

Sören Eppers, Christoph Müller, Düsseldorf

Zur Prüfung der autogenen Schwindrissneigung mit dem Ring-Test unter besonderer Berücksichtigung von Temperatureinflüssen

On the examination of the autogenous shrinkage cracking propensity by means of the restrained ring test with particular consideration of temperature influences

Übersicht

Der Ring-Test ist ein verbreitetes Verfahren zur Prüfung der Rissneigung von Beton infolge Trocknungsschwindens. Hier wird am Beispiel von Ultrahochfestem Beton gezeigt, wie der Ring-Test dazu verwendet werden kann, die Rissneigung infolge autogenen Schwindens zu untersuchen. Es werden unterschiedliche Maßnahmen zur Verringerung des autogenen Schwindens daraufhin überprüft, wie sie sich auf die Rissneigung auswirken. Das freie autogene Schwinden wird mit der Schwindkegelmethode bestimmt und zur Berechnung des Behinderungsgrads und des Kriechens verwendet. Es wird erläutert, wie der dem Ring-Test inhärente Einfluss von Temperaturänderungen auf die Zwangsspannung unter Berücksichtigung plastischer Verformungen quantifiziert werden kann. Es wird gezeigt, wie die gezielte Erwärmung der Ringe zu einer systematischen Untersuchung des Kriechverhaltens genutzt werden kann.

1 Einleitung

Das autogene Schwinden (AS) ist die überwiegende Schwindkomponente bei Betonen, die deutlich weniger Wasser enthalten, als für die vollständige Reaktion ihrer hydraulisch reaktiven Bestandteile erforderlich wäre. Dies trifft besonders auf Ultrahochfeste Betone (UHFB) zu, deren äquivalenter Wasserzementwert i.d.R. zwischen 0,15 und 0,25 liegt. Das durch äußere Nachbehandlung nur unwesentlich zu beeinflussende AS kann zu erheblichen Zwangsspannungen führen, wenn die Verformungen, wie in der Praxis häufig der Fall, behindert werden. Es ist daher sinnvoll, das AS durch betontechnologische Maßnahmen zu verringern.

In der Literatur vorgeschlagen wurden in diesem Zusammenhang u.a. die Verwendung schwindreduzierender Zusatzmittel (SRA) und hüttensandhaltiger Zemente sowie eine innere Nachbehandlung mit super-absorbierenden Polymeren (SAP). Die resultierende Verminderung der Rissneigung kann aber nicht allein anhand des AS beurteilt werden. Denn die möglichen Zwangsspannungen hängen in hohem Maß vom Kriechverhalten des Betons ab. Außerdem können die genannten Maßnahmen die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften beeinflussen. Es muss deshalb eine Dehnungsbehinderung simuliert werden. Ein geeignetes experimentelles Verfahren ist der Ring-Test, bei dem die Schwindverformung eines Betonrings durch einen Stahlring behindert wird [1–7]. Die Rissneigung ergibt sich aus dem Verhältnis der auftretenden Zwangsspannung zur Zugfestigkeit.

2 Vorüberlegungen zum Einfluss der Temperatur

2.1 Zur Bedeutung quasi-isothermer Versuche

Zwangsspannungen infolge autogenen Schwindens, das bei UHFB zum überwiegenden Teil in den ersten 24 h bis 48 h stattfindet, sind

Abstract

The restrained ring test is a common method for examining the cracking propensity of concrete due to drying shrinkage. Here, exemplified with ultra-high strength concrete, it is shown how the ring test can be employed to examine the cracking propensity due to autogenous shrinkage. Different measures to reduce the autogenous shrinkage are tested with regard to their effect on the cracking propensity. The free autogenous shrinkage is determined by the shrinkage cone method and used for the calculation of the degree of restraint and creep. It is explained how the influence of temperature changes on the restraint stress which is inherent to the ring test can be quantified with consideration of plastic deformations. It is shown how the specific warming of the rings can be used to systematically investigate creep behaviour.

1 Introduction

Autogenous shrinkage (AS) is the dominant shrinkage component in concretes that contain significantly less water than would be necessary for complete reaction of their hydraulically active constituents. This is particularly true of ultra high strength concretes (UHSC) with equivalent water/cement ratios that normally lie between 0.15 and 0.25. The AS, which cannot be significantly influenced by external curing, can lead to substantial restraint stresses if the deformation is restrained, as is often the case in practice. It is therefore appropriate to use concrete technology measures to reduce the AS.

In this situation the literature recommends the use of shrinkage-reducing admixtures (SRA) and cements containing granulated blastfurnace slag as well as internal curing with super-absorbent polymers (SAP). However, the resultant reduction in the cracking propensity cannot be assessed just by the AS. The possible restraint stresses depend to a great extent on the creep behaviour of the concrete. In addition to this, the above-mentioned measures can also affect the development of the mechanical properties. It is therefore necessary to simulate restraint of the strain involved. One suitable experimental method is the restrained ring test in which the shrinkage deformation of a concrete ring is restrained by a steel ring [1–7]. The cracking propensity is obtained from the ratio of the restraint stress to the tensile strength.

2 Preliminary considerations concerning the influence of temperature

2.1 The importance of quasi-isothermal tests

Restraint stresses resulting from autogenous shrinkage, which with UHSC occurs predominantly in the first 24 h to 48 h, are the result of complex chemical and physical processes that in practice cannot

das Ergebnis komplexer chemischer und physikalischer Vorgänge, deren unmittelbare Beobachtung praktisch nicht möglich ist. Bei makroskopischer Betrachtung lässt sich die Zwangsspannung vereinfachend als Funktion der folgenden Parameter beschreiben: AS und E-Modul des unbehinderten Betons sowie Kriechen und Behinderungsgrad im behinderten Zustand. Für die Ermittlung der Rissneigung wird darüber hinaus die Zugfestigkeit benötigt.

Allerdings ist besonders die frühe Entwicklung dieser Größen vom Temperaturverlauf abhängig. Während bei Zwangsspannungen infolge abfließender Hydrationswärme die Temperaturabhängigkeit der beteiligten Prozesse mithilfe von Reifefunktionen beschrieben werden kann, ist dies für das AS bisher nicht gelungen [8–14]. Bislang nicht systematisch untersucht wurden das sehr frühe Kriechverhalten und seine Temperaturabhängigkeit. Es ist darum derzeit kein Modell in der Lage, Zwangsspannung und Rissneigung infolge AS adäquat zu beschreiben. Das bedeutet für praktische Fragen der Rissneigung, dass im Prinzip alle relevanten Temperaturverläufe experimentell zu untersuchen wären.

Für eine schrittweise systematische Lösung ist es erforderlich, zunächst den einfachsten Fall zu betrachten: ein Temperaturverlauf, bei dem die Änderungen so gering sind, dass die Auswirkungen auf die genannten Parameter näherungsweise vernachlässigt werden können. Als maximale Temperaturerhöhung infolge Hydratation wurden 2 K empfohlen [15]. Ein solch quasi-isothermer Verlauf tritt zwar in der Praxis schon wegen der freiwerdenden Hydrationswärme nur in Ausnahmefällen auf, etwa bei filigranen Fertigteilen. Als Referenz für vergleichende nicht-isotherme Untersuchungen sind quasi-isotherme Versuche jedoch unverzichtbar. Außerdem wird die Versuchsdurchführung ganz erheblich erleichtert. Dies gilt besonders für das AS, dessen Bestimmung schwierig und ungenügend geregelt ist. Es existiert eine Vielzahl unterschiedlicher Prüfverfahren; vergleichende Untersuchungen führten wiederholt zu inakzeptablen Streuungen [16–18].

2.2 Experimentelle Abbildung

Experimentell lässt sich ein im beschriebenen Sinn konstanter Temperaturverlauf ohne weitere Maßnahmen nur dann erzielen, wenn die Querschnittsabmessungen von Probekörpern maximal etwa 3 cm bis 5 cm betragen. Bei deutlich größeren Querschnittsabmessungen kann zwar eine externe Kühlung dazu beitragen, die zeitlichen Schwankungen zu verringern; es muss dann jedoch mit Querschnittsgradienten von deutlich mehr als 2 K gerechnet werden. Kleinere Querschnitte lassen sich zudem effizienter temperieren, um nicht-isotherme Verläufe abzubilden.

Temperaturspannungsprüfmaschinen mit Querschnittsabmessungen von 10 cm und mehr, die für die Untersuchung von Zwangsspannungen in Massenbeton entworfen wurden, sind auch deswegen für die systematische Untersuchung der autogenen Schwindrissneigung (vgl. z. B. [19, 20]) eher ungeeignet. Allerdings gibt es mittlerweile vergleichbar aufgebaute Prüfmaschinen mit deutlich kleineren Querschnitten [21]. Prinzipiell sind bei stirnseitig eingespannten Prismen mögliche Spannungskonzentrationen zu beachten.

Beim Ring-Test ist die Spannungsverteilung im Betonring nahezu homogen. Außerdem ist sein Aufbau einfach und skalierbar, d. h. die Querschnittsabmessungen der beiden Ringe können je nach Größtkorn und abzubildendem Behinderungsgrad gewählt werden. Kleine Ringquerschnitte ermöglichen nicht nur vergleichende Untersuchungen unter quasi-isothermen und nicht-isothermen Bedingungen, sie vereinfachen auch die Handhabung und reduzieren den Aufwand der Prüfung.

3 Auswertung von Ring-Tests

3.1 Allgemeines

Die einfachste Variante des Ring-Tests besteht aus einem Betonring, dessen Schwindverformung durch einen innen anliegenden Stahlring gleicher Höhe behindert wird. In der heute üblichen Ausführung wird der Stahlring an seiner Innenseite mit Dehnmessstreifen (DMS) versehen, sodass für die genaue Ermittlung des Risszeitpunkts, gekennzeichnet durch eine Unstetigkeit im Dehnungsverlauf, keine ständige Beobachtung erforderlich ist.

be directly observed. During macroscopic examination the restraint stress can, as a simplification, be described as a function of the following parameters: AS and elastic modulus of the unrestrained concrete as well as creep and degree of restraint in the restrained state. The tensile strength is also needed for determining the cracking propensity.

However, the early development of these variables is particularly dependent on the temperature behaviour pattern. The temperature dependence of the processes involved can be described with the aid of strength development functions for restraint stresses resulting from the dissipation of heat of hydration, but this has not yet been accomplished for the AS [8–14]. The very early creep behaviour and its temperature dependence have not so far been investigated systematically. As a consequence there is currently no model that is capable of giving an adequate description of restraint stress and cracking propensity resulting from AS. For practical problems of cracking propensity this means that in principle all relevant temperature behaviour patterns would have to be investigated experimentally.

For a stepwise systematic solution it is first necessary to examine the simplest case – a temperature behaviour pattern in which the changes are so slight that the effects on the above-mentioned parameters can be virtually ignored. 2 K was recommended as the maximum hydration-induced temperature rise [15]. Because of the heat of hydration that is liberated this type of quasi-isothermal behaviour does in fact only occur in practice in exceptional cases, such as with delicate precast members. However, quasi-isothermal tests are indispensable as a reference point for comparative non-isothermal investigations. They also make it very much easier to carry out the tests. This is particularly true for AS, which is difficult to determine and is inadequately regulated. There are a large number of different test methods; comparative investigations have repeatedly led to an unacceptable spread of results [16–18].

2.2 Experimental modelling

A constant temperature behaviour pattern for the above-mentioned purposes can only be achieved directly by experiment if the test pieces have maximum cross-sectional dimensions of about 3 cm to 5 cm. With significantly larger cross-sections external cooling can in fact contribute to reducing the variations with time, but cross-sectional gradients of significantly more than 2 K must then be expected. The temperatures of smaller cross-sections can also be controlled more efficiently for reproducing non-isothermal behaviour patterns.

The temperature stress testing machines with cross-sectional dimensions of 10 cm or more that have been designed for investigating the restraint stresses in mass concrete therefore tend to be unsuitable for systematic investigation of the autogenous shrinkage cracking propensity (cf. e.g. [19, 20]). However, there are now test machines of comparable design with significantly smaller cross-sections [21]. In principle, it is necessary to take possible stress concentrations into account with prisms that are restrained at the ends.

In the ring test the stress distribution in the concrete ring is virtually homogeneous. Its structure is also simple and scalable, i.e. the cross-sectional dimensions of the two rings can be selected to suit the largest particle size and the degree of restraint to be reproduced. Small ring cross-sections not only permit comparative investigations under quasi-isothermal and non-isothermal conditions but they also simplify the handling and reduce the cost of testing.

3 Evaluation of ring tests

3.1 General

The simplest variant of the ring test consists of a concrete ring, the shrinkage deformation of which is restrained by an inner steel ring of the same depth. In the design that is now normally used the inner side of the steel ring is fitted with strain gauges so that continuous observation is not necessary for exact determination of the time that cracking occurs – characterized by a discontinuity in the strain curve. The tensile stress, creep behaviour and degree of

Mithilfe der Ringdehnung, des freien Schwindens und des E-Moduls können die Zugspannung, das Kriechverhalten und der Behinderungsgrad berechnet werden (vgl. Abschnitt 3.2).

