

Institut für Werkstoffe des Bauwesens  
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

# Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge

Andrea Kustermann

Heft 2

*der Bundeswehr*  
**Universität**  **München**

2005

Herausgeber:

Institut für Werkstoffe des Bauwesens  
Universität der Bundeswehr München

Werner-Heisenberg-Weg 39  
85577 Neubiberg

Telefon 089/6004-2511

Fax 089/6004-3895

sekretariat.bauv3@unibw.de

[www.unibw.de/baustoffe](http://www.unibw.de/baustoffe)

ISSN 1436-4409

## Kurzfassung

Mikrorisse sind bereits im unbelasteten Beton aufgrund des unterschiedlichen Verformungsverhaltens der einzelnen Komponenten vorhanden. Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Methode zur Visualisierung der Mikrorisse im Betongefüge entwickelt. An Probekörpern aus Hochfestem Beton wurden die Einflüsse auf die Bildung dieser Mikrorisse aus der Probekörpervorbereitung sowie aus der Betontechnologie, der Lagerung und einer mechanischen Belastung untersucht. Als Haupteinfluss auf die Mikrorissbildung zeigte sich das autogene Schwinden des Hochfesten Betons. Ausgangspunkt der Mikrorisse in der Mörtelmatrix sind stets Luftporen oder die Kontaktzone zur Gesteinskörnung. Der Einfluss vorhandener Mikrorisse auf die Festbeton- und Dauerhaftigkeitseigenschaften des Betons zeigte sich in den hier gemachten Tests an Hochfesten Betonen nicht eindeutig. Anhand eines Modellbetons und einer numerischen Modellierung wurde der Baustoff Beton mit dem Dreikomponentensystem Matrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung nachgebildet. Am Beispiel des Parameters der Gesteinskörnungsgröße wurden die real entstandenen Mikrorisse mit den errechneten Zugspannungsergebnissen aus der Simulation verifiziert.

## Abstract

Microcracks exist already in unloaded concrete due to the different deformation characteristics of its components. In the course of this thesis a method was developed to visualize microcracks in the structure of High Strength Concrete. The investigated parameters were focussed on parameters related to the preparation of the specimen, the concrete technology and also on the influences of curing conditions and applied mechanical load. The results proofed autogeneous shrinkage being the main influence on the formation of microcracks in the High Strength Concrete investigated. The microcracks in the paste started always from air voids or the contact zone between paste and aggregate. In the tests with High Strength Concrete no influences were observed of existing microcracks on the properties of hardened concrete and durability. A model concrete and a numerical model were made to reproduce the material concrete as a 3-component-system: paste, aggregate and contact zone. The parameter aggregate size was taken as an example to compare the developed microcracks in the real model concrete with the calculated results of tension stresses obtained for the numerical model.

Vollständiger Abdruck der, von der Fakultät Bau- und Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs, genehmigten Dissertation.

Eingereicht am : 17. Januar 2005

Mündliche Prüfung am: 31. Mai 2005

Promotionsausschuss:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Fürmetz

1. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser

2. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Peter Schießl

3. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl-Christian Thienel

Neubiberg, den 11. Juli 2005

# Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Werkstoffe des Bauwesens an der Universität der Bundeswehr München.

Während dieser Jahre wurde der Lehrstuhl von drei verschiedenen Professoren geleitet, was mich sowohl beruflich als auch persönlich vielseitig prägte.

Zuerst erlebte ich Herrn Professor Zimbelmann, der mich einstellte und somit den Grundstein für diese Arbeit legte, wofür ich ihm herzlich danke. Da er aus gesundheitlichen Gründen vorzeitig in Ruhestand gehen musste, leitete zwischenzeitlich Herr Professor Keuser kommissarisch den Lehrstuhl. Bei ihm möchte ich mich für die Betreuung und seine stete Unterstützung, trotz seiner Mehrfachbelastung bedanken. Und zuletzt dem Dritten im Bunde ein herzlicher Dank, meinem jetzigen Chef Herrn Professor Thienel, der mir mit vielen hilfreichen Gesprächen zum Abschluss dieser Arbeit verhalf und mir während dieser Zeit im Lehrstuhlbetrieb den Rücken freihielt.

Herr Professor Schießl hat freundlicherweise das Koreferat übernommen. Insbesondere für seine gebotene Hilfestellung während der Zeit des Professorenwechsels bedanke ich mich sehr.

Herrn Professor Fürmetz danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Die Anregung zum Thema meiner Arbeit gab mir mein damaliger Kollege Herr Dr. Joachim Junggunst, der mir auch nach seinem Ausscheiden immer mit einem offenen Ohr beiseite stand. Vielen Dank für die vielen fruchtbaren Diskussionen, die mir zu mancher Anregung verhalfen.

Ein besonderer Dank gilt allen Mitarbeitern des Institutes für Werkstoffe des Bauwesens, die mich bei der Durchführung der Versuche maßgeblich unterstützten und ohne die diese Arbeit niemals möglich gewesen wäre. Besonders zu schätzen weiß ich das Vertrauen, das sie mir entgegen brachten und ihr Engagement während dieser Zeit.

An dieser Stelle danke ich auch meinen Diplomanden Celestin Simpore, Thomas Kleis, Michael Zelmer, Jürgen Schneider und Jean-Claude Chango, die unter meiner Betreuung wertvolle Teile zu der vorliegenden Arbeit beigetragen haben. Ebenso bedanke ich mich bei meinen Kollegen Cathérine Mutter und Ferdinand Ritscher.

Ganz besonders in meinen Dank möchte ich meinen Mann Bernhard und meinen Sohn Linus einschließen. Beide brachten unendlich viel Geduld und Verständnis auf, um mich zu unterstützen und mir die Zeit zu verschaffen, diese Arbeit erfolgreich zu beenden.

## Inhalt

1	Einleitung.....	1
1.1	Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit .....	1
1.2	Inhaltliche Übersicht.....	2
2	Mikrorisse im Beton – Stand der Kenntnisse .....	4
2.1	Erhärtung von Beton .....	4
2.1.1	Hydratation.....	4
2.1.2	Hydratation beim Hochleistungsbeton .....	4
2.1.3	Festigkeitsentwicklung von Hochleistungsbeton.....	11
2.1.4	Mikrostruktur und Porengefüge des Hochleistungsbetons .....	11
2.1.5	Kontaktzone .....	13
2.1.6	Poren und Wasser im Hochfesten Beton.....	14
2.2	Eigenspannungen im Beton als Mikrorissursache .....	13
2.2.1	Spannungen infolge Temperatur .....	18
2.2.1.1	Temperaturlast.....	18
2.2.1.2	Temperaturverformung .....	23
2.2.1.3	Temperaturspannungen .....	25
2.2.2	Spannungen infolge von Feuchtigkeitsunterschieden .....	28
2.3	Nachbehandlung von Beton und Einflüsse auf die Mikrorissentwicklung .....	36
2.4	Mechanik des Rissverhaltens .....	39
2.4.1	Allgemeines .....	39
2.4.2	Risse und Rissentstehung im Beton .....	39
2.4.3	Anordnung von Mikrorissen .....	41
2.4.4	Bruchmechanische Betrachtung .....	41
2.4.4.1	Bruchmechanische Vorgänge.....	43
2.4.4.2	Betontechnologische Einflüsse auf die Rissentwicklung .....	53
2.5	Auswirkungen der Mikrorisse .....	57
2.6	Identifikation von Mikrorissen im Beton.....	60
2.7	Modellansätze zum Mikrorissverhalten von Beton aus der Literatur.....	69
2.8	Offene Fragen .....	79
3	Experimentelle Untersuchung der Mikrorisse im Beton .....	81
3.1	Untersuchungsmethode der Mikrorisse im Beton .....	81
3.1.1	Probenvorbereitung .....	82
3.1.2	Auswertemethodik .....	82

4	Untersuchte Einflussgrößen auf die Mikrorissbildung.....	88
4.1	Untersuchungsprogramm, Ausgangsstoffe und Herstellung .....	88
4.1.1	Untersuchungsprogramm .....	88
4.1.2	Ausgangsstoffe.....	89
4.1.3	Herstellung und Durchführung.....	89
4.2	Frisch- und Festbetonkennwerte .....	90
4.3	Parameter resultierend aus der Versuchstechnik.....	90
4.3.1	Sägen als Mikrorissursache .....	90
4.3.1.1	Zielsetzung, Versuchsprogramm und Versuchsbeschreibung .....	90
4.3.1.2	Ergebnisse .....	91
4.3.1.3	Auswertung .....	93
4.3.2	Verdichtungszeit.....	95
4.3.2.1	Zielsetzung, Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung .....	95
4.3.2.2	Versuchsergebnisse.....	95
4.3.2.2.1	Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung .....	95
4.3.2.2.2	Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte.....	99
4.3.2.3	Auswertung .....	101
4.3.2.3.1	Auswertung der Mikrorissentwicklung.....	101
4.3.2.3.2	Auswertung der Mikrorissentwicklung im Vergleich mit Festbetonkennwerten .....	101
4.3.3	Probenalter .....	102
4.3.3.1	Zielsetzung .....	102
4.3.3.2	Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung.....	102
4.3.3.3	Versuchsergebnisse.....	102
4.3.3.3.1	Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung .....	102
4.3.3.3.2	Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte.....	106
4.3.3.4	Auswertung der Mikroriss- und Festbetonergebnisse .....	107
4.4	Parameter resultierend aus der Betontechnologie .....	108
4.4.1	Bindemittelzusammensetzung.....	108
4.4.1.1	Zielsetzung .....	108
4.4.1.2	Versuchsprogramm .....	109
4.4.1.3	Versuchsdurchführung .....	109
4.4.1.3.1	Messung des autogenen Schwindens .....	110
4.4.1.3.2	Messung des Austrocknungsschwindens.....	113
4.4.1.3.3	Messung der Temperaturentwicklung.....	114
4.4.1.4	Versuchsergebnisse.....	116
4.4.1.4.1	Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung .....	116

4.4.1.4.1.1	Einfluss der Zementart .....	117
4.4.1.4.1.2	Einfluss der Zusatzstoffe .....	122
4.4.1.4.1.3	Einfluss der Lagerung .....	125
4.4.1.5	Ergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte .....	127
4.4.1.5.1	Ergebnisse der Untersuchung der Temperaturentwicklung .....	131
4.4.1.6	Ergebnisse der Untersuchung des Schwindverhaltens .....	135
4.4.1.6.1	Untersuchungsergebnisse autogenes Schwinden .....	135
4.4.1.6.2	Untersuchungsergebnisse Austrocknungsschwinden .....	137
4.4.1.7	Auswertung .....	140
4.4.1.7.1	Auswertung der Mikrorissuntersuchung .....	140
4.4.1.7.2	Auswertung der Festbetonkennwerte .....	141
4.4.1.7.3	Auswertung der Mikrorissuntersuchung im Vergleich zu den Frisch- und Festbetonkennwerten .....	142
4.4.1.7.4	Auswertung der Versuche zur Temperaturentwicklung .....	143
4.4.1.7.5	Auswertung der Mikrorissuntersuchung im Vergleich zur Temperaturentwicklung .....	144
4.4.1.8	Auswertung der Versuche zum Schwindverhalten .....	144
4.4.1.8.1	Auswertung der Mikrorissuntersuchung im Vergleich zu den Ergebnissen der Schwinduntersuchung .....	146
4.4.2	Nachbehandlung .....	147
4.4.2.1	Zielsetzung .....	147
4.4.2.2	Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung .....	147
4.4.2.3	Versuchsergebnisse .....	148
4.4.2.3.1	Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung .....	148
4.4.2.3.2	Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte .....	152
4.4.2.4	Auswertung .....	163
4.4.2.4.1	Auswertung der Mikrorissuntersuchung .....	163
4.4.2.4.2	Auswertung der Festbetonkennwerte .....	165
4.4.2.4.3	Auswertung der Zusammenhänge zwischen Mikroriss- und Festbetonkennwerten .....	167
4.4.3	Einfluss der Größe des verwendeten Größtkorns .....	168
4.4.3.1	Zielsetzung .....	168
4.4.3.2	Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung .....	168
4.4.3.3	Versuchsergebnisse .....	169
4.4.3.3.1	Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung .....	169
4.4.3.3.2	Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte .....	173

4.4.3.3.2.1	Versuchsergebnisse der Untersuchung mit unterschiedlichem Größtkorn .....	173
4.4.3.3.2.2	Versuchsergebnisse der Untersuchung mit unterschiedlicher Kornform .....	177
4.4.3.4	Auswertung .....	180
4.4.3.4.1	Auswertung der Mikrorissuntersuchung.....	180
4.4.3.4.2	Auswertung der Festbetonkennwerte .....	182
4.4.3.4.3	Auswertung der Zusammenhänge zwischen Mikroriss- und Festbetonkennwerten .....	182
4.5	Parameter resultierend aus äußeren Einflüssen .....	183
4.5.1	Einfluss der Probekörpergröße.....	183
4.5.1.1	Zielsetzung .....	183
4.5.1.2	Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung.....	183
4.5.1.3	Versuchsergebnisse.....	184
4.5.1.4	Versuchsauswertung.....	188
4.5.2	Mikrorissentwicklung durch Belastung und deren Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften.....	188
4.5.2.1	Zielsetzung .....	188
4.5.2.2	Versuchsprogramm .....	189
4.5.2.3	Versuchsdurchführung .....	189
4.5.2.4	Versuchsergebnisse.....	191
4.5.2.4.1	Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung .....	191
4.5.2.4.2	Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte.....	200
4.5.2.5	Auswertung .....	207
4.5.2.5.1	Auswertung der Mikrorissentwicklung unter Belastungseinfluss .....	207
4.5.2.5.2	Auswertung der Mikrorissbildung und deren Auswirkungen auf Festbetonkennwerte .....	210
5	Modellversuche und numerische Modellierung.....	212
5.1	Modellversuche.....	212
5.1.1	Modellgesteinskörnung.....	212
5.1.2	Herstellung der Modellprobekörper .....	213
5.1.3	Bestimmung der Werkstoffparameter des Modellbetons.....	214
5.1.4	Problematik der Untersuchung und Auswertung der Modellprobekörper .....	214
5.1.5	Ergebnisse der Untersuchung der Mikrorisse an den Modellprobekörpern ....	215
5.1.6	Auswertung der Versuche mit den Modellprobekörpern .....	221
5.1.7	Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Modellbetonversuchen.....	223
5.2	Numerische Abbildung und Vergleich mit Modellbeton .....	224

5.2.1	Geometrisches und mechanisches Modell .....	224
5.2.2	Lastmodell.....	225
5.2.3	Materialmodell.....	226
5.2.4	Ergebnisse der Modellierung .....	227
5.2.5	Auswertung und Vergleich mit den Modellbetonen.....	230
5.2.5.1	Einfluss der Größe der Gesteinskörnung .....	230
5.2.5.2	Einfluss der Ausrichtung der Gesteinskörnung.....	231
5.2.5.3	Einfluss der Form der Gesteinskörnung .....	234
5.2.6	Parameter Belastung: Schwinden und Temperaturverformung .....	234
5.2.7	Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Modellierung.....	235
6	Überblick über den Zusammenhang zwischen Mikrorissen und Festbetoneigenschaften .....	236
7	Zusammenfassung.....	238
8	Schlussfolgerungen und Ausblick .....	243
9	Literatur .....	245
10	Anhang .....	A1
10.1	Anhang: Beton- und Mörtelrezepte.....	A1
10.2	Anhang: Frisch- und Festbetonkennwerte.....	A4
10.3	Anhang: Mikrorissbilder .....	A15
10.4	Anhang: Mikrorisskennwerte .....	A19
10.5	Anhang: Modellierung.....	A25
10.6	Anhang: Vergleich Mikrorisskennwerte und Festbetonkennwerte.....	A41



# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit

Mikrorisse sind im Beton enthalten, bevor jegliche äußere statische oder dynamische Last auf den Beton aufgebracht wird. Sie entstehen nach König hauptsächlich durch thermisch bedingte Zwangsspannungen /1, 2/. /3, 4/ nennt die Gefügeunverträglichkeiten der Einzelkomponenten im Beton als Mikrorissursache. Dazu zählen Unterschiede im Temperatúrausdehnungs-, im Schwindverhalten und der Elastizitätsmoduln von Gesteinskörnung und Zementstein. Zufällig verteilte Mikrodefekte im Beton, die Versuche zur Erfassung der Spannungs-Dehnungslinie beeinflussen, erwähnt Dahl /5/. Mikrorisse infolge Belastung entstehen bei einer Last oberhalb des Bereichs des linearen Verlaufs der Spannungs-Dehnungslinie. Die Abweichung dieser Kurve vom linearen Verlauf im ansteigenden Ast könnte nach /6, 7/ auf Mikrorisse zurückzuführen sein. Diese führen dann zu den irreversiblen Verformungsanteilen in der Spannungs-Dehnungslinie, deren Krümmung mit steigender Last stetig zunimmt /1/. Im normal festen Beton nehmen die Mikrorisse nach /8/ ihren Ausgang stets in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein. Im Hochfesten Beton konnte bisher aufgrund des homogeneren Gefüges kein eindeutiger Ausgangspunkt für die Mikrorisse ausgemacht werden.

Die Auswirkungen und der Einfluss der vorhandenen Mikrorisse im Betongefüge auf die Dauerhaftigkeit des Betons sind noch weitgehend ungeklärt /1, 9/. Die Dichtigkeit von Betonkonstruktionen ist v. a. wichtig, wenn diese dem Schutz der Umwelt dienen sollen, wie z. B. im Bereich der chemischen Industrie oder in der Sondermülllagerung /10, 11/. Obwohl Hochfester Beton oder Hochleistungsbeton aufgrund seiner verbesserten Gefügeeigenschaften im Vergleich zum Normalbeton in der Lage ist einen erhöhten Widerstand gegen mechanische und v. a. auch gegen chemische Angriffe zu leisten, neigt dieser Hochfeste Beton jedoch besonders stark zur Bildung von Mikrorissen /12, 13, 14, 15/. Da die Entwicklung und der Einsatz von Hochleistungsbeton aktuelles Forschungsthema bietet, ist die Wirkung von Mikrorissen auf die Dauerhaftigkeit des Betons von Interesse.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Ursachen der Entstehung von Mikrorissen im Hochfesten Beton untersucht. Die Schwerpunkte werden dabei auf hygri-sche und temperaturbedingte Spannungen gelegt; Mikrorisse, die aus äußerer Last resultieren, werden nur bedingt in die Betrachtungen einbezogen. Hierzu wurde ein spezielles Verfahren entwickelt, um Mikrorisse

im Beton identifizieren und quantifizieren zu können. Zu klären ist, wo die Mikrorisse im Gefüge des Betons ihren Ausgang nehmen und durch welche Kriterien der Ort der Entstehung, die Orientierung und Ausbreitung der Mikrorisse beeinflusst werden. Ein weiteres Ziel dieser Arbeit ist, die Auswirkungen von Mikrorissen im Beton auf die Festbetonkennwerte zu klären, um einen Anhaltspunkt zu bieten, inwiefern die Dauerhaftigkeit durch Mikrorisse im Gefüge beeinflusst wird.

## 1.2 Inhaltliche Übersicht

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in drei Teile. Der Darstellung der theoretischen Grundlagen aus der Literatur folgt der experimentelle Teil mit den Ergebnissen und den Auswertungen der Versuche bezüglich der unterschiedlichen untersuchten Parameter. Den Abschluss bildet eine numerische Modellierung der Mikrorissentwicklung mit den zugehörigen Modellversuchen.

Nach der Einleitung im Kapitel 1 folgt im Kapitel 2 die Literaturstudie, in der der Stand der Kenntnisse zu möglichen Ursachen der Bildung von Mikrorissen im Beton dargestellt wird. Dazu werden die Grundlagen der Erhärtung von Beton mit den sich daraus ergebenden Spannungen aus Temperatur- und Feuchteunterschieden sowie der Einfluss der Nachbehandlung beschrieben. Die Mechanik des Rissverhaltens hinsichtlich Entstehung, Anordnung und Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen und auch die Auswirkungen der Mikrorisse auf Festbetoneigenschaften werden ebenfalls in diesem Kapitel behandelt. Die Literatursichtung behandelt außerdem die unterschiedlichen Methoden zur Visualisierung bzw. der Identifikation von Mikrorissen wie auch die Modellansätze zum Mikrorissverhalten im Beton.

In Kapitel 3 wird die Versuchsmethodik, die im Rahmen dieser Arbeit entwickelt wurde, mit Probenvorbereitung und Auswerteverfahren beschrieben. Die Ergebnisse und die Auswertung der experimentellen Versuche sind in Kapitel 4 zu finden. Nach Darstellung des Versuchsplanes und der Versuchsdurchführung folgen die einzelnen Parameter, die untersucht wurden. Der experimentelle Teil ist in drei Gruppen der untersuchten Parameter eingeteilt.

Die Parameter, die aus der Versuchsmethode resultieren, sollen klären, inwiefern unterschiedliche Methoden der Probenvorbereitung oder –herstellung die Ergebnisse der Mikrorissuntersuchung beeinflussen.

Die Parameter aus der Betontechnologie befassen sich mit der Bindemittelzusammensetzung und dem daraus resultierenden Schwind- und- Temperaturverhalten, der Nachbehandlung

und den verwendeten Gesteinskörnungsgrößen und –formen. Aus diesen Kapiteln werden zum Teil die Kennwerte für die spätere numerische Modellierung entnommen.

Die äußeren Einflüsse werden durch Variation der Probekörpergrößen und der Vorbelastung berücksichtigt.

Um die Bildung von Mikrorissen rechnerisch nachzubilden, werden im Kapitel 5 Modellversuche und die Entwicklung eines numerischen Modells dargestellt und miteinander verglichen.

Im Kapitel 6 werden die Auswirkungen der Mikrorisse auf Festbeton- und auf Dauerhaftigkeitseigenschaften zusammenfassend beschrieben, in Kapitel 7 wird eine Gesamtübersicht des Inhalts dieser Arbeit gegeben. Kapitel 8 beinhaltet Schlussfolgerungen und einen Ausblick.

## 2 Mikrorisse im Beton – Stand der Kenntnisse

Laut /16/ gibt es keine einheitliche Definition für den Mikroriss. Ein RILEM – Ausschuss von 1994 hat aus pragmatischen Gründen einen Riss von 0,1 mm Rissbreite als Mikroriss definiert. Mikrorisse werden hier in „dynamische Mikrorisse“ und „semi-statische Mikrorisse“ mit sich langsam verändernden Außenbedingungen unterschieden. In /11/ hingegen werden als Mikro- oder auch Gefügerisse sehr feine, kurze Risse mit einer Rissweite von weniger als 0,01 mm bezeichnet. Ihr Verlauf kann sowohl durch Zementstein wie auch durch die Gesteinskörnung gehen. /17/ unterscheidet drei Arten von Mikrorissen: „Hafrisse“ treten häufig an der Grenzfläche zwischen Gesteinskörnung und Zementstein auf, „Zementsteinrisse“ verlaufen durch den Zementstein, „Gesteinskörnungsrisse“ durch die Gesteinskörnung.

Im Rahmen dieser Arbeit werden als Mikrorisse Risse mit einer max. Rissbreite von 25 µm bezeichnet. Die meisten Risse weisen eine Breite von 10 µm und weniger auf. Das Hauptaugenmerk liegt auf den Mikrorissen, die im Zementstein verlaufen. Sind keine abweichenden Angaben gemacht, handelt es sich um Zementsteinmikrorisse.

### 2.1 Erhärtung von Beton

Während der Erhärtung von Beton kommt es zu ersten Spannungen zwischen den einzelnen Komponenten. Die Hydratationswärme führt zu unterschiedlichen Volumenänderungen der Gesteinskörnung und des erhärtenden Zementsteins. Dieses Kapitel soll einen Überblick über die Mechanismen während der Erhärtung von Beton und auch von Hochfestem Beton bzw. Hochleistungsbeton bieten und inwiefern und wodurch diese beeinflusst werden können.

#### 2.1.1 Hydratation

Hydratation bedeutet allgemein die chemische Bindung von Wasser. In der Zementchemie wird mit ihr die Wasserbindung aller erhärtenden hydraulischen Bindemittel bezeichnet /18/. Portlandzement besteht aus einem Gemisch von so genannten Klinkermineralien. Die Hauptbestandteile sind Dicalciumsilicat ( $C_2S$ ), Tricalciumsilicat ( $C_3S$ ), Tricalciumaluminat ( $C_3A$ ) und Tetracalciumaluminatferrit ( $C_4AF$ ). Des Weiteren enthält er an Nebenbestandteilen u. a. Sulfat, freien Kalk und Magnesiumoxid.

Sofort nach der Zugabe von Wasser beginnt der Zement zu hydratisieren /18/. Bei dieser exothermen, chemischen Reaktion entstehen an den Grenzflächen, zwischen Zementkorn und Wasser, wasserhaltige Verbindungen /19, 20/. Dieser Vorgang findet in drei Stufen statt. In der ersten Stufe wird zunächst Calciumhydroxid ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) in Form hexagonaler Kristalle gebildet, welche nahezu keine Festigkeit haben. Dies geschieht laut /18/ innerhalb der ersten zehn Minuten nach dem Mischen bzw. laut /21/ bis zu 30 Minuten nach dem Mischen mit Wasser. Nach ein bis mehreren Stunden beginnen die zweite und dritte Stufe der Hydratation. Hier entstehen die Calciumsilicathydrate (CSH). Durch die Hydratation des schnell reagierenden Tricalciumsilicats ( $\text{C}_3\text{S}$ ) und des langsamer reagierenden Dicalciumsilicats ( $\text{C}_2\text{S}$ ) entstehen CSH-Phasen als schichtförmig aufgebaute Kristalle in Form von Nadeln oder Leisten, zwischen deren Schichten Wassermoleküle eingelagert werden können. Die CSH-Phasen sind langfaserig ineinander verschlungen und tragen somit wesentlich zur Verfestigung des Zementsteins bei. Die sehr feinen Kristalle verwachsen miteinander, bilden ein Netzwerk und zusammen mit dem chemisch nicht gebundenen Wasser das sog. Zementgel mit einer Oberfläche, die rd. 1000mal größer ist als die spezifische Oberfläche des Zements vor der Hydratation. Dadurch werden neben den chemischen Bindungen sehr große Massenanziehungskräfte innerhalb des Gels wirksam /18/. Die fortschreitende Verfestigung des Gefüges wird als Erhärten bezeichnet. Das Zementsteingefüge verdichtet sich immer weiter, Poren werden geschlossen. Es besteht im Wesentlichen aus Calciumsilikathydraten, Aluminatsulfathydraten und Calciumhydroxid /22/. Die Hydratation geht von einer anfänglichen Oberflächenreaktion auf den Zementpartikeln in eine durch Diffusion bestimmte Reaktion über. Weil das Wasser durch immer dicker werdende Zementgelschichten hindurchdiffundieren muss, nimmt die Reaktionsgeschwindigkeit mit zunehmendem Hydratationsfortschritt immer stärker ab /23/. Stark und Wicht /24/ teilen die Reaktionskinetik in fünf Stadien ein. In den ersten Minuten reagiert das  $\text{C}_3\text{A}$  mit dem als Abbinderegler eingesetzten Sulfatträger. Kommt diese Reaktion zum Stillstand, bilden sich im Alter von 20 Minuten bis zwei Stunden erste CSH-Phasen, was nach außen als Erstarrungsbeginn zu erkennen ist. Erst dann kommt es nach /24, 25/ zu einem Beschleunigungsstadium nach zwei bis 11 Stunden mit der Bildung von Calciumhydroxid und dem Wachstum von eindimensionalem CSH und auch Zusammenwachsen von einzelnen CSH-Phasen. Diese Phase klingt mit einer großen Wärmeentwicklung durch die Reaktion der  $\text{C}_3\text{A}$  ab und die Hydratation geht mit der Finalperiode nach etwa 26 Stunden nach Wasserzugabe langsam dem Ende entgegen.

## 2.1.2 Hydratation beim Hochleistungsbeton

Der Erhärtungsprozess von Hochleistungsbeton bzw. Hochfestem Beton unterscheidet sich von dem des Normalbetons. Für Hochfesten Beton muss der Wassergehalt deutlich geringer als 40 % des Zementgehalts sein. Überdies zeichnet er sich durch die Zugabe von puzzolanisch reaktiven, fein dispersen Zusatzstoffen, der Verwendung von Zusatzmitteln und dem Einsatz hoher Bindemittelleimgehalte aus. Diese Zugabe reaktiver Zusatzstoffe wird durch den Begriff Wasser-Bindemittelwert (w/b-Wert) definiert, worunter man das Verhältnis von Wasser zur Summe aller reaktiven Zusatzstoffe versteht.

Ein geringer w/b-Wert (i. d. R. kleiner als 0,4) führt dazu, dass der Zement nicht vollständig hydratisiert (Abb. 1). Dieser unhydratisierte Zement verringert die Druckfestigkeit des Betons nicht, vielmehr wirken die Zementkornreste als hochfester Mikrozuschlag mit sehr hoher Festigkeit und sehr gutem Verbund zum umgebenden Zementstein. Nach einer gewissen Zeit verlangsamt sich die Hydratationsgeschwindigkeit, da die chemische Reaktion aufgrund der Schichtdicke der Hydratationsprodukte auf den Zementpartikeln nur langsam ablaufen kann, da das vorhandene Wasser durch die hydratisierte Schicht diffundieren muss. Das so entstehende dichte Gefüge kombiniert mit dem geringen Kapillarporenanteil führt - verglichen mit Normalbeton zu einer langsameren Nacherhärtung /18, 26/. Zu einer vollständigen Hydratation des Zements kommt es nach Mills /27/ auch bei einem w/z-Wert von 1,0 nicht. Er erreichte bei einem Wasser-Zement-Wert (w/z-Wert) von 1,0 einen max. Hydratationsgrad von 90%; bei einem w/z-Wert von 0,4 und Unterwasserlagerung konnten nur 70% erreicht werden. In Betonrandzonen, die bei mangelnder Nachbehandlung zusätzlich noch austrocknen können, stellt sich ein geringerer Hydratationsgrad ein, als im langsamer austrocknenden Bauteilkern. /23, 27/

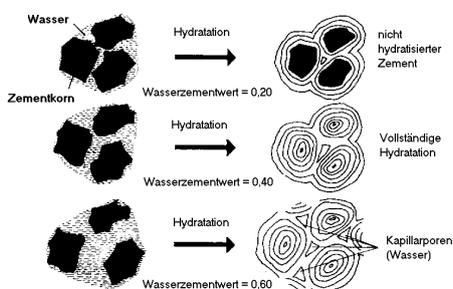


Abb. 1: Hydratation von Zement bei unterschiedlichen Wasser-Zement-Werten /18/

Die Zugabe von reaktiven Zusatzstoffen hat unterschiedliche Wirkung auf die Festigkeitsentwicklung des hochfesten Betons. **Silikastaub** besteht hauptsächlich aus glasig erstarrtem amorphem Siliciumdioxid ( $\text{SiO}_2$ ) mit einer durchschnittlichen Partikelgröße von  $0,1 \mu\text{m}$ . Dieses  $\text{SiO}_2$  reagiert mit dem geringen Anteil an Calciumhydroxid in der Anmachwasserlösung sofort nach dem Mischen der Ausgangsstoffe /13, 28/. Silikastaub beschleunigt den Hydratationsprozess im Alter von zwölf bis 24 Stunden insofern, dass die Calcium- und Hydroxidionen schneller verbraucht werden. /29/ vertritt die Hypothese, dass die große Oberfläche der Silikapartikel zur Abscheidung von CSH-Phasen führt und so als Kristallisationskeime wirken und zur Beschleunigung des Hydratationsprozesses führen /1/.

