, daß die Angabe von kritischen Chloridgehalten immer in Verbindung mit dem angewandten Untersuchungsverfahren und der durchgeführten analytischen Ermittlung des Chloridgehaltes betrachtet werden muß.

8 Elektrochemische Untersuchungen an Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen

8.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschnitt 4.2 ausgeführt wurde, ist es im Hinblick auf die Ermittlung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes sinnvoll, das Korrosionssystem Stahl in Beton zunächst auf die wesentlichen, am Korrosionsprozeß beteiligten Reaktionspartner Stahl und Betonporenlösung zu reduzieren. In diesem reduzierten System können genau definierte

the binding of chloride taking place during this. The cement type and the water cement ratio are the essential influencing parameters in this context.

As the corrosion of the reinforcement can only be caused by free chloride ions available, the decisive factor in connection with the corrosion of the reinforcement is actually not the total chloride content, but rather the fraction of uncombined, free chloride. At present there are, however, no methods suitable for practical application with which the concentration of free chloride ions can be determined with the accuracy and reliability required. In contrast to that, the quantitative determination of the total chloride content of concrete, which is carried out by decomposition of the concrete meal in acid and subsequent potentiometric titration using silver nitrate solution, is a relatively simple and safe determination method. This is the reason why national and international sets of rules relate the critical limit value to the total chloride content relative to cement.

Evaluation of the literature on the critical chloride content has shown that a lower corrosion-inducing critical total chloride content ranges at around 0.2 % by mass relative to the cement content. However, also corrosion-inducing total chloride contents of up to about 1.5 % by mass were measured. To sum up, it can be stated that critical chloride contents must always be given in combination with the method of investigation employed and the analytical measurement of the chloride content carried out.

8 Electrochemical investigations on steel in alkaline solutions containing chlorides

8.1 General

As already discussed in Section 4.2 it is appropriate when determining the critical corrosion-inducing chloride content to first reduce the corrosion system steel in concrete to the essential reaction partners – steel and concrete pore solution – involved in the corrosion process. Accurately defined test conditions can be set in this reduced system and kept constant over the entire duration of the test. The chemical composition of the corrosive medium, i.e. the concrete pore solution reaction partner, can be varied so that, for example, it is possible to investigate the pH-dependence of the critical chloride content.

8.2 Test set-up and procedure

The test set-up used (Fig. 2) corresponded to that of an electrochemical cell corresponding in principle to DIN 50 918 (Corrosion of metals; electrochemical corrosion tests) consisting of working and counter electrodes, a reference electrode, and the electrolyte solution.

The electrolyte solution used simulated the pore solution of the concrete or mortar in which a stable passive oxide layer forms. According to results from Gouda [10] stable passive oxide layers are only established above a pH of 11.5 so pH values between 12 and 14 ($\alpha(\text{OH}^-) = 6.761 \cdot 10^{-3}$ to $0.676 \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$) were chosen for the electrolyte solutions to be investigated.

Investigations of the chemical compositions of concrete pore solutions have been carried out by, for example, Gunkel [82] and Smolczyk [74, 83]. The results determined on expressed pore solutions showed that the alkalinity of the pore solution, i.e. its hydroxide ion concentration, was formed in the initial stage from hydration of the hydroxides of calcium and of the alkalis potassium and sodium. After only about two days the content of calcium and sulphate ions in the solutions fell to negligible values while the ions of the alkali hydroxides (potassium hydroxide (KOH) and sodium hydroxide (NaOH)) continued to dissolve, with the result that the alkalinity of the pore solution was determined solely by these ions. The level of alkalinity was dependent primarily on the quantity of soluble alkalis in the cement. Hydroxide ion concentrations between $\alpha(\text{OH}^-) = 0.2$ and $0.6 \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ (corresponding to pH values of 13.2 to 13.8) were determined in chloride-free pore solutions of standard cements after 28 days of hydration. The calcium ion concentration was below $\alpha(\text{Ca}^{2+}) = 2.5 \cdot 10^{-3} \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$, which is attributable to the low solubility of the calcium hydroxide in alkali hydroxide solutions [82].

Prüfbedingungen eingestellt und über die gesamte Prüfdauer konstant gehalten werden. Das Korrosionsmedium, das heißt, der Reaktionspartner Betonporenlösung, kann in seiner chemischen Zusammensetzung variiert werden, so daß beispielsweise die pH-Wert-Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes untersucht werden kann.

8.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Der verwendete Versuchsaufbau (Bild 2) entsprach dem einer elektrochemischen Zelle vom Prinzip entsprechend DIN 50 918 (Korrosion der Metalle; Elektrochemische Korrosionsuntersuchungen), bestehend aus Arbeits- und Gegenelektrode, einer Bezugs- bzw. Referenzelektrode sowie der Elektrolytlösung.

Die verwendete Elektrolytlösung simulierte die Porenlösung des Betons bzw. Mörtels, in der sich eine stabile Passivoxidschicht ausbildet. Da sich nach Ergebnissen von Gouda [10] stabile Passivoxidschichten erst oberhalb eines pH-Wertes von 11,5 einstellen, wurden für die zu untersuchenden Elektrolytlösungen pH-Werte zwischen 12 und 14 ($c(\text{OH}^-) = 6,761 \cdot 10^{-3}$ bis $0,676 \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$) gewählt.

Untersuchungen bezüglich der chemischen Zusammensetzung der Betonporenlösung wurden beispielsweise von Gunkel [82] und Smolczyk [74, 83] durchgeführt. Die an ausgepreßten Porenlösungen ermittelten Ergebnisse zeigten, daß die Alkalität der Porenlösung, das heißt ihre Hydroxidionenkonzentration, im Anfangsstadium der Hydratation von den Hydroxiden des Calciums und der Alkalien Kalium und Natrium gebildet wird. Bereits nach etwa zwei Tagen sank der Gehalt an Calcium- und Sulfationen in den Lösungen auf vernachlässigbare Werte ab, während die Ionen der Alkalihydroxide (Kalium- (KOH) und Natriumhydroxid (NaOH)) weiter in Lösung gingen und somit die Alkalität der Porenlösung nur noch von diesen Ionen bestimmt wurde. Die Höhe der Alkalität war dabei in erster Linie von der Menge an löslichen Alkalien im Zement abhängig. In chloridfreien Porenlösungen von Normzementen wurden nach 28tägiger Hydratation Hydroxidionenkonzentrationen zwischen $c(\text{OH}^-) = 0,2$ und $0,6 \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ (entsprechender pH-Wert = 13,2 bis 13,8) ermittelt. Die Calciumionenkonzentration lag unter $c(\text{Ca}^{2+}) = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$, was auf die geringe Löslichkeit des Calciumhydroxids in Alkalihydroxidlösungen zurückzuführen ist [82].

Zur Einstellung des vorgegebenen pH-Wertes wurden entsprechend den Ergebnissen von Gunkel und Smolczyk Natrium- (NaOH) und Kaliumhydroxid (KOH) zu destilliertem Wasser zugegeben. Bei den verwendeten Elektrolytlösungen wurde das molare Verhältnis zwischen Natrium- und Kaliumhydroxid in Anlehnung an Versuchsergebnisse ausgepreßter Betonporenlösungen [83, 84] mit 1:10 eingestellt. Um zu überprüfen, ob das Verhältnis von Natrium- zu Kaliumhydroxid in der Prüflösung einen Einfluß auf das Korrosionsverhalten bzw. den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt hat, wurde das NaOH/KOH-Verhältnis in ergänzenden Versuchen mit 1:5, 1:1 und 10:1 variiert.

Nachdem im Versuch die zu untersuchende Stahlprobe in den passiven Gleichgewichtszustand (Ruhepotential) übergegangen und damit sichergestellt war, daß die Passivoxidschicht vollständig ausgebildet und der alkalische Korrosionsschutzmechanismus voll wirksam war, wurde die Korrosionsanfälligkeit für definierte Chloridzugaben untersucht.

Da die Inhibierung der chloridinduzierten Lochfraßkorrosion in erster Linie auf der Verdrängungsadsorption durch Hydroxidionen beruht, wurden alle Chloridmengen auf das molare Verhältnis zwischen Chlorid- und Hydroxidionen (Cl^-/OH^- -Verhältnis) bezogen. Dieses Verhältnis wurde im Bereich zwischen $\text{Cl}^-/\text{OH}^- = 0,025$ und 1,0 variiert, um die gesamte Bandbreite der aus der Literatur bekannten Ergebnisse abdecken und verifizieren zu können. In Abhängigkeit von diesem Verhältnis ergaben sich Chloridionenkonzentrationen zwischen $c(\text{NaCl})_{\text{min}} = 0,169 \cdot 10^{-3} \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ und $c(\text{NaCl})_{\text{max}} = 0,676 \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$.

Ab dem Zeitpunkt der Chloridzugabe wurden die Stahlproben ausgehend vom Ruhepotential in 50 mV Schritten für eine Zeitdauer von 12 Stunden pro Potentialschritt anodisch polarisiert. Die Regelung der elektrochemischen Zelle erfolgte über einen Potentiostaten als Polarisationschaltung mit konstanter Zellspannung. Das

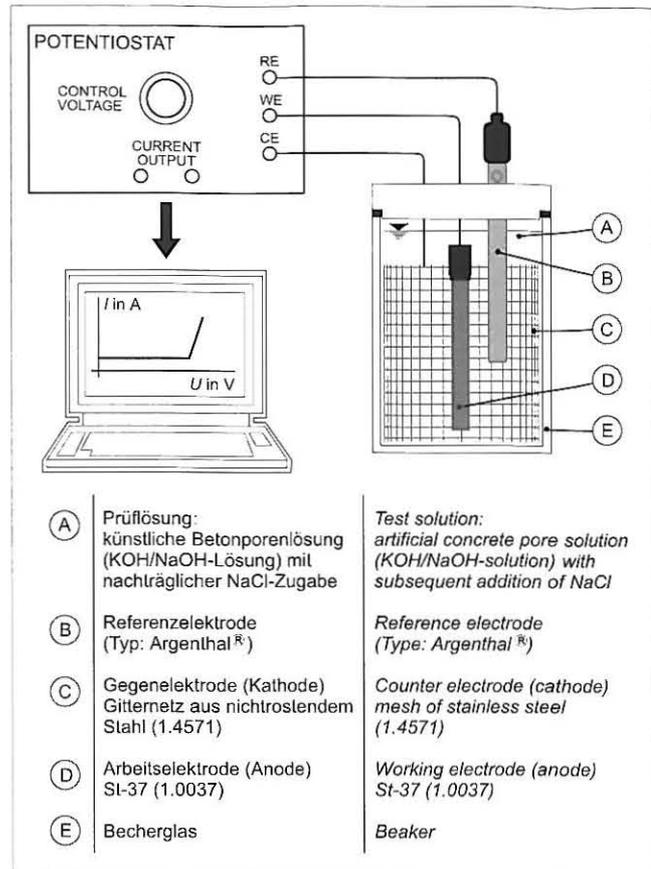


Bild 2: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus
Fig. 2: Schematic representation of test set-up

Sodium hydroxide (NaOH) and potassium hydroxide (KOH) were added to de-ionized water in accordance with the results from Gunkel and Smolczyk to set the pre-determined pH value. In the electrolyte solutions used the molar ratio between sodium hydroxide and potassium hydroxide was set to 1:10 to simulate the test results from expressed concrete pore solutions [83, 84]. In order to check whether the ratio of sodium hydroxide to potassium hydroxide in the test solution has an influence on the corrosion behaviour and the critical corrosion-inducing chloride content the NaOH/KOH ratio was varied to 1:5, 1:1 and 10:1 in supplementary tests.

After the steel sample under investigation had entered the passive equilibrium state (equilibrium rest potential) in the test procedure – thereby establishing that the passive oxide layer was fully formed and the alkaline corrosion protection mechanism fully active – the susceptibility to corrosion was investigated for specific chloride additions.

Inhibition of chloride-induced pitting corrosion is based primarily on the displacement adsorption by hydroxide ions, so all chloride quantities were related to the molar ratio between chloride and hydroxide ions (Cl^-/OH^- ratio). This ratio was varied in the range between $\text{Cl}^-/\text{OH}^- = 0.025$ and 1.0 in order to be able to cover and verify the entire spread of results known from the literature. Depending on this ratio the chloride ion concentrations lay between $c(\text{NaCl})_{\text{min}} = 0.169 \cdot 10^{-3} \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ and $c(\text{NaCl})_{\text{max}} = 0.676 \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$.

From the moment of chloride addition the steel samples were polarised anodically starting from the equilibrium rest potential in 50 mV steps for a duration of 12 hours per potential step. The electrochemical cell was controlled by a potentiostat as a polarisation circuit with constant cell voltage. This meant that the working electrode – the steel sample under investigation – was brought to preselected potential values and kept constant at them regardless of the course of the electrochemical reactions.

The current which was established between the working and counter electrodes was measured hourly during the test periods. In

heißt, die Arbeitselektrode – die zu untersuchende Stahlprobe – wurde auf vorgewählte Potentialwerte gebracht, um sie damit unabhängig vom Ablauf elektrochemischer Reaktionen konstant zu halten.

Während der Versuchsdauer wurde der Strom, der sich zwischen Arbeits- und Gegenelektrode einregelte, stündlich erfaßt. Bei einer potentiostatischen Versuchsdurchführung bleibt der Strom im passiven Zustand so lange konstant und verhältnismäßig klein (Passivstromdichte), bis entweder infolge von Chloridangriff Lochfraßkorrosion einsetzt oder das Sauerstoffentwicklungspotential überschritten wird. Damit der Prozeß der Lochfraßkorrosion initiiert werden kann, muß zum einen das Lochfraßpotential sowie eine Mindestkonzentration der den Lochfraß auslösenden Chloridionen überschritten sein.

Nach Strehblow und Titze [80] ergibt sich die folgende Gleichung zur Ermittlung von Lochfraßpotentialen $U_{H,LK}$ des Eisens:

$$U_{H,LK} = -0,29 - 0,13 \cdot \log c(\text{Cl}^-) \quad (1)$$

mit $U_{H,LK}$ = Lochfraßpotential bezogen auf Standardwasserstoffelektrode [V]
 $c(\text{Cl}^-)$ = Konzentration der Chloridionen [$\text{mol} \cdot \text{L}^{-1}$]

Das Sauerstoffentwicklungspotential U_H kann wie folgt berechnet werden:

$$U_H = 1,229 - 0,0591 \cdot \text{pH} \quad (2)$$

Das Versuchsende ergab sich in der Regel sehr eindeutig entweder durch Lochfraßkorrosion an der Stahlprobe, die in allen Fällen auch visuell feststellbar war, oder durch die Polarisation der Probe über die Grenze des Sauerstoffentwicklungspotentials hinaus. Eine Repassivierung einmal aktivierter Korrosionsstellen wurde nicht beobachtet. Der so ermittelte korrosionsauslösende Chloridgehalt wurde im Bereich der Grenzkonzentration mehrfach untersucht, um zum einen die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse zu prüfen und zum anderen den kritischen Grenzwert sicherzustellen. Der kritische Chloridgehalt wurde entsprechend der Definition ① – siehe Abschnitt 3 – als die minimale Chloridionenkonzentration definiert, die gerade noch korrosionsauslösend wirkt.

8.3 Ergebnis

Die Ergebnisse aller untersuchten Cl^-/OH^- -Kombinationen (etwa 150 Einzelversuche) sind in Bild 3 zusammengestellt. Für den jeweiligen pH-Wert der verwendeten Prüflösung wurden sowohl die Versuche, die zur Korrosion geführt haben, als auch die Versuche, in denen keine Korrosion auftrat, entsprechend der untersuchten Chloridionenkonzentration eingetragen.

Erwartungsgemäß bestätigte sich bei den Untersuchungen die pH-Wert-Abhängigkeit des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes. Die Ergebnisse zeigen, daß eine lineare Abhängigkeit zwischen der korrosionsauslösenden Chloridionenkonzentration und der Hydroxidionenkonzentration, wie sie von Hausmann [11] bzw. Diamond [35] angegeben wird (Cl^-/OH^- -Verhältnis = 0,6 bzw. 0,3; siehe auch Bild 4) nicht existiert. Vielmehr nahm mit abnehmendem pH-Wert auch das korrosionsauslösende Cl^-/OH^- -Verhältnis ab. Zwischen der molaren Konzentration von korrosionsaktiven Chlorid- und passivierend wirkenden Hydroxidionen besteht eine doppeltlogarithmisch-lineare Beziehung. Unter der Voraussetzung, daß die Adsorptions-Isotherme nach Freundlich [85] Gültigkeit hat und somit der Startvorgang der Lochfraßkorrosion dem Modell des Adsorptions-Mechanismus nach Heusler und Fischer [86] zuzuordnen ist, wurde die folgende funktionale Beziehung für den untersuchten pH-Wertbereich von 12 bis 14 abgeleitet:

a constant potential test procedure the current in the passive state remains constant and relatively low (passive current density) until either pitting corrosion occurs as a result of chloride attack or the oxygen evolution potential is exceeded. For the process of pitting corrosion to be initiated not only the pitting potential but also a minimum concentration of the chloride ions which induce pitting must be exceeded.

According to Strehblow and Titze [80] the following equation can be used for determining pitting potentials $U_{H,LK}$ of the iron:

$$U_{H,LK} = -0,29 - 0,13 \cdot \log c(\text{Cl}^-) \quad (1)$$

where $U_{H,LK}$ = pitting potential relative to standard hydrogen electrode [V]
 $c(\text{Cl}^-)$ = concentration of the chloride ions [$\text{mol} \cdot \text{L}^{-1}$]

The oxygen evolution potential U_H can be calculated as follows:

$$U_H = 1,229 - 0,0591 \cdot \text{pH} \quad (2)$$

As a rule the test ended very clearly either with pitting corrosion of the steel sample, which could also be seen visually in all cases, or with polarisation of the sample beyond the limit of the oxygen evolution potential. No repassivation of a corrosion site was observed once it had been activated. The corrosion-inducing chloride content determined in this way was investigated several times near the limiting concentration, not only to check the reproducibility of the results but also to verify the critical limit. The critical chloride content was defined in accordance with Definition ① – see Section 3 – as the minimum chloride ion concentration which still just induces corrosion.

8.3 Results

The results of all the Cl^-/OH^- combinations investigated (about 150 individual tests) are summarized in Fig. 3. For each pH value of the test solutions used the test results which led to corrosion and the test results in which no corrosion occurred have been plotted against the respective chloride ion concentrations investigated.

As expected, the investigations confirmed the pH-dependence of the critical corrosion-inducing chloride content. The results

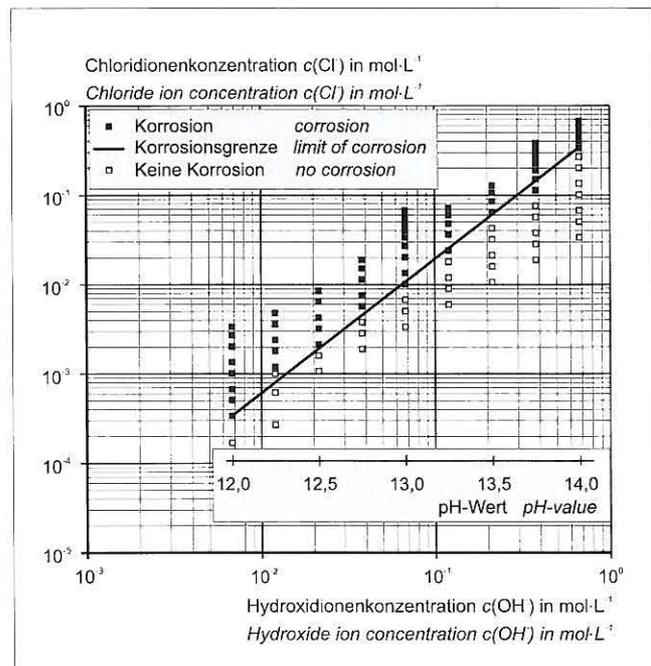


Bild 3: Ergebnis der elektrochemischen Korrosionsuntersuchungen an Stahl in chloridhaltigen Lösungen in Abhängigkeit vom pH-Wert
 Fig. 3: Results of electrochemical investigations of steel in alkaline chloride solutions relative to pH-value

$$\log c(\text{Cl}^-)_{\text{krit}} = 1,5 \cdot \log c(\text{OH}^-) - 0,245 \quad (3)$$

mit $c(\text{Cl}^-)_{\text{krit}}$ = korrosionsauslösende Chloridionenkonzentration [mol·L⁻¹],
 $c(\text{OH}^-)$ = Konzentration der Hydroxidionen [mol·L⁻¹].

8.4 Vergleich mit den Ergebnissen der Literatur

In Bild 4 wurde die im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen ermittelte korrosionsauslösende Grenzlinie (Gleichung (3)) den Ergebnissen der Literaturrecherche aus Tafel 3 (siehe Abschnitt 5) gegenübergestellt. Wie daraus hervorgeht, wurde weitgehende Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Bäumel und Engell [9, 32] sowie Kaesche [12, 37] für den pH-Wert 12,5 erzielt. Der von Rechberger [13] ermittelte korrosionsauslösende Bereich bei einem pH-Wert von 13,0 konnte ebenfalls durch diese Versuche bestätigt werden. Das kritische korrosionsauslösende Cl⁻/OH⁻-Verhältnis von 0,3 wurde in den hier beschriebenen Versuchen bei einem pH-Wert von 13,6 erreicht und lag bei diesem pH-Wert konform mit dem Meßergebnis von Gouda [10] sowie den entwickelten Kriterien nach Gouda und Diamond [35].

Eine weitere Übereinstimmung mit dem Kriterium von Diamond (Cl⁻/OH⁻-Verhältnis = 0,3) konnte unterhalb des pH-Wertes von 13,6 hingegen nicht erzielt werden, da für das korrosionsauslösende Cl⁻/OH⁻-Verhältnis gemäß Gleichung (3) keine lineare Beziehung hergeleitet wurde; mit abnehmendem pH-Wert nahm das kritische korrosionsauslösende Cl⁻/OH⁻-Verhältnis ebenfalls ab.