Weitgehend unberücksichtigt blieb bisher, dass Stahl- und Betonring unterschiedliche Wärmeausdehnungskoeffizienten (WAK) haben. In der Regel wird Edelstahl verwendet, dessen WAK etwa $16 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ beträgt, während der WAK von Beton üblicherweise zwischen $10 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ und $16 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ liegt. Bei Temperaturänderungen verformen sich die Ringe daher unterschiedlich stark, was sich unter bestimmten Bedingungen in nicht vernachlässigbarem Umfang auf die Zwangsverformung auswirkt (vgl. Abschnitt 3.3). Einmal quantifiziert lässt sich dieser Einfluss dazu nutzen, auf systematische Weise das Kriechen zu untersuchen (vgl. Abschnitt 3.4).

Bild 1 zeigt den prinzipiellen Aufbau des Ring-Tests sowie die für die weitere Spannungsanalyse wesentlichen Größen. Während es sich beim Stahl im relevanten Temperaturbereich um Konstanten handelt, sind die Betonparameter Funktionen der Temperatur und der Zeit. Die maßgebliche Ausgangsgröße des Ring-Tests ist die Zwangsverformung des Stahlrings. Tafel 1 liefert einen Überblick über die Möglichkeiten der Spannungsanalyse, die der Ring-Test je nach Kenntnis weiterer Größen bietet.

Die Abkürzungen in Bild 1 und Tafel 1 bedeuten:

- $R_{B,i}$: innerer Radius des Betonrings
- $R_{B,a}$: äußerer Radius des Betonrings
- $R_{St,i}$: innerer Radius des Stahlrings
- $R_{St,a}$: äußerer Radius des Stahlrings
- ε_{AS} : autogene Schwindverformung
- t : Zeit
- T : Temperatur (hier: $T_{\text{Stahl}} \approx T_{\text{Beton}}$)
- E_B : Elastizitätsmodul des Betons
- f_{ct} : Zugfestigkeit des Betons
- $\alpha_{T,B}$: Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
- μ_B : Querdehnungszahl des Betons
- E_{St} : Elastizitätsmodul des Stahls
- μ_{St} : Querdehnungszahl des Stahls
- $\alpha_{T,St}$: Wärmeausdehnungskoeffizient des Stahls
- ε_{St} : Zwangsverformung des Stahlrings
- φ : Kriechfaktor
- ψ : Behinderungsgrad
- $\Delta\alpha_T$: Differenz der Wärmeausdehnungskoeffizienten ($\alpha_{T,S} - \alpha_{T,B}$)
- σ_{max} : maximale (tangentielle) Zwangsspannung
- σ_{max}/f_{ct} : Rissneigung
- $\sigma_{\Delta T=0}$: temperatur-korrigierte maximale Zwangsspannung

3.2 Berechnung von Zugspannung, Behinderungsgrad und Kriechfaktor

Die Zwangsverformung des Stahlrings wird an dessen Innenseite mit mindestens zwei DMS gemessen. Aus den Widerstandsänderungen wird die Dehnung errechnet und der Mittelwert aller Messstellen gebildet. Besonders zu beachten ist, dass der unmittelbare Einfluss von Temperaturänderungen auf das gemessene Signal durch geeignete Maßnahmen unterdrückt wird, sodass nur die durch den mechanischen Zwang bedingte Verformung des Stahls gemessen wird.

Tafel 1: Möglichkeiten der Spannungsanalyse mit dem Ring-Test
Table 1: Stress analysis options with the ring test

Erforderliche Messgröße/Required quantity		Zielgröße Calculated quantity
veränderlich/variable	konstant/constant	
ε_{St}	$R_{B,i}, R_{B,a}, R_{St,i}, R_{St,a}$	σ_{max}
+ f_{ct}	E_{St}, μ_{St}, μ_B	σ_{max}/f_{ct}
$\varepsilon_{St}, \varepsilon_{AS}, E_B$		$\chi, (\omega)$
+ $T, \alpha_{T,B}$	+ $\alpha_{T,St}$	$\sigma_{\Delta T=0}, (\omega)$

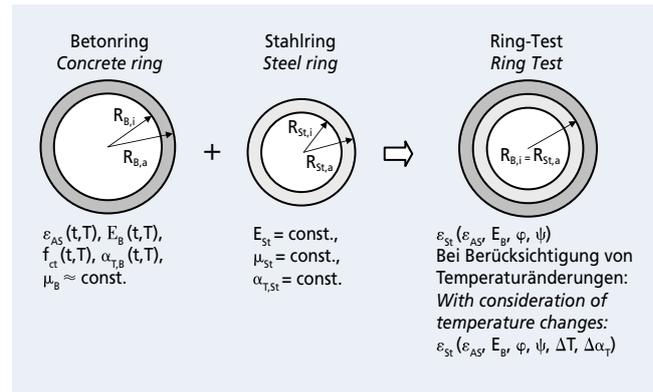


Bild 1: Prinzipieller Aufbau des Ring-Tests und maßgebliche Parameter
Figure 1: Basic setup of the ring test and decisive parameters

restraint can be calculated with the aid of the ring strain, the free shrinkage and the elastic modulus (cf. Section 3.2).

The fact that steel and concrete rings have different coefficients of thermal expansion (CTE) has been largely ignored so far. As a rule special steel is used; this has a CTE of about $16 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ while the CTE of concrete normally lies between $10 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$ and $16 \mu\text{m}/\text{m}/\text{K}$. During temperature changes the rings therefore deform by differing amounts, which under certain conditions affect the restraint deformation to an extent that cannot be neglected (cf. Section 3.3). Once it has been quantified this influence can be used for systematic investigation of the creep (cf. Section 3.4).

Fig. 1 shows the basic structure of the ring test and the variables that are essential for further stress analysis. In the relevant temperature range the steel parameters are constant, but the concrete parameters are functions of temperature and time. The decisive output parameter for the ring test is the restraint deformation of the steel ring. Table 1 gives an overview of the stress analysis options that are offered by the ring test depending on the knowledge of other variables.

The abbreviations in Fig. 1 and Table 1 have the following meanings:

- $R_{B,i}$: inner radius of the concrete ring
- $R_{B,a}$: outer radius of the concrete ring
- $R_{St,i}$: inner radius of the steel ring
- $R_{St,a}$: outer radius of the steel ring
- ε_{AS} : autogenous shrinkage deformation
- t : time
- T : temperature (here $T_{\text{steel}} \approx T_{\text{concrete}}$)
- E_B : elasticity modulus of the concrete
- f_{ct} : tensile strength of the concrete
- $\alpha_{T,B}$: coefficient of thermal expansion of the concrete
- μ_B : Poisson's ratio of the concrete
- E_{St} : elasticity modulus of the steel
- μ_{St} : Poisson's ratio of the steel
- $\alpha_{T,St}$: thermal expansion coefficient of the steel
- ε_{St} : restrained deformation of the steel
- φ : creep factor
- ψ : degree of restraint
- $\Delta\alpha_T$: difference between the coefficients of thermal expansion ($\alpha_{T,S} - \alpha_{T,B}$)
- σ_{max} : maximum (tangential) restraint stress
- σ_{max}/f_{ct} : cracking propensity
- $\sigma_{\Delta T=0}$: temperature-corrected maximum restraint stress

3.2 Calculation of the tensile stress, degree of restraint and creep factor

The restrained deformation of the steel ring is measured on its inner side with at least two strain gauges. The strain is calculated from the changes in resistance and the average is taken from all the measuring points. It should be noted that the direct influence of temperature changes on the measured signal is suppressed by suit-

Aus der Zwangsverformung lässt sich die im Stahlring herrschende Druckspannung in Abhängigkeit vom Radius berechnen. Sie entspricht dort, wo Stahl und Beton sich berühren, der Zugspannung im Beton. Die anzuwendenden Formeln sind aus der mathematischen Beschreibung von Druckrohrleitungen bekannt. Beim Stahlring handelt es sich um einen rotationssymmetrischen Rohrabschnitt, der unter dem äußeren Druck des Betonrings steht. Es werden nur radiale und tangenziale Spannungen berücksichtigt; der Einfluss axialer Spannungen wird vernachlässigt. Das AS kann als homogen gelten. Bei homogenem Schwinden entstehen die maximalen tangenzialen Zugspannungen an der Innenseite des Betonrings:

$$\sigma_{\max}(t) = -\epsilon_{St}(t) \cdot E_{St} \frac{R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \cdot \frac{R_{St,a}^2 - R_{St,i}^2}{2 \cdot R_{St,a}^2} \quad (1)$$

Sind das freie Schwinden und der E-Modul des Betons als Funktionen der Zeit bekannt, lassen sich der Behinderungsgrad und ein Kriechfaktor berechnen. Es wird i.d.R. vereinfachend davon ausgegangen, dass Zug- und Druckmodul gleich sind. Um den Behinderungsgrad gemäß Gl. (2) zu berechnen, wird die radiale Verschiebung des Betonrings bei freier Verformung benötigt; sie ergibt sich aus Gl. (3) [3]. Die radiale Verschiebung des Stahlrings durch den Betonring errechnet sich aus Gl. (4) unter der Annahme elastischen Verhaltens. Bei vollständiger Behinderung ist $\psi = 1$; mit zunehmendem E-Modul des Betons verringert sich der Behinderungsgrad. Er lässt sich im Übrigen auch ohne Kenntnis der Stahlringdehnung näherungsweise berechnen, sodass die Ringabmessungen dem abzubildenden Behinderungsgrad entsprechend gewählt werden können [22].

$$\psi(t_i) = \frac{\Delta u_{AS}(t_i) - \Delta u_{St}(t_i)}{\Delta u_{AS}(t_i)} \text{ mit } \psi \leq 1 \quad (2)$$

$\Delta u_{AS}(t_i)$: radiale Verschiebung des Betonrings bei freier (autogener) Schwindverformung im Zeitintervall i

$\Delta u_{St}(t_i)$: radiale Zwangsverschiebung des Stahlrings im Zeitintervall i

$$\Delta u_{AS}(t_i) = R_{B,i} \cdot \Delta \epsilon_{AS}(t_i) \quad (3)$$

$\Delta \epsilon_{AS}(t_i)$: freie (autogene) Schwindverformung im Zeitintervall i

$$\Delta u_{St}(t_i) = \frac{\Delta \epsilon_{AS}(t_i) \cdot E_B(t_i) \cdot R_{St,a} \cdot C_{1R}}{\frac{E_B(t_i)}{E_{St}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \quad (4)$$

Die Faktoren C_{1R} und C_{2R} zur Berücksichtigung der Querdehnung ergeben sich aus den Gln. (5) und (6). Die Querdehnungszahl des Betons wird vereinfachend als konstant angenommen.

$$C_{1R} = \frac{(1+\mu_{St}) \cdot R_{St,i}^2 + (1-\mu_{St}) \cdot R_{St,a}^2}{R_{St,a}^2 - R_{St,i}^2} \quad (5)$$

$$C_{2R} = \frac{(1-\mu_B) \cdot R_{St,a}^2 + (1+\mu_B) \cdot R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \quad (6)$$

Das Kriechen des Betons kann mit dem Ring-Test nicht auf herkömmliche Weise beschrieben werden. Konventionelle Kriechversuche werden bei konstanter Spannung durchgeführt; die Spannung liegt meist im Gebrauchslastbereich und wird im Alter von einem Tag oder später aufgebracht. Im Ring-Test hängt der Verlauf der kriechinduzierenden Spannung vom Schwindverlauf ab. Extreme Spannungs-Zugfestigkeits-Verhältnisse von über 90% sind möglich, und zwar bereits innerhalb der ersten 24 h. Sie

able measures so that only the deformation of the steel caused by the mechanical restraint is measured.