Im Alter von 15 bis 60 Minuten bilden sich silikatreiche und calciumarme Gele, die sich in Zementlücken außerhalb der Zementkörner anreichern. Die silikatreichen Verbindungen gehen teilweise wieder in Lösung und wirken zugleich als Substrat für die Bildung von Calciumsilikathydrat-Phasen. Auf der Oberfläche der Gesteinskörner und an den Zementpartikeln hat sich aufgrund des dort vorhandenen Wasserfilms vermehrt Calciumhydroxid aus der Hydratation des Portlandzementklinkers gebildet (Abb. 2). Der Silikastaub ( $\text{SiO}_2$ ) reagiert nun mit diesem Calciumhydroxid und lagert dort nun die entstandenen zusätzlichen festigkeitsbildenden CSH-Phasen an.

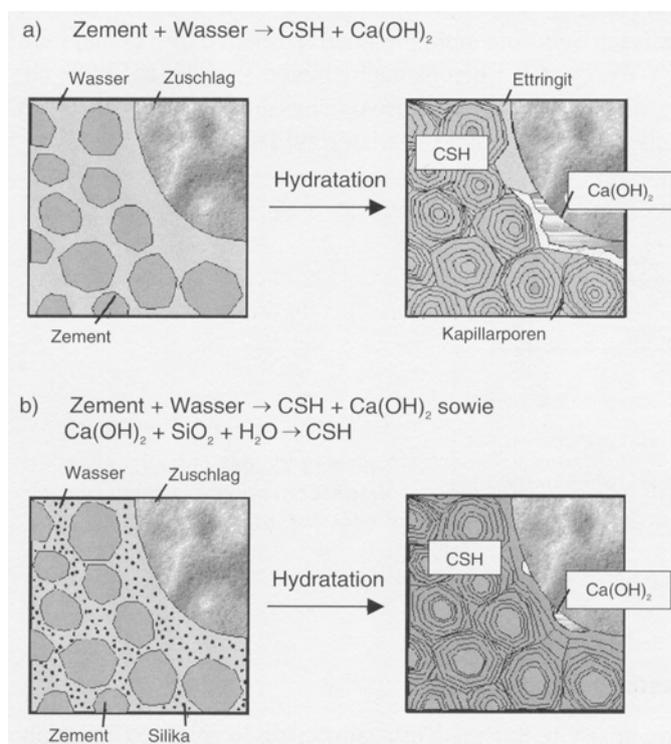


Abb. 2: Schematische Darstellung der Zementhydratation von a) normalfestem Beton; b) Hochfestem Beton /1/

Die puzzolanische Reaktion des Silikastaubs führt kombiniert mit der Füllerwirkung durch die kleine Partikelgröße zu einer Verbesserung des Porensystems des Hochfesten Zementsteins. Alle Zwickelräume zwischen den unhydratisierten Zementkörnern werden gefüllt und folglich wird die Packungsdichte vor allem im Bereich der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein verbessert (siehe

Abb. 3) /1/.

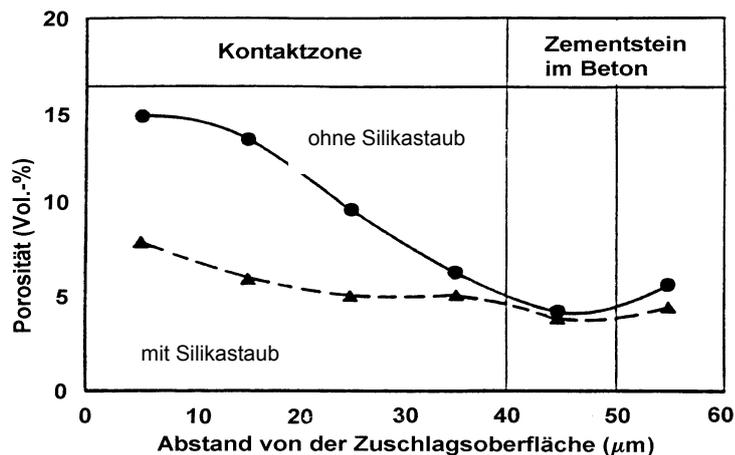


Abb. 3: Porendurchmesser in Abhängigkeit des Abstands vom Gesteinskorn /1/

Nach /1, 30/ kommt es offensichtlich beim Kontakt von Silikapartikeln mit dem Zement-Wasser-Gemisch zur Adsorption von Hydroxid- und Calciumionen sowie von Alkalien ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) auf der Silikaoberfläche. Die Calciumionen reagieren mit den sich auflösenden Silikapartikeln zu CSH-Phasen, wobei zunächst die Silikapartikel  $\ll 0,1 \mu\text{m}$  reagieren. Es kommt zu einer Übersättigung der Porenlösung mit Silikapartikeln, folglich scheiden sich feinste Silikapartikel von der Oberfläche größerer Partikel ab. Das Abscheiden erfolgt in den ersten fünf bis 25 Minuten nach Silikastaubzugabe, anschließend erfolgt die CSH-Bildung. In den ersten Minuten bildet sich das silikatreiche Gel mit großer Oberfläche. Dieses bindet Wasser und steift die Betonmischung an. Dieser Vorgang wird als mögliche Erklärung für die Wasseranspruch erhöhende und ansteifende Wirkung von Silikastaub im Hochfesten Beton angeführt /1, 28/.

Die Reaktionsfähigkeit des puzzolanischen Zusatzstoffes **Steinkohlenflugasche (SFA)** und die damit verbundene festigkeitssteigernde Wirkung im Festbeton ist einerseits auf die kleine Partikelgröße, andererseits auf die teilweise amorphe, d. h. glasige Struktur des darin enthaltenen  $\text{SiO}_2$  zurückzuführen, die sich aufgrund der schnellen Abkühlung ausbildet /30/. Die physikalische Wirkung der Flugasche infolge Kornform und der Korngrößenverteilung ist größer als die chemische Wirkung auf die Festigkeitsentwicklung im Beton. Flugasche ist

meist feiner als der gemahlene Portlandzementklinker und wirkt als Füller in den Zwickeln zwischen den Zement- und Gesteinskörnungspartikeln /31, 18/. Steinkohlenflugaschepartikel haben jedoch, anders als Zementkörner, eine kugelige Form und eine meist glasige Oberfläche, was sich auf die Verarbeitbarkeit des Frischbetons positiv auswirkt /32/. So kann nach /33/ bei teilweisem Ersatz des Zements durch Flugasche der Wasseranspruch des Betons reduziert bzw. bei gleich bleibendem Wassergehalt die Konsistenz verbessert werden.

Die puzzolanische Reaktion der SFA beruht auf der Reaktion der enthaltenen amorphen Kieselsäure ( $\text{SiO}_2$ ). Diese reagiert in Anwesenheit von Feuchtigkeit mit  $\text{Ca(OH)}_2$ , das bei der Hydratation des Portlandzementklinkers freigesetzt wird. Die silikatischen und aluminatischen Anteile der SFA müssen möglichst fein verteilt und in glasiger Form vorliegen. Die entstehenden CSH-Phasen entsprechen weitgehend denen, die bei der Hydratation von Portlandzement entstehen. /31, 34/. Die puzzolanische Reaktion findet verzögert zur Zementhydratation statt, führt aber zu einem späteren Festigkeitszuwachs vor allem im Betonalter über 28 Tagen /18/. In Abb. 4 wird die Festigkeitsentwicklung von Betonen mit Portlandzement (PZ) als alleinigem Bindemittel (Nullmischung), Betonen mit PZ und Flugasche als Bindemittel sowie Betonen mit PZ und Inertstoff (Quarz) als Bindemittel dargestellt. Nach /35/ zeigt sich selbst bei einem Zementersatz von 30 M.-% durch SFA, dass die Druckfestigkeit einer hochfesten Betonmischung mit Zement als alleinigem Bindemittel nach 90 Tagen sicher erreicht bzw. sogar deutlich überschritten wird. Die Nacherhärtung ist durch die Verwendung von SFA als Zusatzstoff deutlich gesteigert.

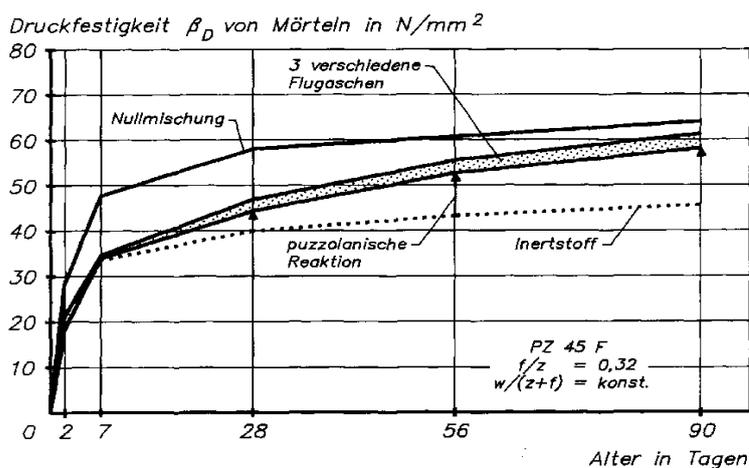


Abb. 4: Entwicklung der puzzolanischen Reaktion, dargestellt durch den Festigkeitsverlauf /33/

Zusätzlich zu den Zusatzstoffen Silikastaub und Steinkohlenflugasche wurde im Rahmen der Untersuchung der Bindemittelzusammensetzung (4.4.1) in dieser Arbeit der Zusatzstoff Metakaolin verwendet. Als **Metakaolin** ( $AS_2$ ) wird das zwischen 500 und 800 °C dehydrierte Kaolin bezeichnet. Bei etwa 400 °C spalten sich die zwischen den Si- und Al-Atomen sitzenden OH-(Hydroxyl)-Gruppen ab. Nach dem Austritt dieses Konstitutionswassers (ca. 12,6 M-%) bei 500 bis 600 °C ist zwar noch eine geringe Gitterordnung vorhanden, sie wird aber mit steigender Temperatur geringer. Infolge der instabilen Atombindungen, besonders zwischen Aluminium und Sauerstoff, ist Metakaolin in alkalischen Lösungen viel reaktionsfreudiger als Kaolin. Da aber das Wasser über die Hydroxyl-Gruppen aufgenommen wird, führt dies zu einer geringeren Wasseraufnahme des Metakaolins im Vergleich zum Kaolin /36, 37, 38, 39/. Das Kristallgitter des Tonminerals Kaolin wird durch die hohen Temperaturen in eine quasi-amorphe Matrix umgewandelt, die überwiegend aus reaktionsfähigem Siliziumdioxid und Aluminiumoxid, den Trägern der puzzolanischen Erhärtung, besteht /24, 40/. Bei der Erhärtung verhält sich Metakaolin ähnlich dem Zusatzstoff Silikastaub, besitzt jedoch eine rund doppelt so große puzzolanische Reaktionsfähigkeit.

Die Zementmatrix wird durch die Verwendung von Metakaolin gestärkt, da sich die Porosität, sowie Dicke der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein verringert /41/. Ebenso wird eine Festigkeitssteigerung erzielt, welche auf die Füllerwirkung des Metakaolins, sowie eine beschleunigte Zementhydratation und eine schnelle Umwandlung des  $Ca(OH)_2$  aus der Zementhydratation in feste Reaktionsprodukte zurückzuführen ist. Nach /41/ wirkt sich die Anwendung von Metakaolin leistungssteigernd auf die Druckfestigkeit aus und es werden geringfügig höhere Festigkeitswerte als bei Betonen mit Silikastaub erreicht, vor allem bei Verwendung von feiner gemahlenem Metakaolin. Bedingt durch Beschleunigung der Zementhydratation kommt es zu einem Anstieg der Frischbetontemperatur, welcher bei einer Metakaolinzugabe von 10 M.-% ein Maximum erreicht.

Die Zugabe von **Fließmittel** ermöglicht es, Hochfeste Betone mit sehr geringen w/z-Werten verarbeitbar herzustellen. Fließmittel reduzieren die interpartikulären Kräfte zwischen den Zementpartikeln, verringern bzw. verhindern die Agglomeratbildung und bewirken eine Dispergierung der Zementpartikel /18/. In Abb. 5 ist die Wirkung von Fließmittel und die gemeinsame Wirkung von Fließmittel und Silikastaub im Frischbeton dargestellt. Der Hydratationsprozess wird dahingehend beeinflusst, dass sich durch die Zugabe von Fließmittel die stetige Bildung von neuen CSH-Phasen verlangsamt bzw. verzögert /42/. Je nach Zugabemenge des Fließmittels verlängert sich die Ruhephase /42/. Mit sinkendem  $C_3A$ -

Gehalt im Bindemittel wird der Grad der Verzögerung infolge des Fließmittels noch größer /43/. Die Fließmittel der neuen Generation, auf Basis von Polycarboxylatether, wirken zusätzlich durch Verstärkung der elektrostatischen Abstoßungskräfte, durch sog. sterische Hinderung und durch eine Erhöhung der Affinität zwischen Zement und Wasser /40/.

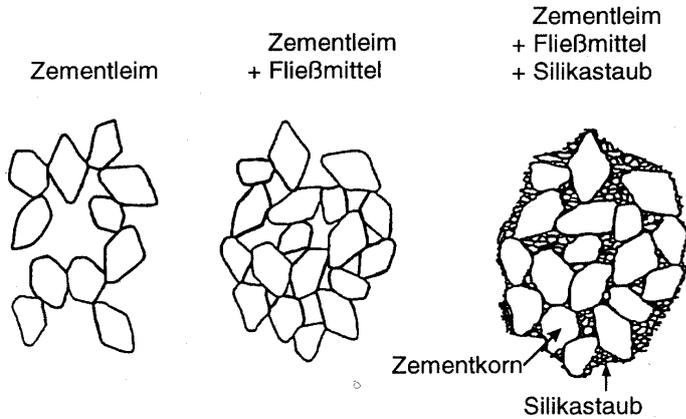


Abb. 5: Qualitative Darstellung der Wirkung von Fließmittel und der Füllerwirkung des Silikastaubs /24/

### 2.1.3 Festigkeitsentwicklung von Hochleistungsbeton

Je geringer der w/b-Wert beim Hochfesten Beton gewählt wird, umso größer ist die Festigkeitszunahme in den ersten Tagen. Der Beton mit einem w/b-Wert von 0,25 erreichte nach 24 Stunden bereits 50 % seiner 28-Tage-Druckfestigkeit. Nach Bergner /44/ steigert die Zugabe von Silikastaub die Festigkeit in den ersten drei Tagen trotz der chemischen Reaktionen zwischen Silikastaub und Calciumhydroxid kaum (Abb. 6). Ursache hierfür könnte die stufenweise puzzolanische Reaktion bis zur endgültigen CSH-Phasenbildung sein.

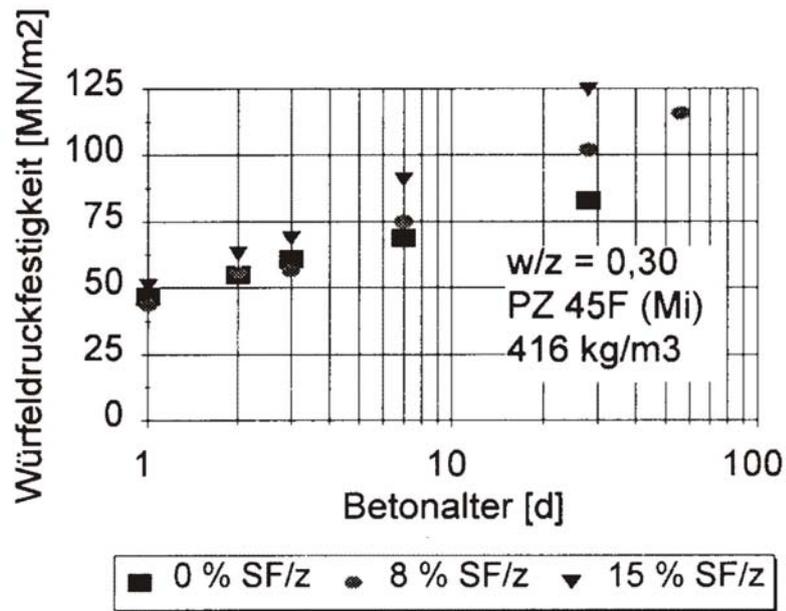


Abb. 6: Festigkeitsentwicklung  $\beta_{W100}$  in Abhängigkeit vom Silikastaubgehalt bei einem w/z-Wert von 0,30 /44/

Bei einem w/z-Wert von 0,25 und einem Silikagehalt von 15 M.-% wird eine weitere Erhöhung der Festigkeit nur noch über Verwendung hochfester und gebrochener Gesteinskörnung erreicht. Ab einer Festigkeit von 100 N/mm<sup>2</sup> zeigt sich die Gesteinskörnung, z. B. Rheinkies, als schwächste Komponente des Betons und löst das Versagen des Probekörpers aus.

Für die Endfestigkeit des Betons spielt die Zementart lediglich eine untergeordnete Rolle, für die Frühfestigkeit zeigt sich ein Kompositzement wie Hochofenzement langsamer als reiner Portlandzement (Abb. 7).

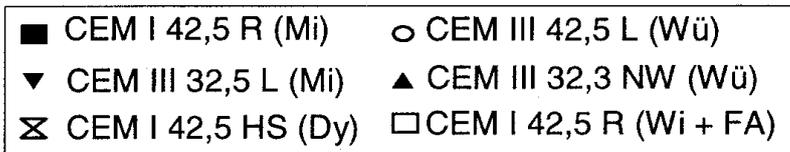
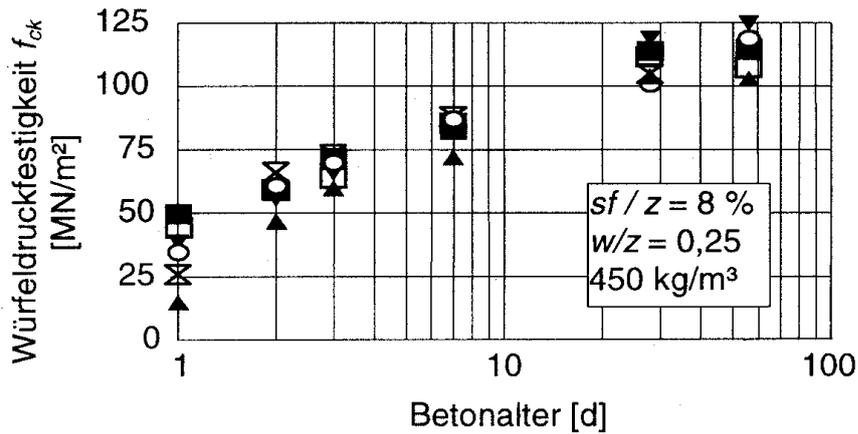


Abb. 7: Festigkeitsentwicklung von Betonen in Abhängigkeit vom verwendeten Zement /1/

#### 2.1.4 Mikrostruktur und Porengefüge des Hochleistungsbetons

#### 2.1.5 Kontaktzone

Der Zementstein im Beton wird infolge seiner Strukturunterschiede in zwei Bereiche unterteilt: in die poröse Kontaktzone, die sich an Feststoffoberflächen ausbildet, und in den ungestörten dichten Zementstein /46/. Als Ursache für die Ausbildung der Kontaktzone ist nach /45/ der Wasserfilm anzusehen, der sich um Feststoffpartikel bei Befeuchtung bildet (Abb. 8).

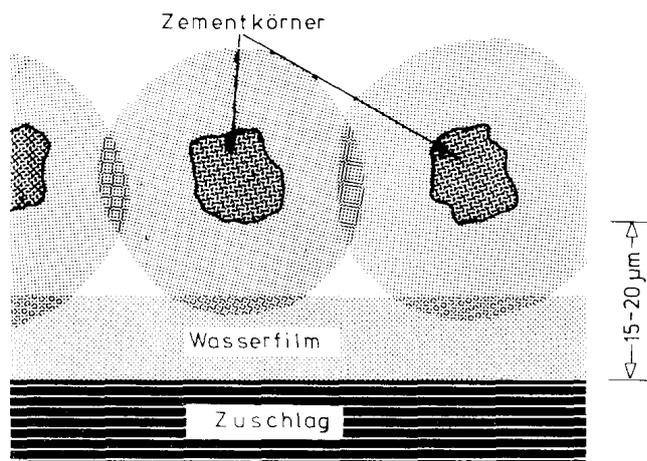


Abb. 8: Ausbildung des Wasserfilms um Feststoffteilchen /46/

Die Kontaktzone setzt sich aus drei Bereichen zusammen (Abb. 9) /46/. Die dichte Kontaktschicht mit einer Dicke von 2-3  $\mu\text{m}$  liegt direkt an der Gesteinskornoberfläche und

besteht aus geordneten Calciumhydroxidkristallen. Daran schließt die poröse Zwischenschicht mit einer Dicke von 5 bis 10  $\mu\text{m}$  an. Danach kommt der Übergangsbereich zum ungestörten Zementstein mit einer Dicke von 5 bis 10  $\mu\text{m}$ . Die Ausbildung der Kontaktzone ist hauptsächlich vom w/z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängig. Die Kontaktzone stellt im normalfesten Beton die Schwachstelle bei Beanspruchungen dar, so dass der Bruch nahezu immer um die Gesteinskörner herum verläuft. Im Hochfesten Beton wird diese Kontaktzone durch verschiedene Maßnahmen verkleinert bzw. verstärkt. /46/ zeigt, dass die Zugabe eines Wasserentspannungsmittels wie z. B. Tensiden die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein auf die Hälfte bis zu einem Drittel der ursprünglichen Dicke verringert. Die heute üblichen Fließmittel ermöglichen einen geringeren Wassergehalt in der Betonmischung und verringern somit den entstehenden Wasserfilm und damit die Kontaktzone um die Gesteinskörnungen. Zusatzstoffe wie Silikastaub und Steinkohlenflugasche reagieren mit den in der Kontaktzone angereicherten Calciumhydroxidkristallen und verdichten die Kontaktzone, so dass eine Steigerung der Festigkeit erreicht wird.

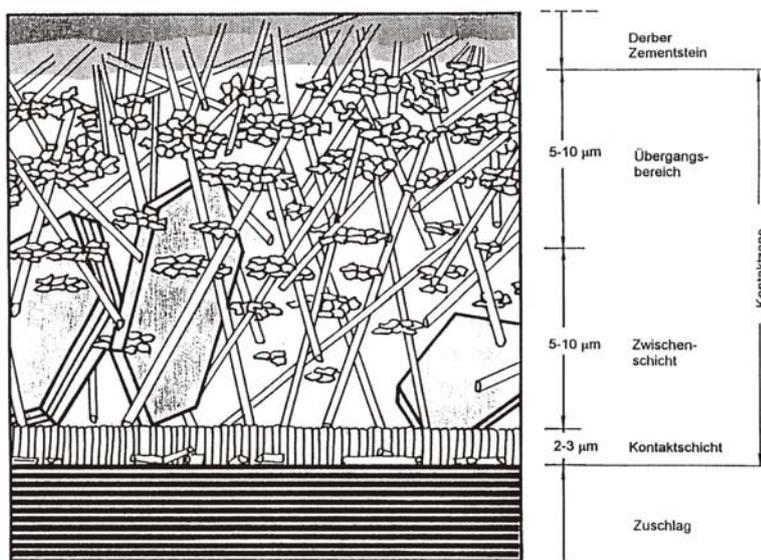


Abb. 9: Ausbildung der Kontaktzone nach /46/

### 2.1.6 Poren und Wasser im Hochfesten Beton

Im Betongefüge werden hauptsächlich Kapillar-, Gel-, Verdichtungs- und Luftporen unterschieden (Abb. 10, Abb. 11). Ein w/z-Wert im Beton von 0,4 reicht für eine vollständige Hydratation von Portlandzement aus. Von diesen 40 M.-% Wasser bezogen auf den Zementgehalt sind nach Ablauf der Hydratation ca. 25 M.-% chemisch in den

Hydratationsprodukten gebunden, 15 M.-% sind physikalisch adsorptiv in den Gelporen enthalten /22/. Im Laufe der Hydratation wird ein Großteil des zugegebenen Wassers chemisch in den Hydratphasen gebunden. Es wird dann als Kristallwasser bezeichnet /22/. Dieses nicht verdampfbare Wasser wird zur vollständigen Hydratation benötigt und durch Valenzbindung chemisch gebunden. Es entweicht erst bei Trocknung oberhalb von 1000 °C. Eine Entfernung dieses Kristallwassers führt zur Zerstörung der Hydratationsprodukte, da z. B.  $\text{Ca(OH)}_2$  bei rd. 450 °C zerstört wird /22, /47/.

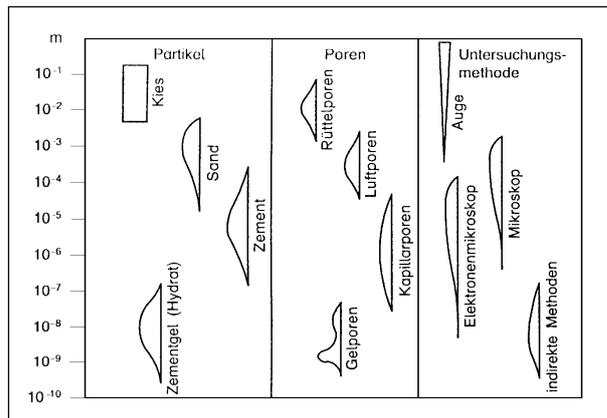


Abb. 10: Größe der Zementsteinporen und geeignete Untersuchungsmethoden /34/

Die mikrokristallinen Hydratationsprodukte des Zementgels können auch bei dichtester Lagerung den Reaktionsraum nicht ausfüllen /22, 19/. Die darin verbleibenden Räume zwischen den Reaktionsprodukten werden als **Gelporen** bezeichnet. Ihr Porenradius liegt in der Größenordnung um 1 nm (Abb. 10). Unter natürlicher Bewitterung sind diese Poren in der Regel mit Wasser gefüllt. Diese Gelporen nehmen ca. 25 bis 30 % des Gelvolumens ein. Man unterscheidet die Gelporen entsprechend ihrer Größe in Mikro- und Mesoporen. Die Gelporosität ist weitgehend unabhängig vom w/z-Wert. Der mittlere Durchmesser der Gelporen entspricht etwa der Größe der Gelpartikel. Obwohl beim Austrocknen des Betons sowohl Kapillar- wie auch Gelwasser aus dem Zementstein entweicht, sind nach /48/ für hygrische Verformungen nur Änderungen des Gelwassers verantwortlich.

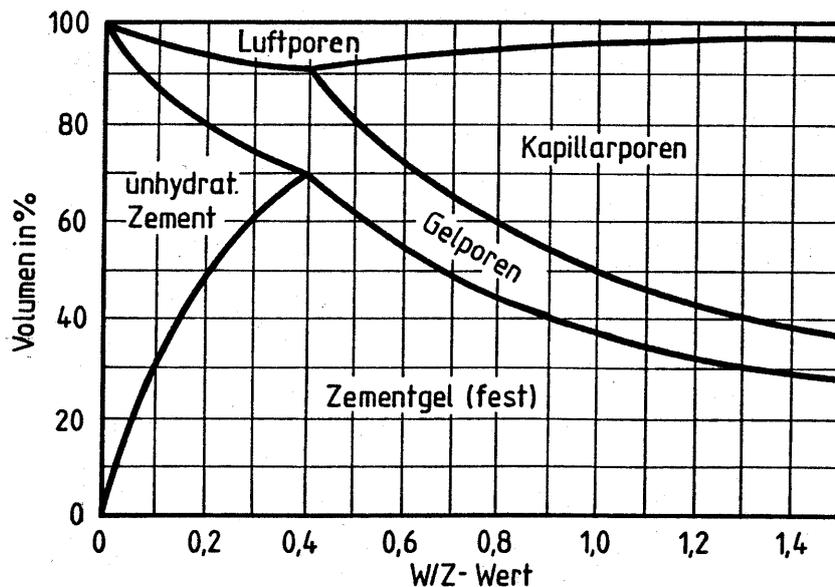


Abb. 11: Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Wert /22/

Im Zementstein verbleiben, abhängig vom w/z-Wert, unterschiedlich große Porenanteile, die durch das nicht für die Hydratation gebrauchte (d. h. gebundene oder in den Gelporen eingelagerte) Überschusswasser eingenommen werden. Diese sog. **Kapillarporen** entstehen, wenn mehr Anmachwasser zugegeben wird als chemisch oder physikalisch für eine praktisch vollständige Hydratation benötigt wird oder wenn die Hydratation unvollständig abläuft. Liegt der verwendete w/z-Wert oberhalb von 0,40, so sind diese Kapillarporen ein unvermeidbarer Bestandteil des Zementsteingefüges, der anfangs mit Wasser gefüllt ist. Je kleiner der w/z-Wert ist, desto geringer ist der Anteil an Kapillarporen. Unterhalb von w/z-Werten von 0,40, die v. a. bei Hochfesten Betonen üblich sind, sind im Beton keine Kapillarporen vorhanden, sofern vollständige Hydratation vorliegt. Der Gehalt an Kapillarwasser wird durch die Feuchte im Porensystem und somit durch Änderungen der Luftfeuchte und der Temperatur im praxisüblichen Bereich beeinflusst /49, 50/. Überschusswasser führt zu einem kapillaren Porensystem im Zementstein. Kapillarporen werden entsprechend ihrer Größe in Mikrokapillaren und Kapillaren unterschieden (mit Porenradien von etwa  $10^{-5}$  und  $10^{-2}$ ) /22, 51/. Der Wassergehalt in den Kapillarporen wird entsprechend den Umgebungsbedingungen größtenteils desorbiert oder adsorbiert. Dieser reversible Prozess, der mit einer Volumenänderung verbunden ist, führt zum Schwinden und Quellen zementgebundener Baustoffe /22/.