Das gleiche gilt auch für das von Gouda [10] ermittelte Funktionskriterium, aus dem sich zwar – in Übereinstimmung mit den in Abschnitt 8.3 dargestellten Ergebnissen – eine Abnahme des korrosionsauslösenden Cl⁻/OH⁻-Verhältnis ergibt, das jedoch gegenüber der ermittelten Grenzlinie eine deutlich flachere Neigung der doppeltlogarithmischen Geraden aufweist. Das bedeutet, daß nach Gouda bei einer Hydroxidionenkonzentration von $c(\text{OH}^-) = 1 \cdot 10^{-3}$ mol·L⁻¹ eine Chloridkonzentration von $c(\text{Cl}^-)_{\text{krit}} = 0,2 \cdot 10^{-3}$ mol·L⁻¹ zur Korrosion führt, während gemäß Gleichung (3) bereits etwa ein Zehntel der Menge ausreichend ist.

show that the linear dependence between the corrosion-inducing chloride ion concentration and the hydroxide ion concentration as specified by Hausmann [11] and Diamond [35] (Cl⁻/OH⁻ ratio = 0.6 and 0.3 respectively; see also Fig. 4) does not exist. In fact the corrosion-inducing Cl⁻/OH⁻ ratio tended to fall with decreasing pH value. There is a double-logarithmic linear relationship between the molar concentrations of the corrosion-active chloride ions and the hydroxide ions with their passivating action. On the assumption that the adsorption isotherm according to Freundlich [85] applies and therefore that the pitting corrosion starting process can be assigned to the model of the adsorption mechanism according to Heusler and Fischer [86] the following functional relationship was derived for the pH range from 12 to 14 under investigation:

$$\log c(\text{Cl}^-)_{\text{crit}} = 1,5 \cdot \log c(\text{OH}^-) - 0,245 \quad (3)$$

where $c(\text{Cl}^-)_{\text{crit}}$ = corrosion-inducing chloride ion concentration [mol·L⁻¹],
 $c(\text{OH}^-)$ = concentration of the hydroxide ions [mol·L⁻¹].

8.4 Comparison with the results from the literature

The corrosion-inducing limiting line (equation (3)) determined within the investigations carried out are compared in Fig. 4 with the results of the literature search from Table 3 (see Section 5). As can be seen, substantial agreement with the results from Bäumel and Engell [9, 32] and from Kaesche [12, 37] were achieved for the pH value of 12.5. The corrosion-inducing range at a pH of 13.0 determined by Rechberger [13] was also confirmed by these tests. In the tests described here the critical corrosion-inducing Cl⁻/OH⁻ ratio of 0.3 was reached at a pH of 13.6 and at this pH value conforms with the test result from Gouda [10] and the criteria developed in accordance with Gouda and Diamond [35].

However, it was not possible to achieve further agreement with the criteria from Diamond (Cl⁻/OH⁻ ratio = 0.3) below the pH value of 13.6 as no linear relationship was derived for the corrosion-inducing Cl⁻/OH⁻ ratio in accordance with equation (3); the critical corrosion-inducing Cl⁻/OH⁻ ratio fell with decreasing pH value.

The same is also true for the function criterion determined by Gouda [10] from which – in agreement with the results shown in Section 8.3 – there is in fact a decrease in the corrosion-inducing Cl⁻/OH⁻ ratio for which, however, the double-logarithmic lines have significantly shallower slopes than the measured limiting line. This means that according to Gouda at a hydroxide ion concentration of $c(\text{OH}^-) = 1 \cdot 10^{-3}$ mol·L⁻¹ a chloride concentration of $c(\text{Cl}^-)_{\text{crit}} = 0,2 \cdot 10^{-3}$ mol·L⁻¹ leads to corrosion, while according to equation (3) approximately one tenth of this quantity is sufficient.

The measured results from Gouda plotted in Fig. 4 show that – in contrast to the derived function criterion – there is an increase in the corrosion-inducing Cl⁻/OH⁻ ratio with decreasing pH value. If this result is assumed to be valid this would mean that the corrosion resistance of the passive oxide layer increases proportionally with decreasing pH because proportionately more chloride ions are needed to fulfil the starting conditions for pitting corrosion. However, the stability, and hence also the corrosion resistance, of the passive layer diminish with decreasing pH [87] so this fact contradicts the results determined by Gouda. As expected, the measured results from Gouda are therefore contradictory to the previously published results which are in agreement in confirming that the corrosion-inducing Cl⁻/OH⁻ ratio falls with decreasing hydroxide ion concentration.

An attempt is made below to explain what can have caused the indicated deviations from the corrosion limit determined within these tests.

Gouda's results were achieved in tests carried out at constant current. A constant current of 10 µA·cm² was applied and the change of the potential of the steel sample was recorded. At the applied current density the test lasted for about 20 minutes starting from starting potentials $U_{\text{H}} < -0,6$ V until reaching the oxygen evolution potential of $U_{\text{H}} \approx +0,84$ V. This corresponds to a polarization rate of over 1 mV·s⁻¹. The latter could, especially at low chlor-

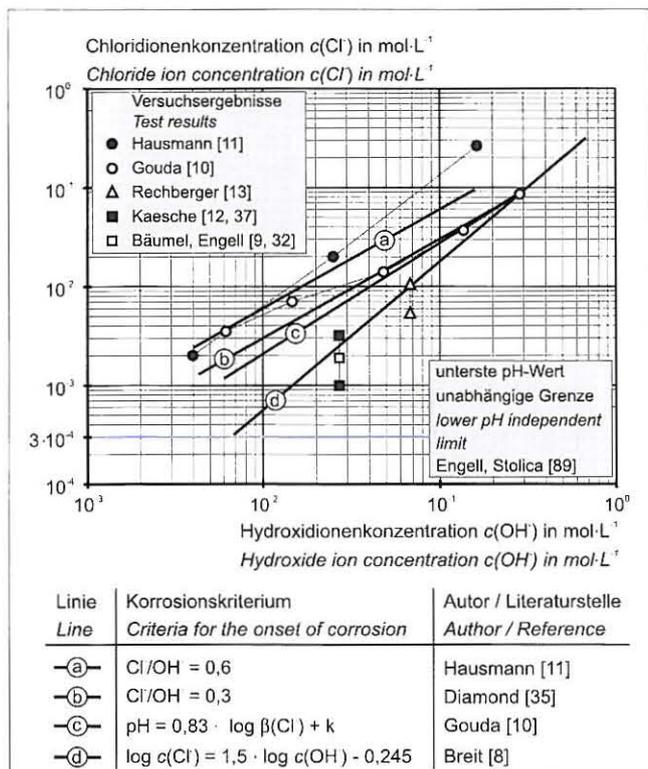


Bild 4: Gegenüberstellung der ermittelten Grenze des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes und der Ergebnisse der Literatur
 Fig. 4: Determinated limit for the onset of corrosion in comparison with the results of literature

Die in Bild 4 eingetragenen Meßwertergebnisse von Gouda zeigen, daß sich mit abnehmendem pH-Wert – im Gegensatz zum abgeleiteten Funktionskriterium – eine Zunahme des korrosionsauslösenden Cl⁻/OH⁻-Verhältnis ergibt. Setzt man die Gültigkeit dieses Ergebnisses voraus, so würde das bedeuten, daß der Korrosionswiderstand der Passivoxidschicht mit abnehmendem pH-Wert prozentual zunimmt, da proportional mehr Chloridionen notwendig sind, die Startbedingungen der Lochfraßkorrosion zu erfüllen. Da aber mit abnehmendem pH-Wert die Stabilität und damit auch der Korrosionswiderstand der Passivschicht nachläßt [87], widerspricht schon diese Tatsache dem von Gouda ermittelten Ergebnis. Erwartungsgemäß stehen daher die Meßwertergebnisse von Gouda im Widerspruch zu den bisher veröffentlichten Ergebnissen, die übereinstimmend belegen, daß mit abnehmender Hydroxidionenkonzentration das korrosionsauslösende Cl⁻/OH⁻-Verhältnis ebenfalls abnimmt.

Im folgenden werden Erklärungsansätze geliefert, die die aufgezeigten Abweichungen von der im Rahmen dieser Versuche ermittelten Korrosionsgrenze verursacht haben können.

Die Ergebnisse von Gouda wurden in galvanostatisch durchgeführten Versuchen erzielt. Dabei wurde ein konstanter Strom von 10 µA·cm² angelegt und die Entwicklung des Potentials der Stahlprobe aufgezeichnet. Die Versuchsdauer ergab sich bei der angelegten Stromdichte mit etwa 20 Minuten, ausgehend von Startpotentialen $U_{H1} < -0,6$ V bis zum Erreichen des Sauerstoffentwicklungspotentials mit $U_{H1} \approx +0,84$ V. Dies entspricht einer Polarisationsgeschwindigkeit von über 1 mV·s⁻¹. Letztere könnte, insbesondere bei niedrigen Chloridkonzentrationen, zum Überfahren der elektrochemischen Reaktion zur Initiierung der Lochfraßkorrosion geführt haben, so daß höhere korrosionsauslösende Chloridionenkonzentrationen im Versuch bestimmt wurden. Aus diesem Grund sind potentiostatische Halteversuche mit längeren Versuchszeiten bei konstanten Versuchsbedingungen – wie sie im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen durchgeführt wurden – gerade bei geringen Chloridionenkonzentrationen besser geeignet, die Korrosionsanfälligkeit einer Stahlprobe zu untersuchen.

Die hauptsächliche Ursache für die ermittelten höheren Chloridgehalte liegen jedoch in der Art der Probenvorbereitung der untersuchten Stahloberflächen. Es ist allgemein bekannt, daß Lochfraßkorrosion bevorzugt an Unregelmäßigkeiten in der Stahloberfläche, wie zum Beispiel Graten, Kratzern oder Schnittkanten auftritt. Die Stahlproben in den Untersuchungen von Gouda wurden zunächst einer mechanischen Oberflächenvorbereitung (Polieren) unterzogen. Durch das Polieren der Probe wird eine gegenüber unbehandeltem Stahl ebenere Oberfläche erzeugt, wodurch nach Untersuchungen von Rechberger [13] höhere Chloridgehalte zur Erzeugung einer Lochfraßstelle notwendig werden. Mit abnehmender Chloridionenkonzentration der Prüflösung nehmen insbesondere die Einflüsse aus der Oberflächenbehandlung des Stahles stark zu [88]. Hierin liegt auch die Ursache, warum die Unterschiede in den ermittelten korrosionsauslösenden Chloridgehalten mit abnehmender Chloridionenkonzentration der Prüflösung größer werden. Um jedoch praxisnahe Bedingungen zu gewährleisten und den Einfluß der herstellungsbedingten Oberflächenunebenheiten des Stahles zu berücksichtigen, erfolgte bei den hier vorgestellten Untersuchungen keine mechanische Bearbeitung der Stahloberfläche, so daß diese Vorgehensweise zu niedrigeren korrosionsauslösenden Chloridionenkonzentrationen geführt hat.

Bei pH-Werten kleiner 12 ergibt sich für die Meßwerte von Gouda [10] eine gute Übereinstimmung mit dem Ergebnis von Hausmann [11] und dessen aus der Bindungsmöglichkeit des Eisenions hergeleiteten Wahrscheinlichkeitsmodells mit einem Cl⁻/OH⁻-Verhältnis von 0,6. Die Untersuchungen von Hausmann unterscheiden sich im Versuchsaufbau von den hier vorgestellten Versuchen in einigen Punkten. Auch von Hausmann wurden die Stahlproben zunächst einer mechanischen Oberflächenvorbereitung unterzogen. Ferner wurden die Stahlproben im unteren Teil des Prüfbehälters mit Kalksteinkörnern (Größe etwa 6 bis 20 mm) umhüllt, um den eingeblasenen Sauerstoff an der Stahloberfläche zu konzentrieren (Luftblasen). Durch diese Erhöhung des Sauerstoffgehaltes in der Lösung ist die Ausbildung einer stabileren Passivschicht denkbar, die in diesem Fall nur durch einen größe-

ide concentrations, have led to the electrochemical reaction for initiating pitting corrosion being overshoot so that higher corrosion-inducing chloride ion concentrations were determined by this test procedure. For this reason polarisation tests with constant cell voltage and with longer test duration at constant test conditions – such as were carried out during the investigations described here – are better suited for investigating the corrosion susceptibility of a steel sample, especially at low chloride ion concentrations.

However, the main reasons for the higher chloride levels measured lie in the nature of the sample preparation of the steel surfaces investigated. It is well known that pitting corrosion occurs preferentially at irregularities on the steel surface such as burrs, scratches or edges of cuts. The steel samples in the investigations carried out by Gouda were submitted first to mechanical surface pre-treatment (polishing). Polishing a sample produces a surface which is more even than untreated steel so that, according to investigations by Rechberger [13], higher chloride levels are needed to generate a pitting site. The influence of the surface treatment of the steel increases sharply with decreasing chloride ion concentration of the test solution [88]. This is also the reason why the differences in the measured corrosion-inducing chloride contents become larger with decreasing chloride ion concentration of the test solution. However, to ensure realistic conditions and to cater for the influence of surface irregularities of the steel due to the method of production no mechanical preparation of the steel surface was carried out for the investigations described here, with the result that this procedure has led to lower corrosion-inducing chloride ion concentrations.

At pH values less than 12 the values measured by Gouda [10] are in good agreement with the results from Hausmann [11] and those of the probability model derived from the bonding capability of the iron ion with a Cl⁻/OH⁻ ratio of 0.6. The investigations by Hausmann differed in some points in the experimental set-up from the tests described here. The steel samples were also first submitted by Hausmann to mechanical surface treatment. Furthermore, the steel samples in the lower part of the test container were surrounded with grains of limestone (size about 6 to 20 mm) in order to concentrate the injected oxygen (air bubbles) at the steel surface. This increase in the oxygen content in the solution could conceivably form a more stable passive layer which in this case can only be destroyed by a greater chloride cluster – corresponding to a higher chloride ion concentration. Another reason for the higher corrosion-inducing chloride concentration may also lie in the ability of the limestone to combine chloride ions adsorptively.

8.5 Summary and conclusions

It has been shown that the corrosion criterion (equation (3)) determined by constant potential tests is confirmed in some areas by results from the literature search from Table 3 (see Section 5). In the investigations carried out at a pH value of 12 the values approach, but do not fall below, the lower limiting criterion (which is independent of pH) for the corrosion-inducing chloride content in accordance with Engell and Stolice [89] of $c(\text{Cl}^-)_{\text{crit,min}} = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ (see Fig. 4). Several reasons, which are based essentially on the surface pre-treatment of the steels and the electrochemical methods of investigation used, have been indicated for the deviations from the corrosion-inducing limiting line determined by these investigations.

It can also be stated that the test solution, which had been optimized during the investigations [8] with respect to the actual composition of the concrete pore solution, did not lead to any new discoveries. This means that the level of the critical corrosion-inducing chloride ion concentration is determined exclusively by the pH or hydroxide ion concentration of the pore solution.

It was also shown in a supplementary series of investigations [8] that corrosion is initiated on direct contact between a steel sample which is not passivated and has no covering layer and an electrolyte solution containing chlorides, while the same chloride ion concentration added subsequently to the test solution does not lead to corrosion of passivated steel. The alkaline protection mechanism which acts by forming a complete passive oxide layer is therefore not achieved on direct contact of a steel surface with a solution containing chlorides.

ren Chloridcluster – entsprechend einer höheren Chloridionenkonzentration – zerstört werden kann. Ein weiterer Grund für die höhere korrosionsauslösende Chloridkonzentration kann auch in der Fähigkeit des Kalksteins liegen, Chloridionen adsorptiv zu binden.

8.5 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Es wurde aufgezeigt, daß das durch potentiostatische Versuche ermittelte Korrosionskriterium (Gleichung (3)) in Teilbereichen durch Ergebnisse der Literaturrecherche aus Tafel 3 (siehe Abschnitt 5) bestätigt wird. Das untere pH-Wert-unabhängige Grenzkriterium für den korrosionsauslösenden Chloridgehalt nach Engell und Stolica [89] mit $c(\text{Cl}^-)_{\text{krit, min}} = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ wird zwar in den durchgeführten Untersuchungsreihen beim pH-Wert von 12 annähernd erreicht, jedoch nicht unterschritten (siehe Bild 4). Für Abweichungen von der im Rahmen dieser Untersuchungen ermittelten korrosionsauslösenden Grenzlinie wurden mehrere Ursachen aufgezeigt, die im wesentlichen auf der Oberflächenvorbereitung der Stähle und der angewendeten elektrochemischen Untersuchungsmethode beruhen.

Des weiteren kann festgehalten werden, daß die im Rahmen der Untersuchungen [8] hinsichtlich der tatsächlichen Zusammensetzung der Betonporenlösung optimierte Prüflösung zu keinen neuen Erkenntnissen geführt hat. Demzufolge wird die Höhe der kritischen korrosionsauslösenden Chloridionenkonzentration ausschließlich vom pH-Wert bzw. der Hydroxidionenkonzentration der Porenlösung bestimmt.

Darüber hinaus wurde in einer ergänzenden Untersuchungsreihe [8] nachgewiesen, daß bei direktem Kontakt einer deckschichtfreien, nicht passivierten Stahlprobe mit chloridhaltiger Elektrolytlösung Korrosion ausgelöst wurde, während die gleiche Chloridionenkonzentration bei nachträglicher Zugabe zur Prüflösung und bei einem passivierten Stahl nicht zur Korrosion führte. Der alkalische Schutzmechanismus durch Ausbildung einer vollständigen Passivoxidschicht ist somit bei direktem Kontakt einer Stahloberfläche mit chloridhaltiger Lösung nicht gewährleistet.

Im Hinblick auf die häufig praktizierte direkte Chloridzugabe bei Beton- und Mörteluntersuchungen muß auch in diesen Fällen damit gerechnet werden, daß im Anfangsstadium der Passivschichtbildung Chloridionen an der Stahloberfläche adsorbiert werden und sich im weiteren Verlauf Lochfraßstellen ausbilden können. Die Bestimmung von kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalten kann daher bei direkter Chloridzugabe gegenüber nachträglich – nach abgeschlossener Passivschichtbildung – eingebrachten Chloridionen unter Umständen zu niedrigeren Grenzwerten führen.

Übertragen auf das Korrosionssystem *Stahl in Beton* bedeutet das ermittelte Ergebnis der pH-Wert-Abhängigkeit des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes, daß bei niedrigen pH-Werten der Porenlösung, wie sie beispielsweise bei karbonatisiertem Beton oder hohen Zusatzstoffgehalten (Einsatz von Silicastaub) vorkommen, mit einem weitaus kleineren kritischen Chloridgehalt zu rechnen ist als bei Betonen mit hohem pH-Wert. Ob diese durch elektrochemische Untersuchungen von Stahl in Lösungen erzielten Ergebnisse auf das Korrosionssystem Stahl in Beton übertragen werden können, wurde in einer zweiten Untersuchungsreihe an *Mörtelelektroden in alkalischen chloridhaltigen Lösungen* behandelt.

9 Elektrochemische Untersuchungen an Mörtelelektroden in chloridhaltigen Lösungen

9.1 Allgemeines

Aufbauend auf den Untersuchungen an Stahl in chloridhaltigen alkalischen Elektrolytlösungen, wurden die Versuche auf die Problemstellung erweitert, die sich bei Anwendung im Mörtel bzw. Beton ergibt. Neben der Chloridionenkonzentration und der Zusammensetzung der Prüflösung, die Schwerpunkt der Untersuchungen an Stahl in Lösungen waren, stand im Fall der elektrochemischen Untersuchungen an Mörtelelektroden in wässrigen Lösungen der Einfluß der betontechnischen Parameter, wie beispielsweise Zementart und -gehalt, Wasserelementwert und Beton-

With respect to the frequent practice of direct chloride addition in concrete and mortar investigations it must therefore also be expected in these cases that chloride ions are adsorbed at the steel surface in the initial stage of passive layer formation and can then form pitting sites. The determination of critical corrosion-inducing chloride contents can therefore under some circumstances lead to lower limiting values with direct chloride addition than with subsequent penetration of chloride ions after completion of the passive layer formation.

When applied to the corrosion system *steel in concrete* the measured result of the pH-dependence of the critical corrosion-inducing chloride content means that at low pH values of the pore solution, such as occur in carbonated concrete or high levels of addition (use of silica fume), a far lower critical chloride content can be expected than for concretes with high pH values. Whether these results obtained by electrochemical investigations of steel in solutions can be applied to the corrosion system *steel in concrete* has been dealt with in a second series of investigations on *mortar electrodes in alkaline solutions containing chlorides*.

9 Electrochemical investigations on mortar electrodes in solutions containing chlorides

9.1 General

Based on the investigations with steel in alkaline electrolyte solutions containing chlorides the tests were extended to the problems which arise during use in mortar or concrete. In addition to the chloride ion concentration and the composition of the test solution, which were the focus of the investigations with steel in solutions, the emphasis in the case of the electrochemical investigations on mortar electrodes in aqueous solutions was on the influence of the concrete technology parameters, such as the type and content of cement, the water/cement ratio, and concrete additions, on the critical corrosion-inducing chloride content.

The literature evaluation of the critical chloride content for mortar electrodes in aqueous solutions (see Table 4, Section 5) has shown that although some investigations were in fact carried out with direct addition of chloride to the concrete [9, 14, 17, 45] few results are available on the problem of subsequent chloride contamination which applies to the conditions found in building practice [15, 16, 42].

Because of the fact that – in contrast to subsequent chloride contamination – in the case of direct chloride addition

- a hardened cement paste is formed with a physically altered nature [90], that also
- the corrosion-inhibiting action of the interfacial transition zone steel/mortar or concrete is lost [91], and
- the formation of the passive oxide layer is partially or completely prevented [52, 62],

there is a fundamental question about the applicability of results which were achieved with direct chloride addition to the problem of subsequent chloride contamination. For this reason the tests described below only investigated the case of subsequent chloride contamination resulting from chloride diffusion.

9.2 Test set-up and procedure

Within the investigations on mortar electrodes in solutions containing chlorides a constant stress test was carried out without external influence by an electrical field (Series 1), and a polarisation test at constant potential was carried out at a defined potential (Series 2). Fig. 5 shows the test set-up for Series 1 and 2. Figs. 6 and 7 show examples of the mortar electrodes used.

Constant stress tests were used to investigate the penetration of the chloride ions and the chloride binding as a function of the test specimen age at constant chloride concentration of the test solution ($c(\text{NaCl}) = 282 \text{ mmol} \cdot \text{L}^{-1}$, $\equiv 1.0 \text{ \% Cl}^-$ -solution). These were carried out to obtain guide values for the time until the steel is depassivated (start of corrosion) in addition to the result of the corrosion-inducing chloride content. This initial test series also acted as a basic check on the entire test set-up and operation.

Polarisation tests at constant potential with a cell voltage of $U_H = + 0.5 \text{ V}$ were then carried out in sodium chloride solutions of dif-

zusatzstoffe, auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt im Vordergrund.