The compressive stress in the steel ring can be calculated from the restraint deformation as a function of the radius. Where the steel and concrete are in contact with one another it corresponds to the tensile stress in the concrete. The formulae to be applied are known from the mathematical description of high-pressure pipelines. The steel ring is a rotationally symmetrical section of pipe that is under external pressure from the concrete ring. Only radial and tangential stresses are considered; the influence of axial stresses is ignored. The AS can be considered as homogeneous. During homogeneous shrinkage the maximum tangential stresses at the inner side of the concrete ring are given by:

$$\sigma_{\max}(t) = -\epsilon_{St}(t) \cdot E_{St} \frac{R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \cdot \frac{R_{St,a}^2 - R_{St,i}^2}{2 \cdot R_{St,a}^2} \quad (1)$$

If the free shrinkage and the elastic modulus of the concrete are known as functions of time then it is possible to calculate the degree of restraint and a creep factor. As a rule it is assumed for simplicity that the modulus of tension and the modulus of compression are the same. The radial displacement of the concrete ring during free deformation is needed in order to calculate the degree of restraint using Equation (2); it is obtained from Equation (3) [3]. The radial displacement of the steel ring by the concrete ring is calculated from Equation (4) on the assumption of elastic behaviour. With complete restraint $\psi = 1$; the degree of restraint falls with increasing elastic modulus of the concrete. It can in fact be calculated approximately even without knowing the strain in the steel ring, which means that the ring dimensions can be selected to suit the degree of restraint to be reproduced [22]:

$$\psi(t_i) = \frac{\Delta u_{AS}(t_i) - \Delta u_{St}(t_i)}{\Delta u_{AS}(t_i)} \text{ with } \psi \leq 1 \quad (2)$$

$\Delta u_{AS}(t_i)$: radial displacement of the concrete ring during free (autogenous) shrinkage in the time interval i

$\Delta u_{St}(t_i)$: radial restraint displacement of the steel ring in the time interval i

$$\Delta u_{AS}(t_i) = R_{B,i} \cdot \Delta \epsilon_{AS}(t_i) \quad (3)$$

$\Delta \epsilon_{AS}(t_i)$: free (autogenous) shrinkage deformation in the time interval i

$$\Delta u_{St}(t_i) = \frac{\Delta \epsilon_{AS}(t_i) \cdot E_B(t_i) \cdot R_{St,a} \cdot C_{1R}}{\frac{E_B(t_i)}{E_{St}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \quad (4)$$

The factors C_{1R} and C_{2R} for taking care of the lateral strain are obtained from Equations (5) and (6). As a simplification, the coefficient of lateral strain (Poisson's ratio) of the concrete is assumed to be constant.

$$C_{1R} = \frac{(1+\mu_{St}) \cdot R_{St,i}^2 + (1-\mu_{St}) \cdot R_{St,a}^2}{R_{St,a}^2 - R_{St,i}^2} \quad (5)$$

$$C_{2R} = \frac{(1-\mu_B) \cdot R_{St,a}^2 + (1+\mu_B) \cdot R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \quad (6)$$

The concrete creep cannot be described in the traditional way with the ring test. Conventional creep tests are carried out at constant stress; the stress usually lies in the working load range and is applied at an age of one day or later. In the ring test the behaviour of the stress resulting from the creep depends on the shrinkage

führen zu einem stark nicht-linearen Kriechen. Um das Kriechen im Ring-Test zu beschreiben, wurde Gl. (7) vorgeschlagen [3]. Dabei wird die Spannung, die sich bei rein elastischem Verhalten aus dem freien Schwinden ergäbe, mit der tatsächlichen Spannung ins Verhältnis gesetzt.

$$\varphi(t_i) = 1 - \frac{\Delta\sigma_{\max}(t_i)}{\Delta\sigma_{\text{elast}}(t_i)} \quad (7)$$

Das tatsächlich auftretende Spannungsinkrement $\Delta\sigma_{\max}$ im Zeitintervall i lässt sich mit Gl. (1) berechnen. Die zugehörige Veränderung der elastischen Spannung ergibt sich aus Gl. (8) [3].

$$\Delta\sigma_{\text{elast}}(t_i) = \frac{\Delta\varepsilon_{AS}(t_i) \cdot E_B(t_i) \cdot R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{\frac{E_B(t_i)}{E_{st}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \cdot \frac{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \quad (8)$$

3.3 Einfluss und Berücksichtigung von Temperaturänderungen

Unterschiedliche Wärmeausdehnungskoeffizienten (WAK) von Beton und Stahl verursachen bei veränderlichen Temperaturen eine zusätzliche Spannungskomponente im Ring-Test. Ist beispielsweise der WAK des Stahls höher als der des Betons, führt eine gleichmäßige Erwärmung beider Ringe zu einer Spannungszunahme und damit zu einer zusätzlichen Zwangsverformung des Stahlrings. Bei einer Abkühlung oder einem höheren WAK des Betons ist die Wirkung umgekehrt. Weil der WAK von Beton veränderlich ist, lässt sich der beschriebene Einfluss des Temperaturverlaufs über die Wahl des Materials für den behindernden Ring zwar minimieren, aber nicht ausschließen.

Auf Grundlage der oben beschriebenen Gleichungen wurde in [7] eine Formel zur Berechnung der temperaturbedingten Spannungskomponente im Ring abgeleitet. Danach ist mithilfe der Verläufe von Temperatur, WAK, E-Modul, Behinderungsgrad und Kriechfaktor die temperaturbedingte Zwangsverformung inkrementell zu berechnen (Gl. (9)). Für Temperaturänderungen, die zu einer Entlastung im Ringsystem führen, sind Behinderungsgrad und Kriechfaktor null ($\varphi = \psi = 0$). (Vgl. [7]; dort wurde nur der Kriechfaktor zu Null gesetzt, wodurch der Temperatureffekt bei Entlastung überschätzt wurde.)

$$\varepsilon_{St,\Delta T,\Delta\alpha_T}(t) = \sum_i \frac{\Delta T(t_i) \cdot \Delta\alpha_T(t_i) \cdot (1 - \omega(t_i)) \cdot E_B(t_i) \cdot C_{1R}}{(1 - \psi(t_i)) \cdot \frac{E_B(t_i)}{E_{st}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \cdot \frac{C_{1R}}{E_{st}} \quad (9)$$

Berücksichtigt man nun bei der Berechnung der maximalen Zugspannung im Beton die temperaturbedingte Zwangsverformung $\varepsilon_{St,\Delta T,\Delta\alpha_T}$, so ergibt sich die temperatur-korrigierte Spannung, deren Verlauf sich näherungsweise bei konstanter Temperatur eingestellt hätte (Gl. (10)).

$$\sigma_{\Delta T=0}(t) = - \left[\varepsilon_{St}(t) + \varepsilon_{St,\Delta T,\Delta\alpha_T}(t) \right] \cdot E_{St} \cdot \frac{R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \cdot \frac{R_{St,a}^2 - R_{St,i}^2}{2 \cdot R_{St,a}^2} \quad (10)$$

Je größer die Temperaturänderungen und der Unterschied zwischen den WAK der beiden Ringe sind, umso größer ist die temperaturbedingte Zwangsverformung. Der temperatur-korrigierte Verlauf ist im Übrigen nur dann aussagekräftig, wenn es im Ring-Test nicht zu Rissen infolge temperaturbedingter Spannungsanteile kommt. Sie lassen sich rechnerisch nicht kompensieren.

3.4 Gezielte Temperierung zur Untersuchung des Kriechens

Gleichung (7) beschreibt das Kriechen, indem die tatsächliche und die bei rein elastischem Verhalten des Betons zu erwartende Zwangsspannung ins Verhältnis gesetzt werden. Ein gravierender

behaviour. Extreme stress/tensile strength ratios of over 90 % are possible, even within the first 24 h. They lead to severely non-linear creep. Equation (7) has been proposed for describing the creep in the ring test [3]. The stress that would be obtained from the free shrinkage with purely elastic behaviour is divided by the actual stress.

$$\varphi(t_i) = 1 - \frac{\Delta\sigma_{\max}(t_i)}{\Delta\sigma_{\text{elast}}(t_i)} \quad (7)$$

The actual stress increment $\Delta\sigma_{\max}$ that occurs in the time interval i can be calculated with Equation (1). The associated change in elastic stress is obtained from Equation (8) [3].

$$\Delta\sigma_{\text{elast}}(t_i) = \frac{\Delta\varepsilon_{AS}(t_i) \cdot E_B(t_i) \cdot R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{\frac{E_B(t_i)}{E_{st}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \cdot \frac{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \quad (8)$$

3.3 Influence of and provision for temperature changes

The different coefficients of thermal expansion (CTE) of concrete and steel cause an additional stress component in the ring test with changing temperatures. If, for example, the CTE of steel is higher than that of concrete then uniform heating of the two rings leads to an increase in stress and therefore to additional restraint deformation of the steel ring. The effect is reversed during cooling or if the concrete has the higher CTE. Because the CTE of concrete is variable this influence of the temperature behaviour can in fact be minimized by the selection of the material for the restraining ring but it cannot be eliminated.

The equations described above were used in [7] as the basis for deriving a formula for calculating the stress component in the ring caused by temperature. The restraint deformation caused by the temperature can be calculated incrementally with the aid of the behaviour patterns of the temperature, CTE, elastic modulus, degree of restraint and creep factor (Equation (9)). The degree of restraint and the creep factor are zero for temperature changes that relieve the pressure in the ring ($\varphi = \psi = 0$). (Cf. [7] where only the creep factor was set to zero, resulting in overestimation of the temperature effect during pressure relief.)

$$\varepsilon_{St,\Delta T,\Delta\alpha_T}(t) = \sum_i \frac{\Delta T(t_i) \cdot \Delta\alpha_T(t_i) \cdot (1 - \omega(t_i)) \cdot E_B(t_i) \cdot C_{1R}}{(1 - \psi(t_i)) \cdot \frac{E_B(t_i)}{E_{st}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \cdot \frac{C_{1R}}{E_{st}} \quad (9)$$

If the temperature-induced restraint deformation $\varepsilon_{St,\Delta T,\Delta\alpha_T}$ is now taken into account in the calculation of the maximum tensile stress in the concrete then the temperature-corrected stress is obtained, with a curve that approximates to what would have occurred at constant temperature (Equation (10)).

$$\sigma_{\Delta T=0}(t) = - \left[\varepsilon_{St}(t) + \varepsilon_{St,\Delta T,\Delta\alpha_T}(t) \right] \cdot E_{St} \cdot \frac{R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \cdot \frac{R_{St,a}^2 - R_{St,i}^2}{2 \cdot R_{St,a}^2} \quad (10)$$

The greater the temperature changes and the difference between the CTEs of the two rings the greater is the temperature-induced restraint deformation. The temperature-corrected curve is in fact only informative if no cracks are formed in the ring test as a result of partial stresses induced by temperature. It is not possible to compensate for them by calculation.

3.4 Carefully controlled heating to investigate the creep

Equation (7) describes the creep by dividing the actual restraint stress in the concrete by the restraint stress that would be expected with purely elastic behaviour. One serious disadvantage is that the behaviour pattern of the stresses in relation to the shrinkage cannot

Nachteil dabei ist, dass der vom Schwinden abhängige Verlauf der Spannungen nicht von außen beeinflusst werden kann, das Kriechergebnis also immer nur aus dem jeweiligen Spannungsverlauf resultiert. Eine systematische Untersuchung des Kriechens ist dagegen möglich, wenn die Spannung im Ring durch gezielte Temperierung erhöht wird. Die damit verbundene Zunahme der theoretischen elastischen Spannung lässt sich mit Gl. (11) berechnen (vgl. [7]) und anschließend mit Gl. (7) wiederum ins Verhältnis zum Anstieg der tatsächlichen Ringspannung setzen.

$$\Delta\sigma_{\text{elast}}(t_i) = \frac{\frac{\Delta T(t_i) \cdot \Delta\alpha_T(t_i)}{1-\psi(t_i)} \cdot E_B(t_i)}{\frac{E_B(t_i)}{E_{St}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \cdot \frac{R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \quad (11)$$

So kann das Kriechen zu beliebigen Zeitpunkten unabhängig vom schwindinduzierten Spannungsverlauf ermittelt werden. Je kürzer die dabei betrachteten Zeitintervalle sind, umso genauer kann das Kriechverhalten beschrieben werden. Über unterschiedliche Erwärmungsraten und prinzipiell auch über den WAK des inneren Rings lässt sich die Spannung variieren. Bei entsprechend kurzer Dauer der ausgewerteten Kriechphase können die Auswirkungen der Temperaturänderung auf die Hydratation vernachlässigt werden. Alternativ können das zum Temperaturverlauf gehörige freie AS gemessen und die mechanischen Kennwerte mithilfe einer Reifefunktion angepasst werden.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Geprüfte Größen und Betonzusammensetzungen

Neben dem freien und behinderten autogenen Schwinden (AS) wurden die Druckfestigkeit, der dynamische und der statische E-Modul (Druck), der Wärmeausdehnungskoeffizient (WAK) und die Spaltzugfestigkeit geprüft. Es werden die Ergebnisse von vier Betonen vorgestellt, deren Zusammensetzung in Tafel 2 angegeben ist. In allen Betonen kam ein Portlandzement CEM I 52,5 R-HS/NA zum Einsatz. Beton 1A HSM entsprach weitestgehend einer bereits optimierten Betonzusammensetzung mit Hüttensandmehl aus einem anderen Teilprojekt des laufenden DFG-Schwerpunktprogramms „Ultrahochfester Beton“. Die chemisch-mineralogischen Eigenschaften des Zements und des Hüttensandmehls sind in Tafel 3 aufgeführt. Der Beton 1A SAP enthielt so genannte super-absorbierende Polymere zur inneren Nachbehandlung. Der Beton 1A SRA enthielt ein schwindreduzierendes Zusatzmittel. Alle Betone außer 1A HSM hatten einen äquivalenten Wasserzementwert von 0,20. Das Größtkorn war jeweils 0,5 mm. Sofern nicht anders angegeben, erfolgte die Lagerung und Prüfung der Probekörper unter quasi-isothermen Bedingungen (ca. 20,0 °C bis 22,0 °C).

4.2 Freies autogenes Schwinden (Schwindkegelmethode)

Die Schwindkegelmethode zur Bestimmung des autogenen Schwindens wurde erstmals in [23] beschrieben. Der verwendete Edelstahlbehälter bildet innen einen Kegel, in den der Beton oder Mörtel unmittelbar nach dem Mischen gefüllt wird (Bild 2). Eine entsprechend geformte Einlage aus dünnem, glattem Kunststoff reduziert die Reibung und ermöglicht den einfachen Ausbau des Probekörpers nach dem Versuch. Auf den Beton wird eine annähernd diffusionsdichte Folie gelegt und ringsherum am Behälter befestigt, sodass ein Austrocknen des Betons wirksam verhindert wird. (Der durchschnittliche Masseverlust im Prüfzeitraum von 24 h betrug bezogen auf das im Kegel enthaltene Wasser ca. 0,15 %.) Die Temperierung des Betons erfolgt mithilfe von Wasser, das den Kegel umströmt. Die Höhe des Betonkegels wird kontinuierlich von einem Laser gemessen, der auf einen Reflektor gerichtet ist. Wesentliche Vorteile der Schwindkegelmethode sind die Einfachheit und die Möglichkeit zur effizienten Beeinflussung der Betontemperatur.