**Verdichtungsporen** sind mit Porenradien von ein bis 10 mm selbst bei sehr sorgfältigem Rütteln des Frischbetons nicht vermeidbar. Sie haben keinen Einfluss auf hygrische Verformungen (siehe auch Kap. 2.2.2) des Betons /52/.

**Luftporen** werden in den Beton mit der Absicht eingebracht, Expansionsräume für gefrierendes Wasser zu schaffen und somit den Frost-Tausalz widerstand, d. h. die Dauerhaftigkeit von Beton zu erhöhen. Mit Porenradien von  $10^{-2}$  bis 1 mm und kugelförmiger Form wird dieser Effekt entweder mittels eines Luftporenbildners oder mit Mikrohohlkugeln, die dem Frischbeton zugegeben werden, erreicht /53/. Luftporen zeigen laut /54/ nur einen kleinen, vernachlässigbaren Einfluss auf die hygrischen Verformungen.

## 2.2 Eigenspannungen im Beton als Mikrorissursache

Im Mehrkomponenten-Baustoff Beton kann es aufgrund von Gefügeunverträglichkeiten zu Eigenspannungen kommen, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit zu Mikrorissen führen können. Das unterschiedliche Verhalten von Gesteinskörnung und Zementmatrix bezüglich Temperaturexpansion und Schwindverformung führt zu Gefügespannungen direkt an den Grenzflächen zwischen den Komponenten. Gradienten über den Betonquerschnitt aufgrund unterschiedlicher Feuchte- oder Temperaturverhältnisse führen zu Eigenspannungen.

Eigenspannungen im Beton können in einem Bauteil ohne Einwirkungen äußerer mechanischer Lasten durch die Behinderung von inhomogenen Volumenveränderungen entstehen. Die zu den Eigenspannungen gehörenden inneren Kräfte und Momente stehen in einem dreidimensionalen inneren Gleichgewicht und rufen keine äußeren Verformungen hervor /55/.

Die Ursache der Eigenspannungen liegt in der gegenseitigen Behinderung des Formänderungsbestrebens der einzelnen Komponenten im Beton, wenn auf diese unterschiedliche Temperaturen einwirken oder unterschiedliche Feuchtegehalte vorherrschen. Beim Beton tritt dies durch die unterschiedlichen Steifigkeiten der einzelnen Komponenten auf und führt zu innerem Zwang. Dies kann insbesondere bereits im jungen Beton zu unkontrollierten Rissen im Gefüge führen. Der Beton reißt, wenn Kräfte aus den behinderten Verformungen zu Spannungen führen, die seine Zugfestigkeit überschreiten /56, 22/.

Im Beton führen nichtlineare Temperatur- und Feuchteverteilungen zu einem nichtlinearen Verformungsgradienten an gedachten Schnittflächen. Abb. 12 zeigt beispielhaft eine Betonplatte, die derartigen Bedingungen ausgesetzt ist, mit den daraus entstehenden Verformungen und Eigenspannungen.

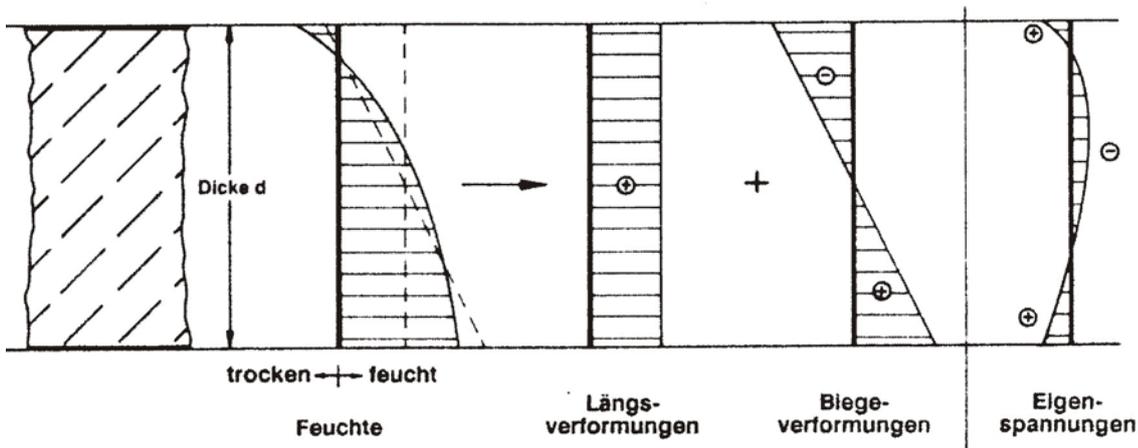


Abb. 12: Verformungen und Eigenspannungen infolge einer nichtlinearen Feuchteverteilung z. B. in einer frei beweglichen „massfrei“ angenommenen Betonplatte (unbehinderte Verformung) /55/

Der lineare Anteil der Eigenspannungen bewirkt Längs- und Biegeverformung, die nur bei Verformungsbehinderung, z. B. Einwirkung von Nachbarbauteilen oder Auflagern sowie durch Eigengewicht, zu Zwangspannungen führen. An einer gedachten Schnittfläche (Abb. 12) wird der nichtlineare Anteil der Verformungen durch den Zusammenhalt der Schnittufer verhindert und in Eigenspannungen umgesetzt /55/.

Thermisch und hygrysch bedingte Eigenspannungen treten in einem Betonbauteil meist nur zeitlich begrenzt auf, z. B. während einer Abkühl- oder Austrocknungsphase. Ein Wechsel der Spannungsursachen - von Erwärmung auf Abkühlung oder von Befeuchtung auf Austrocknung - bringt das Risiko von randnahen Zugspannungen und folglich von Rissbildung mit sich /55/.

## 2.2.1 Spannungen infolge Temperatur

### 2.2.1.1 Temperaturlast

#### Hydratationswärme

Der Baustoff Beton erfährt einen Wärmeeinfluss bereits während seines Erhärtungsprozesses, der Hydratation. Das hydraulische Bindemittel Zement erhärtet unter Wärmeabgabe. Die Klinkerminerale werden von einem energiereicheren Zustand nach dem Brennen des Zements in einen energieärmeren Zustand überführt /57/. Die bis zur vollständigen Hydratation insgesamt frei werdende Wärmemenge hängt im Wesentlichen von der Zusammensetzung des Zementklinkers ab /40/. Die Klinkerphasen  $C_3A$  und  $C_3S$  liefern den Hauptanteil der frei werdenden Energie. Die Hydratationswärme in einem Betonbauteil

verringert sich folglich, wenn wenig dieser Klinkerphasen im Bindemittel vorhanden sind. Durch Zumahlung von inerten, puzzolanischen oder latent hydraulischen Stoffen zum reinen Portlandzement kann die Hydratationswärme zusätzlich verringert werden.

Die Mahlfeinheit des Zements beeinflusst die Hydratationswärmeentwicklung besonders. Je größer die Mahlfeinheit des Zements, desto höher ist die Geschwindigkeit, mit der der chemische Prozess der Hydratation voranschreitet. Die höhere Hydratationsgeschwindigkeit und die damit verbundene höhere Wärmeentwicklung macht sich vor allem im Verlauf der ersten 24 Stunden der Hydratation bemerkbar /58/.

Bei w/z-Werten unter 0,45 hat der w/z-Wert einen größeren Einfluss auf die freigesetzte Hydratationswärme als bei höheren Wasser-Zement-Werten /58/. Der Zement ist dann nicht mehr in der Lage, vollständig zu hydratisieren. Im späteren Alter ist die Menge der frei werdenden Hydratationswärme vom w/z-Wert nahezu unabhängig /59/.

Der hohe Zementgehalt im Hochfesten Beton führt nach /58/ zur Entwicklung einer höheren Hydratationswärme vor allem in den ersten Tagen. In Abb. 13 ist die Wärmeentwicklung von Betonen verschiedener Festigkeitsklassen während der Hydratation dargestellt. Der Beton C 70/85 enthält 40 % mehr Zement als der Beton C 35/45, weist aber lediglich eine Temperaturerhöhung von 20 % mehr auf. Die Ursache ist in der unvollständigen Hydratation bei Hochfestem Beton zu suchen. Bereits nach wenigen Stunden steht bei den niedrigen w/z-Werten bei Hochfesten Betonen nicht mehr ausreichend Wasser für den Hydratationsprozess zur Verfügung und die Wärmeentwicklung des Hochfesten Betons bricht ab.

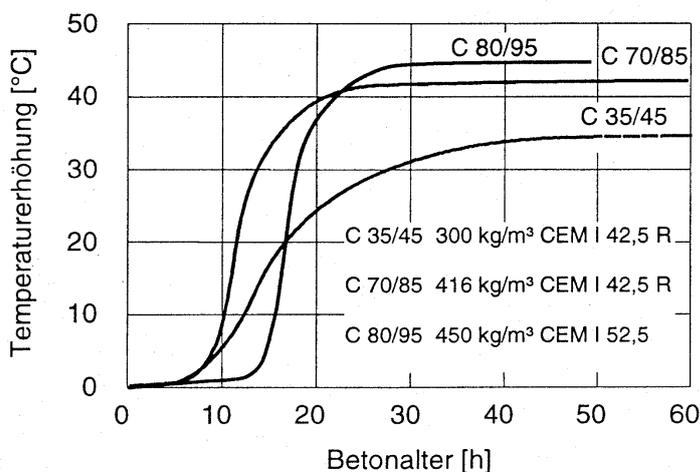


Abb. 13: Qualitativer Verlauf der Wärmeentwicklung bei normalfestem Beton und Hochleistungsbeton /1/.

Bergner /44/ machte Untersuchungen an kleineren Bauteilen ( $l/b/h = 70/17/15$  cm), um den Unterschied zwischen Hochfestem Beton und normalfestem Beton zu klären. Hochfester Beton weist im Vergleich zum Normalbeton wesentlich höhere Werte der Energiefreisetzungsrate pro Zeiteinheit auf (Abb. 14). Folglich ist das zu erwartende Temperaturgefälle innerhalb eines Bauteilquerschnitts wesentlich höher als bei gleichem Querschnitt an einem vergleichbaren Bauteil aus Normalbeton. Die dadurch bedingten thermischen Zwangsspannungen können nach /1/ zu Mikrorissen führen.

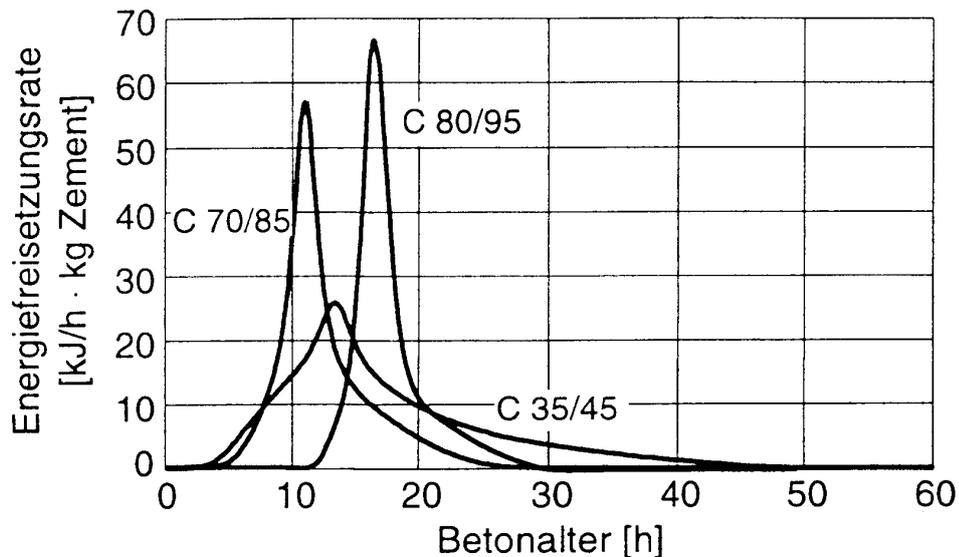


Abb. 14: Energiefreisetzungsrate bei Betonen unterschiedlicher Festigkeitsklassen /1/

### Temperaturabhängigkeit

Die Hydratationsgeschwindigkeit und die damit einhergehende Hydratationswärme wird durch die Höhe der umgebenden Temperatur beeinflusst. Bei einer Temperaturerhöhung um 10 K wird die Hydratationsgeschwindigkeit und die -wärmeentwicklung von Zement nahezu verdoppelt /60/. Kommt es aufgrund von äußeren Einflüssen wie z.B. Sonneneinstrahlung zu einer Erhöhung der Hydratationswärme im Beton, so führt die freigesetzte Energie zur weiteren Erwärmung und beschleunigt dadurch die Hydratationsgeschwindigkeit /59/. Bei Hochleistungsbeton ist die Abhängigkeit der Hydratationswärmeentwicklung von der Umgebungs- und Frischbetontemperatur noch größer als bei Normalbeton, da nach /1/ die puzzolanische Reaktion der Zusatzstoffe entscheidend von der Temperatur abhängig ist. Die Zugabe von Silikastaub zum Hochfesten Beton führt mit der Bildung von zusätzlichen CSH-Phasen zu einer Erhöhung der freigesetzten Hydratationsenergie, da die Reaktion mit dem Calciumhydroxid praktisch zeitgleich mit der Zementhydratation stattfindet. Die Silikapartikel

wirken nach /1/ als Kristallisationskeime, wodurch der Hydratationsprozess des Zements, wie in Abb. 15 zu erkennen ist, noch beschleunigt wird.

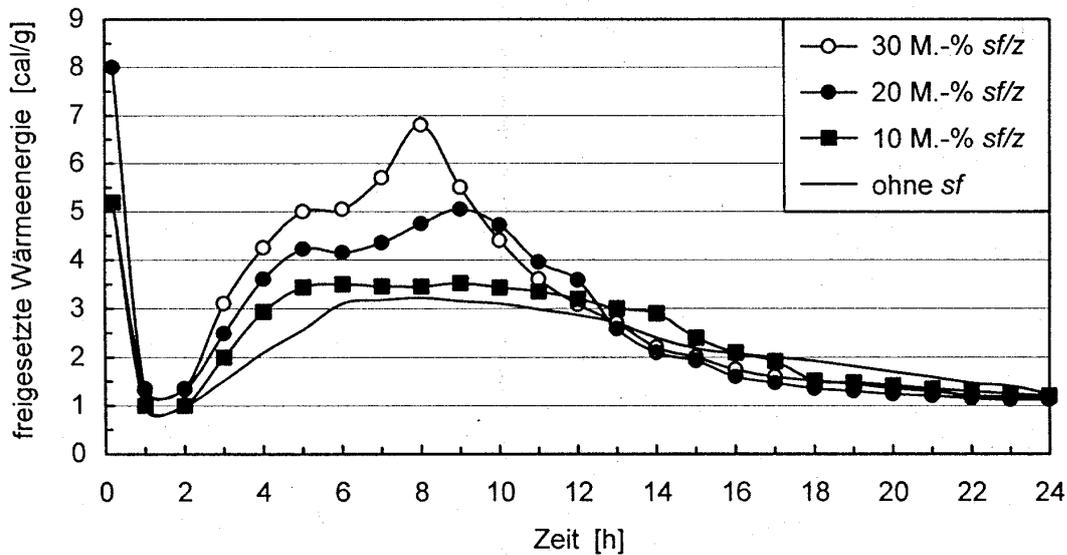


Abb. 15: Energiefreisetzung bei Zugabe von Silikastaub /1/

Nach Reinhardt /61/ und Simard /42/ haben die dem Hochfesten Beton zugegebenen Fließmittel einen nicht unerheblichen Einfluss auf die entstehende Hydratationswärme. Diese verringern die von  $C_4AF$  und  $C_3A$  freigesetzte Wärme.

Eine Nachbehandlung des Betons, die zur Senkung der Temperatur an der Außenseite des Betonbauteils führt, senkt demzufolge die Geschwindigkeit, mit der die Hydratation abläuft (s.a. Kapitel 2.3).

#### Messung der Hydratationswärme und Randbedingungen

Zur experimentellen Bestimmung der Hydratationswärme des Zements stehen verschiedene Methoden zur Verfügung. Bei der adiabatischen Kalorimetrie treten keinerlei Wärmeverluste nach außen auf und es wird keine Wärme von außen zugeführt /62/. In realen Bauteilen sind adiabatische Verhältnisse kaum vorhanden. Es tritt stets ein Wärmeabfluss auf, der hauptsächlich von folgenden Punkten abhängt:

- Verhältnis Oberfläche zu Volumen,
- Wärmeaustausch zwischen Bauteil und Umgebung; abhängig von der Umgebungstemperatur und der Temperatur der angrenzenden Bauteile,
- Wärmedurchlasswiderstand der Schalung,
- Ausschaltzeitpunkt und Umgebungsbedingungen nach dem Ausschalen sowie

- Maßnahmen zur Nachbehandlung bzw. Temperatursteuerung.

Unter adiabatischen Bedingungen nimmt der Hydratationsgrad von Beton anfangs sehr stark zu und kann je nach Betonzusammensetzung nach einem Tag mehr als 60 % erreichen. In einem Alter über fünf Tagen ist mit der adiabatischen Kalorimetrie der weitere Temperaturanstieg nicht mehr genau zu bestimmen, so dass die gesamte Hydratationswärme rechnerisch abgeschätzt wird /23/.

Die Methode, die Hydratationswärme mittels der teiladiabatischen, semi oder quasi adiabatischen Kalorimetrie zu bestimmen, spiegelt eher die praktischen Verhältnisse wider und ist zudem mit deutlich geringerem Aufwand durchführbar. Der Versuchsaufbau basiert meist auf dem Prinzip einer Thermosflasche. Dies bedeutet, dass eine Wärmeabgabe aus dem Probekörperinneren nach außen zugelassen wird. Dieser Wärmefluss wird allerdings mittels Wärmedämmung möglichst klein gehalten /52/. Abb. 16 zeigt die gemessenen Temperaturverläufe von verschiedenen Bauteilen unterschiedlicher Dicke unter adiabatischen und quasi adiabatischen Bedingungen.

Die Methoden zur Messung der Hydratationswärme mittels isothermer Kalorimetrie, Differenzial- und Lösungskalorimetrie basieren auf einem vollständigen Entzug der entstehenden Wärme aus dem Probekörper /52/.

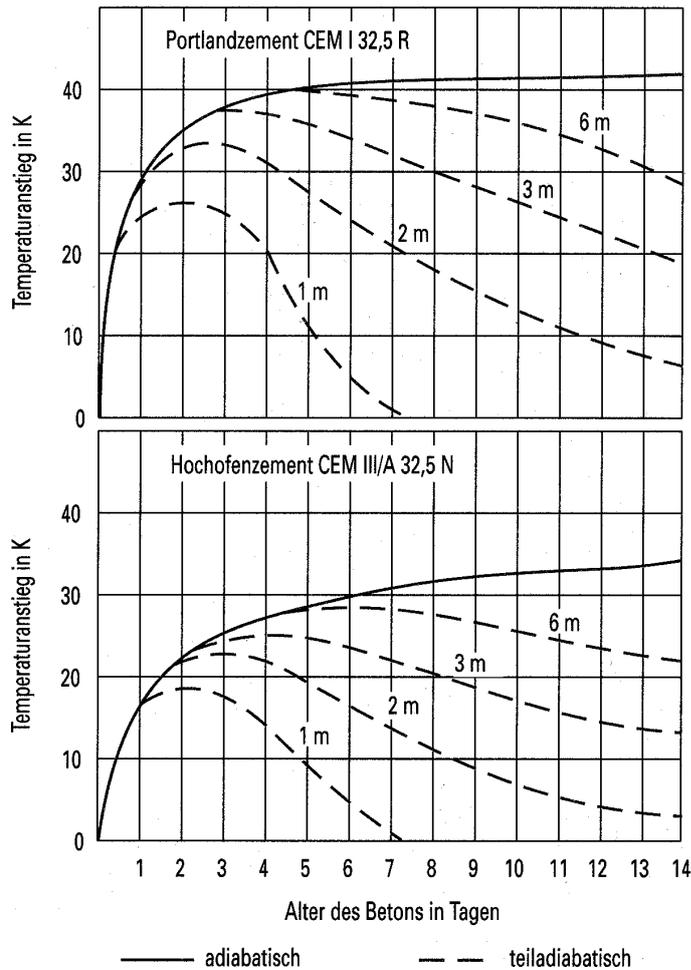


Abb. 16: Verlauf des Temperaturanstiegs infolge Hydratationswärme im Kern von Betonbauteilen unterschiedlicher Dicke, Beispiel für Betone mit 300 kg Zement /63/

### Temperatureinflüsse von außen

In der Natur sind Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht, Sommer und Winter, Besonnung und Beschattung, durch plötzlichen Regen auf erhitzte Bauteile oder infolge ungleichmäßiger Verdunstung keine Seltenheit. Sie treten vielmehr regelmäßig auf und führen so bei Verformungsbehinderung durch die Temperaturgradienten zu einem Eigenspannungszustand mit Randzugspannungen auf der Oberfläche, ähnlich wie bei der abfließenden Hydratationswärme (vgl. Abb. 12) /20, 11/.

#### 2.2.1.2 Temperaturverformung

Temperaturänderungen führen zu Verformungen  $\varepsilon_T$ , die proportional zur Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  sind. Die Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  wird von allen Betonkomponenten am stärksten durch die mineralogische Zusammensetzung der Gesteinskörnung beeinflusst /23/.

Gesteinskörnung nimmt bei üblichen Betonzusammensetzungen rd. 70 % des Betonvolumens ein. Je nach verwendeter Gesteinskörnung kann die Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  zwischen  $6,0 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  (bei Verwendung von dichtem Kalkstein) und  $13,5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  (Quarz) liegen /64/ (s. a. Tabelle 1).

Tabelle 1: Temperaturdehnzahl für Betone (Zementgehalt  $400 \text{ kg/m}^3$ ) mit verschiedenen Gesteinskörnungen /64/

Gesteinskörnung	Temperaturdehnzahl $\alpha_T$ in $10^{-6} \text{ 1/K}$	
	wassergesättigt	lufttrocken
Quarzsande und -kiese	12	13
Granit	11	13
Basalt	8	10
Kalkstein	6	8
Zementstein	11	22
Mörtel	8	12

Festbeton ist ein Stoffgemenge, dessen Ausgangsstoffe in der Regel unterschiedliche Wärmedehnzahlen besitzen. Die einzelnen Bestandteile verformen sich bei Erwärmung oder Abkühlung unterschiedlich stark, sofern diese Verformung durch z. B. Eigengewicht oder benachbarte Bauteile nicht behindert wird. Im erhärteten Beton besteht zwischen den Bestandteilen in der Regel ein fester Verbund. Benachbarte Teile erfahren also an ihren Grenzflächen in allen drei Richtungen gleich große Dehnungen, sofern der Verbund bestehen bleibt. In Bestandteilen mit größeren Wärmedehnzahlen entstehen somit Druckspannungen und in Bestandteilen mit geringeren Temperaturdehnzahlen entstehen Zugspannungen. Aus diesen Spannungen entstehen Wärmedehnungen, die sich mit den mechanisch induzierten Dehnungen überlagern. Die Wärmedehnung derartiger Stoffgemenge entspricht deshalb nicht der Summe der Wärmedehnungen der Einzelbestandteile, sondern der Überlagerung der thermischen Wärmedehnung mit der mechanisch induzierten Dehnung infolge Gefügespannungen und wird als wahre Wärmedehnung  $\alpha_{TW}$  bezeichnet /64, 65/.

Dettling /64/ unterscheidet die wahre Wärmedehnung  $\alpha_{TW}$  von der scheinbaren Wärmedehnung  $\alpha_{TS}$ , die nur in Stoffen auftritt, die aufgrund ihres inneren Gefüges Wasser physikalisch binden können, wie z. B. Zementstein in sehr hohem Maße, und Gesteinskörnung in geringem Maße. Diese scheinbare Wärmedehnung ist der wahren Wärmedehnung gleichgerichtet, jedoch vom Feuchtigkeitsgehalt des Porensystems abhängig. Die scheinbare Wärmedehnung ändert sich mit der vorherrschenden Temperatur infolge der bei einer Temperaturänderung auftretenden Umlagerung von Wasser im Beton.

Dies führt zu einer Änderung der kapillaren und adsorptiven Kräfte im Porensystem des Betons. Deshalb weist nach /64/ wassergesättigter und trockener Beton keine scheinbare Wärmedehnung auf.

DIN 1045 /66/ geht von einem Rechenwert für  $\alpha_T$  für Normalbeton mit  $10 \cdot 10^{-6}$  1/K aus. Dies entspricht nach Dettling /64/ etwa dem Mittelwert der Betone mit den gebräuchlichsten Gesteinskörnungen. Mit diesem Wert kann es bei bestimmten Betonzusammensetzungen zur Über- bzw. Unterschätzung der tatsächlichen Temperaturdehnzahl von bis zu 40 % kommen.

Die Temperaturdehnzahl des Frischbetons kann, solange kein Verbund zwischen Matrix und Gesteinskörnung herrscht, aus den Wärmedehnzahlen der Ausgangsstoffe - entsprechend ihrer Volumenanteile - nach /64/ ermittelt werden. Diese Temperaturdehnzahl kann nach /34/ bis zu  $20 \cdot 10^{-6}$  1/K betragen, was auf die sehr hohe Temperaturdehnzahl des freien Wassers (60 bis  $70 \cdot 10^{-6}$  1/K) zurückzuführen ist. Bei jungen Betonen liegt die Temperaturdehnzahl zwischen der des Frischbetons und der des Festbetons. Die zugehörige Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  kann auch hier solange über die Volumenanteile der Ausgangsstoffe ermittelt werden, solange im jungen Beton keine Gefügespannungen infolge unterschiedlicher Temperaturdehnzahlen der Ausgangsstoffe auftreten /64/.

Die Wärmedehnzahl des hochfesten Zementsteins mit bis zu  $20 \cdot 10^{-6}$  1/K (im trockenen Zustand) ist im Vergleich zu der des normalfesten Zementsteins zwar um 30 % höher, und auch das Zementsteinvolumen ist in der Regel größer als bei normalfestem Beton. Der Einfluss auf die Wärmedehnzahl des gesamten Betons ist aber gering, da der Einfluss der Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung und auch der Feuchtegehalt des Zementsteins wesentlich stärker in die Wärmedehnzahl des Betons eingehen /64, 67/.

### 2.2.1.3 Temperaturspannungen

#### Junger Beton und Nullspannungstemperaturgradient

Neben der Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  ist bei der Betrachtung von temperaturbedingten Einflüssen auf Betonbauteile die Nullspannungstemperatur und deren Gradient von großer Bedeutung. Es muss zwischen dem jungen Beton während der Erhärtung und dem Beton im höheren Alter im Gebrauchszustand unterschieden werden /65/. Bei jungem Beton fallen die Temperaturänderungen infolge der Hydratationswärme in eine Zeitspanne, in der sich der Beton von einer viskosen Flüssigkeit zu einem viskoelastischen Feststoff verändert /23/. Die

fünf Stadien des Temperaturverlaufs und der Entwicklung der zentrischen Zwangsspannungen im jungen Beton am Beispiel eines verformungsbehinderten Bauteils zeigt Abb. 17 /68, 65/.

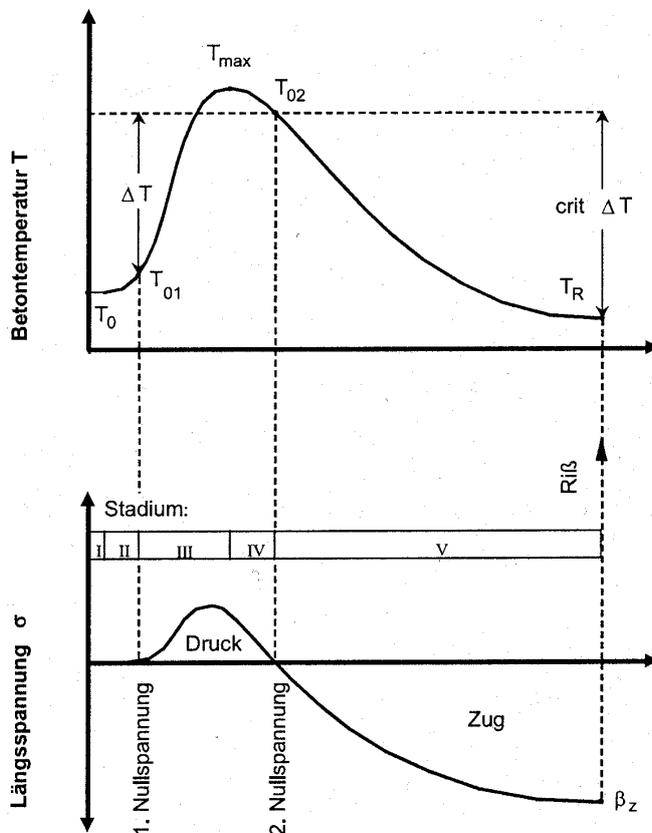


Abb. 17: Stadien der Temperatur- und Spannungsentwicklung eines verformungsbehinderten Bauteils während der Hydratation /65/

In der Phase I (Stadium I) findet während der Ruhephase der Hydratation keine Erwärmung statt. In der Phase II erwärmt sich der Beton. Da der Beton vollkommen plastisch reagiert, werden die entstehenden Spannungen vollständig durch Relaxation abgebaut. In der Phase III steigt die Temperatur weiter und mit dem zugleich anwachsenden Elastizitätsmodul des Betons bauen sich infolge der Verformungsbehinderung Druckspannungen auf. Die Temperatur, ab welcher sich erste Druckspannungen entwickeln, wird erste Nullspannungstemperatur  $T_{N1}$  genannt. Bis zu diesem Zeitpunkt relaxiert der Beton stark und die Druckspannungen entwickeln sich nur unterproportional zur Temperaturerhöhung; folglich wird ein erheblicher Teil der Temperaturerhöhung nicht in Spannungen umgesetzt. Deshalb erreicht die Druckspannung ihren Maximalwert i. d. R. vor der Temperatur. Der Spannungsverlust durch Relaxation der Druckspannung ist höher als die Spannungszunahme durch Temperaturanstieg. Die Phase III endet mit Erreichen der  $T_{max}$ . Die anschließende Abkühlung in der Phase IV führt zum raschen Abbau der vorhandenen Druckspannungen. Trotz weiter anwachsendem Elastizitätsmodul ist das

Relaxationsvermögen noch groß. Bereits kurze Zeit nach dem Temperaturmaximum kommt es zum spannungsfreien Zustand, der als zweite Nullspannungstemperatur  $T_{N2}$  bezeichnet wird. Sie liegt deutlich oberhalb der ersten Nullspannungstemperatur. Durch die weitere Abkühlung in Phase V werden im verformungsbehinderten Beton Zugspannungen in Richtung der Behinderung erzeugt; sobald diese die Betonzugfestigkeit erreichen und überschreiten kommt es zum Riss. Die zu diesem Zeitpunkt vorherrschende Rissstemperatur wird mit  $T_R$  bezeichnet /68, 65, 69/.