Die Literaturlauswertung zum kritischen Chloridgehalt für Mörttelektroden in wässrigen Lösungen (siehe Tafel 4, Abschnitt 5) hat gezeigt, daß zwar einige Untersuchungen mit direkter Chloridzugabe zum Beton durchgeführt wurden [9, 14, 17, 45], jedoch zur Problematik der nachträglichen Chloridkontamination, die den baupraktischen Verhältnissen entspricht, nur wenige Ergebnisse vorliegen [15, 16, 42].

Aufgrund der Tatsache, daß im Fall der direkten Chloridzugabe – gegenüber der nachträglichen Chloridkontamination –

- ein Zementstein mit physikalisch veränderter Beschaffenheit entsteht [90], daß ferner
- die korrosionshemmende Wirkung der Kontaktzone Stahl/Mörtel bzw. Beton verloren geht [91] und
- die Ausbildung der Passivoxidschicht teilweise oder vollständig behindert wird [52, 62],

ist die Übertragbarkeit von Ergebnissen, die mit direkter Chloridzugabe erzielt wurden, auf die Problemstellung der nachträglichen Chloridkontamination grundsätzlich in Frage zu stellen. Aus diesem Grund wurde im Rahmen der im folgenden vorgestellten Versuche ausschließlich der Fall der nachträglichen Chloridkontamination infolge Chloriddiffusion untersucht.

9.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Im Rahmen der Untersuchungen an Mörttelektroden in chloridhaltigen Lösungen wurden zum einen Zeitstandversuche ohne äußere Beeinflussung durch ein elektrisches Feld (Serie 1) und zum anderen potentiostatische Halteversuche bei definiertem Potential (Serie 2) durchgeführt. Bild 5 zeigt den Versuchsaufbau für die Serien 1 und 2. Die Bilder 6 und 7 zeigen beispielhaft die verwendeten Mörttelektroden.

Mit Hilfe der Zeitstandversuche wurde bei konstanter Chloridkonzentration der Prüflösung ($c(\text{NaCl}) = 282 \text{ mmol}\cdot\text{L}^{-1}$, $\equiv 1,0\%$ ige Cl-Lösung) das Eindringen der Chloridionen und die Chloridbindung in Abhängigkeit vom Prüfkörperalter untersucht, um über das Ergebnis des korrosionsauslösenden Chloridgehaltes hinaus Richtwerte für die Zeit bis zur Depassivierung des Stahles (Korrosionsbeginn) zu erhalten. Ferner diente diese erste Versuchsreihe einer prinzipiellen Kontrolle des gesamten Versuchsaufbaus und -ablaufs.

Zur Ermittlung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Abhängigkeit von betontechnischen Parametern wurden anschließend für elf unterschiedliche Mörtelmischungen

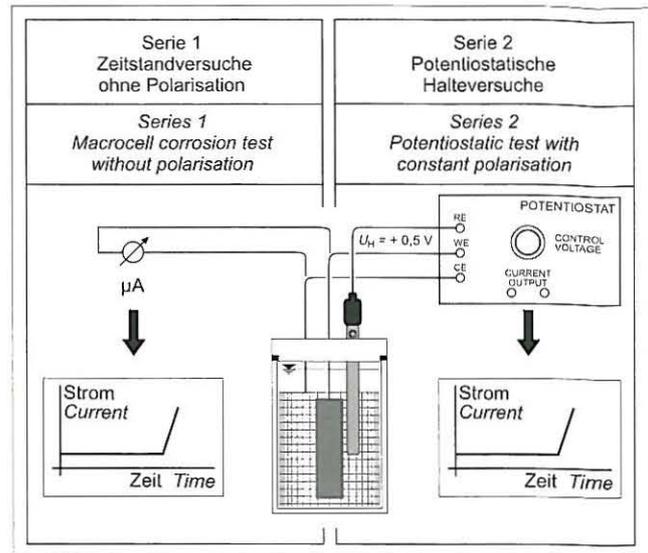


Bild 5: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für die elektrochemischen Untersuchungen an Mörttelektroden

Fig. 5: Schematic representation of test set-up for the electrochemical investigations of mortar electrodes

fering concentrations ($c(\text{NaCl}) = 3$ to $508 \text{ mmol}\cdot\text{L}^{-1}$, $\equiv 0,01$ to $1,8\%$ Cl⁻-solution) for 11 different mortar mixtures (Table 6) to determine the critical corrosion-inducing chloride content as a function of concrete technology parameters. Through the polarization circuit with constant cell voltage it is possible to polarize the steel sample in such a way that there is a potential at the steel surface which is in fact higher than the concentration-dependent maximum pitting potential of the critical corrosion-inducing chloride content but which has not yet reached the oxygen evolution potential. This therefore eliminates the influencing factor of the concentration-dependence of the pitting potential (cf. Equation (1) according to Strehlow and Titze [80] using the lowest pH-independent limiting criterion according to Engell and Stolica [89] with $c(\text{Cl}^-)_{\text{crit,min}} = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ mol}\cdot\text{L}^{-1}$) and it is possible to determine the minimum corrosion-inducing chloride ion concentration.

The extent to which the applied electrical field affects the chloride transport was investigated in a supplementary test series [8]. During this it became apparent that there is no accelerated

Tafel 6: Zusammensetzung der untersuchten Mörtelmischungen
Table 6: Investigated mixture compositions

Kenngröße	Einheit Unit	Zementart Type of cement											
		CEM I 32,5 R (PZ 35 F - OPC 35 R)			CEM III/A 32,5 (HOZ 35 L - BFSC 35)			CEM I 42,5 R-HS (PZ 45 F-HS - SRPC 45 R)			CEM I 32,5 R FA SF		
		1 ¹⁾	2	3	4 ¹⁾	5	6	7 ¹⁾	8	9	10	11	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
w/- (w/b-) Wert w/- (w/b-) ratio	–	0,50	0,60	0,50	0,50	0,60	0,50	0,50	0,60	0,50	0,60	0,55	
Zement Cement		450	450	350	450	450	350	450	450	350	330	450	
Wasser Water		225	270	175	225	270	175	225	279	175	270	270	
Zuschlag Aggregate	g	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	
Silicastaub (SF) Silica fume (SF)		–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	45	
Flugasche (FA) Fly ash (FA)		–	–	–	–	–	–	–	–	–	120	–	

1) Mischungszusammensetzung gemäß DIN EN 196-1
mixture composition according to DIN EN 196-1

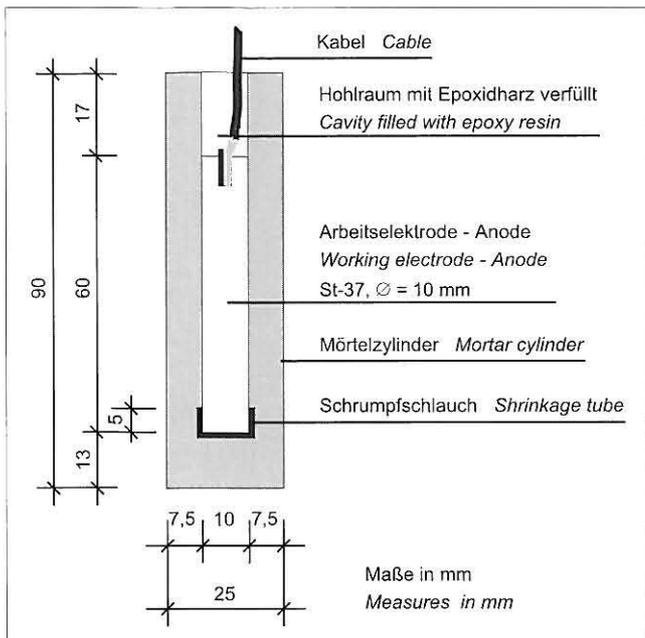


Bild 6: Schematische Darstellung der verwendeten Mörtel Elektroden
Fig. 6: Schematic representation of a mortar electrode

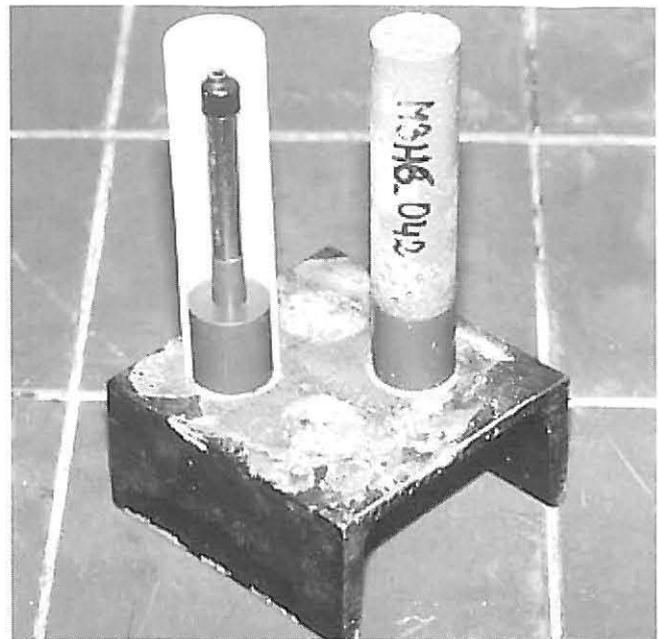


Bild 7: Mörtel Elektrode vor und nach der Herstellung
Fig. 7: Mortar electrode before and after preparation

(Tafel 6) potentiostatische Halteversuche mit einer Zellspannung von $U_{11} = + 0,5 \text{ V}$ in Natriumchloridlösungen unterschiedlicher Konzentration ($c(\text{NaCl}) = 3 \text{ bis } 508 \text{ mmol}\cdot\text{L}^{-1}$, $\approx 0,01 \text{ bis } 1,8\%$ ige Cl^- -Lösung) durchgeführt. Durch die Polarisierungsschaltung mit konstanter Zellspannung ist es möglich, die Stahlprobe so zu polarisieren, daß an der Stahloberfläche ein Potential vorliegt, das zwar über dem konzentrationsabhängigen höchsten Lochfraßpotential des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes liegt, das aber das Sauerstoffentwicklungspotential noch nicht erreicht hat. Der Einflußfaktor der Konzentrationsabhängigkeit des Lochfraßpotentials (vergleiche Gleichung (1) nach Strehblow und Titze [80] unter Ansatz des untersten pH-Wert unabhängigen Grenzkriteriums nach Engell und Stolica [89] mit $c(\text{Cl}^-)_{\text{krit, min}} = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ mol}\cdot\text{L}^{-1}$) wird somit eliminiert, und es ist möglich, die minimale korrosionsauslösende Chloridionenkonzentration zu ermitteln.

Inwieweit das angelegte elektrische Feld den Chloridtransport beeinflusst, wurde in einer ergänzenden Versuchsreihe untersucht [8]. Darin konnte gezeigt werden, daß infolge des angelegten elektrischen Feldes kein beschleunigter Transport der Chloridionen stattgefunden hat.

Die Untersuchungen wurden an Mörtel Elektroden (Bilder 6 und 7), hergestellt mit Portlandzement (CEM I 32,5 R), Hochofenzement (CEM III/A 32,5) sowie Portlandzement mit hohem Sulfatwiderstand (CEM I 42,5 R-HS), durchgeführt. Ausgehend von der Mörtelzusammensetzung gemäß DIN EN 196-1 ($z = 450 \text{ g}$, $w/z = 0,5$) wurden sowohl der Wasserzementwert als auch der Zementgehalt variiert. Zusätzlich wurden Mörtelzusammensetzungen aus Portlandzement (CEM I 32,5 R) mit Steinkohlenflugasche bzw. Silicastaub untersucht. Tafel 6 beinhaltet die Zusammensetzungen der untersuchten elf Mörtelmischungen.

Durch die Wahl der oben aufgeführten Zementarten sowie die Verwendung von Betonzusatzstoffen (Steinkohlenflugasche und Silicastaub) wurde annähernd das gesamte Spektrum praxisüblicher Chloriddiffusionskoeffizienten zwischen 10^{-14} und $10^{-11} \text{ m}^2\cdot\text{s}^{-1}$ abgedeckt, so daß in Abhängigkeit vom untersuchten Bindemittel deutliche Unterschiede im Zeitraum bis zur Depassivierung der Stahloberfläche (Einleitungsphase, siehe Bild 1) zu erwarten waren.

Die hergestellten Mörtel Elektroden wurden bis zum Beginn der elektrochemischen Prüfung in einer alkalischen Basislösung gelagert ($c(\text{KOH}) = 19 \text{ mmol}\cdot\text{L}^{-1}$, $c(\text{NaOH}) = 2 \text{ mmol}\cdot\text{L}^{-1}$, pH-Wert = 12,5, 20°C). Die Vorlagerungsdauer wurde für die Serie 1 zwischen 7 und 180 Tagen variiert und für die Serie 2 – als Ergebnis der Zeitstandsversuche (Serie 1) – auf mindestens 150 Tage festgelegt.

transport of the chloride ions as a result of the applied electrical field.

The investigations were carried out on mortar electrodes (Figs. 6 and 7) made with ordinary portland cement (CEM I 32,5 R), blastfurnace slag cement (CEM III/A 32,5) and high sulphate-resistant portland cement (CEM I 42,5 R-HS). Starting from the mortar composition specified in DIN EN 196-1 ($c = 450 \text{ g}$, $w/c = 0,5$), both the water/cement ratio and the cement content were varied. Investigations were also carried out with mortar compositions made from ordinary portland cement (CEM I 32,5 R) with fly ash or silica fume. The compositions of the eleven mortar mixtures investigated are given in Table 6.

Virtually the entire spectrum of chloride diffusion coefficients between 10^{-14} and $10^{-11} \text{ m}^2\cdot\text{s}^{-1}$ normally found in practice were covered by the range of types of cement listed above and the use of concrete additions (fly ash and silica fume) so, depending on the binder under investigation, significant differences were expected in the period until the steel surface was depassivated (initiation period, see Fig. 1).

Until the start of the electrochemical testing the mortar electrodes produced were stored in an alkaline basic solution ($c(\text{KOH}) = 19 \text{ mmol}\cdot\text{L}^{-1}$, $c(\text{NaOH}) = 2 \text{ mmol}\cdot\text{L}^{-1}$, $\text{pH} = 12,5$, 20°C). The preliminary storage period was varied between 7 and 180 days for Series 1 and – as a result of the constant stress tests (Series 1) – was set to a minimum of 150 days for Series 2.

With the aid of an automatic data acquisition system the cell current between the working (anode) and counter (cathode) electrodes was measured continuously at hourly intervals during the entire test. No current is indicated while the mortar electrode is in the passive state, and the cell current only increases as a result of depassivation and the accompanying anodic dissolution of iron. This is the moment at which the critical corrosion-inducing limit of the chloride ion concentration at steel surface is just exceeded. As soon as the current rise was observed the mortar electrodes were removed from the test solution and prepared for a drill sample to be taken. At the same time the steel was examined visually.

Samples taken in building practice for chloride analysis generally cover a defined cross-sectional area and as a result give an average value of the chloride concentration of the concrete volume under investigation integrated over a layer, but within this investigation the intention was to determine the critical corrosion-inducing chloride content in the immediate vicinity of the steel surface. Because of this objective it was not possible to carry out pore water

Mit Hilfe einer automatischen Erfassungsanlage wurde während des laufenden Versuches der Elementstrom zwischen Arbeits- (Anode) und Gegenelektrode (Kathode) kontinuierlich im Stundenrhythmus gemessen. Im passiven Zustand der Mörttelektrode wird kein Strom angezeigt, erst infolge der Depassivierung und der damit einhergehenden anodischen Eisenauflösung, steigt der Elementstrom an. Zu diesem Zeitpunkt ist der kritische korrosionsauslösende Grenzwert der Chloridionenkonzentration an der Stahloberfläche gerade überschritten. Die Mörttelektroden wurden, sobald der Stromanstieg beobachtet wurde, aus der Prüflösung entnommen und zur Bohrmehlnahme vorbereitet. Gleichzeitig wurde eine visuelle Untersuchung des Stahles durchgeführt.

Während sich in der Baupraxis Probenahmen zur Chloridanalyse im allgemeinen über einen definierten Querschnittsbereich erstrecken und folglich einen schichtintegralen Durchschnittswert der Chloridkonzentration des untersuchten Betonvolumens ergeben, sollte im Rahmen dieser Untersuchungen der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt in unmittelbarer Nähe der Stahloberfläche ermittelt werden. Aufgrund dieser Zielsetzung war eine Porenwasseranalyse mittels Auspreßverfahren nicht durchführbar. Es wurde deshalb ein Bohrverfahren gewählt, mit dem es möglich war, die den Stahl umgebende Mörtelhülle als Bohrmehlprobe zu gewinnen. Dazu wurde die aufgespaltene Mörtelhülle ohne Stahleinlage wieder zusammengesetzt, fixiert und anschließend zur Stabilisierung beim Bohren in eine speziell für diesen Zweck hergestellten Halterung eingespannt. Mit Hilfe eines Bohrers mit Innenabsaugung konnte nun die unmittelbar an die Arbeitselektrode angrenzende Mörtelschicht in einer Stärke von 1 mm als Bohrmehl entnommen werden. Zwar stellt auch das Analyseergebnis dieser Bohrmehlprobe einen integralen Durchschnittswert der Chloridionenkonzentration dar, jedoch konnte der entnommene Querschnittsbereich auf ein sowohl verfahrens- als auch analysetechnisch bedingtes Minimum eingestellt werden.

Die so gewonnenen Bohrmehlproben wurden gemäß der *Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton* des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [81] mittels potentiometrischer Titration analysiert.

9.3 Ergebnis

9.3.1 Allgemeines

Die Ergebnisse, die im Rahmen der Zeitstandversuche (Serie 1) erzielt wurden, sind zum Teil mit Unsicherheiten behaftet, da sich an einigen Mörttelektroden zunächst Eigenkorrosionselemente ausbildeten, bevor die versuchstechnisch vorgegebene Makroelementschaltung mit dem als Kathode geschalteten Gitternetz wirksam wurde. Damit stellen die für diese Prüfkörper ermittelten Depassivierungszeiten und Chloridkonzentrationen keine korrosionscharakteristischen Werte im Sinne der Definition ① (siehe Abschnitt 3) dar. Bei Gesamtchloridgehalten von unter etwa 0,75 M.-% bezogen auf den Zementgehalt wurde im Rahmen der durchgeführten Zeitstandversuche ausschließlich beginnende Lochfraßkorrosion festgestellt, d.h. der meßbare Anstieg des Elementstromes entsprach dem tatsächlichen Depassivierungszeitpunkt, während bei höheren Chloridkonzentrationen in der Regel bereits Korrosionsstellen vorlagen, die – aus dem vorgenannten Grund – nicht mehr der beginnenden Lochfraßkorrosion zugeordnet werden konnten.

Im Gegensatz zur Serie 1 hat – nach Modifizierung des Versuchsaufbaus – bei den im Rahmen der potentiostatischen Halteversuche (Serie 2) durchgeführten Untersuchungen keine Bildung von Eigenkorrosionselementen stattgefunden. Der meßbare Anstieg des Elementstromes konnte durch die anschließende visuelle Untersuchung eindeutig als Folge der einsetzenden Lochfraßkorrosion ausgemacht werden.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse im Hinblick auf die beiden korrosionsrelevanten Gesichtspunkte Zeitdauer der Einleitungsphase und kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt zusammengefaßt.

9.3.2 Einleitungsphase

Bei der Betrachtung der Einleitungsphase der chloridinduzierten Korrosion spielen die einwirkende Chloridkonzentration bzw. das

analysis using the expression method. A drilling method was therefore chosen with which it is possible to obtain the mortar shell surrounding the steel in the form of drillings powder. The mortar shell which had been split open was put together again without a steel insert, fixed, and then clamped in a holding device produced specifically for this purpose to stabilize it during drilling. With the aid of a drill bit with internal suction it was then possible to remove the mortar layer immediately adjacent to the working electrode to a depth of 1 mm as drillings powder. In fact the analysis result of this drillings powder sample also represents an integral average value of the chloride ion concentration but it was possible to set the cross-sectional area removed to a minimum both with respect to the method and to the analytical technique.

The drillings powder samples obtained in this way were analyzed by potentiometric titration in accordance with the *Instructions for the Determination of the Chloride Content of Concrete* issued by the DAfStb (German Committee for Reinforced Concrete) [81].

9.3 Results

9.3.1 General

The results which were achieved within the constant stress tests (Series 1) were in some cases affected by uncertainties. This was because self corrosion cells formed at some mortar electrodes before the macro cell circuit provided by the test system, with a mesh as the cathode, became effective. This meant that the depassivation times and chloride concentrations determined for these test specimens did not represent corrosion-characteristic values in line with Definition ① (see Section 3). Only incipient pitting corrosion was found at total chloride contents of less than about 0.75 wt.-% relative to the cement content within the constant stress tests carried out, i.e. the measurable rise of the cell current corresponded to the actual moment of depassivation, while at higher chloride concentrations corrosion sites were as a rule already present which – for the above mentioned reason – could no longer be assigned to incipient pitting corrosion.

In contrast to Series 1, no formation of self corrosion cells took place within the investigations carried out in the polarisation test at constant potential (Series 2) – after modification of the test set-up. Through the subsequent visual examination the measurable rise in cell current could be clearly established as a consequence of incipient pitting corrosion.

The essential results are summarized below with respect to the two aspects which are relevant to corrosion, namely duration of the initiation period and critical corrosion-inducing chloride content.

9.3.2 Initiation period

When the initiation period of chloride-induced corrosion is examined the essential roles are played by the effective chloride concentration or the concentration gradient – as the driving force – and the chloride diffusion resistance in conjunction with the chloride binding processes taking place during penetration – as the component opposing the driving force. The attacking chloride concentration was pre-determined by the test system, but not only the measurable depassivation time but also the potential and electrolyte resistance methods were used for assessing the duration of the initiation period.

Evaluation of the electrolyte resistance measurements has shown that for the particular mixture composition being investigated (with the exception of mixture number 10 containing fly ash) there were approximately constant electrolyte resistances after a 150-day preliminary storage period in the alkaline basic solution. The mixture-characterizing electrolyte resistances increased in the following sequence of cement types: high sulphate-resistant portland cement (CEM I 32,5 R-HS), ordinary portland cement (CEM I 32,5 R), blastfurnace slag cement (CEM III/A 32,5), ordinary portland cement with added silica fume or fly ash replacement. As expected, the depassivation times increased with increasing electrolyte resistance, i.e. with increasing hindrance of the electrolytic charge transport. As a parameter which is dependent on the mixture but is approximately constant within a mixture the electrolyte resistance therefore describes a characteristic material value compar-

Konzentrationsgefälle – als treibende Kraft – und der Chlorid-diffusionswiderstand in Verbindung mit den beim Eindringen stattfindenden Bindeprozessen – als der treibenden Kraft entgegengesetzte Komponente – die wesentliche Rolle. Während die angreifende Chloridkonzentration versuchstechnisch vorgegeben wurde, wurden zur Beurteilung der Zeitdauer der Einleitungsphase neben dem meßbaren Depassivierungszeitpunkt auch Potential- und Elektrolytwiderstandsmessungen herangezogen.