Eine Verbesserung im Vergleich zu dem in [23] beschriebenen Reflektor aus Kunststoff ist die Messung auf einem vorab herge-

be beeinflusst extern, was bedeutet, dass das Kriechen immer nur ein Resultat des besonderen Spannungsverhaltens ist. Auf der anderen Seite ist eine systematische Untersuchung des Kriechens möglich, wenn die Spannung im Ring durch sorgfältig kontrolliertes Erhitzen erhöht wird. Der damit verbundene Anstieg der theoretischen elastischen Spannung lässt sich mit Gleichung (11) (vgl. [7]) berechnen und mit dem Anstieg der tatsächlichen Ringspannung nach Gleichung (7) vergleichen.

$$\Delta\sigma_{\text{elast}}(t_i) = \frac{\frac{\Delta T(t_i) \cdot \Delta\alpha_T(t_i)}{1-\psi(t_i)} \cdot E_B(t_i)}{\frac{E_B(t_i)}{E_{St}} \cdot C_{1R} + C_{2R}} \cdot \frac{R_{St,a}^2 + R_{B,a}^2}{R_{B,a}^2 - R_{St,a}^2} \quad (11)$$

In this way it is possible to determine the creep at any point in time regardless of the shrinkage-induced stress behaviour. The shorter the time intervals that are examined the more accurately can the creep behaviour be described. The stress can be varied by different rates of heating and, in principle, also by the CTE of the inner ring. With an appropriately short duration of the creep phase being evaluated it is possible to ignore the effects of temperature change on the hydration. Alternatively, the free AS associated with the temperature behaviour can be measured and the mechanical parameters can be adjusted with the aid of a strength development function.

4 Test procedure

4.1 Tested variables and concrete compositions

Not only the free and restrained autogenous shrinkage (AS) but also the compressive strength, the dynamic and static elastic modulus (compression), the coefficient of thermal expansion (CTE) and the splitting tensile strength were tested. The results are presented for four concretes with the compositions shown in Table 2. A CEM I 52,5 R-HS/NA Portland cement was used in all the concretes. Concrete 1A HSM corresponded very largely to the concrete composition containing ground granulated blastfurnace slag from another project in the current DFG "Ultra high strength concrete" focus programme that had already been optimized. The chemical and mineralogical properties of the cement and the

Tafel 2: Untersuchte Betonzusammensetzungen (Angaben in kg/m³)

Table 2: Compositions of the concretes being investigated (data in kg/m³)

	1 A	1A SAP	1 A SRA	1A HSM
Zement (z)/Cement (c) ¹⁾	800	800	800	200
Zugabewasser (w) Mixing water (w)	168	168	168	176
Silicastaub/Silica fume ²⁾	130	130	130	130
Fließmittel/Plasticizer ³⁾	24	24	24	13
Quarzsand/Quartz sand ⁴⁾	1019	1019	1000	1019
Quarzmehl/Quartz powder ⁵⁾	220	220	220	220
SAP ⁶⁾	–	2,4	–	–
SRA ⁷⁾	–	–	7,56	–
Hüttensandmehl Ground granulated blastfurnace slag	–	–	–	600

¹⁾ CEM I 52,5 R-HS/NA

²⁾ Anteil an amorphem SiO₂ ca. 98 % (1A, 1A SAP, 1A SRA: 16,2 M.-% v.z.)
Proportion of amorphous SiO₂ approx. 98 % (1A, 1A SAP, 1A SRA: 16.2 mass % w.r.t. c)

³⁾ auf Basis von Polycarboxylatether (1A, 1A SAP, 1A SRA: 3,0 M.-% v.z.)
Based on polycarboxylate ether (1A, 1A SAP, 1A SRA: 3.0 mass % w.r.t. c)

⁴⁾ Korngröße 0,125 mm bis 0,5 mm/Particle size 0.125 mm to 0.5 mm

⁵⁾ Korngröße 0 bis 0,125 mm/Particle size 0 to 0.125 mm

⁶⁾ Super-absorbierende Polymere (0,3 M.-% v.z.)

Super-absorbent polymers (0.3 mass % w.r.t. c)

⁷⁾ Schwindreduzierendes Zusatzmittel (4,5 M.-% v.w.)
Shrinkage-reducing admixture (4.5 mass % w.r.t. w)

Tafel 3: Chemisch-mineralogische Eigenschaften des Zements und des Hüttensandmehls¹⁾**Table 3: Chemical and mineralogical properties of the cement and the ground granulated blastfurnace slag¹⁾**

	Zement Cement	Hüttensandmehl Ground granulated blastfurnace slag
Glühverlust/Loss on ignition	0,85	0,1
Siliziumoxid/Silicon oxide	21,96	36,39
Aluminiumoxid/Aluminium oxide	3,2	10,95
Titandioxid/Titanium dioxide	0,2	0,84
Phosphor(V)-oxid/ Phosphorus(V) oxide	0,23	0,01
Eisen(III)-oxid/Iron(III) oxide	5,53	0,28
Mangan(III)-oxid Manganese(III) oxide	0,07	0,18
Magnesiumoxid/Magnesium oxide	0,65	11,72
Calciumoxid/Calcium oxide	64,97	37,64
Sulfat als SO ₃ /Sulfate as SO ₃	2,25	0,03
Kaliumoxid/Potassium oxide	0,36	0,78
Natriumoxid/Sodium oxide	0,21	0,32
Natriumäquivalent/Sodium equivalent	0,44	0,84
C ₃ S	62,87	-
C ₂ S	15,78	-
C ₃ A	0	-
C ₄ AF	15,3	-

¹⁾ Angaben in Massenprozent, Ergebnisse der Röntgenfluoreszenzanalyse (außer Glühverlust), Phasenberechnung nach Bogue (glühverlustfrei)
Data in mass percent, results of the X-ray fluorescence analysis (apart from loss on ignition), phases calculated by Bogue (l.o.i.-free)

stellten, ca. 2 mm bis 3 mm dünnen Betonplättchen, das nach dem Einfüllen der Probe leicht in den Beton gedrückt wird und dessen glatte Oberfläche den Laserstrahl reflektiert. Das Plättchen und die Folie werden zuvor so miteinander verklebt, dass die Folie im Mittelpunkt mit einem kleinen Loch versehen werden kann, ohne die Konservierung des Betons zu beeinträchtigen. Durch das Loch trifft der Laser direkt auf das Plättchen. Durch den Verbund zwischen Reflektor und Probe wird ein Anheben des Reflektors infolge Blasenbildung verhindert. Außerdem ist ein Kunststoffreflektor für Messungen bei wechselnden Temperaturen eher ungeeignet, weil der WAK um ein Vielfaches höher als der von Beton ist. Ein möglicher Einfluss auf das Messergebnis lässt sich nur schwer quantifizieren.

Die gezeigten Ergebnisse beruhen auf der Prüfung von drei aufeinander folgenden Mischungen je Beton. Als Nullzeitpunkt (time-zero) wurde der Zeitpunkt verwendet, ab dem sich im Ring-Test erstmals eine deutliche Zunahme der Zwangsspannung zeigte.

4.3 Behindertes autogenes Schwinden (Ring-Test)

Der Aufbau des Ring-Tests (Bild 3) bestand aus einem Ring aus Stahl sowie einer Grundplatte und einer Schalung aus Kunststoff. Der Stahlring hatte einen Durchmesser von 158,6 mm (innen) bzw. 190,0 mm (außen) und eine Höhe von 25,0 mm. Vor dem Befüllen und Rütteln wurde der Stahlring auf der Grundplatte durch Schrauben fixiert. An seiner Unter- und Außenseite wurde der Ring eingefettet, um die Reibung zu minimieren. Der herzustellende Betonring hatte eine nominelle Breite von 24 mm und eine Höhe von 25 mm. Unmittelbar nach dem Verdichten wurde er mit einer ringsum befestigten Folie vor Austrocknung geschützt. (Der Masseverlust im Prüfzeitraum von 24 h bezogen auf das im Ring enthaltene Wasser betrug auch hier im Mittel ca. 0,15 %.) Die Temperatur des Stahlrings wurde an der Innenseite mit einem aufgeklebten Temperaturfühler (PT100) gemessen. Die Temperaturen von Stahl und Beton erwiesen sich in Vorversuchen als nahezu gleich.

ground granulated blastfurnace slag are given in Table 3. Concrete 1A SAP contained super-absorbent polymers for internal curing. Concrete 1A SRA contained a shrinkage-reducing admixture. All the concretes except 1A HSM had an equivalent water/cement ratio of 0.20. In each case the largest particle size was 0.5 mm. Unless stated otherwise the test pieces were stored and tested under quasi-isothermal conditions (approximately 20.0 °C to 22.0 °C).

4.2 Free autogenous shrinkage (shrinkage cone method)

The shrinkage cone method for determining autogenous shrinkage was first described in [23]. The special steel container forms an internal cone in which the concrete or mortar is placed immediately after the mixing (Fig. 2). A correspondingly shaped insert made of thin smooth plastic reduces the friction and makes it simple to remove the test piece after the test. A virtually diffusion-proof film is laid on the concrete and attached around the container so that the concrete is effectively prevented from drying out. (The average mass loss during the test period of 24 h was about 0.15 % relative to the water contained in the cone.) The concrete was heated by water that flowed around the cone. The height of the concrete cone is measured continuously with a laser aimed at a reflector. The main advantages of the shrinkage cone method are the simplicity and the ability to control the concrete temperature efficiently.

An improvement over the plastic reflector described in [23] is the measurement at a small, thin, concrete plate about 2 mm to 3 mm thick that had been produced in advance and was pressed gently into the concrete after the sample had been placed in the cone. The smooth surface of the plate reflects the laser beam. The small plate and the plastic film are attached to each other beforehand so that the film can have a small hole in the centre without adversely affecting the sealing of the concrete. The laser impinges directly on the plate through the hole. The bond between the reflector and the sample prevents any lifting of the reflector by the formation of bubbles. A plastic reflector also tends to be unsuitable for measurements during changing temperatures because the CTE is many times higher than that of the concrete. It is difficult to quantify the possible effect on the test results.

The results shown are based on testing three mixes one after the other for each concrete. The time zero was taken as the time when a significant increase in restraint stress first became apparent in the ring test.

4.3 Restrained autogenous shrinkage (ring test)

The structure of the ring test (Fig. 3) consisted of a steel ring and a base plate and mould made of plastic. The steel ring had diameters of 158.6 mm (internal) and 190.0 (external) and a depth of 25.0 mm. The steel ring was attached to the base plate with screws

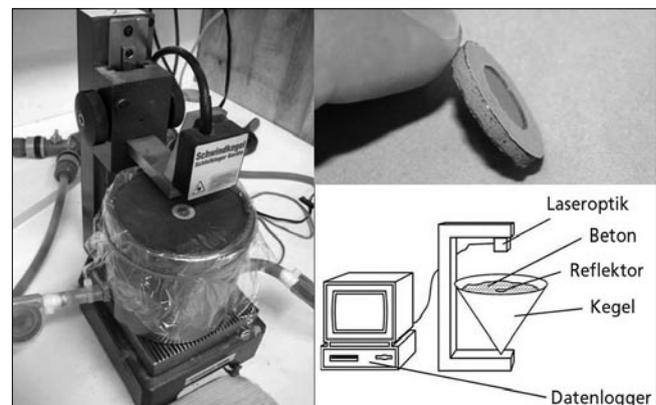


Bild 2: Prüfung des autogenen Schwindens mit der Schwindkegel-methode: laufende Messung (links), Reflektor aus Beton (oben rechts) und Messprinzip (unten rechts, Quelle: Schleibinger Geräte)
Figure 2: Testing the autogenous shrinkage by the shrinkage cone method: continuous measurement (left), reflector made of concrete (top right) and measurement principle (bottom right; source: Schleibinger Geräte)

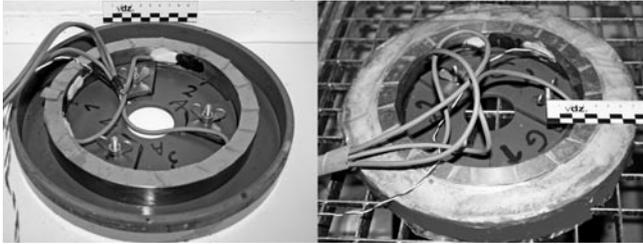


Bild 3: Ring-Test (Links: Stahlring auf Grundplatte zentriert und fixiert, doppelseitiges Klebeband zur Befestigung der Abdeckfolie. Rechts: Ring im konservierten Zustand, Fixierung gelöst)
Figure 3: Ring test (Left: Steel ring centred and fixed on base plate, double-sided adhesive tape for attaching the covering film. Right: Concrete ring sealed, fixings detached.)