#### Nullspannungstemperaturgradient

Der Beton eines Bauteils erhärtet nicht mit einer über den Querschnitt konstanten Temperatur, sondern bei einem zeitlich veränderlichen Temperaturgradienten. Wegen des zum Querschnitttrand hin zunehmenden Wärmeabflusses erwärmt sich der Beton dort weniger als in Querschnittsmitte. Infolgedessen gibt es innerhalb des Querschnitts unterschiedliche Bereiche mit unterschiedlichem Hydratationsgrad, unterschiedlicher Festigkeit und unterschiedlichem Elastizitätsmodul /23/. Hieraus ergeben sich unterschiedliche Werte der Nullspannungstemperatur am Bauteilrand und in Querschnittsmitte. Es stellt sich der sog. Nullspannungstemperaturgradient ein, bei dem das Bauteil zwang- und eigenspannungsfrei ist /70/. Kommt es zu einem späteren Zeitpunkt im Beton wieder zu einer Temperatur, die genauso hoch ist wie die Nullspannungstemperatur, dann sind die temperaturbedingten Zwangs- und Eigenspannungen gleich Null. Zugspannungen treten auf, sobald die aktuelle Betontemperatur geringer ist als die Nullspannungstemperatur, ist die Temperatur höher, treten Druckspannungen auf /65/.

Nach Mangold /70/ kommt es während der ersten 24 bis 32 Stunden der Erhärtung des Betons zu einem Einprägen der Nullspannungstemperatur, deren Verlauf über den Querschnitt dem der vorherrschenden Temperaturfelder im Bauteil entspricht /23, 70/. In Bauteilen, die sich z. B. in den ersten Stunden im oberflächennahen Bereich z. B. durch Sonneneinstrahlung stärker erwärmen als im Bauteilinneren, kann der Nullspannungstemperaturgradient von außen nach innen hin abfallen (Abb. 18 d). In diesem ungünstigen Fall kommt es nach dem Temperatúrausgleich zu Zugeigenspannungen an der Außenseite /70/. Günstiger wäre es, wenn die Randbereiche während der Erhärtungsphase niedrigere Temperaturen erfahren als die Querschnittsmitte. Nach einem Temperatúrausgleich käme es in diesem Fall am Rand zu Druckeigenspannungen, wie es z. B. bei vorgespanntem Sicherheitsglas der Fall ist (Abb. 18).

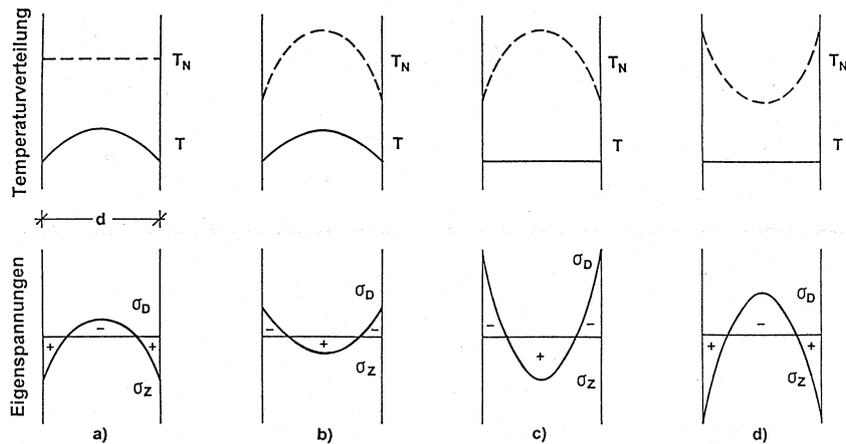


Abb. 18: Eigenspannungen infolge Temperaturgradienten /70/  
 a) konstante Nullspannungstemperatur und konvex gekrümmter Temperaturgradient  
 b) Nullspannungstemperaturgradient und Temperaturgradient konvex gekrümmt  
 c) konvex gekrümmter Nullspannungstemperaturgradient und ausgeglichener Temperaturgradient  
 d) konkav gekrümmter Nullspannungstemperaturgradient und ausgeglichener Temperaturgradient

## 2.2.2 Spannungen infolge von Feuchtigkeitsunterschieden

### Schwinden und Quellen

Schwinden und Quellen sind feuchtebedingte, nichtthermische und lastunabhängige Verformungen des Betons. Diese treten unabhängig vom Temperaturverlauf auf und sind die Folge einer Überlagerung physikalischer und chemischer Prozesse im Beton, insbesondere im Zementstein /71/. Chemisch bedingte Verformungen sind überwiegend von der Zementart, vom Zementgehalt aber auch von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln abhängig. Physikalisch bedingte Verformungen sind vom Porensystem abhängig, das maßgebend vom  $w/z$ -Wert bestimmt wird.

Die Feuchteverteilung im Betonbauteil wirkt sich auf die Dehnungs- und Spannungsverteilung aus. Hohe Feuchtegehalte führen i. d. R. zu Druckspannungen, Austrocknung führt zu Zugspannungen. Die Feuchteverteilung hängt sowohl von den Umgebungsbedingungen, als auch vom kapillaren Saugverhalten und vom Diffusionsverhalten ab.

Nach /72/ werden vier Schwindarten unterschieden: Fröhschwinden, auch plastisches Schwinden genannt, Austrocknungsschwinden, Carbonatisierungsschwinden und chemisches bzw. autogenes Schwinden.

**Frühschwinden** oder plastisches Schwinden tritt im noch nicht erhärteten Beton auf. Es entsteht durch Austrocknung des Überschusswassers, tritt nach Verdunstung des an der Oberfläche abgesonderten Wassers auf und kann durch Nachbehandlung verringert werden. Es wird auch als Kapillarschwinden bezeichnet, da das entzogene Wasser aus dem vorhandenen Kapillarporensystem stammt /55, 57, 92, 73/.

Eine Volumenabnahme bzw. Volumenzunahme, die bei Feuchteabgabe (Austrocknung) des erhärteten Betons auftritt, wird als **Austrocknungsschwinden** bzw. im Falle der Feuchtezunahme als Quellen bezeichnet. Austrocknungsschwinden und die damit zusammenhängende Volumenabnahme kann sich bei entsprechenden Verhältnissen über Jahre hinziehen. In der Baupraxis kommt dem Austrocknungsschwinden große Bedeutung zu, da bei Betonbauteilen im Freien der Schwindvorgang praktisch nie ganz zum Abschluss kommt. Wegen der weitgehenden Reversibilität des Austrocknungsschwindens wirkt sich jede Änderung der äußeren Luftfeuchtebedingungen infolge des Klimas direkt auf die Verformungen aus. Austrocknungsschwinden und Quellen können in Kombination mit den anderen hier genannten Schwindarten auftreten, sich gegenseitig überlagern und diesen gegebenenfalls auch entgegenwirken /74, 52, 75/.

Mit fortschreitender Carbonatisierung des Betons setzt das **Carbonatisierungsschwinden** ein. Es ist lediglich mit geringfügiger Volumenverminderung verbunden und führt zu einer Zunahme des irreversiblen und Abnahme des reversiblen Anteils des Trocknungsschwindens. Dieses Schwinden tritt nur im oberflächennahen Bereich mit geringer Tiefe auf /57/.

Das **chemische Schwinden**, auch chemisches oder inneres Schrumpfen genannt, entsteht durch das geringere Volumen der entstehenden Reaktionsprodukte im Vergleich zum Volumen der Ausgangsmaterialien Wasser und Zement. Im Frischbeton kann sich das Betonvolumen spannungsfrei verringern. Bei w/z-Werten deutlich unter 0,40, wie sie bei Hochfesten Betonen verwendet werden, führt die fortschreitende Hydratation dazu, dass dem vorhandenen Porenraum immer mehr Wasser entzogen wird. Es entsteht eine innere Selbstaustrocknung (selfdesiccation) /76, 77/, die Unterdruck im Porensystem bzw. Zugspannungen im Porenwasser erzeugt, und somit zum sogenannten „Selbstaustrocknungsschwinden“ führt. Bei Erreichen einer ausreichenden Festigkeit des Betons führen diese inneren Spannungen aufgrund des chemischen Schwindens zu keiner äußeren Formänderung, vielmehr zu einem inneren Austrocknen des Betons, was zu

Mikrorissen im Inneren führen kann /18, 57, 34/. So kommt es v. a. in Hochfesten Betonbauteilen auch ohne einen Wasserverlust nach außen und trotz konstanter Temperatur zum „**autogenen Schwinden**“. Nach Tazawa /80/ ist das autogene Schwinden als eine nach außen messbare Verformung definiert, die mit dem Erstarren beginnt und mit vollständiger Hydratation endet. Die Änderung der relativen inneren Feuchte von 95 % auf 70 % im erhärteten Beton führt zu Kapillarkräften, die nach /78/ sieben mal höher sind, als im Ausgangszustand und damit physikalische Ursache für Schwinden und Mikrorissbildung sein können /1/.

#### Einflüsse auf das Schwinden des Betons bzw. Hochfesten Betons

Das Schwinden, speziell das Austrocknungsschwinden, wird durch verschiedene Parameter beeinflusst. Den größten Einfluss auf das Schwinden und Quellen hat der **Zement** bzw. der Zementstein. Hohe C<sub>3</sub>A-Gehalte und der Anteil an wasserlöslichen Alkalien führen zu einem feineren Gel, d. h. zu einer größeren inneren Oberfläche des Zementsteins und erhöhen so das Schwinden und Quellen /73/. Neben der chemischen Zusammensetzung des verwendeten Zements ist v. a. die Menge des Zementsteins und mit ihm der w/z-Wert bzw. der Wassergehalt maßgebend für das entstehende Schwindmaß des Betons. Je höher der **Wassergehalt** im Beton ist, umso größer ist das Endschwindmaß. Die Begründung liegt im höheren Anteil an Kapillarporen im Festbeton und folglich ist mehr verdunstbares Wasser im Porensystem vorhanden. Zusätzlich wird das verformungsbehindernde Gesteinskörnungsvolumen im Beton mit zunehmendem Wassergehalt reduziert. Aufgrund der höheren Porosität des Zementsteins reagiert dieser wesentlich stärker auf Feuchteänderungen im Vergleich zur Gesteinskörnung. Angaben in der Literatur schätzen ein teilweise bis zu zehn mal größeres Schwindmaß von Zementstein gegenüber Normalgesteinskörnung. Dichte Gesteinskörnungen wie Quarzit reagieren auf Feuchteänderungen überhaupt nicht /34, 65/.

Das chemische Schwinden (autogenes Schwinden) ist zeitlich an den **Hydratationsverlauf** gekoppelt. Proben mit vergleichsweise niedrigen w/z-Werten weisen ab einem Alter von etwa ein bis zwei Tagen eine langsamere Hydratation wie auch eine langsamere Entwicklung bzw. geringere Steigerung des autogenen Schwindens auf als Proben mit höheren w/z-Werten. Die Absolutwerte sind aber bei niedrigeren w/z-Werten höher. Abb. 19 zeigt die Dehnung, verursacht durch chemisches Schwinden an Probekörpern mit unterschiedlichen w/z-Werten /79/.

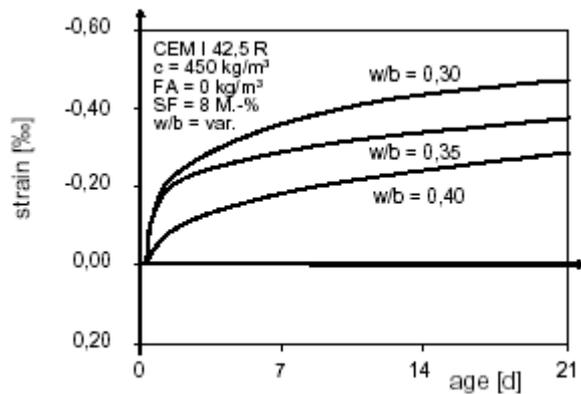


Abb. 19: Zeitliche Entwicklung des autogenen Schwindens von Beton mit unterschiedlichen w/z-Werten /79/

Die Größe und der Verlauf des autogenen Schwindens im hochfesten Beton werden entscheidend vom **w/b-Wert** und dem **Gehalt an Silikastaub** beeinflusst. Abb. 19 zeigt, dass ein Beton mit einem w/b-Wert von 0,30 und einem Silikastaubanteil von 8 % des Bindemittels im Alter von 21 Tagen mit 0,5 ‰ ein doppelt so großes autogenes Schwinden aufweist wie ein Beton mit einem w/b-Wert von 0,40 bei gleich bleibendem Silikastaubanteil. Bereits nach einem Tag weist der Beton mit dem geringen w/b-Wert sehr hohe Schwindverformungswerte auf. Das freie autogene Schwinden von Beton mit einem konstanten w/b-Wert von 0,35 und 8 % Silikastaub zeigt im Alter von rd. 21 Tagen einen rd. dreimal so großen Wert wie der Beton ohne Silikastaub. Der Beton mit 0 % und 4 % Silikastaub quillt zu Beginn sogar. Erst ab höheren Silikagehalten ist ein kontinuierliches Schwinden festzustellen (Abb. 20) /79/.

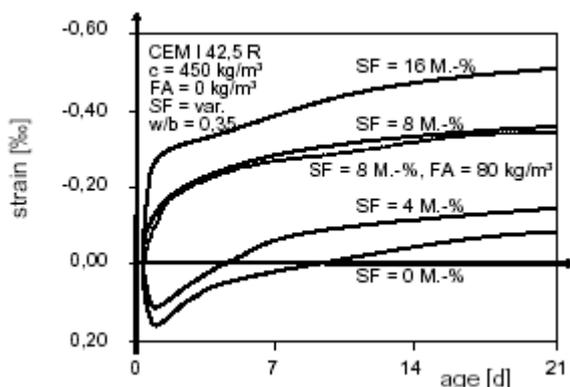


Abb. 20: Zeitliche Entwicklung des freien autogenen Schwindens von Beton mit unterschiedlichen Silikastaubgehalten /79/

Versuche von Jensen /76/ mit unterschiedlichen Anteilen an Silikastaub zeigten, dass Betone mit Portlandzement als einzigem Bindemittel das autogene Schwinden schnell abschließen. Mit höherem Silikastaubgehalt war ab einem Alter von ca. einem Tag eine ausgeprägte Zunahme des autogenen Schwindens zu beobachten und zwar umso stärker, je mehr

Silikastaub im Beton enthalten war (Abb. 21). Als Ursache hierfür kann wohl die fortschreitende chemische Reaktion des Silikastaubs im höheren Alter mit Wasser und dem Calciumhydroxid, das bei der Hydratation des Zements gebildet wird, angesehen werden.

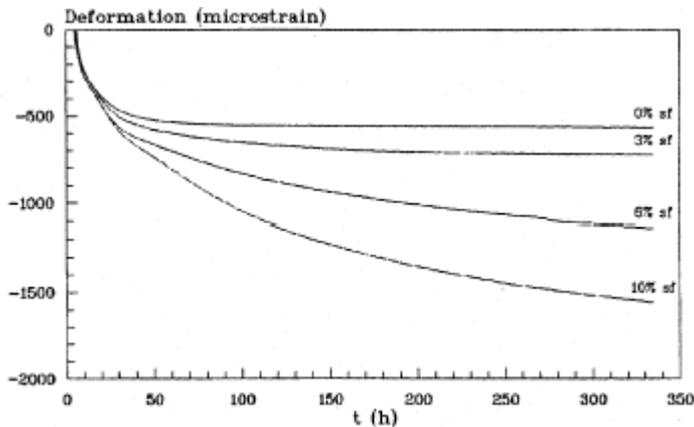


Abb. 21: Zeitliche Entwicklung (ab dem Erstarren) des autogenen Schwindens von Zementstein mit  $w/b = 0,35$  und Silikastaubanteilen bis 10 % /76/

Tazawa /80/ zeigt in Versuchen an hochfestem Zementstein bei einem  $w/z$ -Wert von 0,30 die Volumenänderung durch das autogene Schwinden bei unterschiedlichen Bauteildicken bei unter Wasser Lagerung. Die kleinen Probekörper mit Abmessungen von 2 x 2 cm zeigen noch deutliches Quellen. Bei größeren Querschnitten quillt der Zementstein bereits in geringerem Maße und beim Probekörper mit 10 x 10 cm überwiegt trotz der Wasserlagerung bereits das autogene Schwinden. Nach /80/ ist der Wasserentzug durch Selbstaustrocknung des Zementsteins größer als die Rate des Eindiffundierens von Wasser (Abb. 22).

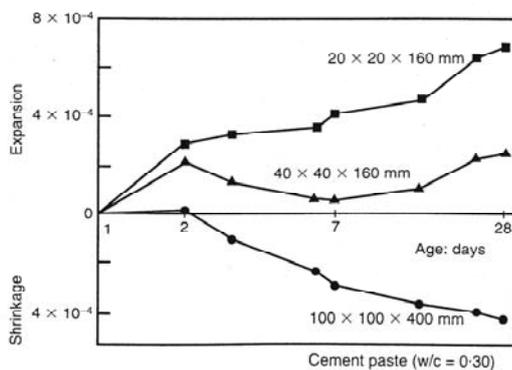


Abb. 22: Zeitliche Entwicklung der hygrischen Dehnungen von hochfestem Zementstein bei unterschiedlicher Dicke, Lagerung unter Wasser /80/

Nach /81/ führt Silikastaub zur Verdichtung des Gefüges des Hochfesten Betons und erhöht somit den Widerstand gegen Austrocknungsschwinden. Beton mit Silikastaub weist bei Versuchen von /81/ nach 28-tägiger Vorlagerung im Wasser einen deutlich geringeren Masseverlust und auch ein deutlich geringeres Endschwindmaß auf als ohne Silikastaub.

Abb. 23 zeigt, dass bei Betonen mit höherem Silikastaubanteil auch bei frühem Austrocknungsbeginn ein geringfügig kleineres Schwinden zu erwarten ist /82/.

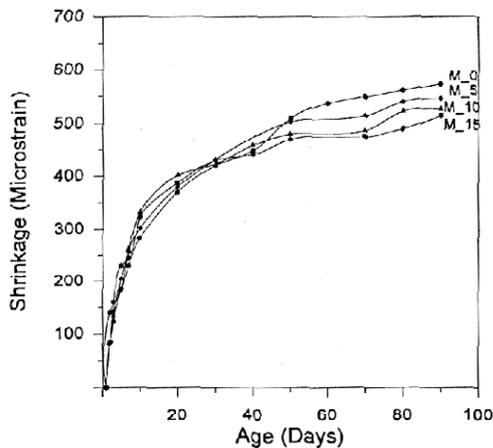


Abb. 23: Zeitliche Entwicklung des Schwindens von Betonen mit unterschiedlichen Silikastaubgehalten bei 50 % r. F. ab dem Alter von 24 Stunden /82/.

Die **Gesteinskörnung** unterliegt im Vergleich zu Zementstein keinen bedeutenden feuchtebedingten Verformungen /83/. Deshalb beeinflusst die Gesteinskörnung das Schwinden von Beton nur insofern, als ein höherer Gehalt an Gesteinskörnung den Anteil am schwindfähigen Zementstein im Beton verringert und somit ein geringeres Schwinden im Mörtel oder Beton auftritt /84/. Der höhere Gehalt an Gesteinskörnung führt zu einer größeren inneren Behinderung der Verformungen des Zementsteins und somit zu höheren Gefügespannungen. Nach /65, 84/ bilden sich aufgrund der entstehenden Gefügespannungen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung Risse im Zementstein und es tritt eine Entspannung des Zementsteins auf, die das Schwindmaß des Probekörpers verringert /55, 74, 80/. Die Zusammensetzung des Gesteinskörnungsgemischs beeinflusst das Schwinden des Betons insofern, als eine feinere Sieblinie gleichzeitig einen höheren Wassergehalt bei gleich bleibender Verarbeitung fordert /65/.

Das autogene Schwinden wie auch das Austrocknungsschwinden des Zementsteins wird durch die im Betongefüge vorhandene Gesteinskörnung behindert. Dies kann die Volumenabnahme - abhängig von Gesteinskörnungsart und Größtkorn - um teilweise mehr als die Hälfte vermindern. Folge dieser Behinderung sind innere Gefügespannungen. Kommt es zur äußeren Verformungsbehinderung, kann es durch das autogene Schwinden zu großen zentrischen Zwangsspannungen im Bauteil kommen (Abb. 24). Das sich ab dem ersten Tag entwickelnde autogene Schwinden trägt nur gering zur Bildung von Zwangsspannungen bei. Abb. 25 zeigt einen Beton mit einem hohen autogenen Schwinden (80-16-0,32) am ersten Tag, der danach aber kaum schwindet. Dieser wird von einem Beton (0-4-0,35) in der

Zwangsspannungsentwicklung überholt, dessen autogenes Schwinden erst nach etwa einem halben Tag beginnt, von da an aber im Diagramm (Abb. 25 unten) mit einer größeren Steigung verläuft /79, 80, 85/. Diese beiden Bilder zeigen, dass für die Bildung von Zwangsspannungen nicht das Endmaß des freien autogenen Schwindens, sondern vielmehr der zeitliche Verlauf maßgebend ist.

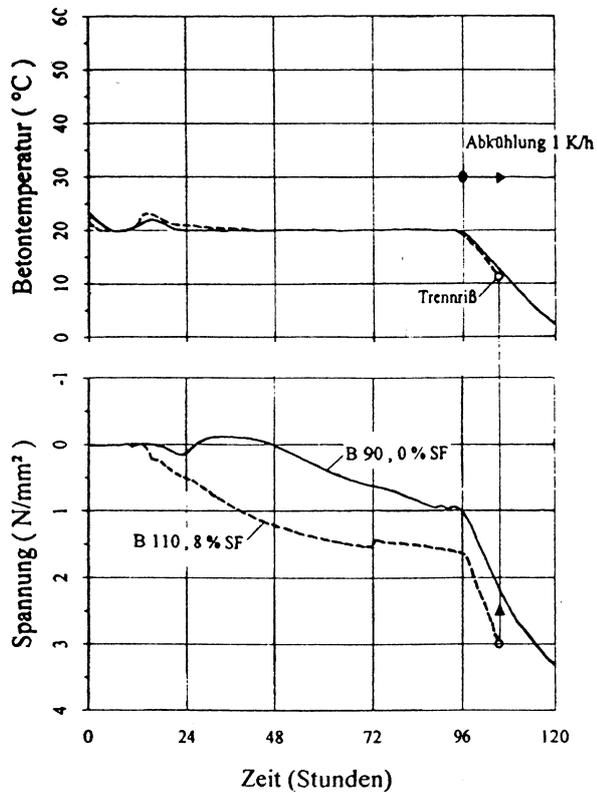


Abb. 24: Zeitlicher Verlauf der zentrischen Zwangsspannung infolge des autogenen Schwindens bei Hochfestem Beton mit einem w/b-Wert von 0,30 - mit und ohne Silikastaub /85/

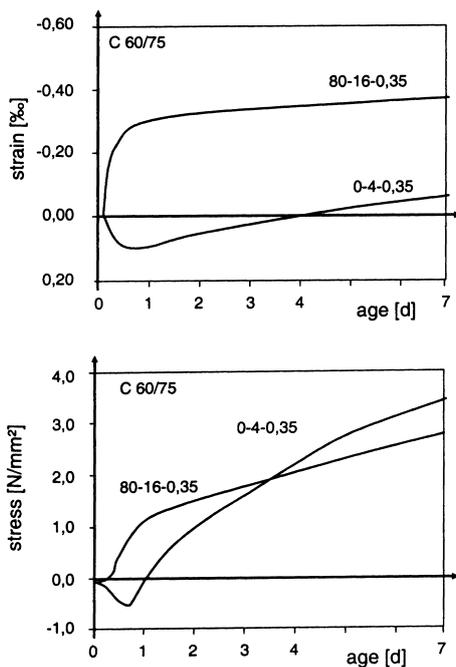


Abb. 25: Zeitlicher Verlauf des freien autogenen Schwindens und der Zwangsspannungen zweier Hochfester Betone ( $w/b = 0,35$  und  $b = 450 \text{ kg/m}^3$ ). Die angegebene Bezeichnung bedeutet Flugaschegehalt [ $\text{kg/m}^3$ ]-Silikastaubgehalt [M.-%]- $w/b$ -Wert /79/

Das Schwinden von Beton ist umso geringer, je höher der **Elastizitätsmodul** der verwendeten Gesteinskörnung ist /34, 65/. Nach /50, 86, 65/ werden quarzhaltige Kiese, Dolomit, Granit, feldspathaltige Gesteine und einige Basalte als Gesteinskörnung eingestuft, die zu geringem Schwinden des Betons führen. Sandsteine, Schiefer, Kalke und Leichtzuschläge gelten als solche, die zu hohem Schwinden des Betons führen. Jedoch kann der Einfluss auf die Verformbarkeit auch innerhalb einer Gesteinsart sehr unterschiedlich sein.

Hygrische Verformungen von Betonbauteilen bzw. -probekörpern sind von deren **Form** und deren **Abmessungen** abhängig /34/. Die feuchtebedingten Verformungen sind umso langsamer und geringer, je größer das Verhältnis von Volumen zu Oberfläche ist. In diesem Fall dauert es länger, bis der Betonkörper auch im Inneren den Wassergehalt der umgebenden Luft - seine Ausgleichsfeuchte - erreicht hat. Es kommt zu einer stärkeren Schwindbehinderung der äußeren Schichten durch den länger feucht bleibenden Kernbereich /65/.

Nach Hwang /87/ beeinflusst die Probekörpergröße die Masseänderung über die Länge der Transportwege, die das Wasser bei Diffusion oder Kapillarleitung zurücklegen muss. Auch indirekt werden die feuchtebedingten Verformungen durch die Bauteilabmessungen beeinflusst. An den Randbereichen weisen Bauteile aufgrund ihrer Herstellung durch z. B. Wasserabsondern und Carbonatisierung andere Eigenschaften auf, als im Betoninneren /88/. Zum Vergleich dient Gleichung 1 /65/ um Körper beliebiger Form und Größe auf das Verformungsverhalten einer beidseitig austrocknenden Platte der Dicke  $d_{ef}$  zurückzuführen und ihr Schwindverhalten miteinander vergleichen zu können.

$$d_{ef} = 2 \cdot \sqrt{V/O}$$

Gleichung 1

$d_{ef}$ = Dicke einer beidseitig austrocknenden Platte

$V$ = Probekörpervolumen

$O$ = Probekörperoberfläche, über die Austrocknung erfolgt

Die wirksame Bauteildicke unter Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte wird nach DIN 1045-1 /66/ mit der folgenden Gleichung berechnet.

$$d_{ef} = k_{ef} \cdot 2 \cdot A / U$$

Gleichung 2

$k_{ef}$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Feuchte auf die wirksame Dicke /66/

$A$  = Fläche des gesamten Betonquerschnitts

$U$  = Abwicklung der der Austrocknung ausgesetzten Begrenzungsfläche des gesamten Betonquerschnitts

Übliche Schwindmessungen an Zementmörtelprismen oder Betonzyindern erfassen nur die Längenänderung des Probekörpers, der infolge seiner Lagerung an der Oberfläche austrocknet. Aus der gemessenen Längenänderung wird ein Schwindmaß abgeleitet. Unberücksichtigt bleiben hierbei unterschiedliche Feuchtegehalte, also Schwindverformungsanteile über den Probekörperquerschnitt, die sich in Eigenspannungen umsetzen und in der Praxis bei extremen Randbedingungen zu Rissen führen können. Bei Probekörpern mit kleinen Abmessungen kann auch der innere Bereich des Probekörpers schneller austrocknen, so dass sich nur geringe Unterschiede im Feuchtegehalt über den Querschnitt einstellen und die entstehenden Eigenspannungen gering gehalten werden.

Hygrische Verformungen werden sowohl durch die vorherrschenden **klimatischen Verhältnisse** als auch durch die **Lagerungsbedingungen** beeinflusst. Zu großen Feuchteverlusten kommt es im noch nicht erhärteten Beton vor allem durch eine niedrige Luftfeuchte der Umgebungsluft, hohe Temperaturen und hohe Windgeschwindigkeiten. /34, 92/. Das Schwinden des noch nicht erhärteten Betons bzw. des erhärteten Betons kann reduziert werden, wenn die Feuchteverluste durch geeignete Maßnahmen klein gehalten werden. Die Nachbehandlung (siehe dazu auch Kapitel 2.3) gilt deshalb als wichtigste Maßnahme, um der Austrocknung von Beton entgegenzuwirken.