Die Auswertung der Elektrolytwiderstandsmessungen hat ergeben, daß für die jeweilige untersuchte Mischungszusammensetzung (mit Ausnahme der flugaschehaltigen Mischung Nr. 10) nach 150tägiger Vorlagerungsdauer in der alkalischen Basislösung näherungsweise konstante Elektrolytwiderstände vorlagen. In der Reihenfolge der Zementarten Portlandzement mit hohem Sulfatwiderstand (CEM I 32,5 R-HS), Portlandzement (CEM I 32,5 R), Hochofenzement (CEM III/A 32,5), Portlandzement mit Silica-staubzugabe bzw. Flugascheaustausch nahm der mischungscharakterisierende Elektrolytwiderstand zu. Mit zunehmendem Elektrolytwiderstand, das heißt, mit zunehmender Behinderung des elektrolytischen Ladungstransports, nahmen erwartungsgemäß die Depassivierungszeiten zu. Der Elektrolytwiderstand beschreibt damit als mischungsabhängiger, aber innerhalb einer Mischung näherungsweise konstanter Parameter einen Materialkennwert, vergleichbar dem Diffusionswiderstand. Zu ähnlichem Ergebnis haben auch die Untersuchungen von Hansson und Sørensen [15] geführt, in denen ein proportionales Verhältnis zwischen der Zeitdauer bis zum Korrosionsbeginn und dem Logarithmus des elektrolytischen Widerstands ermittelt wurde. Die Art der Mischungszusammensetzung hat daher einen signifikanten Einfluß auf die Zeitdauer bis zur Depassivierung der Stahloberfläche.

Für eine bestimmte Mischungszusammensetzung bzw. einen bestimmten Elektrolytwiderstand war die Depassivierungszeit im wesentlichen von der Chloridkonzentration der Prüflösung abhängig. Mit abnehmender Konzentration der Prüflösung stellten sich zunehmende Depassivierungszeiten ein. Es wurde – in Übereinstimmung mit der Literatur [92 bis 95] – belegt, daß eine potentielle Abhängigkeit zwischen Konzentration der Prüflösung und der Zeitdauer bis zur Depassivierung besteht [8].

9.3.3 Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt

Das zusammenfassende Ergebnis der ermittelten korrosionsauslösenden Gesamtchloridgehalte aller untersuchten Mörtel Elektroden ist in Bild 8 dargestellt. Daraus geht hervor, daß sich unter den gegebenen Versuchsbedingungen die Startbedingungen der Lochfraßkorrosion innerhalb von Gesamtchloridgehalten zwischen 0,25 und 0,75 M.-% bezogen auf den Zementgehalt einstellen. Für die untersuchten Mischungszusammensetzungen ergaben sich Wertebereiche des kritischen korrosionsauslösenden Gesamtchloridgehaltes zwischen etwa 0,35 und 0,5 M.-%. Eine Ausnahme stellten die Mischungszusammensetzungen Nr. 6 (CEM III/A 32,5, Zementgehalt 350 g, Wasserzementwert 0,5) und Nr. 11 (CEM I 32,5 R mit 10 M.-% Silica-staubzugabe, Zementgehalt 450 g, Wasserbindemittelwert 0,55) dar, bei denen sich geringere Streubreiten von kleiner 0,15 M.-% einstellen. Als wesentliches Ergebnis aus Bild 8 kann festgehalten werden, daß bei keiner der untersuchten Mörtelmischungen Korrosion unterhalb eines Gesamtchloridgehaltes in Höhe von 0,25 M.-% bezogen auf den Zementgehalt ausgelöst wurde. Unter den gegebenen Versuchsbedingungen stellt der Gesamtchloridgehalt von 0,25 M.-% den unteren Grenzwert der chloridinduzierten Korrosion dar. Die zugehörige freie kritische korrosionsauslösende Chloridionenkonzentration wurde bei 0,12 M.-% bezogen auf den Zementgehalt entsprechend $c(\text{Cl}^-) = 0,1 \text{ mol}\cdot\text{L}^{-1}$ ermittelt. In den Untersuchungen konnte – in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Pettersson [16] und Hansson und Sørensen [15] – weder ein signifikanter Einfluß der Zementart noch ein eindeutiger Einfluß aus der Mischungszusammensetzung (Wasserzementwert und Zementgehalt) auf die korrosionsauslösende Grenzkonzentration nachgewiesen werden.

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt nicht anhand eines konstanten Grenzwertes definiert werden kann. Andererseits kann

able with the diffusion resistance. The investigations by Hansson and Sørensen [15], in which a proportional relationship was found between the time until corrosion started and the logarithm of the electrolytic resistance, also led to similar results. The nature of the mixture composition therefore has a significant influence on the time until the steel surface is depassivated.

For a certain mixture composition or a certain electrolyte resistance the depassivation time was essentially dependent on the chloride concentration of the test solution. Increasing depassivation times were established with falling concentration of the test solution. It was confirmed – in agreement with the literature [92 to 95] – that there is a potential relationship between concentration of the test solution and the time to depassivation [8].

9.3.3 Critical corrosion-inducing chloride content

The summarized results of the measured corrosion-inducing total chloride contents from all mortar electrodes investigated are shown in Fig. 8. From this it can be seen that under the given test conditions the starting conditions for pitting corrosion occurred within total chloride contents between 0.25 and 0.75 wt.-% related to the cement content. Value ranges for the critical corrosion-inducing total chloride contents between about 0.35 and 0.5 wt.-% were established for the investigated mixture compositions. Exceptions to this were mixture compositions No. 6 (CEM III/A 32,5, cement content 350 g, water/cement ratio 0.5) and No. 11 (CEM I 32,5 R with 10 wt.-% added silica fume, cement content 450 g, water/binder ratio 0.55) in which there were smaller ranges of scatter of less than 0.15 wt.-%. As an important result from Fig. 8 it can be recorded that with none of the mortar mixtures investigated was corrosion initiated below a total chloride level of 0.25 wt.-% related to cement content. Under the given test conditions the total chloride level of 0.25 wt.-% represents the lower limit of chloride-induced corrosion. The associated free critical corrosion-inducing chloride ion concentration was determined as 0.12 wt.-% related to cement content, corresponding to $c(\text{Cl}^-) = 0.1 \text{ mol}\cdot\text{L}^{-1}$. In agreement with the results from Pettersson [16] and Hansson and Sørensen [15] – no significant influence of the cement type nor clear influence of the mixture composition (water/cement ratio and cement content)

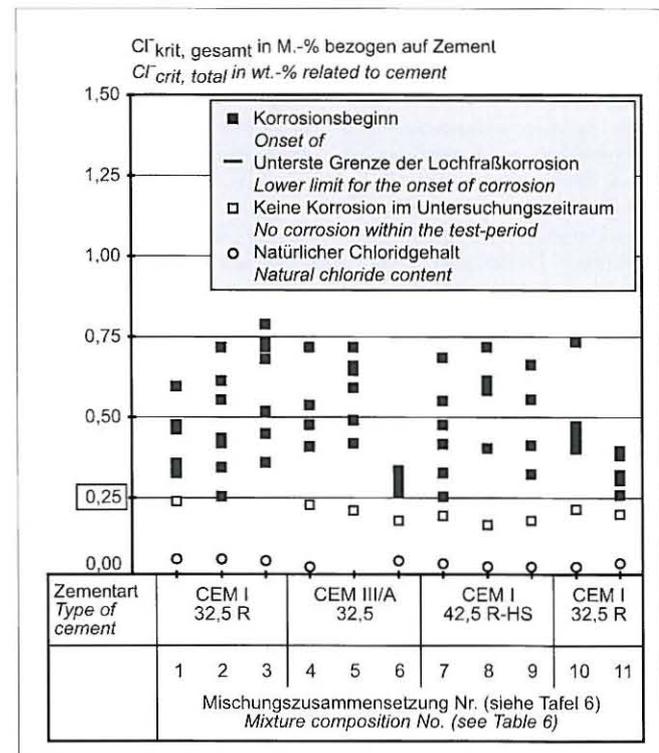


Bild 8: Korrosionsauslösende Gesamtchloridgehalte in Abhängigkeit von der Zementart und der Mischungszusammensetzung
Fig. 8: Corrosion initiating total chloride contents relative to type of cement and mixture composition

jedoch für die Startbedingungen der Lochfraßkorrosion, die mit dem unmittelbaren Überschreiten des korrosionsauslösenden Grenzwertes gleichzusetzen sind, ein fester Wertebereich der Chloridionenkonzentration angegeben werden, der sich unabhängig von betontechnischen Parametern ergibt. Bild 9 zeigt als relative Summenhäufigkeit (Klassenbreite 0,05 M.-%) die Korrosionswahrscheinlichkeit im ermittelten Wertebereich der Startbedingungen der Lochfraßkorrosion. Beginnende Lochfraßkorrosion setzt zwischen Gesamtchloridgehalten an der Stahloberfläche von 0,25 und 0,75 M.-% bezogen auf den Zementgehalt ein. Die Wahrscheinlichkeit, daß mit Überschreitung des unteren Grenzreiches (0,25 bis 0,30 M.-%) Korrosion eintritt, liegt bei etwa 10%. Mit steigender Chloridionenkonzentration nimmt das Korrosionsrisiko bis zur oberen Grenze von 0,75 M.-% linear zu. Ab einem Gesamtchloridgehalt von etwa 0,85 M.-% bezogen auf den Zementgehalt liegen Chloridionenkonzentrationen an der Stahloberfläche vor, die zu flächiger Korrosion führen.

10 Schlußfolgerung

10.1 Allgemeines

Nach dem derzeitigen Kenntnisstand stellt ein Gesamtchloridgehalt von etwa 0,2 M.-% bezogen auf den Zementgehalt die unterste Grenze des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes für Stahl in Beton dar. Mit Überschreiten dieser Grenze ist – wie in den Untersuchungen gezeigt wurde – jedoch nicht zwingend die Initiierung der Lochfraßkorrosion verbunden. Die Wahrscheinlichkeit, daß bereits bei diesem Grenzwert die Startbedingungen für Korrosion vorliegen, ist vergleichsweise niedrig. Für die Baupraxis erscheint es daher nicht sinnvoll, sofern es sich nicht um Spannbetonbauteile handelt, sich ausschließlich an diesem unteren korrosionsauslösenden Grenzwert zu orientieren. Allein die Vielfalt der Nutzungsbereiche bzw. Aufgaben von Bauwerken und einzelner Bauteile einer Konstruktion unter den unterschiedlichsten Umgebungsbedingungen sprechen gegen eine fest definierte Grenzkonzentration. Eine Festlegung des kritischen Chloridgehaltes sollte daher im Einzelfall und unter Berücksichtigung aller maßgebenden Einflußgrößen durch Spezialisten erfolgen. Dabei kann auf den in Bild 9 dargestellten Zusammenhang zwischen Korrosionswahrscheinlichkeit und Gesamtchloridgehalt bezogen auf den Zement zurückgegriffen werden.

10.2 Bedeutung für die Praxis

Im folgenden werden die im Rahmen der Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse im Hinblick auf die sich ergebende Bedeutung für die Baupraxis diskutiert. Dabei muß prinzipiell unterschieden werden, ob es sich um die Planung von Neubaumaßnahmen oder die Beurteilung von bestehenden Bauwerken handelt.

10.2.1 Neubaumaßnahmen

Um mögliche Korrosionsschäden bereits in der Planungsphase auszuschalten, ist in Zukunft neben der bisherigen Lastbemessung auch eine Dauerhaftigkeitsbemessung durchzuführen. Hierzu wurde von Schießl [96] ein Vorschlag für ein Gesamtkonzept einer Dauerhaftigkeitsbemessung erarbeitet. Nach der Festlegung der geforderten Eigenschaften eines Bauwerkes bzw. Bauteiles wie beispielsweise Mindestanforderungen, Lebensdauer, Instandsetzungsstrategie etc., können zwei grundlegende Strategien zur Bemessung der Dauerhaftigkeit unterschieden werden.

Die Strategie A schließt Schadreaktionen von vornherein aus. Diese Forderung kann beispielsweise dadurch erreicht werden, indem man „nicht-reaktive“ Baustoffe verwendet. Ist beispielsweise für ein Bauwerk mit starkem Chloridangriff zu rechnen, können in den davon betroffenen Bauteilen nichtrostende Bewehrungsstähle als nicht-korrosionsaktiver Baustoff eingesetzt werden. Des Weiteren kann durch Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes das Potential des Bewehrungsstahles in Potentialbereiche verschoben werden, in denen trotz hoher Chloridgehalte keine Korrosion möglich ist. Eine andere Variante besteht darin, aggressive, die Dauerhaftigkeit eines Bauteils gefährdende Umgebungsbedingungen durch beispielsweise Aufbringen von dauerhaften Oberflächenschutzsystemen oder Folien (Membranen) abzuschirmen.

on the corrosion-inducing limiting concentration was found in the investigations.

The investigations carried out have shown that the critical corrosion-inducing chloride content cannot be defined with the aid of a constant threshold value. On the other hand, for the starting conditions for pitting corrosion, which can be equated with the moment when the corrosion-inducing limit is exceeded, it is possible to specify a fixed value range of the chloride ion concentration which is established independently of concrete technology parameters. Fig. 9 shows the corrosion probability in the measured value range of the starting conditions for pitting corrosion as the relative cumulative frequency (class width 0.05 wt.-%). The onset of pitting corrosion occurs between total chloride levels at the steel surface of 0.25 and 0.75 wt.-% related to cement content. The probability that corrosion will occur when the lower limit range (0.25 to 0.30 wt.-%) is exceeded is about 10%. With increasing chloride ion concentration the risk of corrosion increases linearly to the upper limit of 0.75 wt.-%. Above the total chloride content of about 0.85 wt.-% relative to the cement content there are chloride ion concentrations at the steel surface which lead to widespread surface corrosion.

10 Conclusion

10.1 General

According to current understanding the total chloride content of about 0.2 wt.-% related to cement content represents the lowest limit for the critical corrosion-inducing chloride content for steel in concrete. However, the investigations have shown that initiation of pitting corrosion does not inevitably occur if this limit is exceeded. There is a comparatively low probability that the starting conditions for corrosion are already present at this limiting value. For building practice it therefore does not appear appropriate, unless pre-stressed concrete components are involved, to use this lower corrosion-inducing limit as the sole criterion. The multiplicity of the range of uses or duties of structures and individual components in a structure under a very wide range of environmental conditions speak against a rigidly defined limiting concentration. The critical chloride content should therefore be stipulated by specialists for the individual situation taking into account all the important influencing variables. During this process it is possible to make use of the relationship, shown in Fig. 9, between corrosion probability and total chloride content relative to the cement.

10.2 Practical implications

The findings obtained during the investigations are discussed below with respect to their significance to building practice. It is necessary to differentiate in principle between the design of new building projects or the assessment of existing structures.

10.2.1 New building projects

In order to eliminate potential corrosion damage at the planning phase it will be necessary in future to carry out a durability design in addition to the previous load design. For this purpose a proposal was worked out by Schießl [96] for an overall scheme for durability design. After stipulating the required properties for a structure or component, such as the minimum requirements, service life, maintenance strategies, etc., it is possible to differentiate between two basic strategies for durability design.

Strategy A eliminates harmful reactions from the start. This requirement can, for example, be achieved by using “non-reactive” building materials. If, for example, severe chloride attack is expected for a structure it is possible to use stainless reinforcing steels as a non-corroding building material for the components involved. Furthermore, by using cathodic corrosion protection the potential of the reinforcement can be polarized into potential ranges in which no corrosion is possible in spite of high chloride contents. Another variant consists of screening off aggressive environmental conditions which threaten the durability of a structure by, for example, applying durable surface protection systems or films (membranes).

If strategy B is followed then the emphasis is on ruling out damage during the anticipated service life by optimum design and

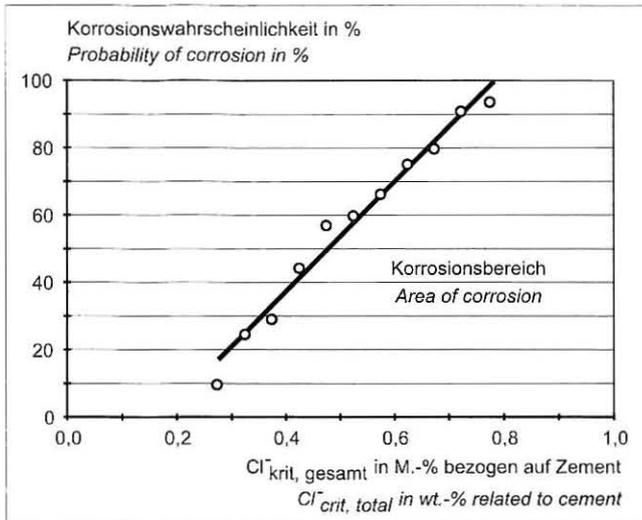


Bild 9: Korrosionswahrscheinlichkeit für die Startbedingungen der Lochfraßkorrosion

Fig. 9: Probability for the onset of pitting corrosion

Verfolgt man die Strategie B, so liegt der Schwerpunkt darauf, durch optimale Materialauswahl und Bemessung den Schaden während der vorgesehenen Nutzungsdauer auszuschließen. Diese Strategie liegt mehr oder weniger auch der derzeitigen Vorgehensweise bei der Planung von Bauwerken zugrunde, indem man betontechnologische Parameter wie Mindestzementgehalt, maximalen Wasserzementwert und minimale Betondeckung vorgibt. Aufgrund der im Rahmen dieser Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse bezüglich des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes wäre es beispielsweise sinnvoll, für die Dauerhaftigkeitsbemessung von einer etwa 30%igen Korrosionswahrscheinlichkeit für die Startbedingungen der Lochfraßkorrosion auszugehen. Diesem Ansatz liegt entsprechend Bild 9 ein kritischer Gesamtchloridgehalt von 0,35 M.-% bezogen auf den Zementgehalt zugrunde.

Aufgrund der Tatsache, daß zwar die betontechnischen Einflußfaktoren keinen nachweisbaren Einfluß auf die Höhe des kritischen Chloridgehaltes haben, diese jedoch maßgeblich den Penetrationsprozeß der Chloridionen in den Beton beeinflussen, sind aus Gründen der Dauerhaftigkeit im Hinblick auf die chloridinduzierte Korrosion Betone mit entsprechend dichter Porenstruktur, d.h. mit möglichst hohem Chloriddiffusionswiderstand, vorzuziehen. Neben der Verwendung von Hochofenzementen kommen daher insbesondere auch Betonzusammensetzungen mit Betonzusatzstoffen wie beispielsweise Flugasche und Silicastaub in Frage.

Um die Zeitdauer bis zum Eintritt der Depassivierung der Stahloberfläche darüber hinaus zu verlängern, sind ausreichend große Betondeckungen – entsprechend der geplanten Nutzungsdauer des Bauteils – bei der Planung zu berücksichtigen.

Integraler Bestandteil von Dauerhaftigkeitsbemessungen entsprechend der Strategie B muß die Kontrolle der dauerhaftigkeitsrelevanten Qualitätsmerkmale des Betons in der Bauphase sowie die Überwachung der Bauwerke während der Nutzung sein.

Sofern bereits in der Planungsphase eines Neubaus absehbar ist, daß die Gefahr der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion besteht (zu geringe Betondeckung oder Verwendung von Beton mit nicht ausreichendem Diffusionswiderstand), sind neben der üblichen Routineüberwachung eines Bauwerkes zusätzliche Inspektionstermine für besonders kritische Bauteile vorzusehen. Als kritische Bauteile sind dabei solche Bauteile anzusehen, die dauernd feucht sind oder sich im Bereich häufig wechselnder Feuchtigkeit befinden. Auf die anzuwendenden Untersuchungsverfahren wird im Rahmen der Ausführungen bezüglich bestehender Bauwerke eingegangen.

Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, Monitoring-Systeme [6, 96, 97] im Bauwerk zu installieren. Mit Hilfe dieser Überwachungssysteme ist es möglich, frühzeitig, also vor Beginn der Korrosion an der Bewehrung, ein Warnsignal zu bekommen, ohne Pro-

material selection. This strategy is based to some extent on the current procedure during the design of structures in that concrete technology parameters, such as minimum cement content, maximum water/cement ratio, and minimum concrete cover, are specified. On the basis of the findings obtained within these investigations with respect to the critical corrosion-inducing chloride content it would, for example, be appropriate to base the durability design on a corrosion probability of about 30 % for the starting conditions for pitting corrosion. According to Fig. 9 this approach gives a critical total chloride content of 0.35 wt.-% related to cement content.

Because of the fact that the concrete technology factors have no detectable influence on the level of the critical chloride content but have a crucial influence on the penetration process of chloride ions into the concrete preference should be given to concretes with correspondingly dense pore structures, i.e. with the highest possible chloride diffusion resistance, for reasons of durability with respect to chloride-induced corrosion. In addition to blastfurnace slag cements it is also possible to use concrete compositions with concrete additions, such as fly ash and silica fume.

Sufficiently thick concrete cover – to match the planned service life of the structure – must be taken into account during the planning in order to extend the time until onset of depassivation of the steel surface.

An integral part of durability designs in accordance with strategy B must be checking those quality properties of the concrete which are relevant to durability during the construction phase and monitoring the structures during use.

If, at the design stage for a new construction, it can be foreseen that there is the risk of chloride-induced reinforcement corrosion (too little concrete cover or use of concrete with inadequate diffusion resistance) then additional inspection dates should be arranged for particularly critical structure components in addition to the usual routine monitoring of a structure. Those parts of a structure which are permanently moist or are located in an area of frequently changing moisture should be regarded as critical components. The methods of examination to be applied are described within the comments on existing structures (Section 10.2.2).

There is also the option of installing monitoring systems [6, 96, 97] in the structure. With the aid of these monitoring systems it is possible to obtain a warning signal at an early stage, i.e. before start of corrosion of the reinforcement, without having to take samples from the structure. With this technology the risk of corrosion can be measured continuously and any durability problems which occur can be recognized in good time.

10.2.2 Existing structures

To assess the chloride-induced risk of corrosion in existing structures which are still exhibiting no external signs of reinforcement corrosion it is first necessary to carry out an expert survey of the condition. The following points are particularly important:

- chloride content,
- moisture content,
- concrete cover and its diffusion resistance.