Auf die Innenseite des Stahlrings waren auf Höhe der Mittellinie in gleichen Abständen drei DMS mit einem nominellen Widerstand von 120Ω geklebt. Ihr Temperaturgang wurde kompensiert, sodass nur die mechanisch bedingten Verformungen in das Ergebnis eingingen. Es wurden drei Mischungen je Beton und zwei Ringe je Mischung hergestellt. Temperatur und Widerstand wurden in Intervallen von einer Minute mit Datenloggern aufgezeichnet. Die Temperaturen lagen bei den Versuchen ohne gezielte Erwärmung zwischen $20,5^\circ\text{C}$ und $23,5^\circ\text{C}$; in keinem Fall war der hydrationsbedingte Temperaturanstieg größer als 2 K. Für Versuche mit gezielter Erwärmung wurde ein kleiner, annähernd luftdichter, beheiz- und ventilierbarer Schrank verwendet (Bild 4).

4.4 Ermittlung weiterer Prüfgrößen

Die Druckfestigkeit wurde an Würfeln ($40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$) geprüft und mit einem zuvor empirisch ermittelten Faktor (0,94) auf Zylinder ($150 \text{ mm}/300 \text{ mm}$) umgerechnet.

Der relative dynamische E-Modul wurde nach ASTM C215 an je zwei Prismen ($285 \times 25 \times 25 \text{ mm}^3$) mit der Resonanzfrequenzmethode ermittelt. Zum Vergleich wurde für den Beton 1A der statische Druck-E-Modul im Alter von 20 h, 24 h und 48 h geprüft. Die Höhe der jeweils drei zylindrischen Probekörper betrug hier 60 mm, der Durchmesser 37 mm.

Der Wärmeausdehnungskoeffizient (WAK) wurde an Prismen mit Abmessungen von $10 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ für mehrere Zeitpunkte innerhalb der ersten 24 h ermittelt. Die Kerntemperatur der Probekörper wurde dabei kontinuierlich gemessen. Vor der nochmaligen Messung der Länge wurden die Probekörper in einem Wasserbad innerhalb von ein bis zwei Minuten um ca. 45 K erhitzt. Jeder Probekörper wurde nur einmal verwendet. Pro Prüflager wurden drei Probekörper geprüft.

Die Spaltzugfestigkeit wurde nach DIN EN 12390-6 an je drei zylindrischen Probekörpern mit einer Höhe von 50 mm und einem Durchmesser von 37 mm für mehrere Zeitpunkte innerhalb der ersten 24 h geprüft. Die Laststeigerungsrate betrug $0,15 \text{ kN/s}$. Bei den Betonen 1A und 1A HSM wurde vergleichend mit einer Laststeigerungsrate von $0,01 \text{ kN/s}$ geprüft, um die deutlich langsamere Spannungszunahme im Ring-Test zu simulieren.

5 Versuchsergebnisse

5.1 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit der Betone im Alter von 2, 7, 28 und 56 Tagen ist in Bild 5 dargestellt. Bei Beton 1A HSM ist die Festigkeit im Alter von 62 Tagen angegeben. Die Festigkeit des Betons 1A HSM entwickelte sich erheblich langsamer als die der anderen drei Betone und war besonders in jungem Alter deutlich geringer. Geringfügig verzögernd wirkte das schwindreduzierende Zusatzmittel. Im Unterschied zum Beton 1A HSM war hier die Festigkeit in höherem Alter jedoch nicht geringer als beim Referenzbeton 1A. Die Zugabe super-absorbierender Polymere (1A SAP) führte zu einer geringfügig verminderten Festigkeit im Alter von 56 Tagen.

before the filling and vibrating. The lower and outer surfaces of the ring were greased to minimize the friction. The concrete ring to be produced had a nominal width of 24 mm and a depth of 25 mm. It was protected from drying out by a film fastened all round it immediately after the compaction. (Here again the mass loss during the test period of 24 h was about 0.15 % relative to the water contained in the ring.) The temperature of the steel ring was measured with a temperature sensor (PT100) stuck to the inner surface. In the preliminary tests the temperatures of the steel and concrete proved to be virtually the same.

Three strain gauges, each with a nominal resistance of 120Ω , were stuck to the inner surface of the steel ring equally spaced at the height of the mid line. Compensation was provided for their temperature response so that the result only related to the mechanically-induced deformation. Three mixes were produced for each concrete, and two rings for each mix. The temperatures and resistances were recorded at one minute intervals with data loggers. In the tests without controlled heating the temperatures lay between 20.5°C and 23.5°C ; in no case was the temperature rise caused by hydration greater than 2 K. A small, virtually air-tight, cabinet that could be heated and ventilated was used for the tests with controlled heating (Fig. 4).

4.4 Determination of other test variables

The compressive strength was tested on cubes ($40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$) and converted to cylinders ($150 \text{ mm}/300 \text{ mm}$) using a factor (0.94) that had been determined empirically in advance.

The relative dynamic elastic modulus was determined as specified in ASTM C215 with the resonance frequency method using two prisms ($285 \times 25 \times 25 \text{ mm}^3$) for each determination. The static compressive elastic modulus of concrete 1A was tested at 20 h, 24 h and 48 h for comparison. In this case the three cylindrical test pieces had heights of 60 mm and diameters of 37 mm.

The coefficient of thermal expansion (CTE) was determined on prisms with dimensions of $10 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ at several different times within the first 24 h. The core temperature of each test piece

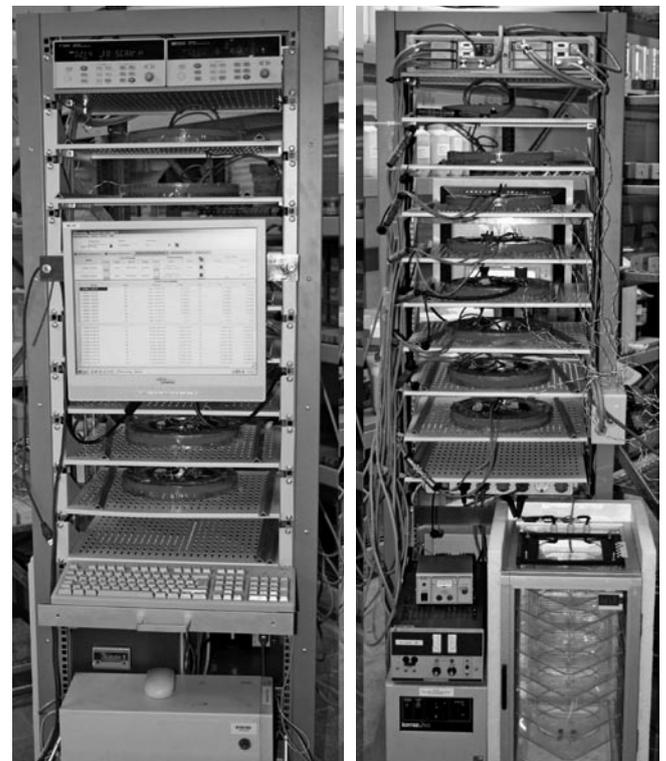


Bild 4: Gesamtaufbau Ring-Test (Vorder- und Rückseite), unten rechts: Schrank für Prüfungen außerhalb des Normklimas
Figure 4: Overall structure of the ring test (front and back), bottom right: Cabinet for testing outside normal climatic conditions

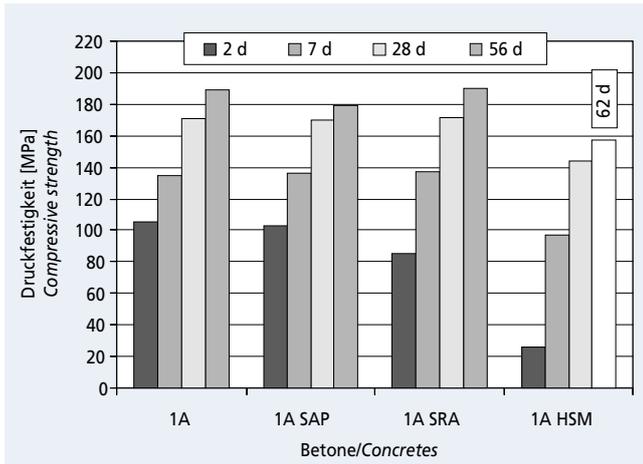


Bild 5: Druckfestigkeit der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM im Alter von 2, 7, 28 und 56 Tagen (Prüfalter 1A HSM: 62 Tage), Mittelwerte von jeweils drei Probekörpern

Figure 5: Compressive strengths of concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM at ages of 2, 7, 28 and 56 days (test age of 1A HSM: 62 days), each value is an average from three specimens

5.2 Elastizitätsmodul

Bild 6 zeigt den relativen dynamischen E-Modul. Die Betone 1A und 1A SAP erreichten im Alter von 24 h einen Wert von etwa 40 GPa. Bei Beton 1A SRA führte die verzögernde Wirkung des Zusatzmittels im sehr frühen Alter zu einem deutlich geringeren E-Modul. Der Unterschied zum Referenzbeton 1A verringerte sich jedoch mit zunehmendem Alter. Insgesamt deutlich geringer war der dynamische E-Modul des Betons 1A HSM.

Die Werte für den statischen E-Modul des Betons 1A im Alter von 20 h, 24 h und 48 h lagen erwartungsgemäß unter denen des dynamischen E-Moduls. Es ergab sich unabhängig vom Alter ein Umrechnungsfaktor von 0,83. Mit diesem Faktor wurden die dynamischen Werte für die weiteren Berechnungen abgemindert.

5.3 Wärmeausdehnungskoeffizient

Die ermittelten Wärmeausdehnungskoeffizienten (WAK) sind in Bild 7 dargestellt. Der WAK von Beton 1A HSM lag deutlich über denen der anderen Betone. Dies könnte darauf zurückzuführen sein, dass die Hydratation bei Beton 1A HSM erheblich langsamer verlief und daher der Anteil an freiem Wasser höher war als bei

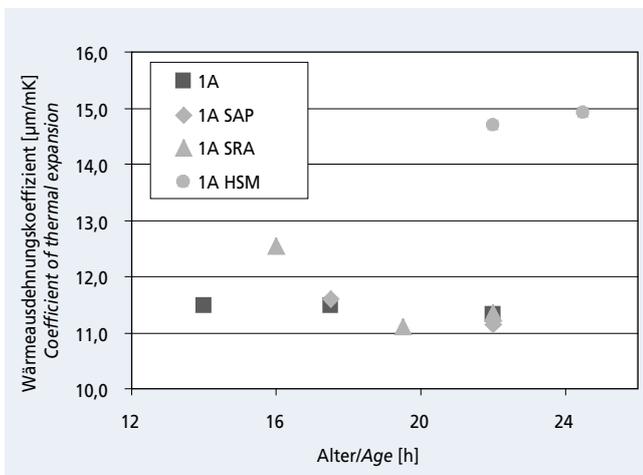


Bild 7: Wärmeausdehnungskoeffizient der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM, Mittelwerte von jeweils drei Probekörpern

Figure 7: Coefficient of thermal expansion of concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM, each value is an average from three specimens

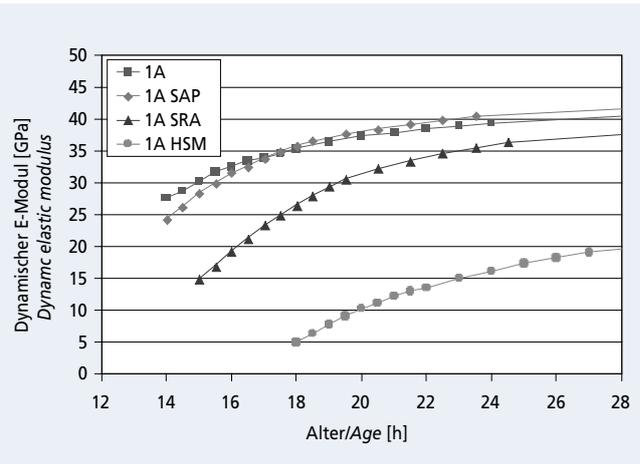


Bild 6: Dynamischer E-Modul der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM, Mittelwerte von jeweils zwei Probekörpern

Figure 6: Dynamic elastic modulus of concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM, each value is an average from two specimens

was measured continuously. Before the length was re-measured the test piece was heated by about 45 K in a water bath within one to two minutes. Each test piece was used only once. Three test pieces were tested at each test age.

The splitting tensile strength was tested as specified in DIN EN 12390-6 on each of three cylindrical test pieces with heights of 50 mm and diameters of 37 at several different times within the first 24 h. The rate of load increase was 0.15 kN/s. For concretes 1A and 1A HSM the tests were also carried out at a rate of load increase of 0.01 kN/s for comparison to simulate the significantly slower increase in stress in the ring test.

5 Test results

5.1 Compressive strength

The compressive strengths of the concretes at 2, 7, 28 and 56 days are shown in Fig. 5. For concrete 1A HSM the strength is given at 62 days. The strength of concrete 1A HSM developed considerably more slowly than that of the other three concretes and was significantly lower, especially at early ages. The shrinkage-reducing admixture had a slight retarding effect. However, in this case, in contrast to concrete 1A HSM, the strength at the later ages was not lower than with the reference concrete 1A. The addition of super-absorbent polymers (1A SAP) led to a slightly reduced strength at 56 days.

5.2 Elastic modulus

Fig. 6 shows the relative dynamic elastic modulus. Concretes 1A and 1A SAP reached a value of about 40 GPa at 24 h. With concrete 1A SRA the retarding effect of the admixture led to a significantly lower elastic modulus at very young ages. However, the difference from the reference concrete 1A decreased with increasing age. The dynamic elastic modulus of concrete 1A HSM was significantly lower throughout.