### 2.3 Nachbehandlung von Beton und Einflüsse auf die Mikrorissentwicklung

Die Nachbehandlung von Beton hat den Zweck, den frisch eingebauten und jungen noch in der Erhärtung begriffenen Beton vor Einflüssen zu schützen, die die Entwicklung der Eigenschaften des Betons und der Hydratation beeinträchtigen. Zu den Einflüssen, vor denen der erhärtende Beton geschützt werden soll, zählen klimatische Bedingungen, die ein frühzeitiges Austrocknen begünstigen und die zu extremen Temperaturen und raschen Temperaturänderungen im Beton führen. Meist ist der junge Beton verschiedenen Umwelteinflüssen wie Hitze, Wind oder niedriger Luftfeuchtigkeit ausgesetzt, die den Beton austrocknen. Diese vor allem oberflächennahe Austrocknung führt zu Zugspannungen an den Bauteilrändern. Mit zunehmendem Alter des Betons entwickelt sich dessen Festigkeit und die

Verformbarkeit geht gleichzeitig zurück. Überschreiten die vorhandenen Spannungen die inzwischen entwickelte Zugfestigkeit des Betons, führt dies zu Mikrorissen oder Rissen im Beton. Unzureichende Nachbehandlung vermindert die Dauerhaftigkeit des Betons und äußert sich z. B. durch erhöhte Wasserdurchlässigkeit und die Entstehung von Schwindrissen /22/. /92/ weist deshalb auf die enorme Wichtigkeit der Nachbehandlung hin. Geeignete Nachbehandlungsarten werden im Folgenden genannt:

- Belassen des Betons in der Schalung /53, 9/
- Abdecken und Abhängen mit Folien /53, 9/
- Aufbringen von wasserspeichernden Abdeckungen /9/
- Aufbringen von flüssigen Nachbehandlungsmitteln /89/
- Besprühen mit Wasser /53/

Ziel muss es sein, für die Dauer der Nachbehandlung auch in den oberflächennahen Bereichen eine ausreichende Erhärtung zu gewährleisten. Nach /53/ ist die Nachbehandlungsdauer im Wesentlichen von dem Verwendungszweck, von der Zusammensetzung und Festigkeitsentwicklung des Betons sowie der Betontemperatur abhängig. Das Einsatzgebiet des Bauteils ist genauso maßgebend. Unbewehrte Bauteile sowie Innenbauteile müssen mindestens einen halben Tag nachbehandelt werden. Beton, der einem mechanischen Verschleiß ausgesetzt wird, muss solange nachbehandelt werden, bis sein oberflächennaher Bereich 70 % der charakteristischen Festigkeit erreicht hat. Bei allen anderen Betonen gilt in der Regel, solange nachzubehandeln bis 50 % der Festigkeit erreicht sind.

Mit steigender Nachbehandlungsdauer wurden nach /9/ die Permeabilitätswerte kleiner, was auf eine geringere Anzahl von Rissen und Poren hindeutet. Auch wurden mit steigender Nachbehandlungsdauer größere Risslängen gemessen. Möglicherweise ist dieser Effekt Folge der zunehmenden Behinderung des Trocknungsschwindens im Oberflächenbereich durch den Prüfkörperkern. Der Prüfkörperkern hat beim Beginn des Trocknungsschwindens der siebentägig nachbehandelten Proben bereits eine höhere Steifigkeit erreicht, als beim Beginn des Trocknungsschwindens unmittelbar nach dem Ausschalen. Der Temperaturgradient zwischen Bauteilkern und Bauteiloberfläche sollte ebenfalls niedrig gehalten werden. Dies kann nach /90/ durch eine dämmende Nachbehandlung mittels Holzschalung oder Dämmfolie erfolgen.

Speziell bei Hochfestem Beton - bei der Permeabilitätsuntersuchung gegenüber normalem Beton mit einem Wasserzementwert von rund 0,5 - wurden nur geringe Unterschiede in der Durchlässigkeit festgestellt. Dies deutet darauf hin, dass die Gasdurchlässigkeit von Normalbeton, die von den vernetzten Gel-, und Kapillarporen herrührt, beim Hochfesten Beton anderweitig entsteht. Hauptverantwortlich sind nach /9/ Mikrorisse. Bei „negativer Nachbehandlung“, zum Beispiel Trocknung ist eine erhöhte Mikrorissdichte zu beobachten. Wasser speichernde Abdeckungen stellen der Oberfläche nach /9/ immer genügend Feuchtigkeit zur Verfügung, und führen zur Füllung der oberflächennahen Mikrorisse mit Hydratationsprodukten. Abschließend wurde in /9/ festgestellt, dass bei Hochfesten Betonen eine möglichst früh einsetzende und lang anhaltende Nachbehandlung die Dauerhaftigkeit deutlich verbessert.

Neben der Permeabilität ist nach /13/ auch das Wassereindringverhalten und die Wassersättigung in der Betondeckschicht für die Mikrostruktur des Betons wichtig und aussagekräftig. Es können schon nach einem Tag hohe Eindringtiefen bei der WU-Prüfung /91/ von Hochleistungsbeton beobachtet werden. Daraus lässt sich auf einen starken Kapillarzyug, hervorgerufen durch feine vernetzte Mikrorisse, schließen. Dadurch kann auch der relativ junge Beton Wasser, zum Beispiel aus der Nachbehandlung, aufnehmen /13/.

## 2.4 Mechanik des Rissverhaltens

### 2.4.1 Allgemeines

Risse entstehen im Beton aufgrund vielfältiger Ursachen. Alle Umstände, die im Beton Zugspannungen hervorrufen, können Rissursachen sein. Risse, die aus äußeren Lasten entstehen, sind im Gegensatz zu Rissen mit lastunabhängiger Ursache eingehender untersucht.

Risse werden nach ihrer Größe in Makro-, Meso- und Mikrorisse unterschieden. Eine andere Möglichkeit der Unterscheidung bietet die Ursache der Risse. Nach /11/ werden Rissursachen dahingehend unterschieden, ob die Risse im noch nicht erhärteten Beton oder im bereits erhärteten Beton entstehen. Die Schwerpunkte bei der Untersuchung von Mikrorissen sind die Rissursachen und die Abläufe bei der Rissbildung. Die Untersuchung der Rissursachen und des Rissverhaltens sowie deren Auswirkungen auf die Eigenschaften des Betons sind wichtig, um deren Folgen auf die Dauerhaftigkeit und die Beanspruchbarkeit des Betons zu ermitteln.

### 2.4.2 Risse und Rissentstehung im Beton

Nach /13/ sind bei Hochfestem Beton mit seinen niedrigen w/z-Werten bereits im Stadium des jungen Betons hohe **Schwindverformungen** /92/ und somit Mikrorisse im Festbeton (siehe Kap. 2.2.2) zu erwarten. Die **Temperaturentwicklung** aufgrund der Hydratationswärme, v. a. in Verbindung mit einem ausgeprägten Temperaturgradienten, (siehe Kap. 2.2.1.3) kann ebenso als Grund für die Entstehung früher Mikrorisse angesehen werden.

Nach /130/ können Mikrorisse aus der Volumenänderung der Matrix entstehen. In Hochfesten Betonen mit einem w/z-Wert  $< 0,4$  wurde festgestellt, dass Mikrorisse in der Frühphase der Hydratation – bis zum Alter von einem Tag - entstehen. Als Ursache der Mikrorisse sieht // die Selbst austrocknung von Betonen mit niedrigen w/z-Werten und behindertes Austrocknungsschwinden an, da sich die Mikrorissdichte in der Randzone kleiner als an der Außenfläche zeigte. /128/ stellt ebenso vermehrtes Mikrorisswachstum bei niedrigeren w/z-Werten als bei höheren w/z-Werten fest (Abb. 26). Bei /13/ wird die Mikrorisshäufigkeit an der Betonoberfläche nicht größer, was den Schluss zulässt, dass die Mikrorisse nicht durch

Austrocknungsprozesse entstanden sind, sondern dass das autogene Schwinden als Ursache anzusehen ist. Ebenso wird die Mikrorissbildung im Hochfesten Beton durch die Zugabemenge und die Art des Silikastaubs, insbesondere dessen spezifische Oberfläche beeinflusst /9/. Beim Vergleich von Betonen mit CEM I und CEM III/A haben // trotz ähnlichem mehr oder weniger stark verwobenem Mikrorissbild in dem CEM III/A-haltigen Beton eine ungünstigere Mikrorissbildung entdeckt. Ursache für die geringere Maschenweite und der größeren Breite der Mikrorisse der CEM III/A Betone ist vermutlich der höhere auf das Gesamtbindemittel bezogene Silikastaubgehalt dieser Mischung, der die Mikrorissbildung verstärkt. Die deutlich größere Steifigkeit der Gesteinskörnung gegenüber der Matrix führt zu einer Schwächung der Kontaktzone im Betongefüge. Bestätigt wird das auch durch Untersuchungen von //, die eine höhere Mikrorissbildung in feinkörnigem Beton als in grobkörnigem Beton feststellten.

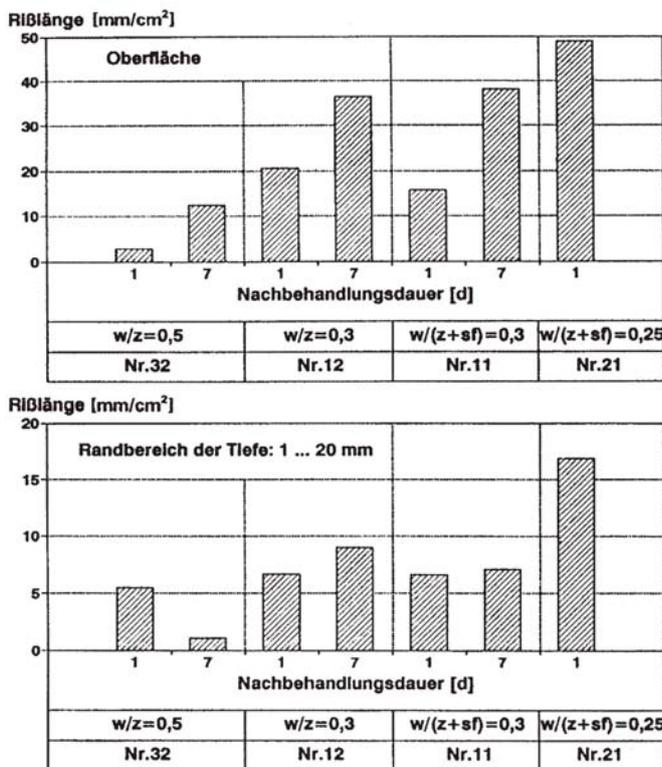


Abb. 26: Ergebnisse der Mikrorissuntersuchungen in der Schalungsfläche (oben) und im Schnitt senkrecht dazu (unten) /9/

Risse durch **Setzen des Frischbetons** /16, 20/ treten meist bei Beton minderer Güte auf. Hoher Wassergehalt und eine ungünstige Zusammensetzung der Sieblinie sind Gründe für ein Setzen des schweren Grobkorns im Beton. Wird diese Bewegung durch Bewehrung behindert, so entstehen zum Beispiel unter der Bewehrung oder unter großen Gesteinskörnern Hohlstellen, die auch zu Rissen führen können.

Im erhärteten Beton treten Risse entweder durch Last, durch externen oder internen Zwang oder durch chemische Reaktionen auf, die zu Volumenvergrößerungen im Inneren des Betons führen.

Bereits im Bereich der Gebrauchslast kann sich unter zu großer **statischer und dynamischer Belastung** ein Mikroriss in der Nähe von Grenzflächen von Zementstein zu Gesteinskörnung und zu Bewehrung oder in der Nähe von Makroporen entwickeln. Mit zunehmender Last wird sich dieser Mikroriss weiter in die Betonmatrix entwickeln und zu einem Makroriss werden (s. a. Kap. 2.4.3). Im Bereich der Bewehrung kann auch eine Verästelung eines Makrorisses in mehrere Mikrorisse beobachtet werden /20/. Nach /16/ gibt es keine deutlich erkennbare Stufe in den Einwirkungen auf Beton, bei der ein Mikroriss zum Makroriss übergeht.

Aufgrund von horizontalen Baugrundbewegungen oder Baugrundsetzungen entsteht Reibung zwischen Baugrund und Bauwerk, die zu äußerem **Zwang** im Bauwerk führen kann. Dieser hat bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons Mikro- und Makrorisse im Beton zur Folge /34/. Verformungsbehinderungen (äußerer Zwang) und Schnittgrößenumlagerungen können zusätzlich zur Erhöhung der vorhandenen Eigenspannungszustände (innerer Zwang, siehe Kap. 2.1.5) führen, wodurch die Mikro- und Makrorissbildung verstärkt wird.

Weitere Rissursachen sind in der Frostbeaufschlagung, der Korrosion der Bewehrung oder auch in **chemischen Reaktionen** wie Alkalireaktionen und Sulfattreiben zu sehen. Durch diese so entstandenen Mikrorisse und Risse kann eindringendes Wasser leichter bis zum Bewehrungsstahl vordringen, der Korrosionsvorgang sowie das damit verbundene Mikrorisswachstum wird beschleunigt.

#### 2.4.3 Anordnung von Mikrorissen

Die Anordnung von Mikrorissen kann sehr unterschiedlich sein. Sie ist von vielen Faktoren abhängig und kann deshalb nicht für eine Betonart oder bestimmte Belastungen verallgemeinert werden.

Die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix ist der schwächste Teil des Betons /8, 45/. Mikrorisse treten nach /111/ während des Belastungsvorgangs zuerst in der Kontaktzone auf. Mit ansteigender Last bis zum Maximum kommt es zu vermehrten Mikrorissen aber auch zu kleineren Mikrorissen in der Matrix. Guse und Hilsdorf /9/ haben im

Hochfesten Beton Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix festgestellt. Die Mikrorisse in der Matrix verbinden meist an der Stelle des geringsten Abstandes Gesteinskörner miteinander. Mikrorisse, die sich während des Trocknens bilden, befinden sich fast ausschließlich in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein, vornehmlich bei größeren Gesteinskörnern.

Slate und Olsefski /130/ erwähnen Mikrorisse, die breiter und zahlreicher an der Oberfläche grober Gesteinskörnung auftreten als in ungestörter Zementmatrix. Die Belastung wird von einem Gesteinskorn-Partikel auf den nächsten übertragen. Dabei entstehen bei einachsigem Druck seitliche Zugspannungen, wobei die Spannungsspitze in der Kontaktzone liegt /93/. Auch /111/ stellt eine höhere Mikrorissbildung in grobkörnigem Beton als in feinkörnigem Beton fest. Wegen der Randgängigkeit („wall-effect“) sind die Poren der Matrix an der Peripherie zur Gesteinskörnung größer als im ungestörten Zementstein. Darin können sich grobkörnige, sehr instabile Hydratationsprodukte wie Ettringit bilden, welche als Auslöser für die Bildung von Mikrorissen angesehen werden können /94/.

Nach /94/ verbessert schon eine sehr geringe Menge von Silikastaub die Festigkeit im Bereich der Kontaktzone erheblich. In /8/ wird vermutet, dass in Hochfesten Betonen, welche Silikastaub enthalten, die Mikrorisse keine besondere Ausrichtung aufweisen. Hochfeste Betone weisen eine festere Kontaktzone als Normalbeton auf und sich einstellende Schäden (Risse) treten je nach Anteil an Silikastaub verstärkt in der Zementsteinmatrix auf. Das bedeutet, die Mikrorisse wandern durch die Gesteinskörnung hindurch. Im Gegensatz dazu, treten bei Normalbeton die Bruchflächen um die Gesteinskörnung herum auf. Mehrere Wissenschaftler /102, 94, 8, 105, 93/ haben durch Experimente unabhängig von einander herausgefunden, dass Mikrorisse (hier auch Haftrisse genannt) schon vor der Belastung in der Kontaktzone existieren und diese sich durch die Zementsteinmatrix ausbreiten. Wenn die Festigkeit von Gesteinskörnung oder Matrix überschritten wird, breiten sich diese Haftrisse in der Kontaktzone weiter in die Matrix und/oder in die Gesteinskörnung aus.

Wiens, Schröder, Meng und Schießl /13/ haben bei Untersuchungen Mikrorisse entlang der Kontaktzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung und von dort durch die Matrix bis zum nächsten Gesteinskorn erhalten. Es stellt sich eher eine zufällige Häufung von Mikrorissen in bestimmten Bereichen ein, während andere Bereiche nahezu rissfrei sind.

Nach /9/ und /130/ nimmt die Mikrorissbildung mit zunehmendem Abstand von der Betonoberfläche ab. Die Versuche von /13/ zeigen dagegen keine größere Mikrorisshäufigkeit an der Betonoberfläche, was den Schluss zulässt, dass die Mikrorisse nicht durch

Austrocknungsprozesse entstanden sind, sondern dass das autogene Schwinden als Ursache anzusehen ist.

#### 2.4.4 Bruchmechanische Betrachtung

##### 2.4.4.1 Bruchmechanische Vorgänge

Die Bruchmechanik bezeichnet nach Griffith /95/ eine Lehre, die sich mit den Vorgängen des Trennens und Brechens von Festkörpern befasst. Sie bietet eine wirksame Methode, den Rissfortschritt eines Baustoffes zu analysieren und mittels materialspezifischer Kennwerte zu quantifizieren. Die bruchmechanische Betrachtung der Rissbildung soll im Rahmen dieser Arbeit eine theoretische Grundlage bieten, um die Rissentwicklung im Baustoff Beton besser verständlich zu machen.

Grundlage der Griffith'schen Bruchtheorie ist die Annahme eines glatten ebenen Risses in einem linear elastischen Baustoff. Griffith gibt 1920 die quantitative Beziehung zwischen der kritischen Normalspannung und der Rissgröße von Glas an und begründet damit die **linear elastische Bruchmechanik** (LEBM). Diese kann auf homogene, ideal-elastische sowie spröde Baustoffe angewendet werden. Griffith behauptet, dass alle Materialien Inhomogenitäten wie z. B. Fehlstellen besitzen. Diese führen zu einer Spannungskonzentration, die lokal in einem sehr kleinen Bereich auftritt /95/.

Grundlage der LEBM nach Griffith ist die Tatsache, dass in einem ideal spröden Baustoff die von außen zugeführte Energie gleich der Energie ist, die an den Bruchflächen frei wird. Die zugehörige Spannung kann als die kritische Spannung  $\sigma_c$  angesehen werden, ab welcher der Spannungszustand in einem gerissenen oder gekerbten Bauteil instabil wird.

$$\sigma_c = (2 * \gamma * E / \pi * c)^{1/2}$$

Gleichung 3

$\sigma_c$  = kritische Spannung

c = halbe Risslänge

E = Elastizitätsmodul

$\gamma$  = spezifische Oberflächenenergie

Im Falle einer gekerbten Scheibe mit einer von außen aufgetragenen konstanten Zugspannung entsteht im Fall eines „scharfen Risses“ am Kerbgrund eine für linear elastische Werkstoffe theoretisch unendlich hohe Spannung. Dies führt zur Entwicklung bruchmechanischer Konzepte für die Beschreibung der Festigkeit von angerissenen Werkstoffen /96/.

Der Werkstoff Beton verhält sich nicht ideal elastisch (Abb. 27). Nach Irwin /97/ und Brameshuber /96/ treten an den Rissspitzen plastische Verformungen auf, die einen Großteil der erforderlichen Energie für weiteres Risswachstum verbrauchen können. Die von Irwin /97/ eingeführte kritische Energiefreisetzungsrate  $G_{IC}$ , kann versuchstechnisch bestimmt werden. Mit Gleichung 4 kann so die aufnehmbare Spannung bei gegebener Risslänge  $2*c$  berechnet werden /96/:

$$\sigma_c = (E * G_{IC} / \pi * c)^{1/2}$$

Gleichung 4

Die Bruchzähigkeit  $K_{IC}$  (auch als kritischer Spannungsintensitätsfaktor bezeichnet) führt oberhalb eines kritischen Wertes zu instabilem Risswachstum und steht wie in Gl. 5 in linearem Zusammenhang mit der kritische Energiefreisetzungsrate  $G_{IC}$ .

$$K_{IC} = (G_{IC} * E)^{1/2}$$

Gleichung 5

Somit hat ein Beton mit höherer Bruchzähigkeit  $K_{IC}$  stets eine in gleichem Maße höhere kritische Spannung  $\sigma_c$ , die als Riss auslösende Spannung angesehen werden kann.

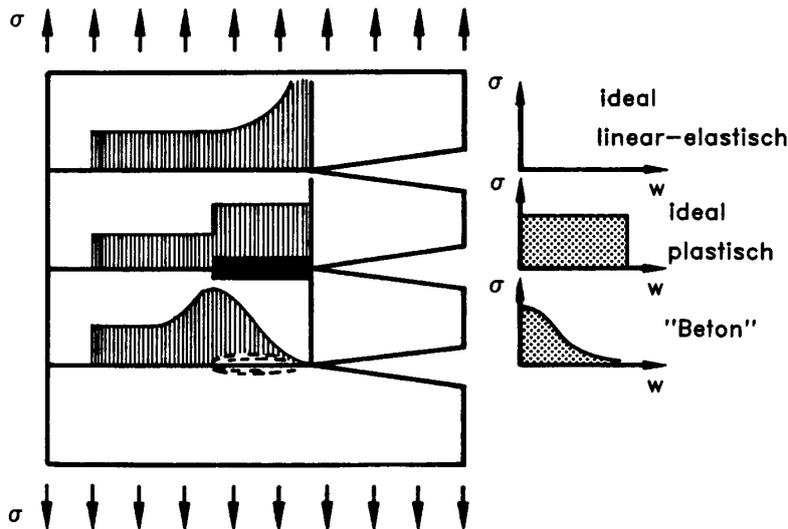


Abb. 27: Spannungsverteilung unter einer Kerbe bei äußerer Zugspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit vom Stoffgesetz /96/

Bereits im Jahre 1961 konnte Kaplan /98/ eine Zunahme der Bruchzähigkeit mit zunehmender Höhe der geprüften Biegebalken beobachten /98/. Mithilfe der **nicht linear elastischen Bruchmechanik** (NLEBM) wird versucht, das Tragverhalten von Betonprobekörpern näher zu beschreiben, da die Anwendung der linear elastischen Bruchmechanik auf Beton nach /98/ erstmals zeigt, dass diese linear elastischen Ansätze nicht ausreichen, um das Zugtragverhalten von Beton zutreffend zu analysieren. Wesentlicher Unterschied der NLEBM zur linear elastischen Bruchmechanik ist die Tatsache, dass beim Bruch eines Körpers die von außen zugeführte Energie **nicht** gleich der Energie ist, die an den Bruchflächen frei wird. Damit wird die in Versuchen festgestellte Eigenschaft des Betons berücksichtigt, Mikrorisse in der Umgebung der Bruchfläche zu bilden /99/.

### Rissentwicklung im Beton

Die Rissentwicklung in der heterogenen Struktur des Werkstoffes Beton kann nach Wittmann /100/ in drei Betrachtungsebenen gegliedert werden: die Mikro-, Meso- und Makroebene. So ist es möglich, durch die Kenntnis und das Verständnis der auf einer feineren Betrachtungsebene ablaufenden Prozesse, das Bruchverhalten an Beton auf der nächstgrößeren Ebene zu beschreiben /6/. Die Mikroebene stellt die einzelnen Komponenten des heterogenen Werkstoffes Beton wie in Abb. 28 dar: Zementstein, unhydratisierte Zementkörner und die Kontaktzone. Selbst im reinen Zementstein zeigt sich aufgrund der Heterogenität ein gewundener Risspfad /101, 100/.

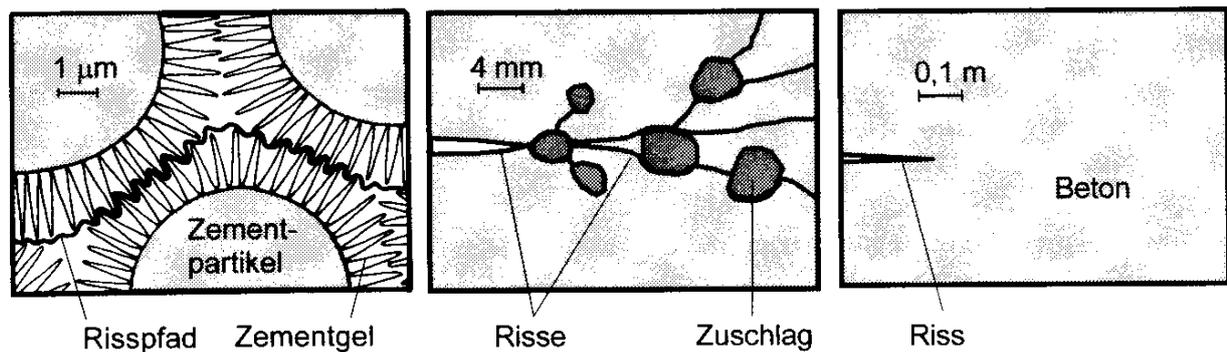


Abb. 28: Rissentwicklung im Beton bei der Betrachtung auf der Mikroebene (links), der Mesoebene (Mitte) und der Makroebene (rechts) in Anlehnung an /6/

Auf der Mesoebene werden die einzelnen Strukturkomponenten bereits als homogen idealisiert. Aber es werden der Betrachtung zusätzliche Heterogenitäten zugefügt, wie Poren, Risse und Einschlüsse /100/. Bruchprozesse werden meist auf dieser Ebene betrachtet, da es hier möglich ist, mit sinnvollem Aufwand die Rissentwicklung im Beton zu analysieren. Das Werkstoffverhalten kann hier als Ganzes hinreichend beschrieben werden. Abb. 28 Mitte zeigt einen Riss in der Mesoebene. Die hier im Vergleich zur Mikroebene zugefügte Gesteinskörnung führt zur Rissverzweigung, Arretierung des Rissfortschritts und Veränderung der Ausbreitungsrichtung /99/. Ziel vieler numerischer Modelle ist die Darstellung dieser Mesoebene, um die Rissentwicklung zu analysieren. Die Makroebene stellt Abb. 28 rechts dar. Diese Betrachtungsebene ist im konstruktiven Ingenieurbau üblich. Die Heterogenität des Betons, die in Mikro- und Mesoebene deutlich wird, ist hier idealisiert und wird maximal über „verschmierte“ Stoffkennwerte berücksichtigt.

#### Risswachstum im Beton unter Zug- und Druckbeanspruchung

Bereits vor der ersten Beanspruchung durch äußere Lasten weist Beton Mikrorisse auf. Als Ursache hierfür können nach /101/ Fehlstellen und Unregelmäßigkeiten bedingt durch die Herstellung aus Komponenten verschiedener Größe und Materialien (Zement, Gesteinskörnung) gesehen werden. Überdies entwickeln sich innere Spannungen bereits durch ungleiche Verteilung der Gesteinskörnung im Frischbeton, Fröhschwinden gefolgt vom Austrocknungsschwinden und Temperaturspannungen aufgrund der Hydratationswärme (s. a. Kap. 2.2.1.3) /64, 34, 102/. Diese inneren Spannungen führen häufig zum Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons v. a. im Bereich der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung /101/. Nach /105/ weisen bereits existente, ohne äußere Einwirkungen entstandene Mikrorisse eine Breite von ca.  $0,7\ \mu\text{m}$  bis  $1,2\ \mu\text{m}$  auf. Ihre Länge beträgt zwischen  $50\ \mu\text{m}$  und  $420\ \mu\text{m}$ .

Unter zunehmender Belastung des Betons beginnt das Reißen mit dem Wachsen eines sog. Hauptrisses. Wenn sich eine Kontaktzone in einer Kerbe befindet, kommt es immer zum Reißen der Kontaktzone. Dieser einzelne, wachsende Mikroriss ist charakterisiert durch einen gewundenen Verlauf und manchmal durch einige kurze Verzweigungen. Er kann Gesteinskörner durchqueren /105/. Die Identifizierung des genauen Ortes des Hauptrisses ist sehr schwierig. Im Allgemeinen breitet sich der Riss entlang oder - abhängig von der Art der Gesteinskörnung - in der Nähe der Kontaktzonen aus. Dieses Verhalten kann bei normalfestem Beton mit der verstärkten Existenz von Mikrorissen in der Kontaktzone im Vergleich zum Hochfesten Beton erklärt werden. Die Beobachtung der bereits bestehenden Risse während des Risswachstums zeigt anfängliche Mikrorisse, die weiter als 20 mm vom Hauptriss entfernt lagen, unverändert. Diejenigen Risse, welche in der unmittelbaren Nähe des Hauptrisses lagen, breiteten sich bis zu diesem aus /105/.

Mikrorisse gehen häufig von großen Poren aus und enden gewöhnlich an einer Kontaktzone oder in einer Pore mit großem Durchmesser im Vergleich zur Breite des Mikrorisses. Dies ist abhängig davon, ob der Riss sich in der Kontaktzone um die Gesteinskörnung oder in der Zementmatrix ausbreitet. Das Wachstum tritt in plötzlichen schnellen Sprüngen auf /105/.

Die Mikrorisse wachsen bei mechanischer Belastung weiter und verschmelzen nach und nach zu einem Makroriss /2/. Nach Schorn und Middel /102, 103/ ist das nicht der Fall. Nach Schorn /102/ sind für die Makrorissbildung nur Mikrorisse aus mechanischer Beanspruchung von Bedeutung.

Über die Rissentwicklung im Beton existieren unterschiedliche Auffassungen. Ein Anriss im Beton, der bei weiterer Laststeigerung zum Rissfortschritt führt, beginnt immer vor dem Erreichen der Maximallast /104/. Dieser Anriss ist Ausgangspunkt für Bildung und Fortschritt eines einzelnen Mikrorisses, der nicht von weiteren Rissen begleitet wird. Ein einziger Mikroriss führt so zur Schädigung bei Versuchen an gekerbten Biegebalken /2/.

Sunderland /105/ stellt bei Beobachtungen während des Belastungsvorganges fest, dass bereits existierende Mikrorisse in der Kontaktzone Gesteinskörnung-Zementstein am Rissprozess beteiligt sein können.

Abb. 29 zeigt die in vier Bereiche aufgeteilte Spannungs-Dehnungskurve eines Betonzugstabes /102/. Jeder Bereich weist ein charakteristisches Rissbild auf, wie in den oben gezeigten Kreisen dargestellt. Am Nullpunkt des Diagramms existieren lediglich die

zufällig verteilten und nicht orientierten Mikrorisse, entstanden durch innere Spannungen. Diese entwickeln sich nicht zu Makrorissen, die für das Versagen des Betons verantwortlich sind. Im Punkt 2 sind zu den vorhandenen Mikrorissen aus Punkt 1 zusätzliche Mikrorisse hinzugekommen /102/. Die zusätzlichen Mikrorisse führen zum Abweichen der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie vom linearen Verlauf /106/. Sie sind zufällig verteilt, aber hauptsächlich senkrecht zur Zugbeanspruchung ausgerichtet. Diese orientierten Mikrorisse wachsen unter dem Einfluss der äußeren Spannung. Ihr Wachstum endet mit Erreichen der Zugfestigkeit. Am Punkt 3, nahe der Zugfestigkeit, entsteht eine Mikrorissakkumulation /106/. Es kommt zur Bildung der sog. Bruchprozesszone. Die in dieser Zone vorhandenen Mikrorisse dissipieren Energie und führen zu einer Änderung der lokalen mechanischen Materialeigenschaften. Mit zunehmender Schädigung wird sowohl die maximal ertragbare Zugspannung als auch die Steifigkeit kleiner. Es ergibt sich auf der Makroebene eine erheblich erhöhte Dehnung /106/. Die Mikrorisse sind eindeutig gerichtet und nicht mehr zufällig verteilt, sondern konzentriert auf einen Querschnittsbereich. Welcher Mikroriss zu einem Makroriss wird, kann nicht vorhergesagt werden.