A complete survey of the condition by measuring chloride profiles is usually ruled out as, for one thing, this procedure is comparatively complicated and expensive and for another is associated with considerable damage in the region of the concrete cover. It is therefore appropriate to obtain information about the structure initially with the aid of non-destructive test methods.

Potential field measurement is a suitable method for extensive, non-destructive, characterization of the state of corrosion. With this electrochemical method the corrosion can, under some circumstances, be detected significantly before the first visible damage. The result obtained is a section through the electrical field in the concrete at the concrete surface, in which corroding regions can be assigned to the potential minima. However, it must not be forgotten that potential measurement – even with extensive automation – is a diagnostic method and can therefore only be carried out by qualified personnel. In particular, the concrete cover and the moisture content in the concrete must also be known for correct in-

ben aus dem Bauwerk entnehmen zu müssen. Mit dieser Technik kann die Korrosionsgefahr kontinuierlich erfasst und ein auftretendes Dauerhaftigkeitsproblem rechtzeitig erkannt werden.

10.2.2 Bestehende Bauwerke

Zur Beurteilung der chloridinduzierten Korrosionsgefahr bestehender Bauwerke, die noch keine äußerlichen Anzeichen von Bewehrungskorrosion aufweisen, ist es zunächst erforderlich, eine sachkundige Zustandsaufnahme durchzuführen. Dabei sind die folgenden Punkte von besonderer Bedeutung:

- Chloridgehalt,
- Feuchtigkeitsgehalt,
- Betondeckung und deren Diffusionswiderstand.

Eine vollständige Zustandserfassung durch Ermittlung von Chloridprofilen scheidet in der Regel aus, da dieses Verfahren zum einen vergleichsweise aufwendig und teuer ist und zum anderen mit erheblichen Störungen im Bereich der Betondeckung verbunden ist. Daher ist es sinnvoll, sich zunächst mit Hilfe von zerstörungsfreien Prüfverfahren einen Einblick über das Bauwerk zu verschaffen.

Zur zerstörungsfreien, flächenhaften Charakterisierung des Korrosionszustandes ist die Potentialfeldmessung geeignet. Mit diesem elektrochemischen Verfahren kann die Korrosion unter Umständen bereits deutlich vor den ersten sichtbaren Schäden entdeckt werden. Als Ergebnis erhält man einen Schnitt durch das elektrische Feld im Beton an der Betonoberfläche, wobei korrodierende Bereiche an den Potentialminima ausgemacht werden können. Es darf jedoch nicht vergessen werden, daß die Potentialmessung – auch bei weitgehender Automatisierung – eine diagnostische Methode ist und daher nur von qualifiziertem Personal durchgeführt werden kann. Für die richtige Interpretation der Meßwertergebnisse müssen insbesondere auch die Betondeckungen und der Feuchtigkeitsgehalt im Beton bekannt sein. Zur Ermittlung des Feuchtigkeitsgehaltes kann als zerstörungsfreies Prüfverfahren beispielsweise die Elektrolytwiderstandsmessung angewandt werden.

Anhand des Ergebnisses der Potentialfeldmessung – unter Berücksichtigung von Betondeckung und Feuchtigkeitsgehalt – können dann ausgewählte Positionen für die Chloridbestimmung festgelegt werden. Da das elektrochemische Potential und die Chloridkonzentration im Beton in klarem Zusammenhang stehen, ist eine abschließende Zustandsbeurteilung des gesamten Bauwerks möglich. Durch punktuelles Freilegen der Bewehrung in ausgewählten kritischen Bereichen ist die auf Messungen beruhende Zustandsbeurteilung zu kontrollieren.

Auf der Basis einer sachkundig durchgeführten Zustandserfassung eines Bauwerks können rechnerische Abschätzungen vorgenommen werden, zu welchem Zeitpunkt mit akuter Korrosionsgefahr zu rechnen ist. Anhand dieser Erkenntnisse kann für das vorliegende Bauobjekt ein wirtschaftlicher Überwachungsplan aufgestellt werden, wobei für besonders kritische Bauteile kürzere Untersuchungsintervalle zu berücksichtigen sind.

Ist der Korrosionsfall bereits eingetreten, so ist im Sinne einer dauerhaften Instandsetzung dafür zu sorgen, daß nach der Instandsetzungsmaßnahme die Chloridgehalte im Beton unter dem untersten kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von 0,2 M.-% bezogen auf den Zementgehalt liegen. Eine weitere Chloridkontamination muß durch entsprechende Betonoberflächenschutzsysteme verhindert werden.

Interpretation of the test results. The electrolyte resistance measurement can, for example, be used as a non-destructive test method for determining the moisture content.

With the aid of the result from the potential field measurement – taking into account the concrete cover and moisture content – it is then possible to determine selected positions for the chloride measurement. There is a clear relationship between the electrochemical potential and the chloride concentration in the concrete so a definitive assessment of the condition of the entire structure is possible. The assessment of the condition based on measurements can be checked by exposing the reinforcement at points in selected critical areas.

On the basis of an expert assessment of the condition of a structure it is possible to make calculated estimates of the time at which acute corrosion risk can be expected. With the aid of this knowledge a cost-effective monitoring plan can be drawn up for the structure in question for which shorter intervals between examinations should be taken into account for particularly critical components.

If corrosion has already occurred then for the purposes of a durable repair it must be ensured that the chloride levels in the concrete after the repair work are below the lowest critical corrosion-inducing chloride level of 0.2 wt.-% related to the cement content. Any further chloride contamination must be prevented by appropriate concrete surface protection systems.

Literatur

- [1] Straßenbau N.N.: Allgemeiner Runderlaß Straßenbau Nr. 12/63; Sachgebiet 5: Brückenbau. In: Straßenbau 54 (1963), Nr. 12, S. 806-810
- [2] Deutscher Beton-Verein (DBV): Sachstandbericht Chlorid im Beton (Fassung Dezember 1982). Wiesbaden: Deutscher Beton-Verein, 1991. - In: Merkblattsammlung Merkblätter, Sachstandberichte, Richtlinien, S. 137-158
- [3] Deutsches Institut für Bautechnik: Richtlinien für die Erteilung von Zulassungen für Betonzusatzmittel (Zulassungsrichtlinien, Fassung Juni 1993). In: Mitteilungen Deutsches Institut für Bautechnik 24 (1993), Nr. 5, S. 162-173
- [4] Deutsches Institut für Bautechnik: Richtlinien für die Erteilung von Zulassungen für anorganische Betonzusatzstoffe (Zulassungsrichtlinien, Fassung Juni 1993). In: Mitteilungen Deutsches Institut für Bautechnik 24 (1993), Nr. 4, S. 122-132
- [5] Schießl, P.: Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion. In: Materials and Structures (RILEM) 27 (1994), Nr. 171, S. 415-436
- [6] Schießl, P.; Breit, W.; Raupach, M.: Überwachung von Betonbauwerken - Sensortechnik: Schutz statt Instandsetzung. In: Deutsches Ingenieurblatt 3 (1996), Nr. 11, S. 40-46
- [7] Schießl, P.; Raupach, M.: Influence of concrete composition and microclimate on the critical chloride content in concrete. London: Elsevier, 1990. - In: Corrosion of Reinforcement in Concrete, International Symposium, Wishaw, Warwickshire, UK, May 21-24, 1990, (Page, C. L.; Treadaway, K.W.J.; Bamforth, P.B. (Ed.)), S. 49-58
- [8] Breit, W.: Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung,

- Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (1997), Nr. 8, Aachen, Technische Hochschule, Dissertation
- [9] Baumel, A.; Engell, H.-J.: Korrosion von Stahl in Beton. In: Archiv für das Eisenhüttenwesen 30 (1959), Nr. 7, S. 417-428
- [10] Gouda, V. K.: Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel. - In: Immersed in alkaline solutions. In: British Corrosion Journal 5 (1970), S. 198-203
- [11] Hausmann, D. A.: Steel corrosion in concrete. - How does it occur? In: Materials Protection, Houston 6 (1967), November 1967, S. 19-23 [12] Kaesche, H.: Untersuchungen über die Korrosion unlegierter Stähle in Kalziumhydroxidlösung und in feuchtem Beton. In: Archiv für das Eisenhüttenwesen 36 (1965), Nr. 12, S. 911-922
- [13] Rechberger, P.: Grundsätzliche Untersuchungen an Stahl in alkalisch-wässriger Lösung bei Gegenwart von Chloriden als Modell für das Verhalten von Stahleinlagen im Beton unter Chlorideinwirkung. Wien: Forschungsinstitut des Vereins der Österreichischen Zementfabrikanten, 1980. - Forschungsbericht Nr. P 1
- [14] Elsener, B.; Böhni, H.: Corrosion of steel in mortar studied by impedance measurements. Toulouse, France: Proceedings of an International Conference Electrochemical Methods in Corrosion Research, July 9, 1985
- [15] Hansson, C. M.; Sørensen, B.: The threshold concentration of chloride in concrete for the initiation of reinforcement corrosion. Philadelphia: American Society for Testing Materials, ASTM 1065, 1990. - In: Corrosion Rates of Steel in Concrete, (Berke, N.S.; Chaker, V.; Whiting, D. (Ed.)), S. 3-16
- [16] Pettersson, K.: Corrosion threshold value and corrosion rate in reinforced concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1990. - In: CBI Report 2-92
- [17] Rechberger, P.: Elektrochemische Modellversuche zur Frage der chloridinduzierten Betonstahlkorrosion. In: Zement-Kalk-Gips 36 (1983), Nr. 10, S. 582-590
- [18] Schießl, P.; Raupach, M.: Chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. In: Beton-Informationen 28 (1988), Nr. 3/4, S. 33-45
- [19] Schießl, P.; Raupach, M.: Einfluß der Betonzusammensetzung und der Umgebungsbedingungen auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. - Ergebnisse von Untersuchungen mit Betonkorrosionszellen. In: Beton-Informationen 30 (1990), Nr. 4, S. 43-54
- [20] Schießl, P.; Raupach, M.: Untersuchungen über den kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt und die Korrosionsgeschwindigkeit im Stahlbeton. Aachen: Institut für Bauforschung, 1992. - Forschungsbericht Nr. F 258
- [21] Schießl, P.; Breit, W.: Dauerhaftigkeit örtlicher Instandsetzungen von Schäden durch Bewehrungskorrosion im Stahlbetonbau. Aachen: Institut für Bauforschung, 1994. - Forschungsbericht Nr. F 332
- [22] Schießl, P.; Wiens, U.; Breit, W.: Reduzierung des Alkalitätsdepots durch Puzzolane. Aachen: Institut für Bauforschung, 1994. - Forschungsbericht Nr. F 397
- [23] Atimtay, E.; Ferguson, M.: Early chloride corrosion of reinforced concrete. - A test report. In: Materials Performance 13 (1974), Nr. 12, S. 18-21
- [24] Pettersson, K.: The chloride threshold value and the corrosion rate in reinforced mortar specimens. Göteborg: Chalmers University of Technology, 1993. - Publ.-Nr. P-93:1. In: Chloride Penetration into Concrete Structures: Nordic Miniseminar, January 1993, S. 338-348
- [25] Rehm, G.; Nürnberg, U.; Neubert, B.: Chloridkorrosion von Stahl in gerissenem Beton. - A: Bisheriger Kenntnisstand. - B: Untersuchungen an der 30 Jahre alten Westmole in Helgoland. - C: Auslagerung gerissener, mit unverzinkten und feuerverzinkten Stählen bewehrten Stahlbetonbalken auf Helgoland. Berlin: Beuth. - In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1988), Nr. 390, S. 43-144
- [26] Hartl, G.: Korrosionsschutz der Bewehrung bei Tausalzwirkung. In: Zement und Beton 29 (1984), Nr. 1, S. 16-22
- [27] Henriksen, C. F.; Stoltzner, E.: Chloride corrosion in Danish bridge columns. In: Concrete International 15 (1993), Nr. 8, S. 55-60
- [28] Lukas, W.: Zusammenhang zwischen Chloridgehalt im Beton und Korrosion in schlaffer Bewehrung an österreichischen Brücken und Betonfahrbahndecken. In: Betonwerk und Fertigteil-Technik 51 (1985), Nr. 11, S. 730-734
- [29] Mangat, P. S.; Molloy, B.T.: Prediction of free chloride concentration in concrete using routine inspection data. In: Magazine of Concrete Research 46 (1994), Nr. 169, S. 279-287
- [30] Stratfull, R. F.; Jurkovich, W. J.; Spellman, D. L.: Corrosion testing of bridge decks. In: Transportation Research Record, Transportation Research Board (1975), Nr. 539, S. 50-59
- [31] Vassie, P.: Reinforcement corrosion and the durability of concrete bridges. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers 76 (1984), Nr. August, S. 713-723
- [32] Baumel, A.: Die Auswirkung von Betonzusatzmitteln auf das Korrosionsverhalten von Stahl in Beton. In: Zement-Kalk-Gips 12 (1959), Nr. 7, S. 294-305
- [33] Benjamin, S. E.; Sykes, J. M.: Chloride-induced pitting corrosion of Swedish iron in ordinary portland cement mortars and alkaline solutions: The effect of temperature. London: Elsevier, 1990. - In: Corrosion of Reinforcement in Concrete, International Symposium, Wishaw, Warwickshire, UK, May 21-24, 1990, (Page, C. L.; Treadaway, K.W.J.; Bamforth, P.B. (Ed.)), S. 59-64
- [34] Berman, H. A.: Sodium chloride, corrosion of reinforcing steel, and the pH of calcium hydroxide solution. In: Journal of the American Concrete Institute 72 (1975), Nr. 4, S. 150-157
- [35] Diamond, S.: Chloride concentrations in concrete pore solutions resulting from calcium and sodium chloride admixtures. In: Cement, Concrete and Aggregates, Baltimore 8 (1986), Nr. 2, S. 97-102
- [36] Goni, S.; Andrade, C.: Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in the presence of chlorides. In: Cement and Concrete Research 20 (1990), Nr. 4, S. 525-539
- [37] Kaesche, H.: Zum Elektrodenverhalten des Zinks und des Eisens in Calciumhydroxidlösung und in Mörtel. In: Werkstoffe und Korrosion 20 (1969), Nr. 2, S. 119-124
- [38] Lewis, D. A.: Some aspects of corrosion of steel in concrete. Proceedings of the First International Congress on Metallic Corrosion, London, 1962, S. 547-555
- [39] Taqi, E.; Hussain, N.; Ansari, M. A.: The influence of chloride-ion concentration on the pitting of steel in simulated concrete environment. In: Materialwissenschaften und Werkstofftechnik 24 (1993), S. 446-449
- [40] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute. - In: CBI Research (1982), Nr. Fo 4:82
- [41] Venu, K.; Balakrishnan, K.; Rajagopalan, K. S.: A potentiokinetic polarization study of the behaviour of steel in NaOH-NaCl system. In: Corrosion Science 5 (1965), Nr. 1, S. 59-69
- [42] Yonezawa, T.; Ashworth, V.; Procter, R. P. M.: Pore solution composition and chloride effects on the corrosion of steel in concrete. In: Corrosion-Nace 44 (1987), Nr. 7, S. 489-499
- [43] Baumel, A.: Die Auswirkung von Kalziumchlorid auf das Korrosionsverhalten von Stahl in Beton. In: Beton 10 (1960), Nr. 6, S. 256-259
- [44] Elsener, B.; Böhni, H.: Elektrochemische Untersuchungen der Korrosion von Armierungsstahl in Beton. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 102 (1984), Nr. 14, S. 264-269
- [45] Gouda, V. K.: Anodic polarisation measurements of corrosion and corrosion inhibition of steel in concrete. In: British Corrosion Journal 1 (1966), S. 138-142
- [46] Gouda, V. K.; Halaka, W. Y.: Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel. - II: Embedded in concrete. In: British Corrosion Journal 5 (1970), S. 204-208
- [47] Locke, C. E.; Siman, S.: Electrochemistry of reinforcing steel in salt-contaminated concrete. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1980. - In: Corrosion of Steel in Concrete - ASTM STP 713, (TONINI, D.E.; GAIDIS, J.M. (Ed.)), S. 3-16
- [48] Rechberger, P.: Elektrochemische Prüfung von Betonelektroden hinsichtlich der Chlorideinbindung im Zementstein. Wien: Forschungsinstitut des Vereins der Österreichischen Zementfabrikanten, 1982. - Forschungsbericht Nr. P 10
- [49] Byfvers, K.: Influence of silica fume and fly ash on chloride diffusion and pH values in cement paste. In: Cement and Concrete Research 17 (1987), Nr. 1, S. 115-130
- [50] Elsener, B.; Zimmermann, L.; Flückiger, D.; Burchler, D.; Böhni, H.: Chloride penetration. - Non destructive determination of the free chloride content in mortar and concrete. In: RILEM International Workshop on Chloride Penetration into Concrete, Saint-Remy-Les-Chevreuse, October 15-18, 1995
- [51] Hartl, G.: Korrosionsschutz der Bewehrung, insbesondere bei Chlorideinwirkung. Innsbruck: Institut für Baustofflehre und Materialprüfung der Universität Innsbruck, 1988. - In: Instandsetzung und Erhaltung von Bauten aus Beton und Stahlbeton: Internationale Fachtagung Innsbruck, Januar 14-15, 1988, S. 49-60
- [52] Hope, B. B.; Ip, A. K. C.: Chloride corrosion threshold in concrete. In: ACI Materials Journal 84 (1987), Nr. 4, S. 306-314
- [53] Hussain, S. E.; Rasheeduzzafar, -; Al-Musallam, A.; Al-Gahtani, A.S.: Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. In: Cement and Concrete Research 25 (1995), Nr. 7, S. 1543-1555
- [54] Rasheeduzzafar, -; Hussain, S. E.; Al-Saadoun, S.S.: Effect of tricalcium aluminate content of cement on chloride binding and corrosion of reinforcing steel in concrete. In: ACI Materials Journal 89 (1992), Nr. 1, S. 3-12
- [55] Rasheeduzzafar, -; Hussain, S. E.; Al-Saadoun, S. S.: Effect of cement composition on chloride binding and corrosion of reinforcing steel in concrete. In: Cement and Concrete Research 21 (1991), Nr. 5, S. 777-794
- [56] Lambert, P.; Page, C. L.; Vassie, P. R. W.: Investigations of reinforcement corrosion. 2. Electrochemical monitoring of steel in chloride contaminated concrete. In: Materiaux et Constructions (RILEM) 24 (1991), Nr. 143, S. 351-358
- [57] Page, C. L.; Lambert, P.; Vassie, P. R. W.: Investigations of reinforcement corrosion. - 1: The pore electrolyte phase in chloride-contaminated concrete. In: Materiaux et Constructions (RILEM) 24 (1991), Nr. 142, S. 243-252
- [58] Lukas, W.: Zur Frage der Chloridbindung und -korrosion von Stahl bei nachträglicher Einwirkung von Chlorid. Filderstadt: Edition Lack und Chemie. - In: Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Berichtsband des internationalen Kolloquiums, S. 171-173
- [59] Mangat, P. S.; Molloy, B.T.: Chloride binding in concrete containing pfa, gbs or silica fume under sea water exposure. In: Magazine of Concrete Research 47 (1995), Nr. 171, S. 129-141
- [60] Mangat, P. S.; Molloy, B. T.: Influence of pfa, slag and microsilica on chloride induced corrosion of reinforcement. In: Cement and Concrete Research 21 (1991), Nr. 5, S. 819-834
- [61] Mangat, P. S.; Gurusamy, K.: Corrosion resistance of steel fibres in concrete under marine exposure. In: Cement and Concrete Research 18 (1988), Nr. 1, S. 44-54
- [62] Page, C. L.; Hawdahl, J.: Electrochemical monitoring of corrosion of steel in microsilica cement pastes. In: Materiaux et Constructions 18 (1985), Nr. 103, S. 41-47
- [63] Pettersson, K.: Chloride threshold value and the corrosion rate in reinforced concrete. Lund: Lund Institute of Technology, Division of Building Materials, 1995. - Report TVBM-3064. Corrosion of Reinforcement: Field and Laboratory Studies for Modelling and Service Life, February 1-2, 1995, (Tuutti, K. (Ed.)), S. 257-266
- [64] Pfeifer, D. W.; Landgren, J. R.; Zoob, A.: Protective systems for new prestressed and substructure concrete. Washington: U.S. Department of Transportation; Federal Highway Administration, 1987, Final Report Nr. FHWA-RD-86-193
- [65] Pfeifer, D. W.; Landgren, J. R.; Perenchio, W.F.: Concrete, chlorides, cover and corrosion. In: Journal of the Prestressed Concrete Institution 31 (1986), Nr. 4, S. 42-53
- [66] Raupach, M.: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Instandsetzungen bei Betonen mit hohem Chloridgehalt. Aachen: Institut für Bauforschung, 1993. - Forschungsbericht Nr. F 261
- [67] Richartz, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung. In: Zement-Kalk-Gips 58 (1969), Nr. 10, S. 447-456
- [68] Sandberg, P.; Pettersson, K.; Sørensen, H.E.; Arup, H.: Critical chloride concentrations for the onset of active reinforcement corrosion. In: RILEM Interna-