As expected, the values of the static elastic modulus of concrete 1A at 20 h, 24 h and 48 h were below those of the dynamic modulus. A conversion factor of 0.83 was obtained irrespective of the age. This factor was used to reduce the dynamic values for the other calculations.

5.3 Coefficient of thermal expansion

The measured coefficients of thermal expansion (CTE) are shown in Fig. 7. The CTE of concrete 1A HSM was significantly higher than those of the other concretes. This could be attributed to the fact that the hydration took place considerably more slowly in concrete 1A HSM, so the proportion of free water was higher than in the other concretes. Otherwise there were only slight differences. The somewhat higher CTE of concrete 1A SRA at 16 h when

den anderen Betonen. Ansonsten sind nur geringe Unterschiede zu erkennen. Der im Vergleich zu Beton 1A etwas höhere WAK des Betons 1A SRA im Alter von 16 h könnte ebenfalls auf die durch das schwindreduzierende Zusatzmittel bedingte Verzögerung der Hydratation zurückzuführen sein.

5.4 Spaltzugfestigkeit

Die Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsprüfung gemäß DIN EN 12390-6 sind in Bild 8 dargestellt. Der Referenzbeton 1A und der Beton 1A SAP erreichten im Alter von 24 h einen Wert von etwa 7,0 MPa. Wiederum langsamer war die Entwicklung der Spaltzugfestigkeit bei 1A SRA und deutlicher bei 1A HSM, dessen Spaltzugfestigkeit im Alter von 24 h weniger als 1,0 MPa betrug.

Der Einfluss der Laststeigerungsrate bei der Prüfung der Spaltzugfestigkeit im sehr frühen Alter geht aus Bild 9 hervor. Bei geringerer Laststeigerungsrate ergaben sich tendenziell höhere Werte. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass sich bei höheren Raten schneller lokale Spannungsspitzen bilden, die zum Versagen des Probekörpers führen.

5.5 Freies autogenes Schwinden

Bild 10 zeigt das freie autogene Schwinden (AS). Der Beginn der Entstehung von Zwangsspannungen im Ring-Test wurde als Nullzeitpunkt verwendet. Der Referenzbeton 1A zeigte das höchste AS. Es betrug im Alter von 24 h ca. 0,7 mm/m. Das AS der Betone 1A SAP und 1A SRA war deutlich geringer und betrug im Alter von 24 h ca. 0,25 mm/m bzw. 0,35 mm/m. Das AS von Beton 1A HSM, bei dem sich erst ab einem Alter von etwa 15 h Zwangsspannungen einstellten, stieg innerhalb von 9 h auf ca. 0,52 mm/m an.

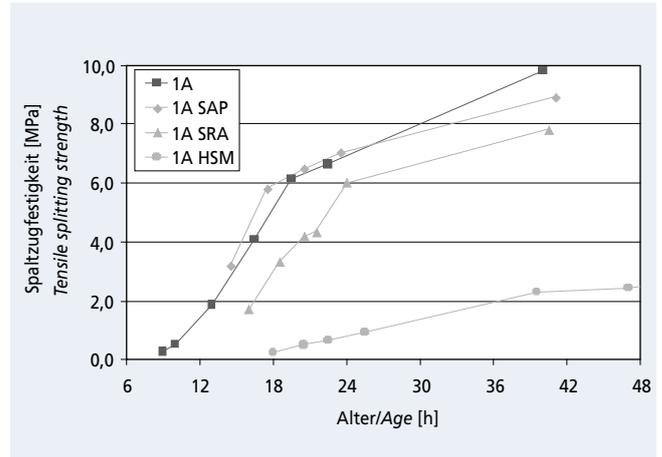


Bild 8: Spaltzugfestigkeit der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM bis zum Alter von 48 h (Laststeigerungsrate 0,15 kN/s), Mittelwerte von jeweils drei Probekörpern

Figure 8: Tensile splitting strength of concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM up to the age of 48 h (rate of load increase 0.15 kN/s), each value is an average from three specimens

compared with concrete 1A could also be attributed to the retarded hydration caused by the shrinkage-reducing admixture.

5.4 Splitting tensile strength

The results of the splitting tensile strength test as specified in DIN EN 12390-6 are shown in Fig. 8. The reference concrete 1A and concrete 1A SAP reached a value of about 7.0 MPa at 24 h. The development of the tensile splitting strength was slower with 1A SRA and significantly slower with 1A HSM where the tensile splitting strength at 24 h was less than 1.0 MPa.

The effect of the rate of load increase in the splitting tensile strength test at very early ages can be seen in Fig. 9. There was a trend towards higher values at the lower rate of load increase. This may be attributed to the fact that local stress peaks, which lead to failure of the test piece, form more rapidly at the higher rate.

5.5 Free autogenous shrinkage

Fig. 10 shows the free autogenous shrinkage (AS). The time when the restraint stresses started to develop in the ring test was taken as the time zero. The reference concrete 1A exhibited the highest AS. This was about 0.7 mm/m at 24 h. The AS of concretes 1A SAP

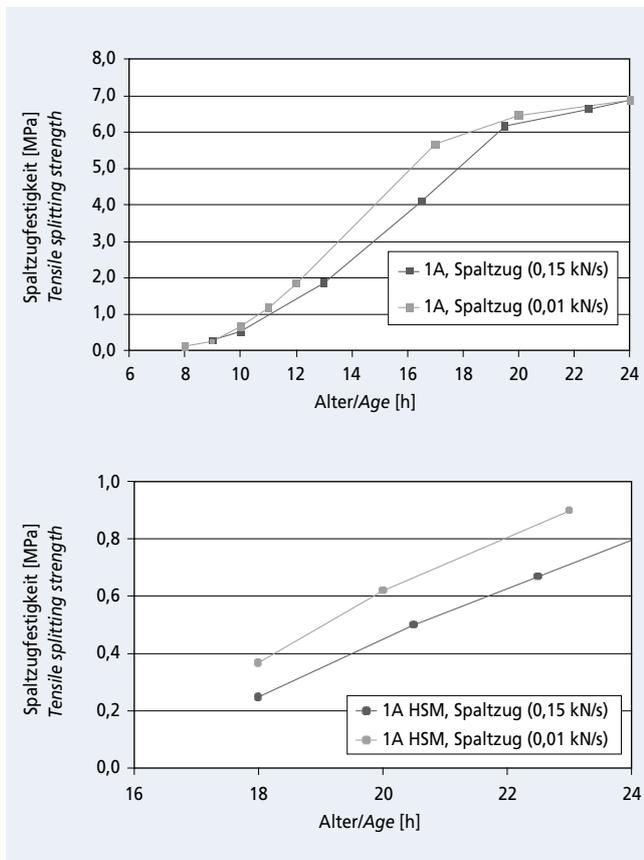


Bild 9: Spaltzugfestigkeit der Betone 1A (oben) und 1A HSM (unten) bis zum Alter von 24 h bei Verwendung unterschiedlicher Laststeigerungsraten, Mittelwerte von jeweils drei Probekörpern

Figure 9: Tensile splitting strength of concretes 1A (top) and 1A HSM (bottom) up to the age of 24 h using different rates of load increase, each value is an average from three specimens

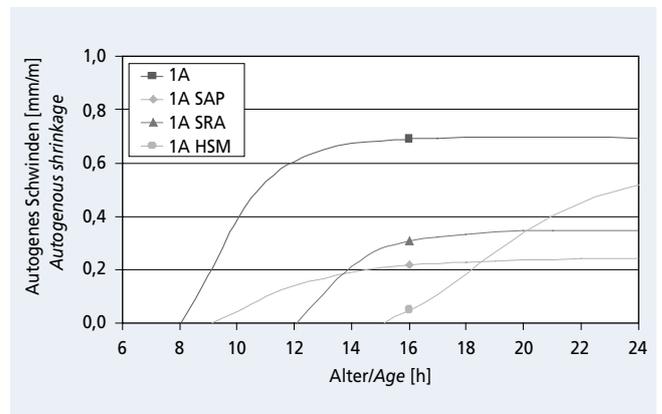


Bild 10: Autogenes Schwinden der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM bis zum Alter von 24 h, Mittelwerte von jeweils drei aufeinander folgenden Messungen, Auswertung ab dem Zeitpunkt der Entstehung von Zwangsspannungen im Ring-Test

Figure 10: Autogenous shrinkage of concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM up to the age of 24 h, each value is an average of three consecutive measurements, evaluated from the time of generation of restraint stresses in the ring test

5.6 Zwangsspannung im Ring-Test

Die bei Dehnungsbehinderung im Ring-Test entstandenen Spannungen infolge AS sind in Bild 11 dargestellt. Die höchste Spannung erreichte Beton 1A mit ca. 1,87 MPa im Alter von 14 h. Danach nahm die Spannung deutlich ab. Auch Beton 1A SRA zeigte nach dem Durchlaufen des Maximums im Alter von etwa 18 h (ca. 0,8 MPa) einen Rückgang der Spannung. Beim Beton 1A SAP stieg die Spannung bis zum Alter von 16 h auf ca. 1,0 MPa an und blieb danach annähernd konstant. Bei Beton 1A HSM stieg die Spannung bis zum Alter von 24 h auf ca. 0,67 MPa an.

5.7 Rissneigung

Für die weitere Spannungsanalyse wurden für die benötigten Größen auf Basis der ermittelten Werte Ausgleichskurven berechnet. Hierbei wurden Intervalle von einer Stunde verwendet. Bild 12 zeigt die Rissneigung als Verhältnis der Zwangsspannung zur Spaltzugfestigkeit. Für die Betone 1A und 1A HSM wurden die bei geringerer Laststeigerungsrate gemessenen höheren Spaltzugfestigkeiten zugrunde gelegt, die zu einer geringeren rechnerischen Rissneigung führten (vgl. Abschnitt 5.4). Die Verläufe der Rissneigung sind dort gestrichelt, wo die Berechnung auf extrapolierten Verläufen der Spaltzugfestigkeit beruht.

Bei allen Betonen entstand die maximale Rissneigung in den ersten 24 h. Die Maxima betragen bei 1A und 1A HSM ca. 0,93 bzw. 0,82. Bei Beton 1A war die Rissneigung im Alter von etwa 10 h am größten und ging anschließend deutlich zurück. Bei Beton 1A HSM war die Rissneigung im Alter von etwa 20 h maximal und lag etwa 5 h lang über 0,75. Bei den Betonen 1A SAP und 1A SRA war nicht nur die maximale Rissneigung deutlich niedriger; die Rissneigung war über den gesamten Zeitraum hinweg gering.

Erfahrungsgemäß können Risse schon bei Rissneigungswerten von 0,8 auftreten [3]. Hier waren lediglich bei Beton 1A HSM an der Oberfläche einiger Ringe sehr kleine Risse ($< 5 \mu\text{m}$) zu erkennen, deren Entstehungszeitpunkt jedoch aus dem Verlauf der Zwangsverformung nicht zu ermitteln war. Dass trotz der hohen rechnerischen Rissneigung keiner der Ringe, weder bei 1A noch bei 1A HSM, größere Risse zeigte, könnte auf Spannungsumlagerungen zurückzuführen sein. Es ist zu erwarten, dass bei sehr hohen Lastniveaus ein Teil der an der Innenseite (Kontaktbereich Stahl/Beton) auftretenden maximalen Spannungen in weiter außen liegende Bereiche des Betonrings umgelagert wird. Die dafür erforderliche Restplastizität war bei den Betonen 1A und 1A HSM im betreffenden Zeitraum u.U. ausreichend groß, um eine Rissbildung zu verhindern. Der Prozess der rissfreien Spannungsumlagerung

and 1A SRA were significantly lower at about 0.25 mm/m and 0.35 mm/m respectively at 24 h. The AS of concrete 1A HSM, in which the constraint stresses first appeared at an age of about 15 h, rose to about 0.52 mm/m within 9 h.

5.6 Restraint stress in the ring test

The stresses arising in the ring test as a result of AS with restricted strain are shown in Fig. 11. Concrete 1A reached the highest stress of about 1.87 MPa at 14 h. After that the stress dropped significantly. Concrete 1A SAP also exhibited a drop in stress after passing through a maximum of approximately 0.8 MPa at about 18 h. With concrete 1A SPA the stress rose to about 1.0 MPa at 16 h and then remained approximately constant. With concrete 1A HSM the stress had risen to about 0.67 MPa by 24 h.

5.7 Cracking propensity

Fitted curves were calculated for the required variables on the basis of the measured values for further analysis of the stress using intervals of one hour. Fig. 12 shows the cracking propensity as a ratio of the restraint stress to the splitting tensile strength. The calculations for concretes 1A and 1A HSM were based on the higher splitting tensile strengths measured at the lower rate of load increase, which led to a lower calculated cracking propensity (cf. Section 5.4). The curves for the cracking propensity are shown as broken lines where the calculation is based on an extrapolation of the splitting tensile strength.

For all the concretes the maximum cracking propensity occurred in the first 24 h. For 1A and 1A HSM the maxima were about 0.93 and 0.82 respectively. For concrete 1A the cracking propensity was greatest at about 10 h and then dropped significantly. For concrete 1A HSM the cracking propensity reached its maximum at about 20 h and remained above 0.75 for about 5 h. With concretes 1A SAP and 1A SRA not only were the maximum cracking propensity values significantly lower but the cracking propensities were low over the entire period.