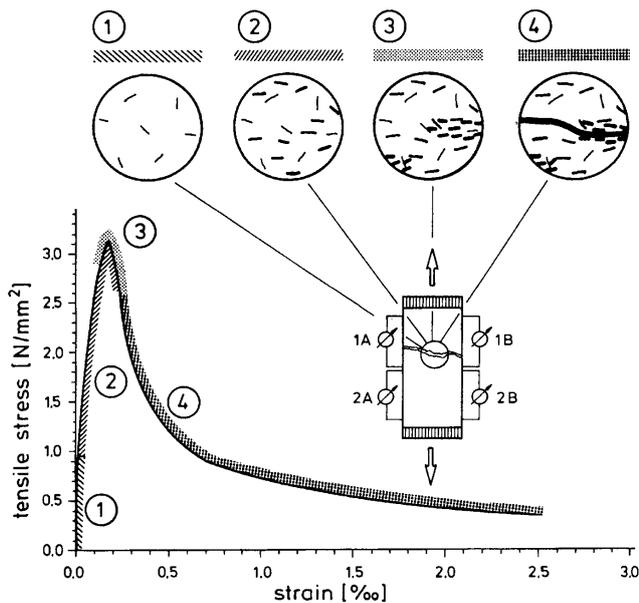


Abb. 29: Schadens- und Bruchmechanismus von Beton als sprödes Kompositmaterial /102/

Nach Überschreiten der Maximallast verdichtet sich der aus Mikrorissen bestehende Bereich, auch Rissband genannt, immer mehr /106/. Dabei werden die Mikrorisse erweitert und wachsen zu sog. Mesorissen an. Der steile Abfall der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve weist auf eine schnelle Entfestigung, das sog. „strain-softening“ hin. Es kommt zu einer weiteren Konzentration des Versagens auf einen schmalen Bereich. Nach Abschluss der Bildung eines Systems von Mesorissen flacht die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve ab. Das Phänomen des „strain-softening“ - das Vermögen

des Betons auch nach Überschreiten der Festigkeit trotz steigender Verformungen noch Spannungen zu übertragen - kann nach /99, 106/ mit einer Rissuferverzahnung zwischen Gesteinskörnung und Matrix erklärt werden. Die erforderlichen Kräfte entstehen aus Reibung zwischen den Rissufern. Abb. 30 zeigt die Kraftübertragung in dieser Phase der Rissentwicklung durch Rissüberbrückung /101/. Nachdem Rissbrücken und Verzahnung langsam durchbrochen wurden, bildet sich ein durchgehender Makroriss.

Nach /8/ weicht bei Normalbeton die Spannungs-Dehnungs-Linie von der Linearität ab, wenn die Belastung etwa 85 % der Druckfestigkeit erreicht hat. Wegen der Heterogenität des Betons, beginnt in diesem Stadium die Kontaktzone zu versagen. Bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Spannung, beginnen die einzelnen Mikrorisse einen makroskopischen Riss zu formen. Es kann daraus gefolgert werden, dass die Anzahl der Mikrorisse, die an der Ausbildung des makroskopischen Risses beteiligt sind, von der maximalen Größe der Gesteinskörnung bestimmt werden. Im Gegensatz dazu verläuft im Hochfesten Beton der aufsteigende Ast bis zu etwa 95 % der maximal aufnehmbaren Spannung linear. Auf höherem Lastniveau kommt es bei gleich bleibender Verformung nur noch zu einem erheblich geringeren Anstieg der Spannung.

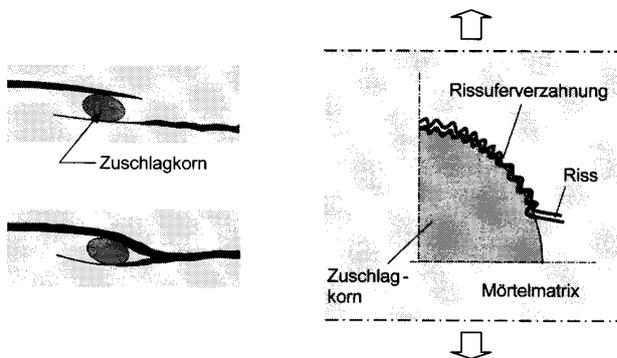


Abb. 30: Phänomene der Rissüberbrückung /107/ und der Rissuferverzahnung /106/

Die hier beschriebene einachsige Zugbeanspruchung mit einer über den gesamten Querschnitt mehr oder weniger gleichmäßigen Rissöffnung, kommt in der Praxis selten vor. Häufig entwickelt sich ein Riss vom Rand aus ins Innere des Bauteils. In diesem Fall können über die Länge des Risses hinweg alle Stadien der Rissentwicklung gleichzeitig beobachtet werden.

Abb. 31 zeigt einen spannungsfreien Makroriss, die vorgelagerte spannungsübertragende Mikrorissakkumulationszone bis zum ungeschädigten Beton /6/.

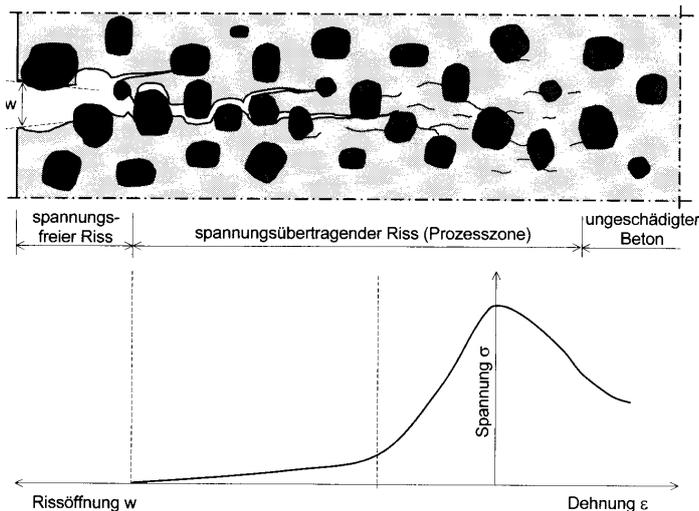


Abb. 31: Entwicklung eines Risses in einem senkrecht zum Rissverlauf beanspruchten Betonbauteil und die dazugehörige Spannungsverteilung über die Risslänge /6/

/108/ machte in Versuchen die Beobachtung mit dem Mikroskop, dass sich unterhalb eines Lastniveaus von 60 % der Bruchbelastung keine Schäden am Beton einstellen. Für höhere Belastungen scheinen Mikrorisse zufällig, jedoch nicht sehr dicht, verteilt zu sein. Nachdem das Teststück ausgebrochen war, konnte ein Makroriss beobachtet werden, der sich durch Verästelung vieler Mikrorisse bildete, und der quer durch die untersuchte Fläche ging.

Hilsdorf /101/ untersucht die Rissentwicklung unter äußerer Druckbeanspruchung. Oberhalb von ca. 30 bis 40 % der maximalen Spannung entwickelt sich bei Beton unter Druckbeanspruchung ein Risswachstum. Nach /101/ sind bereits vorhandene Risse in der Kontaktzone Gesteinskörnung-Zementstein Ausgang eines Risswachstums, das die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung von der Linearität abbringt. Bei ca. 80 % der Maximalspannung kommt es zum starken Mikrorisswachstum im Zementstein; die Orientierung ist vorwiegend parallel zur äußeren Belastungsrichtung. Aufgrund der Gesteinskörnung wird die Mikrorissrichtung abgelenkt und es kommt zu einer größeren Rissoberfläche analog zur Zugbelastung. Steigt die äußere Belastung weiterhin, kommt es zur Verlängerung der einzelnen Mikrorisse. Das Erreichen einer kritischen Länge führt zum instabilen Risswachstum /101, 64/.

/109/ machte die Beobachtung, dass oberhalb von 50 % der maximal aufnehmbaren Last das Verhältnis zwischen dem Anstieg der vorhandenen Mikrorisse und der Belastungszunahme sich stark vergrößert. Dies wurde in allen Versuchskörpern, unabhängig von der Anfangsbelastung, beobachtet. Unter 50 % kann die Ausbreitung von Mikrorissen praktisch vernachlässigt werden. Des Weiteren wurde festgestellt, dass das Volumen von Beton zwischen 83 % und 91 % der Tragfähigkeit minimal ist. Das bedeutet, dass nach

Überschreiten dieses Punktes die Höhe eines auf Druck beanspruchten Probekörpers zwar weiter abnimmt, aber sein Gesamtvolumen, aufgrund der sich einstellenden Mikrorisse, beginnt sich wieder zu vergrößern. /109/ deutet ein teilweises Schließen von Mikrorissen an, sowohl unmittelbar nach der Entlastung als auch durch Erholung infolge Kriechen. Ähnliche Beobachtungen macht /110/. Bei Laststeigerung auf 40 bis 50 % der Druckfestigkeit nehmen die Mikrorisse in der Kontaktzone zu. Bei der kritischen Spannung von 75 bis 90 % der Druckfestigkeit dringen die Mikrorisse ausgehend von den Mikrorissen in der Kontaktzone in die Zementsteinmatrix vor. Die kritische Spannung ist am Wendepunkt der Volumendehnung (Abb. 32) erreicht. Unterhalb des Wendepunktes wird der Beton verdichtet, oberhalb beginnt die Aufweitung (Abb. 32). Ab dem Maximum der Volumendehnung, bei rd. 90 % der Druckfestigkeit setzt rasches und instabiles Risswachstum ein /110, 3/.

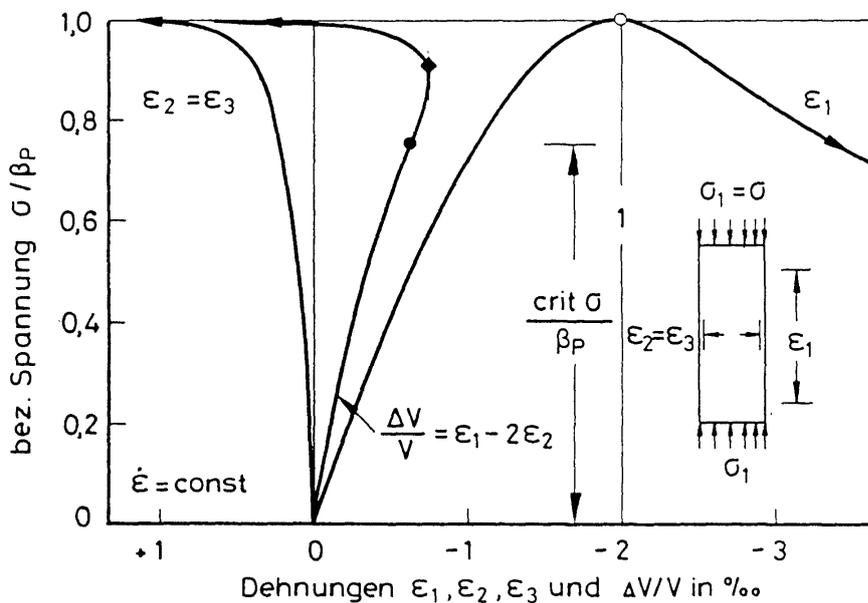


Abb. 32: Längs-, Quer- und Volumendehnung von Beton bei einachsigem Druck /3/

/93/ gliedert den Verformungs- und schließlich den Bruchvorgang von Beton unter Druckbelastung in vier Bereiche: Im Bereich 1 zeigt sich eine elastisch-plastische Verformung der Zementstein- und Feinmörtelschichten zwischen den Gesteinskörnern. Im Bereich 2, ab 5 bis 10 % der Belastung, kommt es zur Mikrorissbildung ausgehend von, beim Herstellungs- und Erhärtungsprozess des Betons zufällig entstandenen Mikrofehlstellen. Die Querverformung des Betons führt im dritten Bereich, ab etwa 10 % der Belastung, zum Fortschreiten der Mikrorisslänge der parallel zur äußeren Druckrichtung verlaufenden Mikrorisse. Im Bereich 4 tritt schließlich das Versagen des Betons ein /93/.

/17/ beobachtet überraschend wenige Risse durch die Gesteinskörnung, selbst unter hoher Belastung bis kurz vor dem Erreichen der Maximallast. Dagegen treten Risse durch die

Kontaktzone selbst, bereits vor der Belastung auf. Gründe dafür können Hydratation und Schwinden sein. Ob /17/ seine Beobachtungen an normalfestem oder Hochfestem Beton macht, bleibt offen. Würde es sich um Hochfesten Beton handeln, so würden seine Beobachtungen mit denen anderer übereinstimmen. /111/ stellte bei geringer Belastung nur sehr wenige Risse fest. Wie /111/ geringere Belastung definiert ist nicht bekannt. /17/ kommt zu dem Ergebnis, dass das Wachsen von Rissen kann unter 30 % der max. Tragfähigkeit vernachlässigt werden kann. Risse in der Zementmatrix wurden bei 70 % bis 90 % der Tragfähigkeit beobachtet und bilden fortlaufende Rissmuster. /112/ stellt bei etwa 70 % der max. Tragfähigkeit eine Ausbreitung von Mikrorissen auch in der Zementmatrix fest.

### Bruchprozesszone

Das Risswachstum im Beton ist, im Gegensatz zum Fall der LEBM nicht mit einem diskreten scharfen Riss zu beschreiben. Es entsteht neben der eigentlichen Rissfront noch ein Bereich, in dem starke Mikrorissbildung zu beobachten ist (Abb. 31, Abb. 33). Diese sog. Rissprozesszone (RPZ) ist charakteristisch für heterogene zementgebundene Werkstoffe wie Beton oder Mörtel. Für ihre Entstehung gibt es verschiedene Modellansätze. Aufgrund der Heterogenität des Betons mit all seinen Vorschädigungen und Unregelmäßigkeiten muss die RPZ nicht zwingend in dem Bereich liegen, in dem die statisch größten Spannungen auftreten /113, 99/.

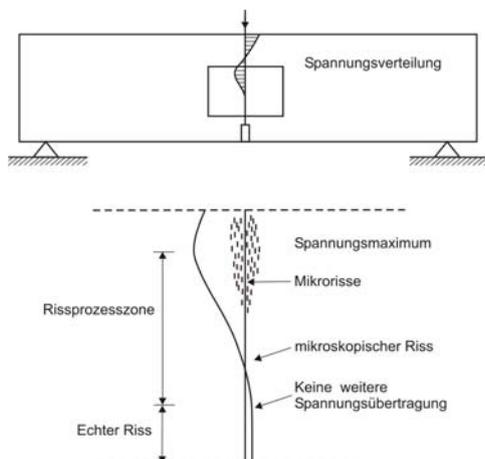


Abb. 33: Bruchprozesszone eines 3-Punkt gelagerten Biegebalkens /113, 99/

Nach allgemeiner Auffassung sind die Mikrorisse vor Erreichen der Maximallast noch unzusammenhängend. Nach Überschreiten der Zugfestigkeitsgrenze verdichtet sich das Mikrorissnetz der RPZ zu einem sichtbaren Riss. Außerhalb der RPZ schließen sich oberhalb

dieses Lastniveaus die Mikrorisse wieder. Bis zu einer Rissöffnung von ca. 160  $\mu\text{m}$  können nach /99, 114/ noch nennenswerte Zugspannungen übertragen werden.

In der Literatur sind verschiedene Modelle zu finden, die das Rissverhalten von Beton beschreiben:

Für die NLEBM wurden unterschiedliche Modelle entwickelt, um das Bruchverhalten elastisch plastischer Werkstoffe beschreiben zu können. Ziel ist es, die zugehörigen Materialkennwerte mit einfachen Testmethoden an relativ kleinen Probekörpern zu bestimmen. Es ist zwischen zwei Modelltypen zu unterscheiden. Quasi-elastische Konzepte nehmen die LEBM zur Grundlage. Kohäsive Modelle gehen davon aus, dass nennenswerte Zugspannungen auch über einen Riss hinweg übertragen werden können /99/. Als Beispiel dafür stehen das Fiktive Rissmodell und das Riss-Band Modell, auf die im Weiteren in dieser Arbeit nicht eingegangen wird.

#### Bruchzähigkeit von Hochfestem Beton

Hochfester Beton verhält sich im Vergleich zu normalfestem Beton im Bruchverhalten spröde. Im Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Hochfesten Betons ist dieses spröde Verhalten zum einen am geringen plastischen Verformungsanteil vor dem Erreichen der Höchstlast, zum anderen am steil abfallenden Entlastungsast zu erkennen. Bei der Festigkeitsprüfung zeigt sich dieses Verhalten in der Bruchfläche. Während normalfester Beton i. d. R. in der Kontaktzone bricht, weist Hochfester Beton eine Bruchfläche durch die Gesteinskörnung hindurch auf und hat somit relativ glatte Bruchflächen.

Das hier beschriebene Nachbruchverhalten von Hochfestem Beton ist vor allem vom Risswachstum bestimmt. Das Risswachstum kann durch die Bruchzähigkeit  $K_{IC}$  quantifiziert werden, die bei Hochfestem Beton im Vergleich zum normalfesten Beton größer ist. Dies liegt daran, dass in der Regel der zugehörige E-Modul des Hochfesten Betons größer ist und die kritische Energiefreisetzungsrate  $G_{IC}$  – ausgehend von einer höheren Zugfestigkeit des Hochfesten Betons - höher ist /99/.

#### 2.4.4.2 Betontechnologische Einflüsse auf die Rissentwicklung

Die Einflüsse auf die Stoffkennwerte zur Beschreibung des Verformungs- und Bruchverhaltens von Betonbauteilen sind vielfältig und treten in der Regel nicht einzeln, sondern in Kombinationen auf. Sie können grob in vier Gruppen unterteilt werden /6/.

Versuchsaufbau (Probekörpergröße, -geometrie, Versuchsart)

Zusammensetzung des Betons (w/z-Wert, Größtkorn, Gesteinskörnungsart, Gesteinskörnungsform, Zementgehalt, Zusatzstoffe, usw.)

Umwelteinflüsse (Temperatur und Feuchte)

Zeitliche Einflüsse (Betonalter, Belastungsgeschwindigkeit, Belastungsgeschichte)

Die für diese Arbeit grundlegenden Einflussgrößen sind nachfolgend näher beschrieben:

#### Probekörpergröße

Nach Bazant /115/ ist es für die Untersuchungen aus versuchstechnischen wie auch wirtschaftlichen Gründen von Vorteil, stets mit möglichst kleinen Prüfkörperabmessungen zu arbeiten. Es sollte allerdings eine repräsentative Größe vorliegen.

#### Betonzusammensetzung

Die Bruchenergie  $G_F$  hängt von verschiedenen betontechnologischen Parametern ab, insbesondere vom w/z-Wert, vom Größtkorndurchmesser und vom Zementstein-Gesteinskörnungs-Verbund. Der CEB-FIP Model Code 1990 (MC90) /116/ schätzt die Bruchenergie  $G_F$  aus der Druckfestigkeit  $f_c$  mit folgender Gleichung ab:

$$G_F = G_{F0} * (f_c / f_{c0})^{0,7} \quad \text{mit} \quad \text{Gleichung 6}$$

$f_c$  = Druckfestigkeit

$f_{c0}$  = 10 MPa

$G_F$  = Bruchenergie

$G_{F0}$  = Beiwert zur Berücksichtigung der Korrelation zwischen Größtkorndurchmesser und Bruchenergie  $G_F$

Mit dieser Gleichung wird indirekt die Abhängigkeit vom **w/z-Wert** und anderer die Druckfestigkeit beeinflussenden Parameter auf die Bruchenergie  $G_F$  berücksichtigt. /96, 117/ stellen in mehreren Versuchsreihen fest, dass die Zunahme der Bruchenergie mit steigender Gesteinskörnungsgröße u. a. darauf zurückzuführen ist, dass die Gesteinskörner als Materialbrücken zwischen den Rissufern dienen und demzufolge größere Körner eine höhere Energiedissipation verursachen. Dieser Zusammenhang wurde für Normalbeton entwickelt und gilt für Hochfeste Betone mit w/z-Werten unter 0,40 nur bedingt. Die steigende Festigkeit der Zementsteinmatrix sowie der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein führt dazu, dass bei Zugbeanspruchung ein Riss auch die Gesteinskörnung durchtrennt /106/. Folge ist bei größeren Rissbreiten eine verminderte Kraftübertragung zwischen den

Rissflanken, was einen geringeren Energieverbrauch in diesem Stadium der Rissentwicklung zur Folge hat. Mit steigender Druckfestigkeit nimmt die Bruchenergie nicht gleichermaßen zu, wie auch Remmel und König bestätigen /118/. Untersuchungen von Brameshuber /96/ ergaben bei Beton mit einem w/z-Wert von 0,33 und einer Druckfestigkeit von 85 N/mm<sup>2</sup> eine um rd. 40 % höhere Bruchenergie als für einen Vergleichsbeton mit einem w/b-Wert von 0,48 und 60 N/mm<sup>2</sup> Druckfestigkeit. Die Abhängigkeit der Bruchenergie entsprechend der Druckfestigkeit vom w/b-Wert weist /96/ nach.

Die **Gesteinskörnungsart** hat auf die Bruchzähigkeit  $K_{IC}$  einen größeren Einfluss als der w/z-Wert, und überdies korreliert die Änderung von  $K_{IC}$  bei gleichem w/z-Wert nicht mit der Druckfestigkeit /119/. Abb. 34 zeigt Beton mit Portlandzement und einem w/z-Wert von 0,30 mit der höchsten Bruchzähigkeit und auch der höchsten Bruchenergie ( $G_f = 167$  N/m) bei Verwendung von gebrochener und quarzitischer Gesteinskörnung. War der gleiche Beton durch einen Riss und nicht durch eine Kerbe vorgeschädigt, wies er nur noch eine um 30 % geringere Bruchenergie auf ( $G_f = 117$  N/m).

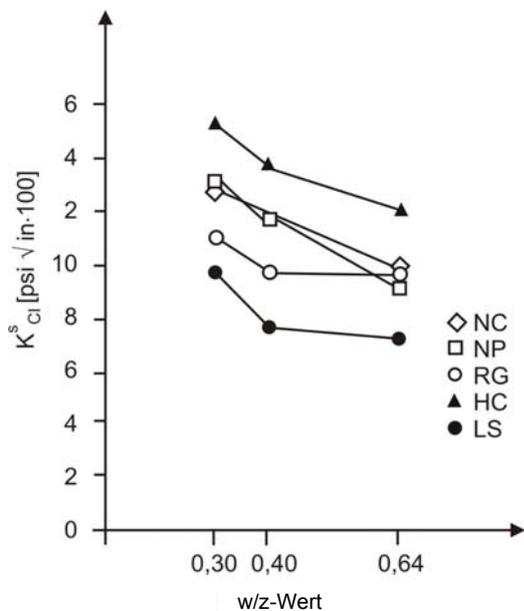


Abb. 34: Die Bruchzähigkeit ( $K_{IC}$ ) steigt mit niedrigerem Wasser-Zement-Wert und ist abhängig von der verwendeten Gesteinskörnung: z.B. Flusskies RG bzw. quarzitischer Splitt HC /119/

Nach /13/ weist Beton mit **Silikastaub** bereits in jungem Alter eine relativ hohe Schwindverformung auf, deren Ursache unter anderem in der puzzolanischen Reaktion des Silicastaubes zu sehen ist. Es kam zu einem erhöhten Verbrauch von  $Ca(OH)_2$  und einer steigenden CSH-Wasser-Bindung. Diese CSH-Wasser-Bindung ist das Ergebnis der Bildung von wasserreichem und kalkarmem Silicagel. Die in der Frühphase der Erhärtung erfolgende Bindung von CSH-Wasser hat eine Volumenverringerng zur Folge. Überschreiten die infolge der Volumenverringerng auftretenden Schwindverformungen die Zugbruchdehnungen des

Betons, ist ein fein verteiltes Mikrorissystem das Ergebnis. /15/ hält auch den starken Entzug des Anmachwassers durch die große spezifische Oberfläche des Silikastaubs für das hohe Schwindmaß verantwortlich. Die Endschwindmaße von Hochfestem Beton mit Silicastaub liegen durchaus im Bereich der Endschwindmaße von Normalbeton ohne Silicastaub /13/.

Nach /14/ kann auch durch den alleinigen Einsatz von **Steinkohleflugasche** (SFA) ein Hochfester Beton hergestellt werden. Vor allem die Dichtheit solcher Betone ist höher als bei konventionellen Betonen. Das Verformungsverhalten von Betonen mit SFA unterscheidet sich nicht von Betonen mit Silikastaub. Ersetzt man jedoch einen Teil des Zements durch SFA, so wird nach /65/ ein geringeres Schwinden beobachtet als bei Betonen mit Silikastaub. Die Wirkung der Flugasche wird nach /14/ auf eine Verbesserung der Kontaktzone zurückgeführt. Die puzzolanische Reaktion ist auf eine ausreichende Menge an Feuchtigkeit angewiesen. Bei entsprechender Nachbehandlung kann diese Reaktion auch noch bis ins höhere Alter andauern. Beton mit SFA hat ein dichtes Gefüge und somit weniger Mikrorisse als Beton ohne SFA /120/.

Der Einfluss des **Feuchtezustands** und somit auch der Nachbehandlung wurde von /96/ durch Variation der Trocknungszeit und der Lagerungsbedingungen untersucht. Eine kurzzeitige Austrocknung der Probekörper von sechs Stunden nach vierwöchiger Wasserlagerung führte im Versuch zu deutlich geringeren Bruchenergiewerten. /96/ führt dies auf die Rissbildung insbesondere im Kerbbereich infolge Spannungskonzentration aus dem Schwinden zurück. Das schnelle Austrocknen an den Rändern könnte auch Zugeigenspannungen entstehen lassen, die die Biegezugfestigkeit und auch die Bruchenergie herabsetzen. Längere Trocknungszeiten bis zu 72 Stunden führten zu einer Zunahme der Bruchenergie. Einachsige Zugversuche von Hordjik /121/ an Probekörpern mit unterschiedlichem Feuchtezustand zeigten, dass Proben die nach einer 14-tägigen Wasserlagerung im Ofen getrocknet wurden, geringere Zugfestigkeitswerte erreichten, als die Proben die bei 20 °C getrocknet wurden. Proben, die bis zur Prüfung unter Wasser gelagert wurden, zeigten deutlich die geringsten Zugfestigkeitswerte.

## 2.5 Auswirkungen der Mikrorisse

Die möglichen Ursachen für Mikrorisse im Beton sind in Kap. 2.1 bis 2.4 beschrieben. In diesem Abschnitt sollen die möglichen Auswirkungen der Mikrorisse auf die Eigenschaften des Betons dargestellt werden. Mikrorisse werden in der Literatur häufig als Begründung für Unregelmäßigkeiten bestimmter Eigenschaften, wie der Spannungs-Dehnungs-Linie genannt /16, 128/. Explizite Untersuchungen hierzu sind aber kaum vorhanden. Eine Vielzahl von Veröffentlichungen gibt es zu den Auswirkungen von Rissen größerer Breite /123, 122/, die im Bereich der Meso- und Makrorisse liegen, zu Mikrorissen ist nur wenig bekannt /16/.

Ob Mikrorisse auf Festbetonkennwerte wie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Festbetonrohddichte oder Elastizitätsmodul Einfluss nehmen, kann aus der Literatur nicht erschöpfend geklärt werden. Guse /9/ untersucht die Gefügeschädigung nach Frost- bzw. Frost-Taumittelbeanspruchung mittels Druckfestigkeitsproben. Obwohl die erhöhte Anzahl an Mikrorissen im Festbeton unter dem Mikroskop nachgewiesen wurde, zeigten die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung keine entsprechende Korrelation.

In /1/ wird von Mikrorissen gesprochen, die aufgrund äußerer Last auftreten und den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie während des Druckversagens von Betonbauteilen beeinflussen. Die vorhandenen Mikrorisse in der Schadenszone, die sich ab einem gewissen Lastniveau ausbildet, führen bei abfallender Druckspannung zu einer weiteren Dehnung (siehe auch Kap. 2.4.4.1). Je mehr Mikrorisse in einer Volumeneinheit des Bauteils gebildet werden, umso mehr Kraft kann nach /1/ über diese Risse hinweg übertragen werden und es kommt zu einem entsprechend duktileren Versagen.

Brauer /123/ untersucht überdrückte Trennrisse, die aufgrund der Überdrückung noch Restrissbreiten von 0,01 mm bis 0,04 mm aufweisen. Er beaufschlagt diese mit unterschiedlichen Medien und gibt die maximale Eindringtiefe (Abb. 35) an. Als Prüfmedium werden bei /123/ Wasser, n-Hexan, Aceton und Toluol verwendet und für eine Dauer von 72 Stunden auf den Prüfkörper aufgebracht. Die Beaufschlagung erfolgte mit einem aufstehenden Standrohr mit Messskala. In Abb. 35 ist die Eindringtiefe über die Restrissbreite dargestellt. Die organischen Prüfflüssigkeiten dringen bei allen Rissbreiten tiefer ein als Wasser. Bei der Beaufschlagung mit Wasser ist auffällig, dass trotz zunehmender Rissbreite kaum eine Zunahme der Eindringtiefe des Wassers auftrat. Die Versuche von /123/ lassen den Schluss zu, dass Risse mit einer Breite von 0,01 mm bis 0,04 mm - hier überdrückte

Trennrisse - von Flüssigkeiten nicht durchdrungen werden, wenn man die Grenzwerte der Richtlinie /124/ zugrunde legt. Zhu weist in /16/ nach, dass sich die Mikrorisszone, die sich durch Belastung entwickelt hat, unter Beaufschlagung von bis zu 1,4 m Flüssigkeitssäule genauso wie ungerissener Beton verhält. In seinen Versuchen kommt es erst bei 1 bar Überdruck und unter Einfluss einer sehr niedrig viskosen Flüssigkeit zur Durchdringung der Rissprozesszone.