- rional Workshop on Chloride Penetration into Concrete, Saint-Remy-Les-Chevreuse, October 15-18, 1995
- [69] Schießl, P.; Breit, W.: Local repair measures at concrete structures damaged by reinforcement corrosion. - Aspects of durability. Cambridge: The Royal Society of Chemistry, 1996. - In: Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. Fourth International Symposium, Cambridge, UK, July 1-4, 1996, (Page, C. L.; Bamforth, P. B.; Figg, J.W. (Ed.)), S. 525-534
- [70] Schießl, P.; Breit, W.: Untersuchungen über den kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt. Aachen: Institut für Bauforschung, 1994. - Forschungsbericht Nr. F 355
- [71] Schießl, P.; Breit, W.: Untersuchungen zum kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt. Aachen: Institut für Bauforschung, 1995. - Forschungsbericht Nr. F 333
- [72] Schießl, P.; Raupach, M.: Macrocell steel corrosion in concrete caused by chlorides. Montreal: CANMET/ACI, 1991. - In: Second CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, (MALHOTRA, V.M. (Ed.)), S. 565-583
- [73] Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. Herrn Professor Dr.-Ing. H. Kupfer zum 60. Geburtstag 1987 gewidmet. In: Betonwerk und Fertigteil-Technik 52 (1986), Nr. 10, S. 626-635
- [74] Smolczyk, H.-G.: Flüssigkeit in den Poren des Betons. - Zusammensetzung und Transportvorgänge in der flüssigen Phase des Zementsteins. In: Beton-Informationen 24 (1984), Nr. 1, S. 3-11
- [75] Stark, D.: Determination of permissible chloride levels in prestressed concrete. Technical Report Nr. 3, Prestressed Concrete Institute, 1984
- [76] Thomas, M.: Chloride thresholds in marine concrete. In: RILEM International Workshop on Chloride Penetration into Concrete, Saint-Remy-Les-Chevreuse, October 15-18, 1995. In: Cement and Concrete Research 26 (1996), Nr. 4, S. 513-519
- [77] Tuutti, K.: Effect of cement type and different additions on service life. London: E & FN Spon, 1993. - In: Concrete 2000: Economic and Durable Construction Through Excellence. Vol. II: Proceedings held at the University of Dundee, September 7-9, 1993, (Dhir, R. K.; Jones, M. R. (Ed.)), S. 1285-1295
- [78] West, R. W.; Hime, W. G.: Chloride profiles in salty concrete. In: Materials Performance 24 (1985), Nr. 7, S. 29-36
- [79] Wiens, U.: Einfluß von Steinkohlentlugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. Aachen (Dissertation erschien 1998)
- [80] Strehblow, H.-H.; Titz, B.: Pitting potentials and inhibition potentials of iron and nickel for different aggressive and inhibiting anions. In: Corrosion Science 17 (1977), S. 461-472
- [81] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Arbeitskreis „Prüfverfahren Chlorideindringtiefe“: Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Berlin: Beuth. - In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1989), Nr. 401, S. 9-43
- [82] Gunkel, P.: Die Zusammensetzung der flüssigen Phase erstarrender und erhärtender Zemente. In: Beton-Informationen 23 (1983), S. 3-8
- [83] Smolczyk, H.-G.: Stand der Kenntnis über Chloriddiffusion im Beton. In: Beton- und Fertigteil-Technik 50 (1984), Nr. 12, S. 837-843
- [84] Schießl, P.; Meng, B.: Grenzen der Anwendbarkeit von Puzzolanen im Beton. Aachen: Institut für Bauforschung, 1996. - Forschungsbericht Nr. F 405
- [85] Freundlich, H.: Kapillarchemie. 4. Aufl. Bd. 1 1930. Bd. 2 1932. Leipzig: Akademische Verlagsgesellschaft
- [86] Heusler, K. E.; Fischer, I.: Kinetics of pit initiation at passive iron. In: Werkstoffe und Korrosion 27 (1976), S. 551-556
- [87] Sato, N.; Noda, T.; Kudo, K.: Thickness and structure of passive films on iron in acidic and basic solution. In: Electrochimica Acta 19 (1974), S. 471-475
- [88] Stoffels, H.; Schwenk, W.: Untersuchungen über die Lochfraßkorrosion an chemisch beständigen Stählen mit Hilfe der Turnbills-Blau-Farbreaktion. In: Werkstoffe und Korrosion 12 (1961), Nr. 8, S. 493-500
- [89] Engell, H.-J.; Stolica, N. D.: Untersuchungen über Lochfraß an passiven Elektroden aus unlegiertem Stahl in chlorionenhaltiger Schwefelsäure. In: Archiv für das Eisenhüttenwesen 30 (1959), S. 239-248
- [90] Tritthart, J.; Geymayer, H.: Aspekte zur Chloridkorrosion. Wiesbaden; Berlin: Bauverlag, 1985. - In: Baustoffe '85, S. 229-234
- [91] Leck, D.; Poole, A. B.: The breakdown of the passive film on high yield mild steel by chloride ions. London: Elsevier, 1990. - In: Corrosion of Reinforcement in Concrete, International Symposium, Wishaw, Warwickshire, UK, May 21-24, 1990, (Page, C. L.; Treadaway, K. W. J.; Bamforth, P. B. (Ed.)), S. 65-73
- [92] Tang, L.; Nilsson, L.-O.: Chloride binding capacity and binding isotherms of open pastes and mortars. In: Cement and Concrete Research 23 (1993), Nr. 2, S. 247-253
- [93] Tang, L.; Nilsson, L.-O.: Chloride binding isotherms. - An approach by applying the modified BET equation. In: RILEM International Workshop on Chloride Penetration into Concrete, Saint-Remy-Les-Chevreuse, October 15-18, 1995
- [94] Atkins, P.W.: Physical Chemistry. 4. Ed. Oxford University Press, 1990
- [95] Yu, S. W.; Sergi, G.; Page, C. L.: Ionic diffusion across an interface between chloride-free and chloride-containing cementitious materials. In: Magazine of Concrete Research 45 (1993), Nr. 165, S. 257-261
- [96] Schießl, P.: New approaches to monitoring and repair of concrete structures. Neue Wege zur Überwachung und Instandsetzung von Betonbauwerken. Zürich: Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, ETH Hônggerberg, 1995. - In: IABSE Report Vol. 73/1 (1995), S. 35-52, IABSE Symposium San Francisco 1995, „Extending the Lifespan of Structures“
- [97] Schießl, P.; Raupach, M.: Korrosionsgefahr von Stahlbetonbauwerken. - Überwachung der Korrosion mit Einbausensoren. In: Beton 44 (1994), Nr. 3, S. 146-149

Betontechnische Berichte – Sachverzeichnis 1960 bis 2000

Die Beiträge in Mehrjahresbänden sind unter dem jeweils letzteren Jahr aufgeführt.

AASHO Road Test	1961/226 1962/128	Anmachwasser (Forts.)		Ausfallkörnung	1968/ 92 f. 1974/163 ff.
abgelagerte Zemente	siehe Zementalter	– magnet. Behandlung	1969/136 ff.	Ausfallwahrscheinlichkeit	siehe Statistik
Abgleichen	1970/ 96 f. 1975/ 67 ff.	Annahmekennlinie	1969/ 98 ff.	Ausgangskonsistenz	1985/120 140 ff.
Abmessen	1976/146 f.	Ansteifen	1981/145 ff. 1983/169 ff. 1985/117 ff. 131 ff. 1991/200	Ausgasung	2000/123 ff.
Abnutzwiderstand	1961/138 1963/102 ff. 1968/ 98 1969/115 ff. 1972/192 1976/168 1979/ 77 ff.	– Einflußgrößen	1985/121 ff. 142 f.	Ausgleichsfeuchte	1971/ 24 1975/107 ff.
Abschirmbeton	siehe Strahlenschutzbeton	– Prüfverfahren	1985/ 57 ff. 125 f. 139 ff.	Ausgußbeton	1961/112 ff. 305 1962/145 1971/ 27 99
Absetzen (Sedimentation)	1960/117 1961/187 ff. 1964/110 1979/ 18 ff. 1997/ 56 f.	(siehe auch Konsistenz)		Auslaugung	1988/149 ff. 172 1994/ 93 f. 1997/ 39 f.
Abstandsfaktor	siehe Luftporen-Kennwerte	Anstriche	1962/ 27 ff. 57 f. 1963/ 94 f. 104 1967/106 1970/ 51 f. 1974/157 ff. 1981/ 51 ff.	Auspressen	1961/114 177 ff. 305 1962/ 77 141 143 1964/ 36 104 1970/ 21 ff. 1972/ 51 ff. 1997/ 39 f.
Abwasserbeseitigung	1997/ 99	Arbeitsfugen	1961/118 f. 1964/ 33 f.	Ausschalfristen	1968/ 99 1972/195
Algenbewuchs	1972/117 ff.	Arbeitslinien	siehe Spannungs-Dehnungs-Linie	Autoklav-Versuch	1971/ 79 f.
Alkalireaktion	1963/111 ff. 1964/116 f. 1973/101 ff. 153 ff. 1974/ 71 ff. 1979/ 96 ff. 1988/ 57 ff. 1997/109 117 133 145	Arbeitsvermögen	siehe Energieaufnahme	Baryt	1961/101 ff.
– Prüfverfahren (Labor)	1997/112 ff. 177	Asbestzement	1976/157	Barytbeton	1961/110 ff. 125
– Schadenanalyse (Bauwerk)	1997/110 ff. 133	Atomreaktor	siehe Reaktorbau	Baugrund	1962/141 ff.
Altbeton	1983/ 17 ff.	Auflast beim Rütteln	1960/ 63 f.	Baunormen	
amerikanische Beton-güter	1962/127 1964/141 ff.	Ausbesserungen	1961/267 1962/ 76 1963/115 ff. 1969/129 ff. 1970/ 52 f. 1979/104 ff.	– DIN 1045	1968/ 83 ff. 127 ff. 1969/106 ff. 1972/173 ff.
amerikanische Zemente	1962/131 1964/ 31 1966/ 21 ff.	Ausblühungen	1960/ 89 f. 1962/ 37 ff.	– DIN 1164	1968/ 21 ff. 1969/ 53 1971/ 55 ff. 1997/ 7 ff.
angreifende Wässer und Böden	siehe chemische Widerstandsfähigkeit	Ausbreitmaß	1985/ 18 ff. 57 ff. 120 ff. 134 ff. 1997/ 64 ff. 72 ff.	– DIN 4030	1968/ 96 ff. 127 ff. 1985/ 49
Anmachwasser	1963/153 ff. 1965/136 2000/ 49 ff.	– bei Estrich	1991/ 25 f.	– DIN 4102	1978/ 71 ff.
		– Prüftechnik	1985/ 57 ff. 1991/ 43 ff.		
		(siehe auch Konsistenz)			

Baunormen (Forts.)		Betondeckung (Forts.)		Betontemperatur (Forts.)	120 ff.
– DIN 4108	1976/ 42 ff.	– Prüfverfahren	1988/101 ff.		129 ff.
– DIN 4226	1968/ 91	Betoneigenschaften	1960/108 ff.		282 ff.
– DIN 18551	1973/139 ff.		1967/ 63 ff.		1962/105 ff.
– internationale	1979/ 43 ff.		1968/ 85 ff.		1963/ 37 ff.
(siehe auch Richtlinien und Merkblätter)			1976/150 ff.		153 ff.
Behälter	1970/ 58 f.	– bei Erschütterungen	1997/102		170
	1971/ 21 f.				1964/ 22 ff.
	1976/ 31 f.	– bei hohen Tempera- turen	1981/ 66 ff.		38 ff.
	1981/ 18 f.				163 f.
	1991/107	– bei tiefen Temperaturen	1961/132 ff.		1967/ 41 ff.
Belastungsgeschwin- digkeit	1961/ 57 f.		1970/ 60 ff.		68 f.
	1963/ 74		1981/ 17 ff.		1968/146 ff.
	1964/ 83	Betonfestigkeitsklassen	siehe Betongüte		1969/ 74 ff.
	1971/ 47	Betonförderung	1962/177 ff.		1970/ 57 ff.
Bergbau	siehe Grubenausbau und Schachtausbau		1965/144 ff.		1973/ 85 f.
Bergsenkung	1962/142 f.	Betonformsteine	siehe Formsteine		1974/151 ff.
Beschichten	1962/ 76	Betongefüge	2000/ 25 ff.		1975/ 17 ff.
	1963/118 ff.	– Prüfung	1994/ 39 f.		1976/168
	1967/ 88 ff.	Betongüte	1960/ 91 ff.		1981/ 17 ff.
	1969/ 41 ff.		1961/139		141 ff.
	130 ff.		273 f.		159 f.
	1973/125 ff.		1962/127		1983/135 f.
	1979/108 ff.		1964/188 ff.		187 ff.
Beschleuniger	siehe Zusatzmittel		1967/ 71 f.		1985/125
Beständigkeit	1962/191 f.		1968/ 85 ff.		145 f.
	1963/ 85 ff.		1969/ 85 ff.		1994/135
	1964/175 f.		1970/165 ff.		187 ff.
	1966/ 21 ff.		1972/182 ff.		(siehe auch Feuerbeständigkeit und Wärmedehnung)
	1972/ 33 ff.		1979/ 52		– Meßverfahren
	1976/164 ff.		1983/109 f.		1968/154 ff.
	1979/ 61 ff.	Betonierabschnitte	1961/115 ff.		1970/185 ff.
	1981/141 ff.		1964/ 33 ff.		1994/128 f.
	1988/ 79 ff.	Betonpfähle	1962/143 f.		Betonwaren
	186 ff.		1966/ 41 ff.		1964/107
	1991/139 f.		1968/ 49 ff.		111
	162 f.				1965/206 ff.
	171 ff.	betonschädliche Wässer			– Rohre
	1997/ 79				1994/ 53 ff.
	2000/111 ff.				1997/ 99
	145				Betonzusammensetzung
(siehe auch Abnutzwiderstand, Alkalireaktion, chemische Widerstandsfähigkeit, Dauerfestig- keit, Erosionswiderstand, Feuerbeständigkeit, Frost-Tausalz-Widerstand, Frostwiderstand, Kavitationswiderstand, Korrosionsschutz)					1960/107 ff.
Beständigkeitsfaktor	1962/ 95 ff.	Betonschutz	1967/ 85 ff.		1961/137 ff.
Beton B I	1972/185 ff.		1968/139		1962/ 24 ff.
Beton B II	1972/187 f.		1970/ 51 f.		128 ff.
Betonanwendung			1973/125 ff.		167 ff.
– Gesundheit	2000/123 ff.				1963/ 64 ff.
	135				89 ff.
– Umwelt	2000/111				143 ff.
	135				1963/165 ff.
Betondeckung	siehe Korrosionsschutz				1964/ 27 ff.
					73 ff.
					1965/137 ff.
					199 f.
					1966/ 63 ff.
					120 ff.
					157 ff.
					1967/ 26 f.
					74 ff.
					1968/ 88 ff.
					1970/121 ff.
					1973/144 ff.
					1976/136 ff.
					1983/122 ff.
					1985/123 f.
					1988/ 87 ff.
					1994/158
					190 f.
					218 ff.
					1997/ 64
					69
					2000/ 43

Betonzusammensetzung (Forts.)	93 114 f.	Bruchverhalten (Forts.)	1978/ 31 ff. 1979/ 38 f. 1981/ 24 1991/ 57 ff.	chemische Widerstands- fähigkeit (Forts.)	
- Zementleimgehalt	1997/ 64 f.			- Angriffsgrad	1967/ 23 ff. 1968/131 ff. 1972/191 f. 1988/117 f. 1994/ 83
- nachträgl. Bestimmung	1968/ 35 ff. 1972/ 21 ff. 1981/ 37 ff.	Brückenwiderlager	1964/ 53 1968/145 ff.		
Betriebsfestigkeit	1981/133 ff.	C ₃ A-Gehalt	1960/104 1966/ 34 ff. 1971/ 84 ff. 1981/152 ff.	- Betonzusammen- setzung	1960/120 f. 1961/267 f. 1962/ 25 f. 147 f. 1967/ 19 ff. 80 f. 1968/ 41 f. 135 ff. 1972/192 f. 1976/166 f. 1978/ 97 ff. 1979/ 73 ff. 1994/ 74
Bettungsbeton	1960/112 ff.	Calciumsilicat	1983/ 63		
Bewuchsbeseitigung	1972/117 ff.	Carbonatisierung	1960/ 83 ff. 115 1962/ 48 ff. 1963/107 1969/ 58 1972/ 47 125 ff. 1976/167 1988/ 21 ff. 87 ff. 186 f. 1991/144 f. 181 209 f. 1994/173 ff. 1997/145 2000/ 21	- Brandgase	1970/ 33 ff.
Biegezugfestigkeit	1960/ 44 ff. 1961/ 42 f. 205 252 ff. 1962/124 f. 1963/ 59 ff. 1964/165 f. 1970/101 ff. 1985/106 ff.			- Chlorid-Diffusion	1970/ 37 ff. 1978/100 ff.
- bei Erschütterungen	1981/ 76 ff.			- Einwirkung chemischer Stoffe (Übersicht)	1963/ 96 ff. 1967/108 ff.
- bei hohen Tempera- turen	1962/106 f. 1969/ 31			- Gase	1967/ 22 f. 86 1968/129 1970/ 33 f. 1978/100 ff. 1988/185 f.
- Prüfverfahren	1963/ 72 ff.	- Prüfverfahren	1988/ 28 f. 1997/148 f.		
Bindemittel	1960/102 1962/105			- Kalkgehalt des Zements und Zuschlags	1962/147 ff.
Binghamsche Flüssigkeit	1972/ 53 1973/ 24 f. 1976/126 ff.	CEB-Regelwerk	1979/ 50 ff.	- kalklösende Kohlen- säure	1962/148 ff. 1967/ 27 ff. 1975/ 60 ff. 91 ff. 1976/167 1985/ 41 ff. 1988/124 ff. 1994/ 72
Bioklimatik	1975/143 ff. 1978/157 ff.	chemische Widerstands- fähigkeit	1962 /25 f. 147 ff. 1963/ 96 ff. 1966/ 33 ff. 1967/ 19 ff. 85 ff. 1968/ 41 ff. 127 ff. 1970/ 33 ff. 1971/ 83 ff. 1975/ 57 ff. 91 ff. 1976/166 f. 1978/ 93 ff. 1979/ 71 ff. 1985/ 41 ff. 1994/ 76 f.		
Blähton	1964/143 ff. 1965/ 40 ff.			- Meerwasser	1963/102 1966/ 39 ff. 1967/ 31 f. 1968/ 42 ff. 1976/167 1978/ 95 ff. 1979/ 73
Bodenverfestigung	1961/141 ff. 223 ff. 1962/ 63 ff. 1963/175 ff. 1973/ 41 ff. 1978/ 17 ff.	- angreifende Wässer und Böden	1960/120 f. 1961/267 f. 1962/147 ff. 1967/ 24 ff. 1968/127 ff. 1975/ 57 ff. 91 ff. 1976/167 1979/ 72 ff. 1988/117 ff. 1994/ 75 139 ff.	- Öleinwirkung	1963/ 98 f. 1966/172 f. 1967/ 22 1968/130
Böschungsschutz	siehe Uferbefestigung			- Prüfung	1994/142 ff.
Bohrkerne	1961/219 f. 1970/ 95 ff.			- Puzzolanzusatz	1960/104 1964/115 f. 1979/ 74
Brandgase	1970/ 33 ff.			- Salzlösungen	1963/ 97 f. 1976/ 21 f.
Brandschutz	1978/ 71 ff.				
Brandversuche	1962/ 80				
Bruchsteinbeton	1960/114				
Bruchverhalten	1970/ 83 ff. 1971/ 33 ff. 164 ff. 1972/152 ff. 1974/ 47 ff. 1976/153 f. 1977/ 39 ff.	- Ammonium	1994/ 71 ff.		

chemische Widerstandsfähigkeit (Forts.)		Daubensilos	1961/215 ff.	Druckfestigkeit (Forts.)	170
– Salzlösungen (Forts.)	1978/ 97 ff. 1979/ 72 ff.	Dauerfestigkeit	1971/ 28 40 1974/175 1976/ 57 ff. 155 f. 1981/129 ff. 1988/215 ff. (siehe auch Beständigkeit)	1963/ 41 ff. 141 ff. 162 1964/155 ff. 188 ff. 1965/ 36 f. 106 1966/115 ff. 139 ff. 1967/ 55 ff. 65 ff. 1968/ 85 ff. 113 ff. 1969/ 51 ff. 85 ff. 1970/100 ff. 165 ff. 1971/139 ff. 151 ff. 1972/135 ff. 182 ff. 1976/ 62 ff. 137 153 ff. 1981/112 f. 1983/ 21 ff. 109 f. 137 ff. 157 ff. 1985/103 ff. 1988/ 89 ff. 224 1991/140 178 f. 1994/ 43 47 61 82 123 171 f. 187 ff. 225 f. 1997/ 72 ff. 2000/ 18 f.	
– Säureangriff	1962/ 25 ff. 147 ff. 1963/ 97 ff. 1967/ 21 ff. 1968/136 1970/ 33 ff. 1975/ 57 ff. 91 ff. 1979/ 75 ff. 1985/ 41 ff. 1988/117 ff. 1997/103 ff.	Dauerhaftigkeit	siehe Beständigkeit		
– Schutz von Beton	1967/ 85 ff. 1968/139 1973/125 ff. 1988/123 1997/106	Deckwerk	1962/ 67 ff. 1967/143 ff. 1978/ 22 ff.		
– Sulfatangriff	1966/ 33 ff. 1967/ 22 ff. 1968/137 1971/ 83 ff. 1975/ 57 ff. 1976/166 f. 1979/ 72 ff. 1991/ 83 ff.	Dehnung	siehe Formänderungen		
– Tausalzeinwirkung (siehe Frost-Tausalz-Widerstand)		dichter Beton	1960/116 ff. 1961/107 138 f. 207 ff. 268 1962/ 24 f. 1964/118 175 1966/145 ff. 1967/ 26 f. 76 ff. 1968/ 95 1971/157 ff. 1972/191 f. 1975/112 ff. 1976/163 1983/148 f. 1988/ 41 ff. 81 ff. 1994/ 63 f. 1997/102 f.		
– weiches Wasser	1967/ 22 1968/130 1978/ 99 f.	– organ. Flüssigkeiten	1991/114 1994/151 ff. 213 ff.		
– Zemente mit hohem Sulfatwiderstand	1960/104 1962/148 ff. 1963/102 1964/115 f. 1966/ 33 ff. 1967/ 30 f. 1968/ 31 137 1971/ 83 ff. 1979/ 73 1981/ 91 ff.	– Prüfverfahren	1991/115 1994/ 57 f. 160	– bei Erschütterungen	1981/ 69 ff.
Chlorid-Diffusion	1960/ 37 ff. 1978/100 ff. 1991/142 f. 165 f. 2000 /145 ff.	Diffusion	1988/ 43 ff. 127 ff. 1991/110 130 f. 164 f. 1994/ 56 ff. 155	– bei hohen Temperaturen	1962/106 f. 1969/ 24 ff. 36 1971/ 27 1976/ 34 f.
Chloridgehalt	1967/ 37 1970/ 37 ff. 1991/166	Dolomit	1962/155 f.	– bei tiefen Temperaturen	1970/ 61 ff. 1981/ 21 f.
Dachausbildung	1963/ 53 ff.	Dreistoffbindemittel	1960/102	– mehrachsige	1976/ 35 ff. 154
Dampfhärtung (siehe auch Wärmebehandlung)	1961/274	Druckfestigkeit	1960/ 44 ff. 110 ff. 130 ff. 1961/ 27 ff. 205 219 f. 253 ff. 285 ff. 1962/ 83 ff. 123 ff.	– Mikrohärte	1983/ 41 ff.
Dampfmischen	1974/151 ff.			– Schnellprüfung	1961/273 ff.
Darrversuch	1981/ 36			Druckkraftaufnahme	siehe Kraftableitung
				dynamische Beanspruchungen	1981/ 62 ff. 130 ff.
				Durchlässigkeit	
				– Prüfverfahren	1988/149 ff.