Experience shows that cracks can appear even at cracking propensity values of 0.8 [3]. In this case, only with concrete 1A HSM were very small cracks ($< \text{approx. } 5 \mu\text{m}$) detected in the surface of some rings, but it was not possible to determine the time at which they occurred from the restraint deformation curve. The fact that in spite of the high calculated cracking propensity none of the rings exhibited major cracks, either with 1A or with 1A HSM, could be attributed to stress rearrangement. It is to be expected that with very high load levels part of the maximum stresses occurring at the inner side (steel/concrete contact area) will be relocated to areas of the concrete ring that are further out. The requisite residual

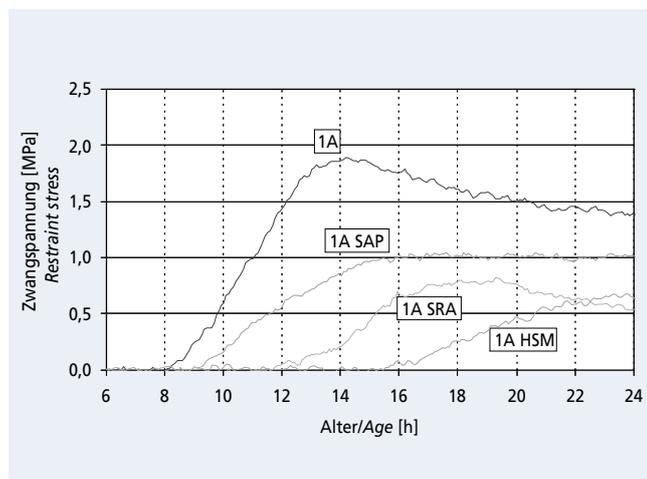


Bild 11: Zwangsspannung der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM infolge AS im Ring-Test, Mittelwerte von jeweils sechs Ringen
Figure 11: Restraint stresses in concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM as a result of autogenous shrinkage in the ring test, each value is an average from six rings

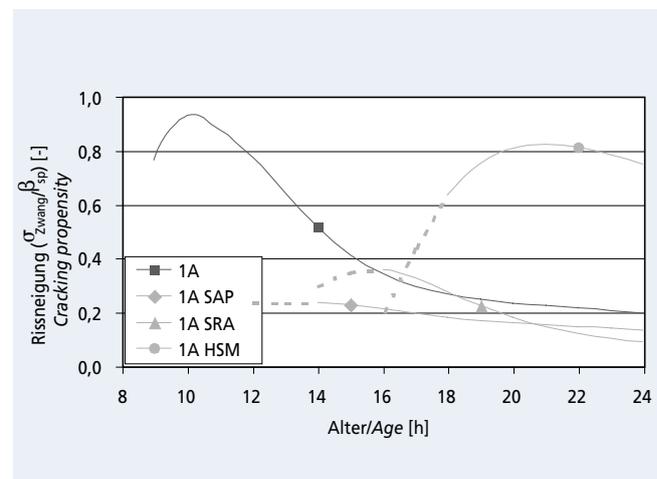


Bild 12: Rissneigung als Verhältnis der Zwangsspannung zur Spaltzugfestigkeit, gestrichelter Bereich: extrapoliertes Verlauf
Figure 12: Cracking propensity as the ratio of the restraint stress to the tensile splitting strength; broken lines represent extrapolated curves

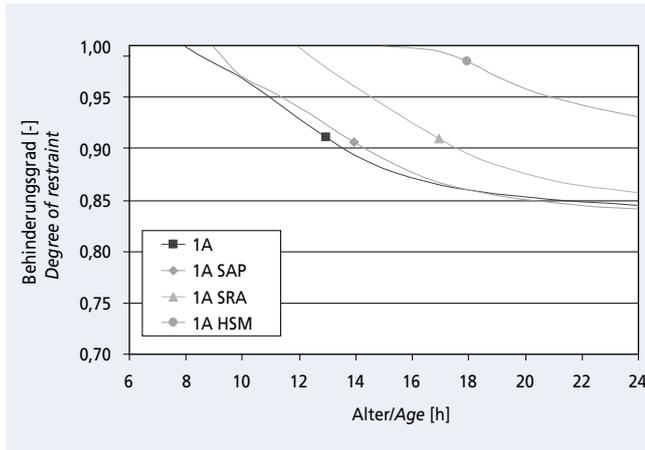


Bild 13: Behinderungsgrad der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM in den ersten 24 h
Figure 13: Degree of restraint of concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM in the first 24 h

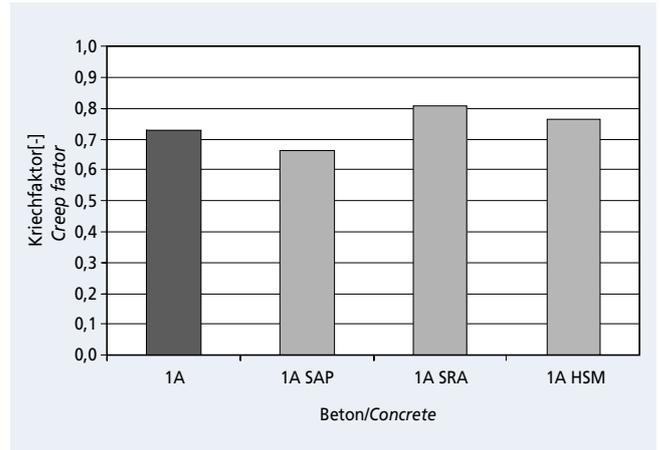


Bild 14: 24 h-Kriechfaktor der Betone 1A, 1A SAP, 1A SRA und 1A HSM
Figure 14: 24 h creep factor of concretes 1A, 1A SAP, 1A SRA and 1A HSM

könnte durch das sehr homogene, fehlerstellenarme Gefüge des feinkörnigen UHFB begünstigt worden sein.

5.8 Behinderungsgrad und Kriechfaktor

Bild 13 zeigt den Verlauf des Behinderungsgrads, der sich aus dem Verhältnis von freier und behinderter Verformung bei elastischer Betrachtung ergibt. Er ist im Ring-Test annähernd 1, solange der Beton noch keinen nennenswerten E-Modul hat. Bei den Betonen 1A und 1A SAP verringerte sich der Behinderungsgrad bis zum Alter von 24 h auf etwa 0,84. Dem geringeren E-Modul entsprechend nahm der Behinderungsgrad bei den Betonen 1A SRA und 1A HSM langsamer ab und erreichte einen Wert von 0,86 bzw. 0,93 nach 24 h.

Dem in Bild 14 dargestellten Kriechfaktor gemäß Gl. (7) ist jeweils ein einziges Zeitintervall vom Zeitpunkt des ersten Auftretens einer messbaren Zwangsspannung bis zum Alter von 24 h zugrunde gelegt. Im Mittel wurden in den ersten 24 h mehr als 70 % der theoretischen elastischen Spannungen durch Kriechen kompensiert. Eine genaue Berechnung des Kriechfaktors für kleinere Zeitintervalle von z.B. einer Stunde ist nur dann möglich, wenn sich die wesentlichen Größen, v.a. das AS und die Ringspannung, im betrachteten Zeitraum deutlich verändern. Sind die Veränderungen sehr klein, wie z.B. bei Beton 1A die des AS ab 14 h, ist die Berechnung sehr fehleranfällig.

5.9 Systematische Untersuchung des Kriechverhaltens durch gezielte Temperierung

Um zu veranschaulichen, wie sich das Kriechverhalten durch gezielte Temperierung systematisch untersuchen lässt, wurden Ring-Tests durchgeführt, bei denen Ringe erwärmt und dadurch unter zusätzliche Spannung gesetzt wurden. Die Erwärmungsrate betrug 1,6 K/h. Bei der Berechnung der theoretischen elastischen Spannung nach Gl. (11) wurden Einflüsse der veränderten Temperatur auf die Entwicklung von E-Modul und AS vernachlässigt. Die Erwärmung von jeweils zwei Ringen wurde im Alter von 15 h und 16 h begonnen. In der ersten Stunde nach Beginn der Spannungssteigerung wurden bei Erwärmung ab einem Alter von 15 h etwa 86 % der theoretischen elastischen Spannungen durch Kriechen kompensiert; bei Beginn der Erwärmung nach 16 h waren es in der ersten Stunde 78 % (Bild 15). Der Beton zeigte in höherem Alter also ein verringertes Kriechvermögen, was sich auch in der zweiten und dritten Stunde nach Erwärmungsbeginn fortsetzte.

6 Zusammenfassung

Der Ring-Test hat sich in den durchgeführten Untersuchungen als leistungsfähige Methode zur Prüfung der autogenen Schwindrissneigung erwiesen. Zur Berechnung der Rissneigung wurden die

plasticity in concretes 1A and 1A HSM was sufficiently large in the period involved to prevent any cracking. The process of crack-free stress rearrangement could have been assisted by the very homogenous microstructure of the fine-grained ultra high strength concrete with few defects.

5.8 Degree of restraint and creep factor

Fig. 13 shows the curve for the degree of restraint obtained from the ratio of free to restrained deformation when taking the elasticity into account. In the ring test it is close to 1 for as long as the concrete still has no appreciable elastic modulus. With concretes 1A and 1A SAP the degree of restraint fell to about 0.84 by 24 h. The degrees of restraint for concretes 1A SRA and 1A HSM decreased more slowly in line with the lower elastic modulus and reached values of 0.86 and 0.93 respectively after 24 h.

The creep factor defined in Equation (7) and shown in Fig. 14 is in each case based on a single time interval from the time of the first appearance of a measurable restraint stress until the age of 24 h. On average more than 70 % of the theoretical elastic stresses were offset by creep in the first 24 h. Accurate calculation of the creep factor for smaller time intervals, e.g. an hour, is possible only if the important variables, especially the AS and the ring stress, change significantly during the period under consideration. If the changes are very small such as, for example, those of the AS after 14 h with concrete 1A, the calculation is very prone to error.

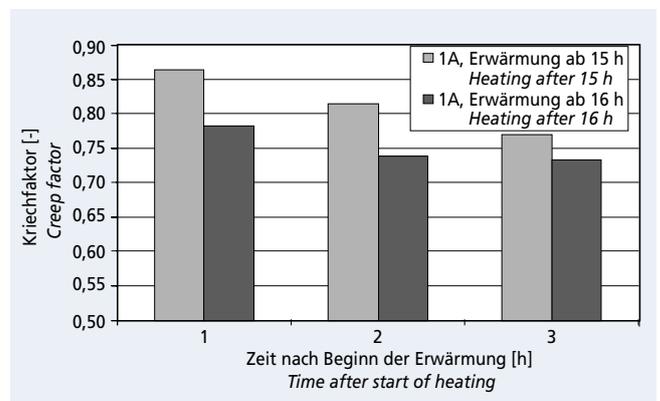


Bild 15: Kriechfaktor des Betons 1A berechnet über einstündige Intervalle bei gezielter Erwärmung der Ringe mit einer Rate von 1,6 K/h nach 15 h und nach 16 h

Figure 15: Creep factor of concrete 1A calculated over one-hour intervals with specific heating of the rings at a rate of 1.6 K/h after 15 h and 16 h

im Ring-Test gemessenen Zwangsspannungen ins Verhältnis zur Spaltzugfestigkeit gesetzt. Wie die vergleichenden Untersuchungen ergaben, sollte die Spaltzugfestigkeit bei sehr jungem Beton mit einer möglichst geringen Laststeigerungsrate geprüft werden, um die sehr langsame Spannungszunahme im Ring-Test besser abzubilden. Prüfungen bei hoher Laststeigerungsrate, die dem Beton sehr wenig Zeit zum Kriechen lassen, führen tendenziell zu geringeren Spaltzugfestigkeiten und damit zu einer möglichen Überschätzung der autogenen Schwindrissneigung.

Bei allen Betonen trat die maximale autogene Schwindrissneigung in den ersten 24 h auf. Risse von dauerhaftigkeitsrelevanter Größe oder Trennrisse entstanden nicht, obwohl sowohl der Referenzbeton als auch der Beton mit hohem Anteil an Hütensandmehl Rissneigungswerte in einem kritischen Bereich von über 0,8 aufwiesen. Es ist zu vermuten, dass hohe Lastniveaus im Ring-Test besonders bei sehr jungem Beton mit hoher plastischer Verformbarkeit zu Spannungsumlagerungen in radialer Richtung führen. Dass es auch bei sehr hohen Rissneigungswerten nicht zur Rissbildung kommen muss, erscheint dementsprechend als spezifisches Merkmal des Ring-Tests bei der Prüfung sehr jungen Betons. Dies bedeutet nicht, dass die auf Grundlage der gemessenen Zwangsspannung durchgeführten Berechnungen die autogene Schwindrissneigung nicht auch quantitativ korrekt beschreiben. Ob in der Praxis Risse auftreten, hängt vielmehr davon ab, in welchem Maß die Möglichkeit zur Spannungsumlagerung im Bauteil gegeben ist.