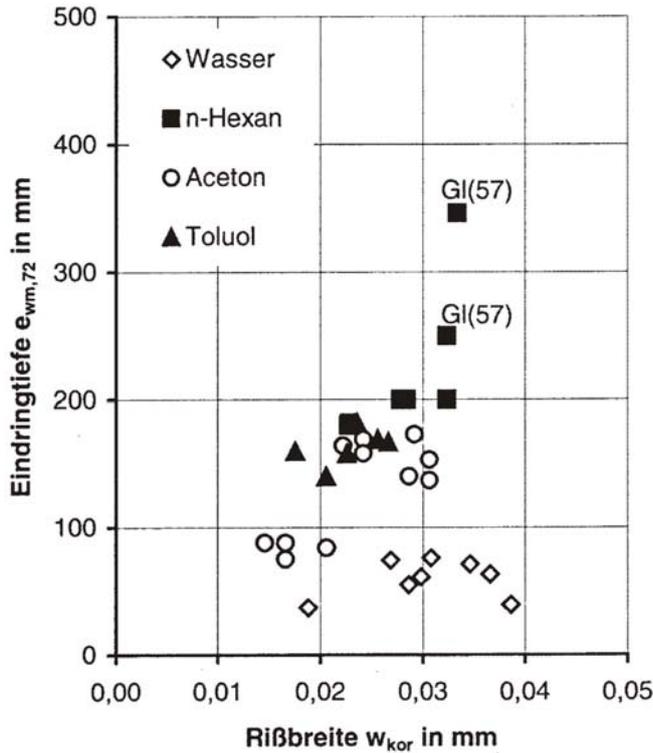


Abb. 35: Eindringtiefen in überdrückten Trennrissen abhängig von der Rissbreite (Wert extrapoliert) /123/

Guse /9/ untersucht die kapillare Wasseraufnahme an unterschiedlichen Betonen genauso wie die vorhandenen Mikrorisse an der Probenoberfläche sowie senkrecht dazu bis zu einer Tiefe von 20 mm in den Probekörper hinein. Die Selbstabdichtung von Beton wird beeinflusst durch Eigenschaften des Wassers und der Inhaltsstoffe, die den Riss durchströmen bzgl. seiner Karbonathärte, pH-Wert, Betonzusammensetzung, den baukonstruktiven Bedingungen sowie Rissart, Rissgeometrie und Rissalter. /9/ teilt den Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme in mehrere Zeitabschnitte. Der erste Zeitabschnitt reicht bis zum Zeitpunkt der Füllung der größeren, direkt zugänglichen Kapillaren im Beton. Hier ist zwischen der Wasseraufnahme und den vorhandenen Mikrorissen kein Zusammenhang zu sehen. Im 2. Zeitabschnitt hat die Wasserfront die Oberseite des Prüfkörpers erreicht und es füllen sich in dieser Periode kleinere Kapillaren oder größere Kapillaren, die nur über kleinere Kapillaren erreicht werden können. Die Ergebniskurven der Untersuchungen an Betonen mit

unterschiedlichen w/b-Werten weisen hier einen ähnlichen Verlauf auf. Die Betone mit einer höheren Mikrorissdichte zeigen auch eine höhere kapillare Wasseraufnahme (Abb. 26, Abb. 36). Das Gleiche zeigt sich auch bei den Versuchsergebnissen zum Eindringverhalten von 3 %-iger NaCl-Lösung. Im Falle eines vernetzten Mikrorissystems konnten bei /9/ erhebliche Wassereindringtiefen (bis 30 mm bei Hochfestem Beton, 41 mm bei Normalbeton) infolge kapillaren Saugens nachgewiesen werden.

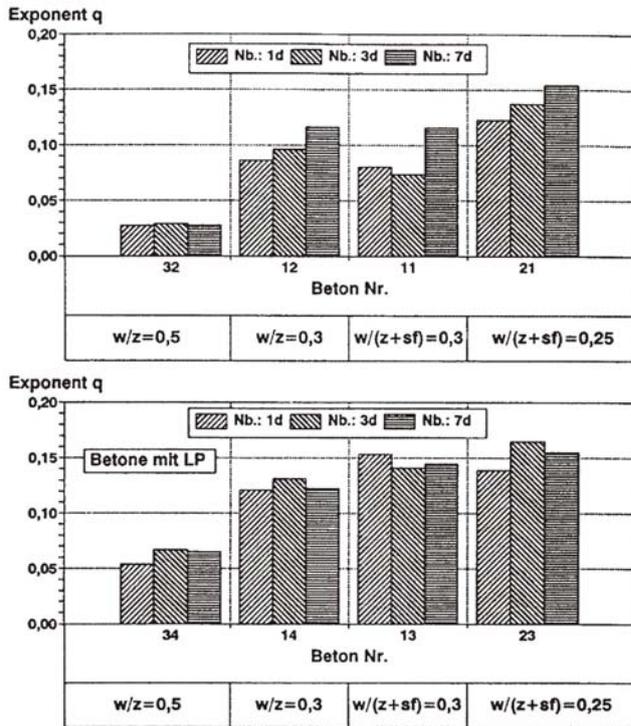


Abb. 36: Vergleich der Exponenten q bei der kapillaren Wasseraufnahme von Wasser bei Betonen mit und ohne Luftporenbildner /9/

Bei der Untersuchung der Permeabilität zeigt sich bei /9/ ein Unterschied zwischen Proben, die bei 50 °C und bei 20 °C getrocknet wurden. Dieser Unterschied wird auf die durch die Trocknung verursachten Mikrorisse zurückgeführt. Der Vergleich der Permeabilitätskoeffizienten mit der ermittelten Mikrorissdichte derselben Betone korreliert dagegen nicht, obwohl Guse Mikrorisse in /9/ als leistungsfähige Transportwege bezeichnet.

Die Carbonatisierung von Beton wird durch Mikrorisse an der Oberfläche, v. a. durch deren Rissufer, beeinflusst. Dort werden bei Guse /9/ z. T. erhebliche Carbonatisierungsspitzen beobachtet.

Der verringerte Frost- und Frost-Taumittel-Widerstand wird bei Guse /9/ durch die erhöhte Flüssigkeitsaufnahme einzelner Betone aufgrund einer hohen Mikrorissdichte begründet. Aufgrund der v. a. bei Hochfesten Betonen vorherrschenden spröden Matrix kommt es bei scharfer Frostbeaufschlagung zu einem erheblichen Zuwachs der Mikrorisse und zu einer Weiterentwicklung der Mikrorisse, die bereits vor der Frostbeaufschlagung im Betongefüge vorhanden waren. Bestätigt werden diese Thesen auch durch die Ergebnisse von /13/. Dort zeigt sich, dass Hochfeste Betone mit Mikrorissen empfindlicher gegen Frosttaumittleinwirkung sein können als Normalbeton. Die schnelle Aufnahme von Flüssigkeiten durch das feingliedrige System aus Mikrorissen und der fehlende Expansionsraum führen beim Gefrieren des Wassers schnell zu sehr hohen Drücken, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons zu Rissen im Gefüge führen.

Nach /9/ wird vermutlich auch der Verschleißwiderstand durch oberflächennahe Mikrorisse v. a. im Hochfesten Beton negativ beeinflusst. Ein eindeutiger Nachweis wird in /9/ jedoch nicht erbracht.

Von entscheidendem Einfluss auf die Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen ist die Möglichkeit des Eindringens von Wasser über Risse und Poren in das Bauteil. Aufgrund seines niedrigen w/z-Wertes sollen bei Hochfestem Beton keine vernetzten Kapillarporen auftreten, dennoch tragen auch hier vor allem Risse und Mikrorisse zum Flüssigkeitstransport zum Beispiel durch Kapillarkräfte bei /124, 13/. Das Volumen der Risse eines Mediums macht nach /13/ nur den Bruchteil des Volumens der Poren eines Mediums aus, trotzdem sind gerade die feinen Risse von entscheidender Bedeutung für den Flüssigkeitstransport, da hier die Kapillarkräfte besonders groß sind. In /13/ wird einem gut vernetzten System von Rissen über die Kapillarkräfte ein schneller Transport von Flüssigkeiten und damit an potenziell schädlichen Ionen in den Beton unterstellt. Nachteilige Wirkungen auf die Dauerhaftigkeit sind die Folge. Um dieses Phänomen zu klären, wurden im Rahmen dieser Arbeit die Dichtigkeit gegenüber Wasser – sowohl unter Druck als auch mittels kapillarem Saugen – untersucht.

## 2.6 Identifikation von Mikrorissen im Beton

Um die Entstehung von Mikrorissen und das Verhalten von Beton mit Mikrorissen untersuchen zu können, wird zunächst die Information benötigt, wie viele Mikrorisse die zu untersuchende Probe aufweist. Die Mikrorisslänge und -breite sowie deren Anzahl sind von Interesse, um Bezüge zwischen den vorhandenen Mikrorissen und den Bedingungen, denen der Probekörper ausgesetzt war, herstellen zu können. Dafür müssen die Mikrorisse zuerst

sichtbar gemacht, identifiziert und vermessen werden. Das folgende Kapitel bietet einen Überblick über die verschiedenen Möglichkeiten, die in der Literatur hierzu genannt werden.

Die Techniken zur Analyse von Mikrorissen können grundsätzlich in direkte, optische Methoden, bei denen die Risse sichtbar gemacht werden, und in indirekte Methoden unterteilt werden. Das Grundprinzip der meisten direkten Methoden zur Visualisierung von Mikrorissen basiert dabei auf dem Einbringen farbiger Stoffe. Diese erhärten im Riss und sind aufgrund ihrer unterschiedlichen Farbe oder Helligkeit im Kontrast zum Beton deutlich erkennbar. Die Untersuchung der äußeren Dehnung, Ultraschall und akustische Emissionen bzw. Schallemission sind Beispiele für indirekte Methoden.

Um Mikrorisse sichtbar zu machen, verwendet /94/ niedrig viskoses **fluoreszierendes Epoxidharz**. Dieses Harz wird mit einem Druck von 15 bar in den Probekörper mit den Abmessungen von 10 x 10 x 30 cm unter 80 % seiner maximalen Druckspannung eingebracht. Bei einer Temperaturerhöhung um 30 K ist das Harz nach fünf bis sechs Stunden erhärtet. Danach kann der Probekörper entlastet, in dünne Scheiben geschnitten und bei UV-Licht unter dem Mikroskop auf Mikrorisse untersucht werden. Der Vorteil dieses Verfahrens ist, dass sich ein bereits vorhandener Mikroriss nicht wieder schließen kann, da sich das eingespritzte Epoxidharz im Riss verfestigt, während die Probe unter Belastung steht. Schlangen und van Mier /125/ machen Mikrorisse sichtbar, indem sie Probekörper (10 x 20 x 5 cm) nach Zugbelastung mit einem niedrig viskosen fluoreszierenden Harz 45 Minuten mit 10 mbar imprägnieren. Nach dem Aushärten des Harzes werden die Probekörper in sechs parallele Scheiben von ca. 1,5 cm Dicke gesägt und an allen Innenschnittflächen unter ultraviolettem Licht fotografiert (Abb. 37).

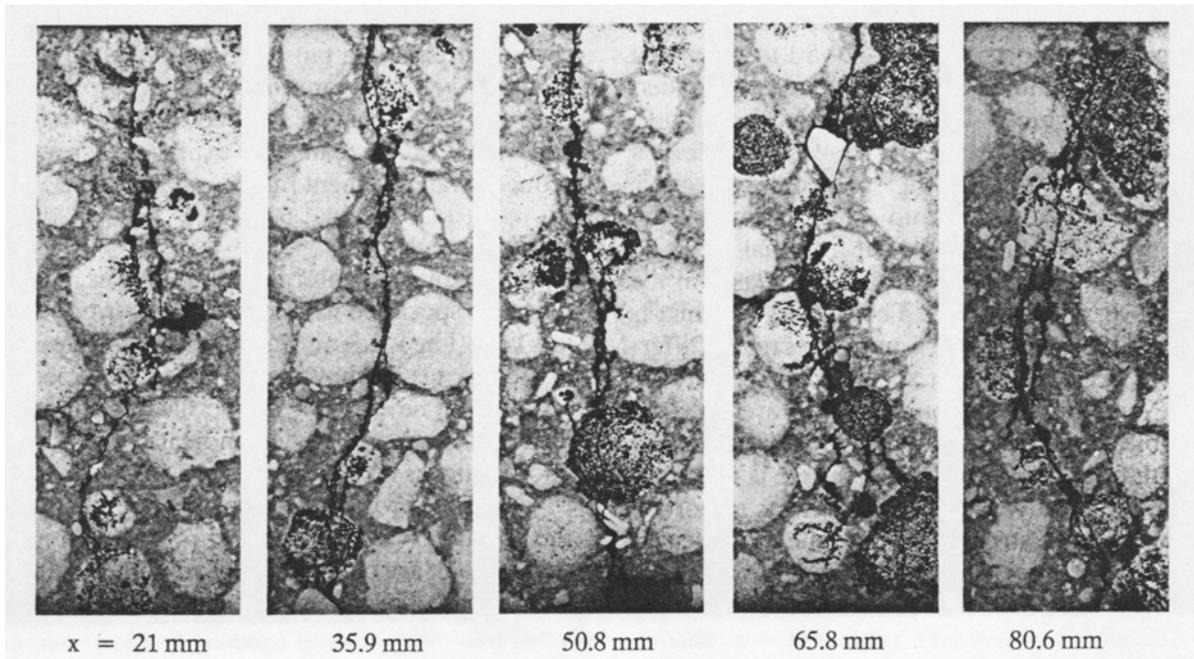


Abb. 37: Rissbilder von imprägnierten Probekörpern, die unter Zugbelastung standen, bis zu einer durchschnittlichen Rissöffnung von 100  $\mu\text{m}$ . Die Risse durch Lytag-particles (gesinterte Flugasche) und nahe Gesteinskörner sind deutlich zu erkennen /125/

Schießl et al. /13/ trennen die zu untersuchenden Proben großräumig aus dem Probekörper (100 x 70 x 10 mm<sup>3</sup>) heraus, lagern diese anschließend 24 Stunden in Isopropanol und trocknen diese bei 65 °C. Im Alter von 28 Tagen wird die Probe zum Dünnschliff mit niedrig viskosem Harz unter Vakuum vergossen. Das Harz ist mit Fluoreszenzfarbstoff versetzt, sodass neben der erforderlichen Gefügefizierung eine Kontrastierung des Porengefüges und der evtl. vorhandenen Mikrorisse resultiert. Die Auswertung der Mikrorisse unter dem Lichtmikroskop unter Fluoreszenzanregung bei 50facher Vergrößerung erfolgt am Dünnschliff (Dicke 25 bis 35  $\mu\text{m}$ ) nach Anzahl, Größe, Geometrie und Verteilung der Mikrorisse. Darwin erwähnt in /112/ ebenso, dass Mikrorisse mittels Lichtmikroskop beobachtet werden können. Mittels Fluoreszenzmikroskopie kombiniert mit environmental scanning electron microscopy (ESEM) untersuchen /126/ Mikrorissysteme im Betongefüge.

Es kann aber auch anstelle des Epoxidharzes eine spezielle **Metalllegierung** eingespritzt werden, die im Rissystem erhärtet. Mittels SEM (scanning electron microscopy) wird die Orientierung, der Ort und die Menge der Mikrorisse untersucht. /127/ wendet dieses Verfahren an, um durch Druckspannung induzierte Mikrorisse zu identifizieren.

/17/ beschreibt das Sichtbarmachen von Rissen mit **Tinte**. Dabei wird vom Probekörper im Alter von 197 Tagen eine 3,81 mm dicke Scheibe, die rechtwinklig zur vorangegangenen Belastungsrichtung liegt, abgeschnitten. Diese wird vorsichtig von Hand gewaschen und

langsam bei etwa 60 % relativer Luftfeuchte getrocknet. Dann wird rote Tinte über die Oberfläche gebürstet. Nach 10 bis 20 Minuten ist die Probe oberflächlich trocken und wird vorsichtig mit Siliziumkarbid und Wasser geschliffen. Rote Linien um die grobkörnige Gesteinskörnung, welche die größten Risse an den Kontaktflächen markieren, können oft mit bloßem Auge erkannt werden. Die Probe wird dann langsam getrocknet und unter ein Mikroskop mit 40facher Vergrößerung gelegt. Ein Riss zeigt sich als lange, dünne, rote zusammenhängende Linie. Als Ergebnis erhält man mit dieser Methode eine Risskarte wie in Abb. 38 dargestellt. Die Risse sind nach der Untersuchung am Stereomikroskop mit Hand gezeichnet und als fette Linien dargestellt. Die Methode des Färbens und Schleifens wurde mittels Röntgentechnik überprüft, und es zeigte sich, dass die Probenvorbereitungsmethode selbst keine weiteren Risse verursacht. Mehrfache Sägeschnitte am gleichen Probekörper zeigten bei Versuchen von Hsu und Slate /17/ keinen Anstieg der Risszahl. Bei der mikroskopischen Untersuchung wurden teilweise Risse gefunden, die nicht mit Tinte gefüllt waren. Grund hierfür könnte nach /17/ Öl von der Säge sein.

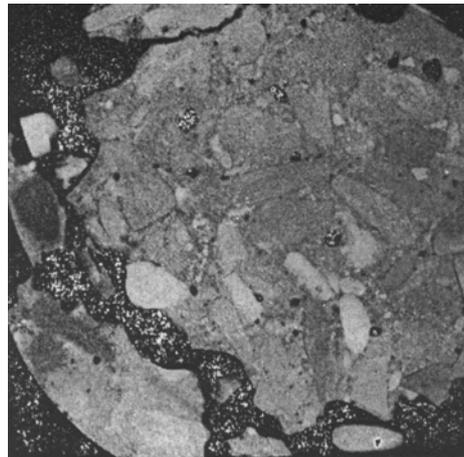
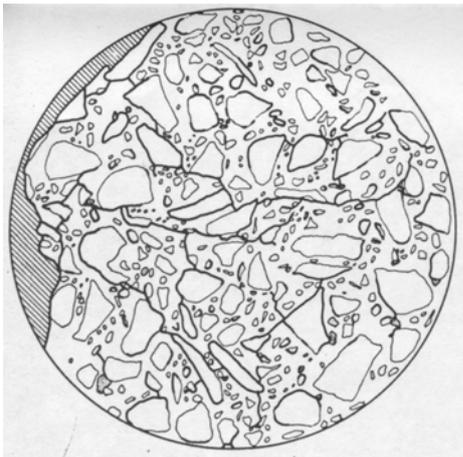


Abb. 38: Risskarte eines Probekörpers /17/    Abb. 39: Röntgenbild eines Probekörpers /17/

Attigbe und Darwin /128/ untersuchten Probekörper auf Mikrorisse nach einaxialer Druckbelastung. Sie sägten für die Untersuchung mit dem **SEM** Probekörper mit einer Größe von 51 x 152 x 3,2 mm in Richtung der vorangegangenen Druckbelastung. Anschließend trockneten sie die Scheiben 24 Stunden lang im Ofen bei 200 °C. Danach wurden die Proben in einem Vakuumexsikkator gelagert und zur Vorbereitung für die Untersuchung mit dem SEM mit Gold-Palladium bedampft. Jeder Probekörper wurde unter dem SEM systematisch auf Risslänge, -weite und -winkel sowie mikrostrukturelle Merkmale untersucht. Alle Mikrorisse werden mit einer 1250fachen Vergrößerung; Risse mit einer Weite unter 2,5 µm wurden mit einer 2500fachen Vergrößerung betrachtet. Die Methode ist nach /128/ aufwändig und dauert pro Probekörper ca. zwei Stunden.

Guse und Hilsdorf /9/ haben Betone mit w/z-Werten zwischen 0,25 und 0,5 mit und ohne Silikastaub und Festigkeitswerten zwischen 63 N/mm<sup>2</sup> und 115 N/mm<sup>2</sup> untersucht. Die Länge der Mikrorisse wurde an den Betonwürfeln ermittelt, die nach einem Tag ausgeschalt und in einem Raum (20 °C/65 % r. F.) für eine Dauer von sechs Tagen gelagert wurden. Für die mikroskopischen Untersuchungen wurden die Proben aus Betonwürfeln (Kantenlänge = 100 mm) herausgesägt und poliert. Die erste Serie wurde aus der Betonwürfeloberfläche entnommen, die direkt in Kontakt mit der Stahlschalung war (Abb. 40). Die zweite Serie entstammt der Randzone senkrecht zur Oberfläche (1 bis 20 mm Abstand von der Betonoberfläche) entnommen (Abb. 41). Über die Art der Auswertung der Mikrorisse wird nicht näher berichtet.

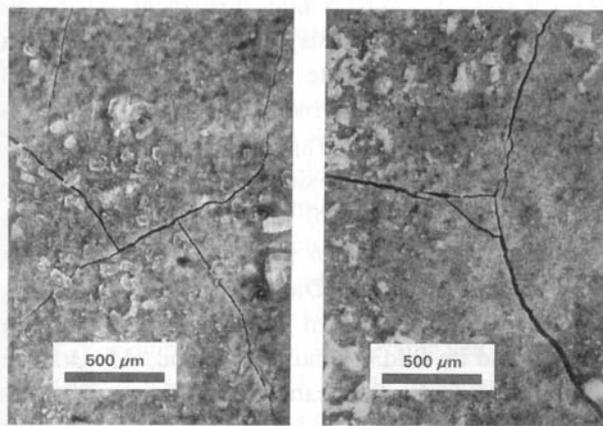


Abb. 40: Schalungsfläche eines Hochfesten Betons mit Mikrorissen /9/

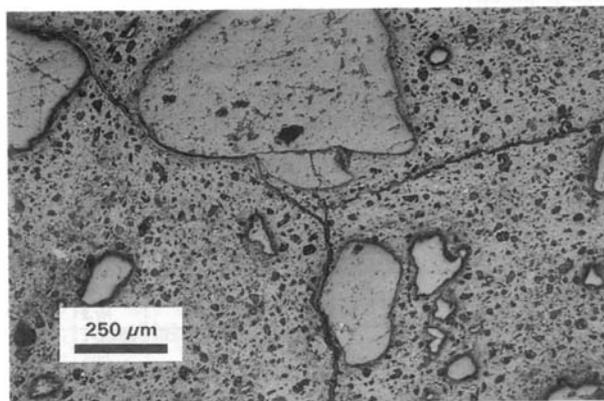


Abb. 41: Risse im Schnitt senkrecht zur Schalungsfläche eines Hochfesten Betons /9/.

Ringot /108/ untersucht Mikrorisse, die unter Druckbeanspruchung entstehen. Seine Prüfzylinder sind 22 cm hoch, 11 cm im Durchmesser und werden im Alter von 28 Tagen im Klima von 25°C/90 % r. F. geprüft. Es wird eine Belastung in Belastungsschritten von 50 kN aufgebracht. Mittels SEM werden anhand zweier polierter Streifen entlang des Probekörpers zerstörungsfrei die entstehenden Schäden untersucht. Der untersuchte Bereich umfasst ca. 4 cm<sup>2</sup> und ist mittels einer 200fachen Vergrößerung des SEMs erfassbar. Jede Probe wird in mehr als 2000 Bilder zerlegt. Um alle Mikrorisse erfassen zu können, ist es teilweise

notwendig, bis auf eine 10.000fache Vergrößerung zu erhöhen (Abb. 42). Es wurde mittels dieser Methode die Orientierung der Mikrorisse untersucht. Diese Methode erlaubt eine zerstörungsfreie Untersuchung des Betons in der natürlichen Umgebung direkt am Ort der Belastung /108/. Auch Tasdemir überprüft seine Ergebnisse im zentrischen Zugversuch mittels SEM v. a. im Bereich der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein /8/.

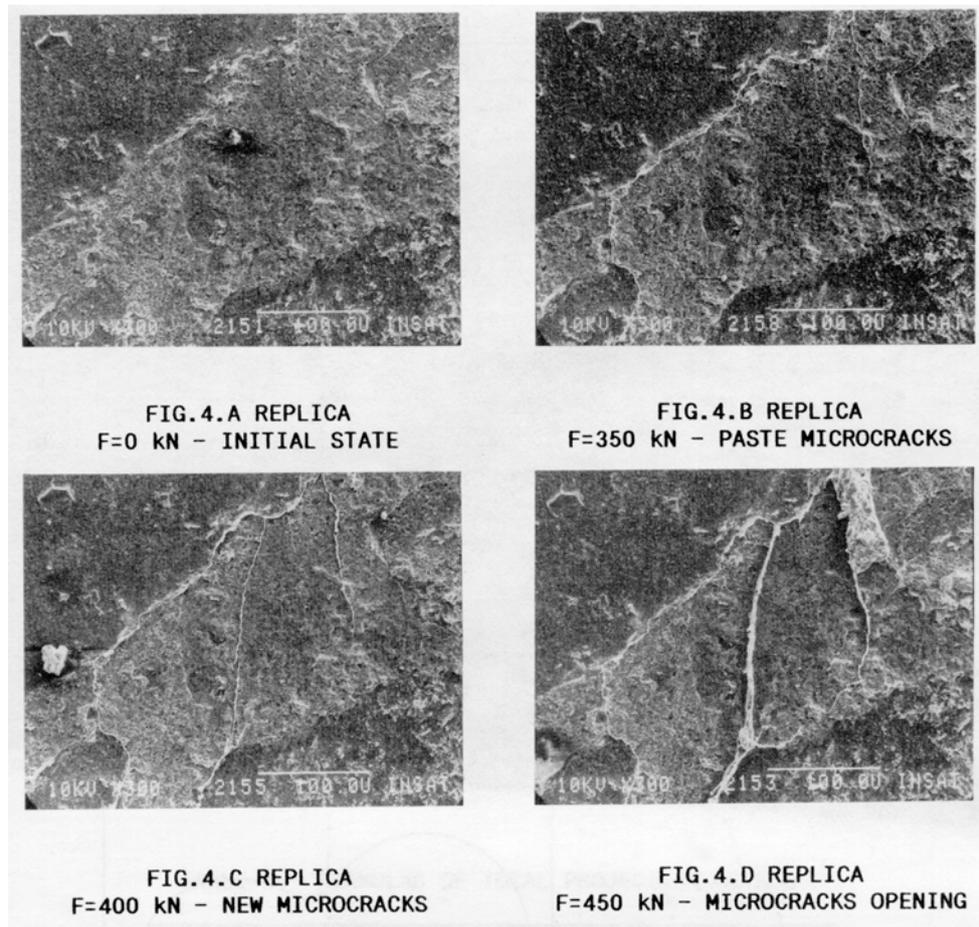


Abb. 42: Fortschritt der Mikrorissentwicklung zu verschiedenen Etappen während der Versuchsdurchführung /108/

Die am häufigsten eingesetzte indirekte Methode zur Untersuchung der Mikrorisse im Beton ist die **akustische Emission (AE)** oder Schallemission. Hierunter versteht man die Erfassung von plötzlich frei werdender lokaler Verformungsenergie im Material. Dieses Freiwerden von Energie bewirkt die Ausbreitung von Druckwellen, die an der Oberfläche akustisch gemessen werden können. AEs sind das Resultat von Mikrorissen, Verschiebungen, Phasenumwandlung und anderen Veränderungen im Gefüge. Durch Analyse der gemessenen AE-Wellenformen kann die Art des Schadens im Material abgeleitet werden. AEs werden typischerweise mittels hochsensibler Messfühler beobachtet, die an ein aufzeichnendes Gerät angeschlossen sind (Abb. 43). /111/ untersuchte das Verhalten von Beton mittels der akustischen Geräuschabgabe. Abb. 43 zeigt die Ergebnisse derartiger

Messungen. Auch Blaschke /129/ geht bei seinen Zugversuchen davon aus, dass Mikrorisse bei ihrer Öffnung im Beton Geräusche entwickeln, die sich im Beton ausbreiten. Er misst die entstandene Geräuschamplitude, summiert diese auf und vergleicht das Ergebnis mit der aufgebrachten Kraft. Zu beachten ist hier, dass die Entfernung zwischen Geräuscentstehung und Schallaufnehmer großen Einfluss auf die Höhe des aufgenommenen Signals hat. Ein zunehmender Abstand schwächt die Geräuschwellen ab.

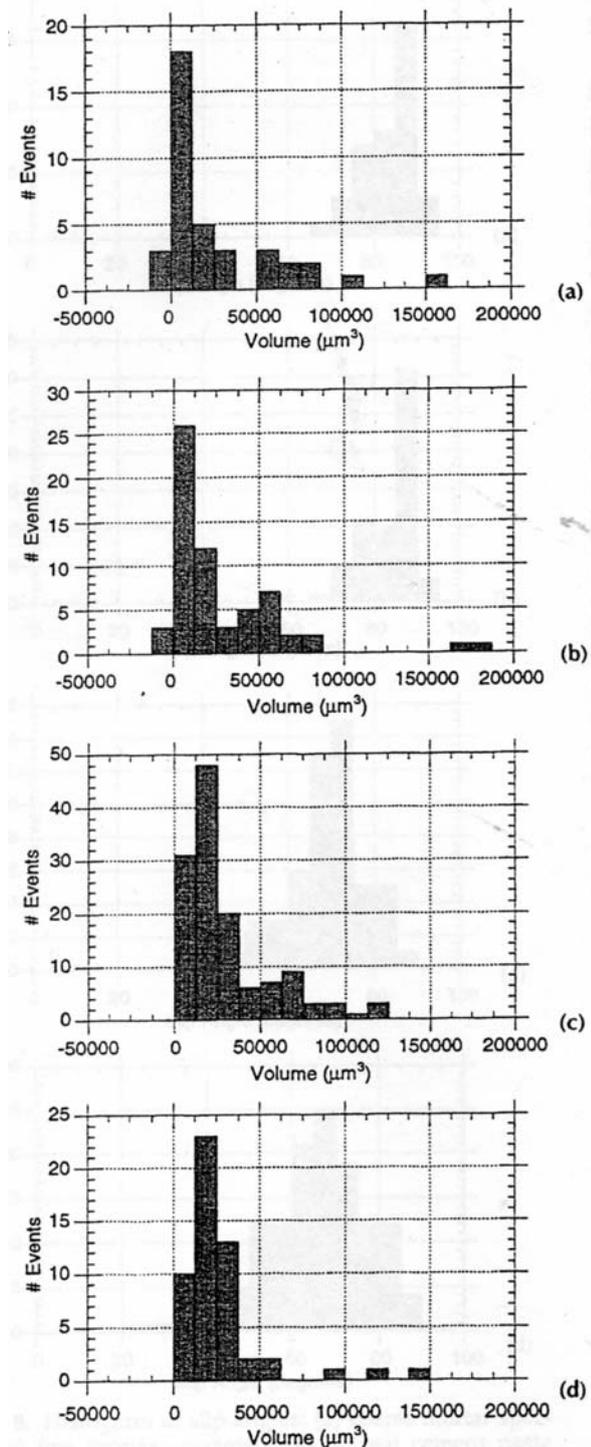


Abb. 43: Histogramm des Mikrorissvolumens unterschiedlich zusammengesetzter Probekörper /111/

Loo /109/ ermittelt die Mikrorissentwicklung mit einer neuen zerstörungsfreien Methode in Zusammenhang mit dem Kriechen des Betons. Über die Mikrodehnung in zwei Richtungen schließt er auf die Mikrorissbildung im Betongefüge. Die Methode wird in /109/ nicht genauer beschrieben.