Durchlässigkeit (Forts.)		Elastizitätsmodul (Forts.)	162 ff.	Erstarren (Forts.)	
- Prüfverfahren	1994/219 f.		1972/156	- Sulfatträger	1981/154 ff. 1983/173 ff. 1985/132 f. 1988/200
Eigenfeuchte (Beton)	1968/113 ff. 1970/ 99 ff. 1981/ 27		1974/ 47 f. 1976/ 74 f. 159 f. 1977/ 39 ff. 1978/ 37 ff. 1981/ 22 ff. 120	Fallrohrleitungen	1962/177 ff.
Eigenfeuchte (Zuschlag)	1966/ 89 ff. 1974/ 91 ff. 137 1976/146		1983/ 23 ff. 139 f. 1985/ 89 ff. 1988/225 1994/ 45 2000/ 21	Faserbeton	1969/ 78 ff. 1974/ 45 ff. 1976/ 37 f. 157 1978/ 50 ff. 1979/ 29 ff. 1981/ 27 f. 101 ff. 1983/155 ff. 1985/ 73 ff.
Eigenspannungen	1960/ 73 ff. <small>(siehe auch Gefüge-, Schwind- und Temperaturspannungen)</small>			Faserverteilung und -orientierung	1985/ 94 ff.
Eignungsprüfung	1961/290 1962/ 83 1964/158 1968/100 1970/175 f. 1972/196 1973/149 1981/163	- Bestimmungsverfahren	1970/146 ff. 1971/119 ff.	Fehlerverteilungskurve	siehe Statistik
		- Modellvorstellungen	1970/152 ff.	Festigkeitsentwicklung	1960/ 29 ff. 1961/ 9 ff. 201 ff. 241 ff. 273 ff. 1963/ 45 f. 69 f. 137 ff. 169 ff. 1964/ 77 ff. 162 ff. 1965/132 150 1966/115 ff. 1967/ 35 f. 1969/ 67 ff. 1971/ 73 ff. 1973/147 f. 1975/130 1976/ 57 ff. 107 ff. 155 1977/149 ff. 1978/ 43 ff. 1988/183 f. 222 f. 1994/188 f. 1997/151 2000/ 25 ff. 68 f.
		elasto-plastischer Stoff	1978/ 34 ff.		
		elektrostatische und -magnetische Felder	1975/144 ff. 1978/157 ff.		
Einbringen des Betons	1961/114 ff. 1962/ 35 1963/115 ff. 1964/ 33 ff. 1965/147 1966/188 f. 1973/145 f. 1974/139 ff.	Energieaufnahme	1974/ 48 ff. 1978/ 32 ff. 1979/ 35 ff. 1981/143 1983/157 ff. 1985/108 ff. 1991/ 57 ff.		
Eindringen/Flüssigkeiten	1994/162 ff. 213 ff.	Enteisungsmittel	1979/ 65 f.		
Einheiten-Systeme	1978/105 ff.	Entmischen	1961/114 1962/180 f. 1974/139		
Einpreßmörtel	1961/177 ff. 1977/165 ff.	Entsalzungsanlagen	1978/ 93 ff.		
- Prüfverfahren	1961/187 1965/210 1977/172 ff. 1981/150 f.	Epoxidharz	1962/ 73 ff. 1963/119 f. 1967/ 97 ff.		
Einpressungen	siehe Auspressen	Erddämme	1962/ 64 ff. 1973/ 41 ff. 1978/ 20 ff.		
Eis (Eigenschaften)	1970/ 60 f.	Erhärtungsprüfung	1962/ 83 1968/ 99 f. 1971/ 65 ff.		
Eisenerze	1961/101 f.	Erosionswiderstand	1969/115 ff.		
Eisenportlandzement	1971/ 60 f. 1983/ 88	Erschütterungen	1981/ 61 ff. <small>(siehe auch Schlagfestigkeit)</small>	Festigkeitsklassen des Betons	siehe Betongüte
Elastizitätsmodul	1960/ 76 ff. 1961/175 f. 212 1964/167 ff. 1965/ 54 ff. 107 f. 1967/ 55 ff. 76 1968/ 72 ff. 1970/ 65 ff. 126 f. 139 ff. 1971/ 39 ff. 119 ff. 157	Erstarren	1961/132 193 1964/ 99 ff. 1968/ 28 f. 1971/ 62 ff. 1981/145 ff. 1983/169 ff. 1985/119 ff. 131 ff.	Festigkeitsvergleich	1962/123 ff.
		- Prüfverfahren	1981/147 ff.	Festigkeitsverhältnis	1963/ 78 ff. 1964/ 87 ff. 166 1965/ 55 1968/ 71 f. 1970/124 ff. 1981/114 f. 1991/ 68
				Feuchtigkeitseinfluß	1981/ 25 ff. 141 ff.

Feuchtigkeitseinfluß (Forts.)	1988/199 f. 220 f. 1994/216	Formänderungen (Forts.)	1983/158 f. 1985/ 89 ff. 1991/ 57 ff. 1994/181 ff. 1997/122 ff. 140	Frostwiderstand (Forts.)	1962/ 97 ff. 1963/ 87 ff. 127 1964/175 f. 1965/185 ff. 1966/ 26 ff. 1967/ 81 1968/ 95 f. 1970/ 89 ff. 1971/115 f. 1972/ 38 ff. 191 f. 1976/ 79 ff. 164 f. 1977/ 56 ff. 1979/ 62 ff. 1983/ 30 1988/184 f. 1991/146 f. 165 172 f. 206 f. 1994/ 33 ff. 174 2000/ 21
Feuchtigkeitsgehalt	siehe Ausgleichsfeuchte und Eigenfeuchte	(siehe auch Alkalireaktion, Elastizitätsmodul, Frostdehnung, Kriechen, Quellen, Querdehnung, Schwinden, Wärmedehnung)			
Feuerbeständigkeit	1962/ 79 ff. 1964/176 1965/111 1969/ 21 ff. 35 f. 1976/168 1978/ 71 ff.	Formsteine	1960/ 25 f. 1961/ 49 ff. 1963/173 ff.		
Feuerbeton	1969/ 27 ff.	Formsteinringe	1961/ 72 ff.		
Feuerungsbau	1969/ 21 ff. 35 f.	Formstein-Silo	1962/ 31 ff.		
Feuerwiderstandsklasse	1978/ 74 ff.	Fraktile	siehe Statistik		
FIP-Kongreß 1970	1970/133 ff.	Fremdüberwachung	1972/197		
Flachdach	1963/ 53 ff.	Frischbetonanalyse	1977/105 ff. 1981/ 33 ff.		
Flechtenbewuchs	1972/117 ff.	Frostbeständigkeit	siehe Frostwiderstand	(siehe auch Frost-Tausalz-Widerstand)	
Fließbeton	1974/ 21 ff. 143 ff. 1977/ 87 f. 149 ff. 1983/113 ff.	Frostdehnung	1960/119 1961/191 1962/164 1976/166	- Prüfverfahren	2000/ 85 ff.
Fließestrich	1991/ 21 ff.	Frostschutzschicht	1961/223 f.	Frühfestigkeit	siehe Festigkeitsentwicklung
Fließmittel	siehe Zusatzmittel	Frost-Tausalz-Widerstand	1962/150 ff. 1963/ 95 f. 1965/ 73 ff. 161 ff. 185 ff. 1966/ 26 ff. 75 ff. 1967/ 81 1968/ 95 f. 1971/115 f. 1972/191 f. 1976/165 1977/ 55 ff. 157 ff. 1983/101 ff. 1991/189 208 f. 1994/ 33 ff. 174 1997/ 97 ff. 2000/ 22	frühhochfester Beton mit Fließmittel	1977/149 ff. 1983/113 ff.
Fließverhalten von Zementleim	1973/ 26 ff. 1976/123 ff.	- Prüfverfahren	1977/ 60 ff. 1994/ 37 f. 2000/ 85 ff.	Fugen (Massenbeton)	1968/170 ff.
Flotationsverfahren	1981/ 40 ff.	Frosttauwechsel-Prüfung	1962/ 93 ff. 1963/ 92 f. 1965/171 ff. 209 ff. 1976/ 80 ff. 1977/ 60 ff. 1994/ 37 f.	Fugenabstand	1963/ 56 f. 1964/ 26 f. 37 1968/173
Flugasche	1981/ 47 1983/ 64 ff. 1988/176 ff. 1991/ 83 ff. 157 ff. 1997/ 58 f.	Frostwiderstand	1960/ 9 ff. 118 ff. 1961/268 f.	Fugenausbildung	1973/132 ff. 1981/ 56 ff.
Flugaschezement	1983/ 79 ff.			Füller	1983/ 64 ff. 1988/175 ff.
Flüssiggasbehälter	1970/ 57 ff. 1981/ 18 f.			Füllungsgrad	1978/ 60 ff.
Fördern des Betons	1962/177 ff. 1965/144 ff. 1966/188 f. 1972/109 194			Gärfuttersilos	1961/215 ff. 1962/ 23 ff.
Formänderungen	1970/ 65 ff. 1971/ 33 ff. 123 ff. 1974/ 47 ff. 1976/158 ff. 1977/ 17 ff. 29 ff. 1978/ 34 ff. 1979/ 38 f. 1981/ 22 ff. 111 ff.			Gasbeton (Porenbeton)	1964/111
				Gasemission von Ausgangsstoffen	2000/123 ff.
				gasdichter Beton	1961/107 1962/ 24 f. 1976/163 f.
				- Permeabilität	1988/ 37 ff. 81 ff. 185 f. 1991/127 ff. 1994/ 62 96 1997/103
				- Diffusion	1988/ 43 ff. 1994/ 63

gasdichter Beton (Forts.)		Güteprüfung (Forts.)	1971/ 65 ff. 1972/111 f. 195 ff. 1973/150 f. 1997/ 21	Hydrophobierung	1975/118 ff.
– Prüfverfahren	1988/ 38 f. 82 1991/130 ff. (siehe auch dichter Beton)	Haftfestigkeit	1962/ 76 1964/118 176 f. 1967/ 66 2000/120 f.	ideal-elastischer Stoff	1978/ 34 ff.
Gefrierpunkt	1962/161 1970/ 60 f. 1981/ 21 f.	Haftmittel	1979/106	Imprägnieren	1965/ 73 ff. 181 204 ff.
Gefrierverfahren (Tiefbau)	1962/142	Haftmitten	1979/106	Inhibitor	1969/ 64
Gefügeschädigung	1997/109 ff. 121 f. 136 f. 2000/116 f.	Haufwerksporigkeit	2000/112 ff.	Injektionen	siehe Auspressen
Gefügespannungen	1960/ 75 ff. 1967/ 53 ff. 1972/135 ff. (siehe auch Schwindspannungen und Temperaturspannungen)	Härte	1983/ 41 ff.	Innenrüttler	1960/124 1962/ 87 ff.
Gehwegplatten	1965/161 ff. 208 f. 1966/ 49	Häufigkeitsverteilung	siehe Statistik	innere Oberfläche	1961/208
Gelporen	siehe Porenraum	heißer Zement	1961/132 f.	Instandsetzung	siehe Ausbesserungen
Gestaltseinfluß	1961/ 53 ff. 219 f. 294 f. 1962/124 ff. 1963/ 75 ff. 1964/ 85 ff. 1971/129 ff. 156 1972/ 44 f. 1976/ 62 1991/ 68 f.	heißes Anmachwasser	1963/153 ff.	ISO-Normung	1979/ 44 ff.
Gipsgehalt	1961/265	Hitzewiderstand	1972/192	junger Beton	1971/151 ff. 1973/ 67 ff.
Gleitbeiwert	1967/122 ff.	Hochofenzement	1971/ 60 f. 1981/ 91 ff. 1983/ 75 ff.	Kälteschock	1970/ 70 f. 1981/ 24 ff.
Griffigkeit	1967/121 ff. 1979/ 80 ff.	Hüttenbims	1960/127 1965/ 38 ff.	Kalkfahnen	siehe Ausblühungen
Größtkorn	siehe Kornzusammensetzung	Hüttensand	1971/ 60 1983/ 64 ff.	Kalkgehalt	1960/ 83 1961/ 44 f. 1962/147 ff. 1967/ 27 ff. 1983/ 64 ff.
Grubenausbau	1960/ 26 f. 1961/ 49 ff. 1962/ 82 188 1965/129 ff. 1970/ 23 ff.	Hydratation	1960/ 29 f. 109 1961/ 44 201 ff. 1962/ 24 1963/ 47 1966/148 1967/ 37 f. 1969/ 67 ff. 1976/107 ff. 150 ff. 1981/152 ff. 1983/ 63 ff. 173 ff. 1988/200 ff. 1994/116 f.	Kalkhydrat	1962/105
– Richtlinien	1965/155 ff.	Hydratationswärme	1961/ 99 f. 131 1964/ 30 ff. 1968/ 30 1970/179 ff. 1971/ 85 ff. 1988/221 f. 1994/115 ff. 187 ff. 2000/ 61 ff. 73	Kalkstein	1962/155 f. 1983/ 82 ff. 1985/ 43 f. 1991/171 ff. 195 f.
Gründungen	1962/142 f.	– Meßverfahren	1970/185 ff. 1971/ 86 1994/125 ff.	Kalorimetrie	1970/181 ff. 1994/125 ff. 2000/ 61 ff.
grüner Beton	1971/151 ff. 1973/ 67 ff.	hydraulische Erhärtung	1983/ 63	Kaltwasser-Versuch	1968/ 30 1971/ 80
Güteklassen	siehe Betongüte bzw. Zementnormenfestigkeit	hydraulischer Radius	1961/208	Kanaldichtung	1978/ 22
Güteprüfung	1961/273 ff. 1962/ 83 113 1968/100 1969/ 93 ff.			Kapillarporen	siehe Porenraum
				Kavitationswiderstand	1969/115 ff.
				Kelly-Vail-Verfahren	1981/ 36 f.
				keramischer Stabilisator	1969/ 27 f.
				Kernfeuchte	siehe Eigenfeuchte
				Kernreaktor	siehe Reaktorbau
				Kleben	1962/ 77 1963/122
				Klinkerphasen	1961/ 44 1981/152 ff. 1983/ 63 172

Leichtbeton (siehe auch Konstruktions-Leichtbeton) (Forts.)		Luftgehalt (LP-Gehalt) (Forts.)	1979/ 67 f. 1981/170 1983/136 1994/ 46 f. 1997/ 93 ff.	Mehlkorn (Forts.) (siehe auch Kornzusammensetzung)	1997/ 58 f.
- Eignungsprüfung	1974/126 ff.			Merkblätter	siehe auch Richtlinien
- Erzeugung in den USA	1964/132 f.	- Meßverfahren	1962/171 1963/128 ff. 1966/ 82 f. 1975/ 51 f. 1977/ 60 ff. 1979/ 68	- Anstriche	1974/157 ff.
- Kraftfluß	1967/ 53 ff. 1971/ 35 f. 123 ff. 1972/143 ff.	Luftporenbildung	1961/245 f. 1962/168 1965/194 ff.	- Anstriche auf Beton von Wasser-Sammel- anlagen	1981/ 51 ff.
- Kriechen	1974/ 91 ff.	Luftporen-Kennwerte	1960/119 f. 1962/ 94 ff. 163 1965/191 1966/ 75 ff. 1970/ 89 ff. 1971/113 ff. 1975/ 40 ff. 1977/ 58 ff. 1981/169 ff. 1994/ 47 1997/ 89	- Bodenverfestigung im Wasserbau	1978/ 17 ff.
- Merkblätter	1974/111 ff.			- Dampfmischen	1974/151 ff.
- Mischungsaufbau	1964/153 ff. 1965/104 ff. 1967/ 61 f. 1974/112 ff. 122 ff. 134 ff. 1976/139 ff.	- Berechnung	1981/177 ff.	- Deckwerksteine	1967/143 ff.
- Normung in den USA	1964/140 ff.	- Meßverfahren	1981/173 ff.	- Hydratationswärme	1970/179 ff.
- Schwinden	1974/ 91 ff.	Luftschalldämmung	1976/ 18 ff.	- Leichtbeton und Stahlleichtbeton I	1974/ 111 ff.
- Spannbeton	1964/179 f.	Mahlfeinheit	1961/181 ff. 1968/ 29 1971/ 81 ff. 1976/ 68 116 f. 1983/ 66 ff. 1997/ 75	- Leichtbeton und Stahlleichtbeton II	1974/121 ff.
- Wirtschaftlichkeit	1964/138 ff.	Maracaibo-Brücke	1962/143 f. 1964/199	- Leichtbeton und Stahlleichtbeton III	1974/133 ff.
- Zuschlag	siehe Zuschlag, leichter	Maßeinheiten	1978/105 ff.	- Öleinwirkungen	1966/169 ff.
Leitfähigkeit, elektrische	1994/ 11 ff. 1997/ 84 ff.	Massenbeton	1961/ 89 f. 99 f. 117 ff. 1964/ 21 ff. 1968/145 ff.	- Schutzüberzüge	1973/125 ff.
Liegezeit	1979/ 19 ff.	Meerwasserbauten	1963/102 1966/ 39 ff. 1967/ 31 f. 1968/ 33 ff.	- Spaltenböden	1966/ 69 ff.
Löschungsgeschwindigkeit, spezifisch	1988/123 ff. 145 f.	Meerwasserentsalzungs- anlagen	1978/ 93 ff.	- Wärmebehandlung	1967/ 35 ff.
LP-Beton	siehe Frost-Tausalz-Widerstand	Mehlkorn	1960/101 ff. 1964/113 ff. 1968/ 94 1972/113 ff. 181 f. 1973/ 87 f. 1975/116 1983/ 97 ff. 1988/175 ff.	- Zementeinpressungen	1970/ 21 ff.
LP-Zement	1962/131 1964/106			MgO-Gehalt	1971/ 80
Luftelektrische Felder	1975/143 ff. 1978/157 ff.			Mikrohärteprüfung	1983/ 41 ff.
Luftgehalt (LP-Gehalt)	1960/ 9 ff. 118 130 1961/245 ff. 1962/101 ff. 136 159 ff. 1963/ 69 89 f. 127 f. 1964/105 ff. 1965/ 73 181 190 ff. 1966/ 27 ff. 76 f. 1968/ 96 1971/113 ff. 1972/192 1973/ 95 ff. 1976/138 1977/ 59 ff.			Mischbinder	1960/103
				Mischen	1963/ 35 44 ff. 1972/194 1974/151 ff. 1976/147 f. 1978/ 57 ff. 1981/ 63 f. 1985/124 144 f.
				Mischergröße	1978/ 63 ff.
				Mischungsentwurf	siehe Betonzusammensetzung bzw. Stoffraumrechnung
				Mischzeit	1963/ 61 ff. 1964/159 1976/147 1981/160 f. 1985/144 f.
				Model Code	1979/ 52 ff.
				NA-Zement	1973/110 ff. 161 ff. 1974/ 76 ff. 1997/118

Nachbehandlung	1960/ 23 f. 1961/124 1962/ 35 60 124 ff. 1963/ 69 ff. 103 f. 122 1964/ 78 159 f. 1965/150 f. 204 1966/128 ff. 166 1968/113 ff. 1970/ 99 ff. 1973/ 90 f. 1974/141 1976/149 1988/ 84 f. 1991/129 209 (siehe auch Oberflächenbehandlung)	Öleinwirkung	1963/ 98 f. 1966/169 ff. 1967/ 22 1968/130	Prüfstellen	1972/197 f. 1997/ 21
Nacherhärtung	siehe Festigkeitsentwicklung	Passivierung	1969/ 60 1972/127	Pumpbeton	siehe Fördern des Betons
Nachmischen	1963/ 38 44 1979/ 23 f.	Permeabilität	1981/ 37 ff. 81 ff. 1994/ 62 105 177	Puzzolan	1964/113 1983/ 64
Nachverdichten	1960/117 125 1961/262 1971/109 ff. 1981/ 66 ff.	Pfahle	siehe Betonpfähle	Puzzolanzusatz	1960/101 ff. 1964/ 31 f. 113 ff. 1979/ 74
Neutronenstreuung	1981/ 36	Pfahlgründung	1962/143	PVC-Brände	1970/ 33 ff.
Newtonsches Fließgesetz	1972/ 53 1973/ 23 ff. 1976/124 ff.	pH-Wert	1960/ 86 1962/147 ff. 1967/ 36 1969/ 57 1972/126 f.	Qualitätsmanagement	1997/ 21
Normalverteilung	siehe Statistik	Phasenneubildungen	1988/207 ff. 218 227 1994/ 82	Quarzsand	1983/ 84 ff.
Normen	siehe Baunormen	Pilzbewuchs	1972/117 ff.	Quellen	1964/111 f. 1971/ 80 2000/ 93 ff.
Normenfestigkeit	siehe Zementnormenfestigkeit	Polymerbeton	1976/164	Quellzement	1964/109 ff. 1965/ 21 f. 1976/140
Normenmörtel	1962/132 1968/ 25 1969/ 53 1971/ 65 ff.	Porenraum	1960/109 ff. 1961/201 ff. 1962/ 24 161 ff. 1963/ 87 1965/190 1966/148 1967/ 77 1969/ 68 ff. 1975/106 ff. 1976/109 ff. 150 1983/ 47 66 1988/ 53 f. 79 1991/127 ff. 1994/ 63	Querdehnung	1964/169 1968/ 73 ff. 1971/ 39 ff. 123 ff. 1972/151 ff. 1978/ 49 f. 1979/ 39 1985/110 f.
Oberflächenbehandlung	1961/267 1963/ 94 f. 103 ff. 1967/ 99 ff. 1973/127 f. 1974/158 f. 1981/ 52 f. (siehe auch Anstriche, Beschichten, Imprägnieren)	Porenwasser	1981/ 21 ff. 1994/101 1997/ 39	radioaktive Strahlen	1961/ 96
Oberflächenfeuchte	siehe Eigenfeuchte	Portlandzementklinker	1961/ 44 1971/ 60 1981/152 ff. 1983/ 63 ff. 172	Rammpfähle	siehe Betonpfähle
Oberflächentextur	1967/121 ff.	Portlandkalksteinzement	2000/ 15 ff.	RAM-Verfahren	1981/ 38 ff.
Ocratieren	1962/ 29 1967/ 99	Probenzahl	siehe Statistik	Raumbeständigkeit	1962/153 1968/ 30 1971/ 76 ff.
Ökobilanz	2000/141 f.	Prüfkörperabmessungen	siehe Gestaltseinfluß	Raumgewicht	siehe Rohdichte
		Prüfmaschinen- Umstellung	1978/116 ff.	Reaktorbeton	siehe Strahlenschutzbeton
				Recycling	1988/144 159 ff. 1994/102 f.
				Regelkonsistenz	1985/120
				Reife	1961/ 10 ff. 1963/172
				Relaxation	1971/169 ff. 2000/ 65 f.
				Restfestigkeit	1981/ 26 f.
				Restwasser	2000/ 49 ff.
				Rheologie von Zement- leim und Frischbeton	1973/ 21 ff. 1974/ 24 ff. 1976/123 ff. 1985/132 ff. 1997/ 33 45