Am Ergebnis des Betons 1A HSM wird deutlich, warum dehnungsbehinderte Prüfungen zur Beurteilung der Rissneigung unerlässlich sind. Obwohl das freie autogene Schwinden im Vergleich zum Referenzbeton 1A deutlich niedriger war, ergaben sich erhebliche Zwangsspannungen und wegen der deutlich niedrigeren Festigkeiten eine ähnlich hohe maximale Rissneigung. Sie lag zudem etwa fünf Stunden lang über einem Wert von 0,75, während die Rissneigung des Referenzbetons nach Durchlaufen des Maximums rasch auf deutlich niedrigere Werte sank. Dies könnte dazu beigetragen haben, dass nur bei Beton 1A HSM sehr feine oberflächliche Risse auftraten.

Sowohl die super-absorbierenden Polymere (SAP) als auch das schwindreduzierende Zusatzmittel (SRA) verringerten das autogene Schwinden deutlich. Gleichzeitig wurde die Rissneigung auf unkritische Werte unter 0,4 gesenkt. Dieser vorteilhaften Wirkung standen allerdings bei den hier ohne zusätzliches Zugabewasser verwendeten SAP eine erhebliche Verschlechterung der Verarbeitbarkeit und beim SRA die Verzögerung der Hydratation als praktische Nachteile gegenüber.

Das freie autogene Schwinden wurde mit der Schwindkegelmethode geprüft. Wie beschrieben sollte ein speziell hergestellter Reflektor aus Beton verwendet werden. Das Verfahren ist einfach und ermöglicht auch nicht-isotherme Versuche. Auf Grundlage des autogenen Schwindens wurden der Behinderungsgrad und das Kriechen berechnet. Dabei ergaben sich Behinderungsgrade von deutlich über 0,8. Etwa 70 % der Spannungen, die bei rein elastischem Verhalten im Alter von 24 h zu erwarten gewesen wären, traten wegen des ausgeprägten Kriechens nicht auf.

Eine genauere Berechnung des Kriechverhaltens über kleinere Zeitintervalle von z.B. einer Stunde ist möglich, wenn man sich den Einfluss von Temperaturänderungen auf die Ringspannung zunutze macht. Bei den hier verwendeten Ringen aus Edelstahl mit einem im Vergleich zum Beton höheren Wärmeausdehnungskoeffizienten konnte eine gezielte Erwärmung dazu genutzt werden, die Spannung zu erhöhen und das Kriechen als Verhältnis von im Ring gemessener und theoretisch-elastischer Spannung zu berechnen. Der Ring-Test könnte somit auch zur systematischen Untersuchung des Kriechverhaltens im sehr jungen Alter verwendet werden, was v.a. für eine zukünftige Modellierung der Rissneigung bedeutsam ist.

In einer weiteren, sehr wesentlichen Hinsicht erwies sich der Ring-Test als vorteilhaft. Bei den hier verwendeten feinkörnigen Betonen konnten die Querschnitte so klein gewählt werden, dass sowohl quasi-isotherme als auch nicht-isotherme Versuche möglich sind. Dies ist eine wichtige Grundlage für die Beantwortung

5.9 Systematic investigation of the creep behaviour by carefully controlled heating

Ring tests, in which the rings were heated and therefore exposed to additional stresses, were carried out to illustrate how the creep behaviour can be investigated systematically by carefully controlled heating. The rate of heating was 1.6 K/h. The effects of changing temperature on the development of the elastic modulus and the AS were ignored when calculating the theoretical elastic stress from Equation (11). The heating, in each case of two rings, was started at 15 h and 16 h. In the first hour after the start of the increase in stress the creep compensated for about 86 % of the theoretical elastic stress during the heating from 15 h; for the start of heating after 16 h this was 78 % in the first hour (Fig. 15). This means that the concrete exhibited a reduced creep capacity at the greater age, and this carried on into the second and third hours after the start of heating.

6 Summary

In the investigations that were carried out the ring test has proved to be an effective method for testing the autogenous shrinkage cracking propensity. The ratio of the restraint stresses measured in the ring test to the tensile splitting strength was used to calculate the tendency to cracking. Comparative investigations have shown that with very young concrete the tensile splitting strength should be measured with the lowest possible rate of increase of load for better replication of the very slow increase in stress in the ring test. Tests at high rates of load increase, which allow the concrete very little time to creep, tend to lead to lower tensile splitting strengths and therefore to possible overestimation of the autogenous shrinkage cracking propensity.

With all concretes the maximum autogenous shrinkage cracking propensity occurred in the first 24 h. There were no cracks of sizes that are relevant to durability or separation cracks although both the reference concrete and the concrete with a high proportion of ground granulated blastfurnace slag had cracking propensity values in a critical range of greater than 0.8. It can be assumed that high load levels in the ring test lead to rearrangement of the stresses in the radial direction, especially with very young concrete with high plastic deformability. That this does not inevitably lead to cracking, even at very high cracking propensity values, therefore appears to be a specific feature of the ring test during the testing of very young concrete. This does not mean that the calculations carried out on the basis of the measured restraint stresses do not give a correct quantitative description of the autogenous shrinkage cracking propensity. Whether cracks appear in practice depends on the extent to which the stresses are able to rearrange themselves within the structural element.

From the results with concrete 1A HSM it is clear why deformation-restrained tests are essential for assessing the cracking propensity. Substantial restraint stresses occurred although the free autogenous shrinkage was significantly lower than with the reference concrete 1A and, because of the significantly lower strengths, there was a similarly high maximum cracking propensity. This also stayed higher than 0.75 for about five hours while the cracking propensity of the reference concrete sank rapidly to significantly lower values after it had passed through the maximum. This could have contributed to the fact that only with concrete 1A HSM did very fine surface cracks appear.

The super-absorbent polymers (SAP) and the shrinkage-reducing admixture (SRA) both reduced the autogenous shrinkage significantly. At the same time the cracking propensity was lowered to non-critical values below 0.4. However, there were practical disadvantages – with the SAP used here without additional mixing water this advantageous effect was gained at the expense of a considerable deterioration in the workability and, with the SRA, at the expense of retardation of the hydration.

The free autogenous shrinkage was tested by the shrinkage cone method. As described, a specially produced reflector made of concrete was used. The method is simple and also permits non-isothermal testing. The degree of restraint and the creep were calculated on the basis of the autogenous shrinkage. This resulted

offener Fragen zum Einfluss der Temperatur. Inwieweit die hier unter quasi-isothermen Bedingungen ermittelten Rissneigungen geeignet sind, das Verhalten der Betone bei praxisüblichen Temperaturverläufen zu beschreiben, ist noch zu klären. Mit dem Schwindkegelverfahren und dem Ring-Test stehen hierfür geeignete Methoden zur Verfügung.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die Förderung des Forschungsvorhabens im Rahmen des Schwerpunktprogramms „Nachhaltiges Bauen mit Ultrahochfestem Beton“, ferner bei Herrn Arne Giesbrecht für die Unterstützung bei der Versuchsdurchführung.

in degrees of restraint of considerably more than 0.8. About 70 % of the stresses that would have been expected at 24 h with purely elastic behaviour did not occur because of the marked creep.

A more accurate calculation of the creep behaviour over smaller time intervals of, for example, one hour is possible if use is made of the influence of temperature changes on the restraint stress. With the rings made of special steel used here with a higher coefficient of thermal expansion than concrete, specific heating was used to increase the stress and to calculate the creep as the ratio of the stress measured in the ring to the theoretical elastic stress. The ring test could therefore also be used for systematic investigation of the creep behaviour at very young ages, which is particularly important for any future modelling of the cracking propensity.

The ring test proved to be advantageous in another, very important, respect. With the fine-grained concretes used here the cross-sections could be chosen to be so small that both quasi-isothermal as well as non-isothermal tests are possible. This is an important basis for solving unanswered questions about the influence of temperature. The extent to which the tendencies to cracking determined here under quasi-isothermal conditions are suitable for describing the behaviour of concretes during the temperature behaviour patterns normally found in practice still has to be clarified. The shrinkage cone method and the ring test are available as suitable methods for this purpose.

Acknowledgements

The authors would like to thank the German Research Foundation for supporting the research project as part of the priority programme “Sustainable building with ultra high strength concrete” and also Herr Arne Giesbrecht for his assistance in carrying out the tests.

Literatur / Literature

- [1] Swamy, R. N.; Bandyopadhyay, A. K.; Stavrides, H.: The ring method of measuring restrained shrinkage in mortar and concrete. *Cement, Concrete and Aggregates* (1979) No. 1, pp. 13–20
- [2] Radlinska, A.; Moon, J. H.; Rajabipour, F.; Weiss, J.: The ring test: a review of recent developments. *Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*, International RILEM Conference: Proceedings, Lyngby, Dänemark, August 2006, pp. 205–214
- [3] Hossain, A. B.; Weiss, W. J.: Assessing residual stress development and stress relaxation in restrained concrete ring specimens. *Cement & Concrete Composites* 26 (2004), pp. 531–540
- [4] Hossain, A. B.; Weiss, W. J.: The role of specimen geometry and boundary conditions on stress development and cracking in the restrained ring test. *Cement and Concrete Research* 36 (2006), pp. 189–199
- [5] Wiegink, K.; Marikunte, S.; Shah, S. P.: Shrinkage cracking of high-strength concrete. *ACI Materials Journal* 93 (1996) No. 5, pp. 409–417
- [6] Kovler, K.; Sikuler, J.; Bentur, A.: Restrained shrinkage tests of fibre-reinforced concrete ring specimens: effect of core thermal expansion. *Materials and Structures* 26 (1993), pp. 231–237
- [7] Eppers, S.; Mueller, C.: Restrained ring tests with UHPC. 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete: Proceedings, Tokio, Japan, Oktober 2008, pp. 744–75
- [8] Bjøntegaard, Ö.; Sellevold, E. J.: Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete. *Shrinkage of Concrete*, International RILEM Workshop: Proceedings, Paris, Frankreich, Oktober 2000, pp. 43–55
- [9] Loukili, A.; Chopin, D.; Khelidj, A.; Le Touzo, J.-Y.: A new approach to determine autogenous shrinkage of mortar at an early age considering temperature history. *Cement and Concrete Research* 30 (2000), pp. 915–922
- [10] Persson, B.: On the temperature effect on self-desiccation of concrete. *Self-desiccation and its importance in concrete technology*, 4th International Research Seminar: Proceedings, Gaithersburg, Maryland, USA, Juni 2005, pp. 95–120
- [11] Jensen, O. M.; Hansen, P. F.: Influence of temperature on autogenous deformation and relative humidity change in hardening cement paste. *Cement and Concrete Research* 29 (1999), pp. 567–575
- [12] Lura, P.; van Breugel, K.: Effect of curing temperature on autogenous deformations of cement paste and high performance concrete for different cement types. 11th International Congress on the Chemistry of Cement: Proceedings, Durban, Südafrika, Mai 2003, pp. 1616–1625
- [13] Mounanga, P.; Baroghel-Bouny, V.; Loukili, A.; Khelidj, A.: Autogenous deformations of cement pastes: Part I. Temperature effects at early age and micro-macro correlations. *Cement and Concrete Research* 36 (2006), pp. 110–122
- [14] Mounanga, P.; Loukili, A.; Bouasker, M.; Khelidj, A.; Coue, R.: Effect of setting retarder on the early age deformations of self-compacting mortars. *Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*, International RILEM Conference: Proceedings, Lyngby, Dänemark, August 2006, pp. 311–320
- [15] Hammer, T. A.; Bjøntegaard, Ö.: Testing of autogenous deformation (AD) and thermal dilation (TD) of early age mortar and concrete – Recommended test procedure. *Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*, International RILEM Conference: Proceedings, Lyngby, Dänemark, August 2006, pp. 341–346
- [16] Eppers, S.; Mueller, C.: Autogenous shrinkage strain of UHPC. 2nd International Symposium on UHPC: Proceedings, Kassel, März 2008, pp. 433–441
- [17] Bjøntegaard, Ö.; Hammer, T. A.: RILEM Technical Committee 195 DTD: Motive and technical content. *Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*, International RILEM Conference: Proceedings, Lyngby, Dänemark, August 2006, pp. 357–366
- [18] Krauss, M.; Bjøntegaard, Ö.: Statistical evaluation of autogenous deformation tests results performed in the RILEM Technical Committee 195-DTD framework. *Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*, International RILEM Conference: Proceedings, Lyngby, Dänemark, August 2006, pp. 347–356
- [19] Lin, Z.; Kishi, T.: A tentative experimental evaluation on early-age creep. 8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures: Proceedings, Sept./Okt. 2008, Ise-Shima, Japan, pp. 285–291
- [20] Hayano, H.; Maruyama, I.; Noguchi, T.: Evaluation of cracking potential of high-strength concrete due to autogenous shrinkage and verification using micropore volume. 8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures: Proceedings, Sept./Okt. 2008, Ise-Shima, Japan, pp. 459–464
- [21] Zhou, J.; Ye, G.; Schlangen, E.; van Breugel, K.: Autogenous deformation of Portland cement paste blended with blast furnace slag measured by mini-TSTM. *Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*, International RILEM Conference: Proceedings, Lyngby, Dänemark, August 2006, pp. 367–374
- [22] Moon, J. H.; Rajabipour, F.; Pease, B.; Weiss, J.: Quantifying the Influence of Specimen Geometry on the Results of the Restrained Ring Test. *Journal of ASTM International* No. 8 (2006)
- [23] Eppers, S.; Mueller, C.: Autogenous shrinkage and time-zero of UHPC determined with the shrinkage cone. 8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures: Proceedings, Sept./Okt. 2008, Ise-Shima, Japan, pp. 709–714