Rheologie von Zement- leim und Frischbeton (Forts.)	61 ff. 2000/ 39 ff.	Schachtausbau	1960/ 25 1962/ 81 177 ff. 1963/173 f. 1970/ 23 ff.	Schwinden (Forts.)	140 ff. 1994/186 2000/ 93 ff.
Richtlinien	siehe auch Merkblätter	Schadstoffe, organ.	1994/106 2000/123 ff.	Schwindspannungen	1960/ 73 ff. 1961/134 237 ff.
– Alkalireaktion	1974/ 71 ff.	Schalensrisse	1961/ 99 1964/ 24 1968/161 f.	Schwingungen	1981/ 62 ff. 130 ff.
– Fließbeton	1974/143 ff.	Schallschutz	1976/ 17 ff.	Selbstverdichtender Beton	2000/ 39 ff.
– Gärfuttersilos	1962/ 33 ff.	Schalung	1962/ 30 55 f.	Sekundärstoff	1988/143 ff. 159 ff.
– Grubenausbau	1965/155 ff.	Schaumbeton	1964/108	Setzmaß (Slump)	1985/ 18 ff. (siehe auch Konsistenz)
– Spritzbeton	1966/177 ff.	Scheinfugen (Massenbeton)	1968/171	Sieblinien	1961/139 f. 1968/ 92 f. 1972/176 ff. 1976/141 1983/105 ff. (siehe auch Kornzusammensetzung)
– Wirksamkeitsprüfung von Zusatzmitteln	1975/ 47 ff.	Schieferton	1964/143 ff.	SI-Einheiten	1978/105 ff.
RILEM-Empfehlungen	1979/ 48 ff.	Schildvortrieb	1962/145	Silos	1961/215 ff. 1962/ 23 ff. 33
Risse	1960/ 23 79 1961/ 99 133 f. 1963/106 1964/ 21 ff. 1966/ 44 ff. 1968/161 ff. 1970/ 83 ff. 1971/ 40 ff. 1972/137 ff. 1973/ 67 ff. 1976/161 f. 1978/ 45 ff. 1979/ 13 ff. 1988/202 f. 1988/217 226 1994/181 ff. 1997/109 ff. 136 f. 2000/ 61 ff. 73 ff. 93	Schlagfestigkeit	1962/144 1968/ 49 ff. 1979/ 36 ff. 1981/101 ff. 1983/158	Sinterbims	1965/ 39 ff.
Rißüberbrückung	1962/ 77 1963/121	Schlammverfestigung mit Zement	1979/113 ff.	Spaltenböden	1966/ 57 ff. 69 ff.
Rohdichte	1960/ 62 f. 127 ff. 1961/106 f. 1964/155 160 ff. 208 f. 1965/ 36 f. 106 1971/ 24 f. 1976/139	Schnellprüfverfahren	1981/ 34 ff.	Spaltrisse	1961/ 99 1964/ 25 f. 1968/146 ff.
Rohrinnenkühlung	1964/ 41 ff.	Schnellzement	1976/119 f. 140	Spaltzugfestigkeit	1963/ 61 f. 79 f. 1964/ 59 ff. 166 f. 1970/103 ff. 1981/114 1983/137 ff. 158 1985/108
Rostschutz	siehe Korrosionsschutz	Schrumpfen	1961/133 1973/ 67 ff. 1976/161 f. 1979/ 13 ff. 1983/ 99 ff.	– Einflußgrößen	1964/ 73 ff.
Rüttelflasche	1960/124 1962/ 87 ff.	Schubfestigkeit	1964/167 1965/110	– Prüfverfahren	1964/ 66 f. 80 ff.
Rütteltisch	1960/ 60 65 ff.	Schutzüberzüge	siehe Betonschutz	– bei tiefen Tempe- raturen	1970/ 62 ff.
Säureangriff	siehe chem. Widerstandsfähigkeit	– Merkblatt	1973/125 ff.	Spannbetonstraße	1961/232 1965/ 21 ff.
		Schwermetalle	1988/143 ff. 173 f.	Spannungs-Dehnungs- Linien	1974/ 48 1978/ 37 ff. 1979/ 38 1981/ 22 ff. 1983/158 f. 1985/108 ff. 1991/ 57 ff. 1994/188 f.
		Schwinden	1960/ 73 ff. 134 1961/235 ff. 1963/ 24 1964/172 f. 1965/ 56 ff. 108 f. 1967/ 40 f. 1969/ 24 f. 35 f. 1970/127 ff. 1971/169 1976/161 1977/ 42 1983/ 27 ff.		

Spannungsrißkorrosion	1969/ 58 f.	Straßenbeton (Forts.)	1965/ 25 ff. 73 ff. 162 f. 201 ff.	Transportbeton (Forts.)	1965/113 ff. 144 1968/ 90 1972/188 1974/138 f. 1985/124 f.
Spannungsverteilung	1970/ 83 ff. 1972/135 ff. 1981/138 ff.		1966/ 26 ff. 75 ff. 1967/121 ff. 1973/ 73 ff. 1977/149 ff. 1979/ 81 f. 2000/ 93 ff.	Traub	1960/101 ff. 1971/ 60 f. 1983/ 64 ff.
spezifische Oberfläche	siehe Mahlfenheit	- Dränbeton	2000/111 ff.	Traubzement	1960/102 1971/ 60 ff. 1983/ 77 ff.
Spritzbeton	1966/177 ff. 1971/ 99 1973/139 ff. 1983/155 ff. 1994/183	Streckenausbau	siehe Grubenausbau	Traubzusatz	1960/101 ff.
Spritzmörtel	1963/119 ff. 1966/177 ff.	Suevit-Traub-Zement	1960/102	Treiben	1962/153 1968/ 30 1971/ 80 ff.
Spundwände	1962/ 72	Sulfatträger	siehe Erstarren	Trittschalldämmung	1976/ 26 f.
Stahlfaserbeton	1985/ 73 ff.	Sulfatwiderstand	siehe chemische Widerstandsfähigkeit	Trockendocks	1962/144
Stahlfaserspritzbeton	1983/155 ff.	Synchrotronbau	1961/301	Trocknungsrisse	1973/ 76 ff.
Stahlleichtbeton	siehe Konstruktions-Leichtbeton	Tausalz	1962/161 ff. 1965/189 f.	Tunnelbau	1962/145 1964/ 51 f. 1994/181 ff. 2000/ 73 ff.
Standardabweichung	siehe Statistik	Tausalzwiderstand	siehe Frost-Tausalz-Widerstand	Überdeckung	siehe Korrosionsschutz
Standspuren	1962/166	Tauwasser	siehe Kondenswasser	Uferbefestigung	1962/ 63 ff. 67 ff. 1967/143 ff. 1968/ 33 ff. 1971/ 89 ff. 1978/ 20 ff.
Startbahnen	1961/231	Tellermischer	1978/ 60	Umrechnung von Festigkeiten	siehe Festigkeitsvergleich und Festigkeitsverhältnis
Statistik	1960/ 91 ff. 1964/188 ff. 1969/ 85 ff. 1997/ 25 f.	Temperaturbean- spruchungen	1970/ 57 ff. 1981/ 19 ff. 141 ff. (siehe auch Frostdehnung und Wärmedehnung)	Umweltschutz	1988/143 ff. 159 ff. 1991/107 ff. 1994/ 53 ff. 89 ff. 151 ff. 213 ff. 2000/135 ff.
Stauraumdichtung	1962/ 63 ff. 141 1973/ 41 ff.	Temperatureinfluß	siehe Betontemperatur	Unterwasserbeton	1966/187 ff. 1972/192
Steife	siehe Konsistenz	Temperaturspannungen	1961/ 99 120 134 211 1962/107 161 1964/ 22 ff. 1967/ 39 f. 47 1968/146 ff. 1970/ 82 ff. 1973/ 72 ff. 1981/ 25 ff. 141 ff. 1994/187 f. (siehe auch Wärmedehnung)	Vakuumbeton	1976/139
Stoffraumrechnung	1960/109 f. 1961/105 ff. 1963/130 ff. 1965/139 f. 1976/137	Tetrapoden	1962/ 72	Variationskoeffizient	siehe Statistik
Strahlenschutzbeton	1961/ 91 ff. 299 ff. 1964/ 47 ff. 1971/ 21 ff. 1975/ 17 ff. 1976/ 31 ff. 168	Ton(schiefer)	1964/143 ff.	Vebe-Zeit	1985/ 18 ff. (siehe auch Konsistenz)
- Zusätze	1961/105	Tragverhalten	1972/135 ff. 1978/ 31 ff. 1981/138 ff.	Verankerungskörper	1964/ 53
Straßenbau	1961/221 ff. 2000/ 93 111	Transportbeton	1962/ 9 ff. 109 ff. 117 1963/ 21 ff. 1964/219 ff.	Verarbeitbarkeit	siehe Konsistenz
- hydraulisch geb. Tragschicht	1988/155 159 ff. 1944/ 11 ff. 102 ff.			Verdichten	1960/ 59 ff. 65 ff. 122 ff.
Straßenbeton	1960/ 23 1961/226 f. 1962/127 159 ff.				

Verdichten (Forts.)	1962/ 83 ff. 1964/159 207 ff. 1965/148 ff. 1971/155 ff. 1976/149	Wasseranspruch	1965/135 ff. 1972/113 ff. 1978/121 ff. 1991/200	Wasserzementwert- Gesetz (Forts.)	1967/ 67 1969/ 51 ff. 1970/165 ff. 1971/ 74 144 f. 1972/166 1976/137 1988/ 87 ff.
Verdichtungsmaß	1964/207 ff. 1985/ 18 ff. (siehe auch Konsistenz)	Wasseraufnahme	1960/116 1964/154 174 ff. 1965/180 f. 1975/113 ff. 1988/220 1991/206 1994/ 61	Wasserzementwert- Tafeln	1972/165 ff.
Verflüssiger	siehe Zusatzmittel	Wasserbau	1961/267 ff.	Wegebau	1961/227 ff.
Verformungen	siehe Formänderungen	Wasserbindung	1960/108 f. 1961/204 1962/105 1971/ 24 1975/ 19 ff. 1991/200 f.	Widerlager	1964/ 53 1968/145 ff.
Verformungs- charakteristik	1970/ 65 ff. 1974/ 48 ff. 1978/ 34 ff. 1979/ 38 1981/ 22 ff. 1983/156 ff. 1991/ 57 ff.	Wasserdampfdiffusion	1975/112 f.	Winterbau	1963/153 1968/ 99
Verformungsgeschwin- digkeit (siehe auch Belastungsgeschwindigkeit)	1971/ 46 f.	Wassergehalt	1962/169 f. 181 1964/156 ff. 208 ff. 1965/139 1966/ 90 1971/155 ff. 1973/ 87 ff. 1974/153 1975/ 17 ff. 107 ff. 1976/138 ff. 1978/121 ff. (siehe auch Betonzusammensetzung und Konsistenz)	Witterungsbeständigkeit	1972/ 33 ff. 1976/164 f. 1981/141 ff.
Verpressen	siehe Auspressen	– Prüfung	1977/106 ff. 1981/ 36 f.	Wöhlerlinie	1981/130 ff.
Verschleißwiderstand	siehe Abnutzwiderstand	Wasserrückhalte- vermögen	1973/ 67 ff. 1979/ 16 ff.	Zeitfestigkeit	1981/135 f.
Verzinkung	1969/ 63 1979/ 86	Wasserstoffversprödung	1969/ 59	Zement	
Verzögerer	siehe Zusatzmittel	Wasserundurchlässigkeit	siehe dichter Beton	– Alter	1961/190 196
Wärmebehandlung	1960/ 29 ff. 1961/273 ff. 1963/169 ff. 1964/163 ff. 1967/ 35 ff. 51 f. 1988/199 ff. 215 ff.	– Prüfverfahren	1966/146 f. 1988/ 50 ff.	– Alkaligehalt	1997/128 138 145
Wärmedämmung	siehe Wärmeschutz	Wasserzementwert	siehe Betonzusammensetzung	– amerikanischer	1962/131 1964/ 31 1966/ 21 ff.
Wärmedehnung	1960/132 f. 1961/210 f. 1962/106 f. 1964/174 1967/ 38 f. 1969/ 24 f. 35 f. 1970/ 67 1976/162	Wasserrückhalte- vermögen	1973/ 67 ff. 1979/ 16 ff.	– Auswahl	1962/105 1963/102 1964/ 32 1965/132 1966/ 21 ff. 125 ff. 161 ff. 1967/ 30 f. 1978/147 ff. 1981/ 91 ff. 164
Wärmeentwicklung	siehe Hydratationswärme	Wasserzementwert- Gesetz	1960/111 1962/129 f. 1963/ 64 f. 1964/ 73 f. 1965/140 1966/133 ff.	– Bestandteile	1983/ 61 ff. 172 1988/ 68 f. 1994/ 21 f. 81 1997/ 10 ff.
Wärmeleitfähigkeit	1960/134 f. 1964/ 32 f. 174 1965/110 f. 1970/ 68 ff. 1974/125 1976/ 44 ff.	– Prüfung	1977/107 ff. 1981/ 35 ff.	– Eigenschaften	1997/ 13 ff.
Wärmeschutz	1963/ 54 ff. 1976/ 39 ff. (siehe auch Wärmeleitfähigkeit)	– wirksamer	1961/200 ff. 1962/136 170 1974/124	– Erstarrungsverhalten	1981/145 ff. 1983/169 ff. 1985/121 f. 131 ff. (siehe auch Erstarrten)
		Wasserzementwert- Gesetz	1960/111 1962/129 f. 1963/ 64 f. 1964/ 73 f. 1965/140 1966/133 ff.	– Füller	1983/ 64 ff.
				– Granulometrie	1983/ 61 ff. 2000/ 25 ff.

Zement (Forts.)		Zementklinker	1961/ 44 1971/ 60 1981/152 ff. 1983/ 63 ff. 172	- Gefüge	1983/ 61 ff. 170 ff. 1988/ 53 81 f. 149 f. 202 f.
- heißer	1961/132 f.				1991/107 ff. 1997/ 39 f.
- Optimierung	1985/117 131 147	Zementleim	1961/200 1963/ 46 ff. 1985/132 ff. 1997/ 33 69	- Schichtdicke	1967/ 69 1968/ 68
- Prüfverfahren	1971/ 57 ff. 1997/ 22 f.			- bei hohen Temperaturen	1969/ 28 ff. 35 1975/ 23 ff.
- Reaktivität	2000/ 25 ff.	- Scherwiderstand	1997/ 51 ff. <small>(siehe auch Rheologie von Zementleim und Frischbeton sowie Zementsuspension)</small>	- Tragverhalten	1978/ 42 ff.
- Sulfatgehalt	1971/ 80 f. 1981/155 f. 1988/205	Zementnorm	1968/ 21 ff. 1971/ 55 ff. 1976/139 f. 1997/ 7 ff. 2000/ 7 ff.	- Wassergehalt	1975/ 19 ff. 107 ff.
- Sulfatträger	1981/154 ff. 1983/171 ff. 1985/132 f. 1988/212	Zementnormenfestigkeit	1960/111 1962/123 ff. 1963/146 1965/132 1966/125 f. 1967/ 70 f. 1968/ 25 ff. 1969/ 51 ff. 1970/165 ff. 1971/ 69 ff. 1997/ 13 f. 69	- Wassertransport	1975/109 ff.
- Temperatur	1961/132 f.			Zementsuspension	1961/177 ff. 1962/141 1970/ 21 ff. 1972/ 51 ff. 1973/ 21 ff. 1976/123 ff. 1994/ 18 f.
- Zumahlstoffe	1983/ 82 ff. 1991/174 f. 194 f.	Zementstein	1960/108 ff. 1961/199 ff. 1963/ 87 f. 1967/ 37 f. 66 ff. 1969/ 67 ff. 1976/107 ff. 150 f. 1983/ 61 ff. 1994/ 80 96 f. 1997/ 39 f.	Zugfestigkeit	1962/106 f. 1963/ 60 f. 79 f. 1964/ 59 ff. 1970/ 99 ff. 1976/156 1981/114 <small>(siehe auch Biegezugfestigkeit, Spaltzugfestigkeit)</small>
Zementarten	1971/ 61 ff. 1976/140 1981/ 91 ff. 1983/ 72 ff. 1991/171 ff. 193 ff. 1994/164 1997/ 8 f. 27 2000/ 12 15			Zumahlstoff	1983/ 82 ff. 1991/174 f. 195 f.
<small>(siehe auch Kolloidzement, LP-Zement, NA-Zement, Quellzement, Schnellzement, Suevit-Traß-Zement, Traßzement, Zementklinker sowie - unter chem. Widerstandsfähigkeit - Zemente mit hohem Sulfatwiderstand)</small>				Zusatzmittel	1962/ 57 1964/ 87 ff. 1968/ 93 1972/179 f. 1975/ 33 ff. 1976/144 ff. 1979/ 13 ff. 1981/161 ff. 1983/169 ff. 1997/ 33 ff. 45 ff. 61 ff. 2000/ 40 127
Zementgehalt	1960/114 f. 1961/139 1963/146 ff. 1964/ 29 f. 74 f. 161 f. 1966/ 34 ff. 1968/ 88 f. 1971/ 73 142 f. 155 1978/143 ff. 1994/196 f. <small>(siehe auch Betonzusammensetzung)</small>	- elastische Eigenschaften	1970/149 ff. 1978/ 42 ff.		
		- Erhärtungsgeschwindigkeit	1969/ 74 ff. 1976/114 ff. 1994/117		
		- Faserzusatz	1969/ 78 ff. 1974/ 45 ff. 1979/ 31 ff.		
- Prüfung	1977/106 ff. 1981/ 37 ff. 1994/ 11 ff.	- Festigkeitsbildung	1961/201 ff. 1969/ 67 ff. 1976/108 ff. 1978/ 43 ff. 1981/154 ff.	- Beschleuniger	1964/ 99 ff. 1973/142 ff. 1975/ 44
Zementgemische	1961/271 f. 1964/ 99	- Festigkeitssteigerung durch elektr. Verfahren	1969/135 ff.	- Dichtungsmittel	1964/117 f. 1975/ 42 f. 105 ff. 1977/ 64
Zementeinbindung	1988/143 ff. 172 f. 1994/ 89 ff.	- Formänderungen	1978/ 42 ff.	- Einpreßhilfen	1975/ 44 f.
Zementinjektionen	siehe Auspressen	- Frosteinwirkung	1963/ 87 f. 1979/ 62 f.	- Fettalkohol	1979/ 24 ff.

Zusatzmittel (Forts.)		Zusatzstoffe (Forts.)	40 126	Zuschlag (Forts.)	
- Fließmittel	1974/ 32 ff. 1975/ 39 f. 1977/ 64 151 1979/ 17 ff. 1983/113 ff. 1985/122 f. 1991/ 21 ff. 1994/156 1997/ 61 94 f.	- organische	1994/166 2000/113 f.	- Frostwiderstand	142 1979/ 63 ff. 1983/ 30
- LP-Bildner	1960/ 9 ff. 118 1962/131 160 ff. 1964/104 ff. 1965/167 1975/ 40 ff. 1977/ 64 1991/204 1997/ 91 f.	Zuschlag	1962/155 f. 1963/ 66 88 92 f. 111 ff. 1964/ 75 f. 1965/133 ff. 143 199 1966/ 89 ff. 140 1967/ 29 f. 1968/ 69 91 1972/175 ff. 1975/ 92 ff. 1976/141 ff. 1978/138 ff. 1979/ 68 ff. 1983/ 17 ff. 84 ff. 95 ff. 1985/ 42 ff. 122	- kristallwasserhaltiger	1971/ 25 ff. 1975/ 21
- Superverflüssiger	siehe Fließmittel	- Alkali-Carbonat-Reaktion	1963/111 1979/100 ff. 1997/145 ff.	- Lagerstätten	1983/ 95 ff. 1997/117 ff. 133 ff.
- Verflüssiger	1961/241 ff. 1964/102 ff. 1975/ 39 f. 1979/ 17 ff. 1985/122 f. 1991/204 1997/ 33 45 94 f.	- Alkali-Silicat-Reaktion	1963/111 1964/116 f. 1973/101 ff. 153 ff. 1974/ 71 ff. 1976/142 1979/ 96 ff. 1988/ 58 ff. 1997/109 ff. 117 ff. 133 ff.	- leichter	1960/ 59 127 1964/140 f. 150 ff. 1965/ 38 ff. 101 ff. 1967/ 57 1974/ 95 111 ff. 121 ff. 133 ff. 1976/143
- Verzögerer	1961/260 ff. 1964/102 ff. 1969/ 75 1975/ 43 f. 1979/ 17 ff. 1981/162 f. 1983/169 ff. 1985/122 f. 1991/204	- aus Altbeton	1983/ 17 ff.	- schwerer	1961/101 f. 125 1976/142
- Wirksamkeitsprüfung	1975/ 33 ff. 47 ff.	- aus Reststoffen	1994/102	- Wassergehalt	1975/ 21 ff.
- Elution	1997/ 39 ff.	- Ausnutzbarkeit	1983/ 95 ff.	- Zement-Zuschlag-Reaktion	1979/ 99 f.
- Sorption	1997/ 37 ff.	- Betonsplitt	1983/ 17 ff.	Zwangzugspannungen	1994/181 2000/ 64 f. 76 f.
- RR/UV-Spektroskopie	1997/ 34 ff.	- Eigenfeuchte	1966/ 89 ff. 1974/ 91 ff. 137 1976/146	Zwischenlagen	1960/ 27 1961/ 49 ff.
Zusatzstoffe	1960/101 ff. 1964/ 97 ff. 1968/ 93 f. 1969/ 27 f. 1972/180 f. 1976/145 f. 1981/161 ff. 1985/123 1988/175 ff. 1991/ 83 ff. 114 f. 157 ff. 1994/151 ff. 1997/ 69 ff. 2000/ 25 ff.	- Einfluß des Größtkorns	1971/139 ff. 1978/134 ff.		
		- elastische Eigenschaften	1970/151 1983/ 23 ff. 1994/207		
		- für Feuerbeton	1969/ 27 35 f.		
		- Frostwiderstand	1963/ 88 1976/ 79 ff.		