Die in /105/ benutzte Methode wird als **Confocal Microscopy** bezeichnet. Dabei wird zum Sichtbarmachen der Mikrorisse ein konfokales Mikroskop verwendet. Die Methode ist gut geeignet, um bereits bestehende und langsam wachsende Risse zu beobachten. Sie ermöglicht die Untersuchung von Versuchskörpern der Maße 20 x 30 cm. Es können Mikrorisse ab einer Breite von 0,7  $\mu\text{m}$  sichtbar gemacht werden. Die Proben müssen zwar zu Beginn poliert werden, nicht aber völlig getrocknet sein. Es ist ausreichend, wenn die Oberfläche geringfügig getrocknet ist und sich keine dickere Wasserschicht auf ihr befindet. Das Messverfahren wurde abgewandelt, speziell um Bruchflächen im Beton zu vermessen. Der messbare Bereich von 0,7  $\mu\text{m}$  bis 1000  $\mu\text{m}$ , ermöglicht das exakte Trennen von Zementpartikeln und den kleinsten Gesteinskörnungen, sowie quantitative Informationen über die dreidimensionale Struktur und die Mikrorauigkeit von Beton zu erhalten.

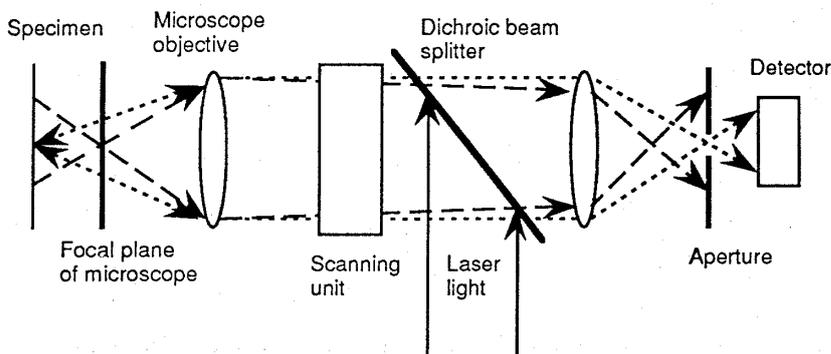


Abb. 44: Methode des Confocal Microscopy /105/

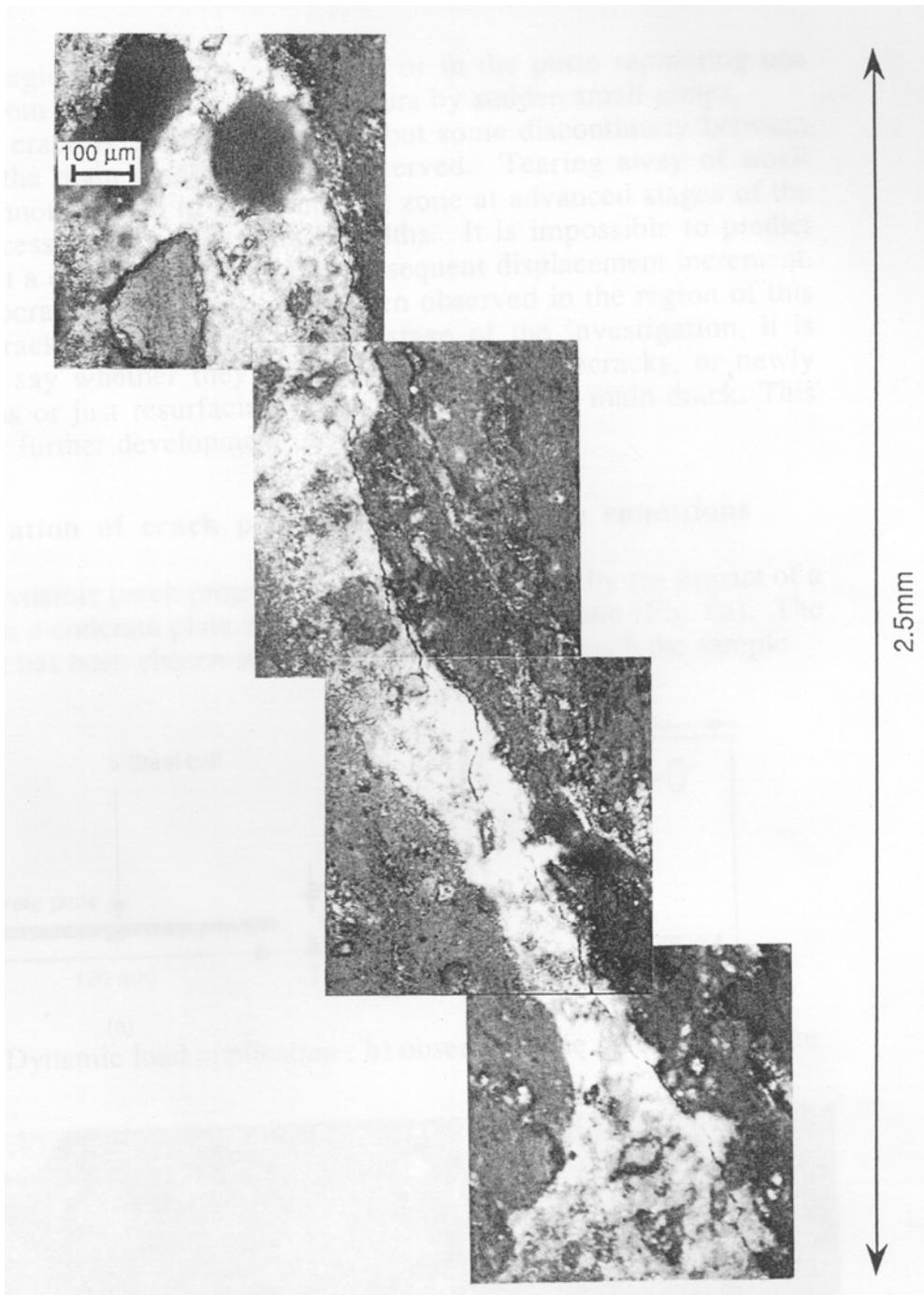


Abb. 45: Zusammengesetztes Bild eines Mikrorisses aufgenommen mit dem konfokalen Mikroskop /105/

Das Röntgenstrahl-Verfahren wird bei Slate und Olsefski /130/ benutzt, um die innere Struktur des Betons zu untersuchen und wird als Kontrolle zu mikroskopischen Prüfungen durchgeführt. Mittels dieses Verfahrens werden die Mikrorisse an dünnen Betonplatten zerstörungsfrei sichtbar gemacht. Die Anordnung der Gesteinskörner und die Luftporen sind dreidimensional, die Risse als schwarze Linien erkennbar.

Ansari /131/ hat Verformungen und Mikrorisslängen in der Mikrorisszone von Betonproben unter Zugbelastung mittels der **Laser Speckle Interferometry** untersucht. Hier wird der Beton mit einem divergenten Laserstrahl beleuchtet. Auf dem damit erhaltenen Bild kann die Verschiebung eines Punktes rekonstruiert werden. Hieraus berechnet /131/ die Mikrorisslänge in Abhängigkeit der Verformungsänderungen.

Der Vergleich der direkten und indirekten Methoden zur Identifikation von Mikrorissen zeigt jeweils Vor- und Nachteile. Die indirekten Methoden, z. B. Messung der akustischen Emission sind zerstörungsfrei und messen sicher nur Ergebnisse, die wirklich auf die untersuchte Einwirkung zurückzuführen sind. Nachteile aller direkten Messverfahren ist die Gefahr /8/, dass während des Bearbeitens der Proben – Schneiden, Trocknen, ins Vakuum setzen – noch mehr Risse entstehen und einige Risse sich beim Entlasten der Probekörper wieder schließen. Allerdings bieten die direkten optischen Methoden die Möglichkeit, nicht nur einen Hinweis auf die Entstehung von Mikrorissen zu erhalten, sondern zudem Informationen über den genauen Ort der Mikrorisse im Gefüge und deren Verlauf zu erhalten. So können die Aussagen wesentlich detaillierter erfolgen.

## 2.7 Modellansätze zum Mikrorissverhalten von Beton aus der Literatur

Zur Untersuchung der Mikrorissbildung im Beton wurden von verschiedenen Autoren Versuche mit **Modellbetonprobekörpern** durchgeführt. Ziel war es bei allen, mit einem abstrahierten Probekörper den reellen Beton nachzubilden, die reellen Vorgänge auf den zu untersuchenden Parameter zu reduzieren und dann eine Möglichkeit zu schaffen, diesen heterogenen Baustoff numerisch abzubilden.

/132/ hat zur Untersuchung des autogenen Schwindens ein Modell wie in Abb. 46 dargestellt entwickelt. Im Modellversuch wurden als Gesteinskörnung Stahlzylinder mit Durchmessern von 10 mm und 25 mm in eine Schalung eingebaut, sodass deren Volumenanteil am Probekörper 50 % ausmachte. Die Zwischenräume wurden mit Zementleim (PZ 55, w / z = 0,3) ausgefüllt. Nach dem Ausschalen wurden die Probekörper so verpackt, dass kein Feuchtaustausch mit der Umgebung möglich war, aber die Oberfläche - wie in Abb. 46 dargestellt – mikroskopisch untersucht werden konnte. Nach 2,5 bis drei Tagen wies das Modell mit den 25-mm-Zylindern mehrere Risse auf, die jeweils die kürzeste Distanz zwischen zwei benachbarten Zylindern überbrückten. Das Modell mit den 10 mm-Zylindern blieb ohne Risse. Zusätzlich zur Beobachtung mit dem Mikroskop wurden diese Versuchsergebnisse mittels Schallemission überprüft. Es zeigte sich eine deutliche

Korrelation zwischen der Anzahl der aufgetretenen Risse und der gemessenen Schallemission. /132/ errechnet mittels einer Energiebilanz nach /133/ eine für die Mikrorissbildung kritische Gesteinskörnungsgröße von 22,3 mm im Durchmesser. Kleinere Gesteinskörnungen führen bei den hier angegebenen Werten für E-Modul und Schwindverformung nicht zu Rissen.

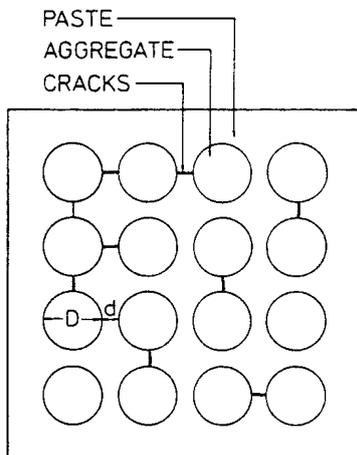


Abb. 46: Zweidimensionales Modell nach /132/.  
 $D$  = Gesteinskörnungsdurchmesser;  $d$  = kleinster Abstand zwischen den Gesteinskörnern

Bei Hsu /17/ zeigt sich in einem ähnlichen Modell eine deutliche Abhängigkeit der Mikrorissbildung von der Gesteinskörnungsgröße und dem Abstand zwischen den Gesteinskörnern. Zur Untersuchung der entstehenden Spannungen durch Schwinden v. a. in der Grenzfläche zwischen Gesteinskorn und Zementstein entwickelt Hsu /134/ ein Modell wie in Abb. 47 dargestellt. Die Scheiben stellen die Gesteinskörner dar, der Zwischenraum ist mit Zementmörtel gefüllt.

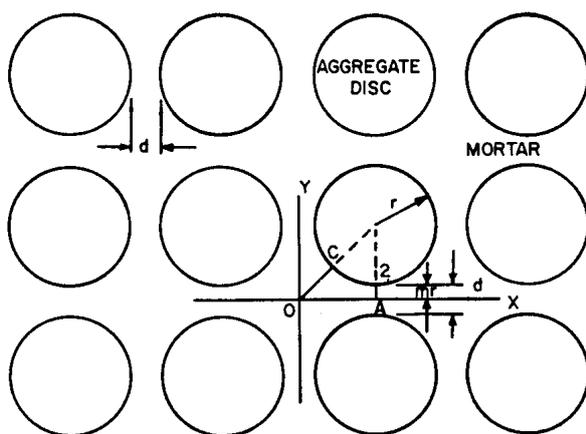


Abb. 47: 2-D-Modell nach /134/;  $d$  = kleinster Abstand zwischen den Gesteinskörnern

Hsu /134/ geht davon aus, dass die Kontaktzonenrisse verantwortlich für die geringe Zugfestigkeit des Betons sind. Ursache hierfür ist die geringe Haftfestigkeit an der

Grenzfläche zwischen Gesteinskörnung und Zementstein im Vergleich zur Zementsteinfestigkeit. Die Spannung ermittelt im Punkt C (siehe Abb. 47) hängt vom Abstand zwischen den Gesteinskörnungen ab. Mit zunehmendem Abstand  $d$  zwischen den Gesteinskörnungen entsteht Druckspannung. Ist dieser Abstand  $d$  kleiner als  $0,1 r$  ( $r$  = Radius der Gesteinskörnung), entsteht Zugspannung. Hsu /135/ hat im Experiment einige Modelle (siehe Abb. 48) nachgestellt. Bei diesem Modell mit  $d = 0,4 r$  hat er Folgendes festgestellt: Horizontale und vertikale Risse entstehen an der Stelle des geringsten Abstandes zwischen den Gesteinskörnungen, diagonale Risse entstehen in Bereichen mit größeren Abständen. Als Ursache dafür gibt er hohe Spannungen im Zementstein an. Die wenigen Kontaktzonenrisse begründet er mit der schwachen Spannung, die zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix übertragen werden kann, insbesondere in der Frühphase der Erhärtung.

Beim Modell mit  $d = 0,15 r$  überwiegen die Kontaktzonenrisse. Hsu stellt fest, dass sich bei einem Abstand von  $d < 0,2 r$  hohe Zugspannungen an der Grenzfläche zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix entwickeln und Mikrorisse hervorgerufen werden. Begründet werden diese Zugspannungen durch eine Volumenänderung der Matrix infolge Schwindens des Zementsteins.

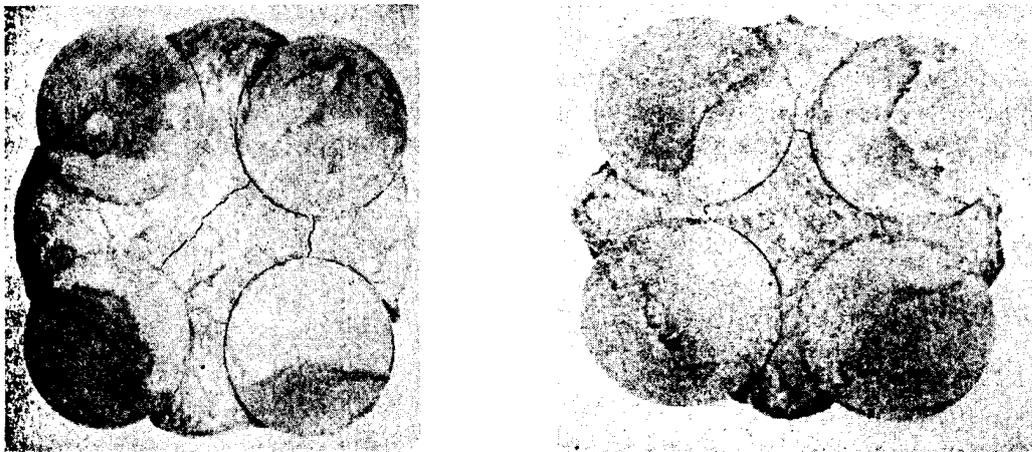


Abb. 48: Beispiel eines Modells ( $d = 0,4 r$ ) mit diagonalen und vertikalen Rissen (links); Beispiel eines Modells mit Haftrissen ( $d = 0,15 r$ ) (rechts) /135/

Surajana und Besari /136/ entwickeln ebenso ein zweidimensionales Betonmodell mit Stahlzylindern als Gesteinskörnungen zur Untersuchung der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix und des Einflusses der Rauigkeit der Gesteinskornoberfläche (Abb. 49). Die Stahlzylinder wurden einmal mit glatter und einmal mit angerauter Oberfläche in den Beton eingebaut. Gesteinskörnungen mit angerauter Oberfläche führten zu deutlich höheren Druckfestigkeitswerten des Modellbetons als solche mit glatter Oberfläche. Mit einer Anzahl von sechs oder sieben Gesteinskörnern zeigt sich eine minimale Druckfestigkeit der

Modellprobekörper. Die höheren Druckfestigkeitswerte mit mehr als sieben Gesteinskörnern werden mit der hohen Festigkeit der verwendeten Stahlzylinder begründet. Eine direkte Auswertung des Modellversuchs über die Rissentwicklung wird nicht gegeben.

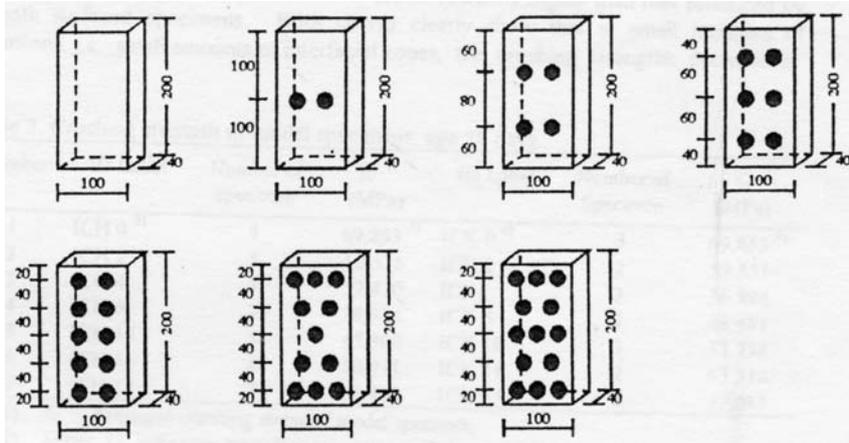


Abb. 49: Modellprobekörper mit unterschiedlicher Anzahl von eingeschlossenen Gesteinskörnern (alle Angaben in mm) /136/

Mit allen hier vorgestellten Modellbetonen wird versucht, die Schwindverformung und die damit einhergehende Rissentwicklung in der Mörtelmatrix des Betons zu untersuchen. Die Matrix ist hier immer als Zementstein und Sand der Kornfraktion bis zu einem Durchmesser von 4 mm definiert. Die Gesteinskörner sind stets in idealisierter geometrischer Form ausgebildet und bestehen aus einem homogenen Material, das in die Mörtelmatrix eingebettet ist. Bei allen Modellbetonen erweist sich die Gesteinskörnung als Ausgangspunkt für Risse in der Matrix. Wie /136/ zeigt, werden mit steigender Anzahl an Gesteinskörnung geringere Festigkeitswerte erreicht, was auf eine Vorschädigung durch Risse und Mikrorisse hinweist. Hsu /133/ weist außerdem Haftrisse in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix nach.

Zur Beschreibung der räumlichen Orientierung, Anordnung und Ausdehnung der Risse im Mörtel wählt Hinrichsmeyer /137/ ein Betonmodell nach /133/ (Abb. 50) als Zweikomponentenverbund aus Mörtel und Grobkorn. Damit stellt /137/ die Spannungsverteilung im Gefüge zu seinen Versuchen dar. Die sich entwickelnden Risse werden entsprechend der Darstellung in Abb. 51 abgebildet. Senkrecht zu den Gesteinskörnungsflächen entstehen Zugspannungen, tangential dazu Druckspannungen. So überwiegen in der Mörtelmatrix die Bereiche der Druckspannungen, und es entsteht ein Rissbild analog zu Abb. 51 links. Drehen sich die Vorzeichen der sich einstellenden Spannungen um, z. B. durch Erniedrigung der Temperatur, dann entsteht ein Rissbild wie in Abb. 51 rechts.

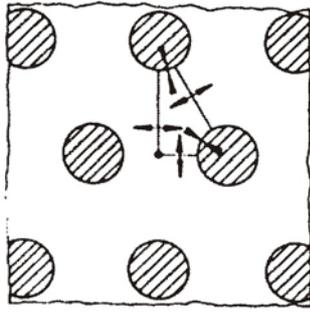


Abb. 50: Spannungsverteilung in einem Modellbeton bei Aufheizung auf etwa 150 °C /137/

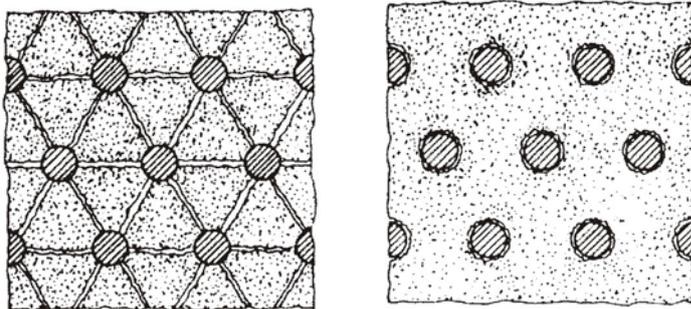
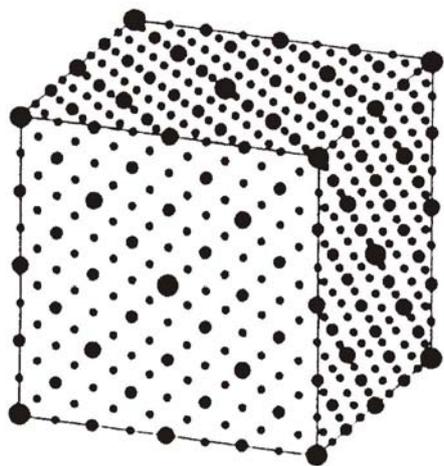


Abb. 51: Rissmuster bei vorwiegender Druckspannung (links), bei vorwiegender Zugspannung in der Matrix (rechts) /137/

Um in einem weiteren Schritt verschieden große Gesteinskörnungen mit zu berücksichtigen, führt /137/ ein kubisches Strukturmodell an. Ein kubischflächenzentriertes Gitter wird mit vier verschiedenen Gesteinskörnungsgrößen gleichmäßig in den Gitterpunkten besetzt (Abb. 52). Jede der verwendeten Kornfraktionen ist derselben Struktur zugeordnet. Diese Anordnung beinhaltet somit eine künstliche Sieblinie, die in Abb. 53 in Vergleich mit den Grenzsieblinien nach DIN 1045 dargestellt ist. Mittels einer idealisierten Vorstellung wird für jedes Gesteinskorn das umgebende Matrixvolumen und der Abstand zum nächstgelegenen Korn berechnet. Daraus ermittelt /137/ die entstehenden Rissflächen und schätzt die entstehenden Rissweiten ab.



● ● ● ● Gesteinskörnungsgrößen

Abb. 52: Kubisches Strukturmodell für Beton mit unterschiedlichen Gesteinskörnungsgrößen /137/

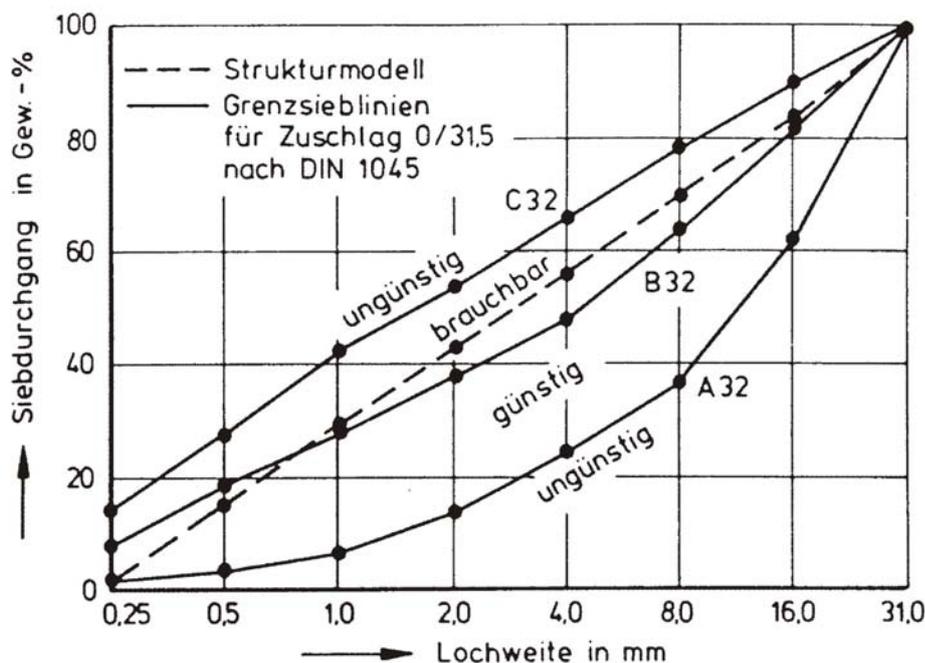


Abb. 53: Sieblinie nach dem Strukturmodell im Vergleich zu den Grenzsieblinien nach DIN 1045 /137/

Zur **numerischen Simulation** der Rissentwicklung im Beton werden in der Literatur /141, 144, 145, 143, 132, 147/ unterschiedliche Methoden verwendet, um der Heterogenität des Betons gerecht zu werden. Die von den genannten Autoren verwendeten Eingabeparameter zur Simulation sind - soweit angegeben - in Tabelle 2 (Seite 79) zusammengestellt.

Eine Möglichkeit, die Heterogenität des Materials zu simulieren, bietet die Zuweisung unterschiedlicher Eigenschaften an ein Finite Elemente System, wie es z.B. im Modell von

Rossi und Richer /138/ realisiert wurde. Die Betonstruktur wird durch ein regelmäßiges Netz von Kontinuums-elementen nachgebildet, die untereinander durch Kontaktelemente verbunden sind (Abb. 54 a). So wird die multiple Mikrorissbildung mit diesem Modell nachgebildet. Da die Rissbildung durch das spröde Versagen der Kontaktelemente wiedergegeben wurde, verhielt sich das gesamte System nach /138/ allerdings zu spröde.

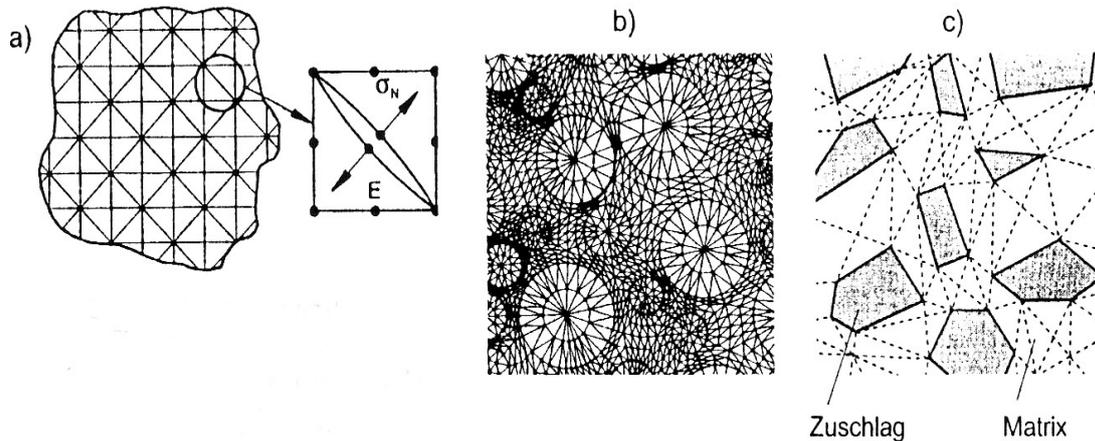


Abb. 54: Numerische Modelle zur Berücksichtigung der Heterogenität von Beton /6/  
a: stochastisches Modell von Rossi und Richer /138/  
b: „numerischer Beton“ von Roelfstra et al. /139/  
c: Kontinuumsmodell von Vonk /140/

Im „numerical concrete“-Modell von Roelfstra et al. /139/ wurde der Beton als ein Zweikomponentenwerkstoff dargestellt, wobei die beiden Komponenten – die Gesteinskörner (als kreisrund angenommen) und die Mörtelmatrix – durch ein Kontinuums-element diskretisiert wurden (Abb. 54 b). Dieses Modell, auch als Partikelmodell bezeichnet, erlaubt, die aus dem unterschiedlichen Verformungsverhalten der Gesteinskörnung und der Mörtelmatrix entstehenden lokalen Spannungen gut nachzuvollziehen. Das Versagen der Verbundzone zwischen den Gesteinskörnern und der Mörtelmatrix kann jedoch nicht wiedergegeben werden. Setzt man für diese Verbundzone sehr schmale Kontinuums-elemente ein, so wird die FE-Berechnung wegen der ungünstigen Proportionen der Elemente und der großen auftretenden Verformungen instabil. Das Problem des ungünstigen Verhältnisses von Breite/Länge der einzusetzenden Elemente zur Nachbildung der Verbundzone wurde von Sadouki und Wittmann /141/ durch eine sehr feine Diskretisierung der Mörtelmatrix und der Gesteinskörnung sowie durch die Zuweisung einer größeren Breite an die „Verbundelemente“ gelöst. Eine derartig feine Diskretisierung führt jedoch zu einem wesentlich höheren Rechenaufwand.

Vonk /140/ konnte diesen Nachteil beheben, indem er die Verbundzone zwischen der Zementmörtelmatrix und der Gesteinskörnung durch Interface-Elemente nachbildete (Abb. 54 c). Zusätzlich wurden die einzelnen Elemente, die die Mörtelmatrix darstellen,

untereinander durch Interface-Elemente verbunden. Auf diese Weise konnte die Entwicklung von diskreten Rissen sowohl in der Verbundzone als auch in der Mörtelmatrix verfolgt werden.

Eine weitere Gruppe bilden die so genannten Lattice Models oder Stabmodelle /142, 143/. In diesen Modellen wird das Material durch ein Netz von gelenkig oder biegesteif miteinander verbundenen Stäben nachgebildet, die im Bruchprozess versagen. Die Materialheterogenität wird durch das Zuweisen unterschiedlicher Eigenschaften an die Stäbe charakterisiert. Der allgemeine Mangel dieser Modelle besteht darin, dass die Modellparameter keine wirklichen Werkstoffkenngrößen sind und zunächst durch die Nachrechnung von Versuchen kalibriert werden müssen.

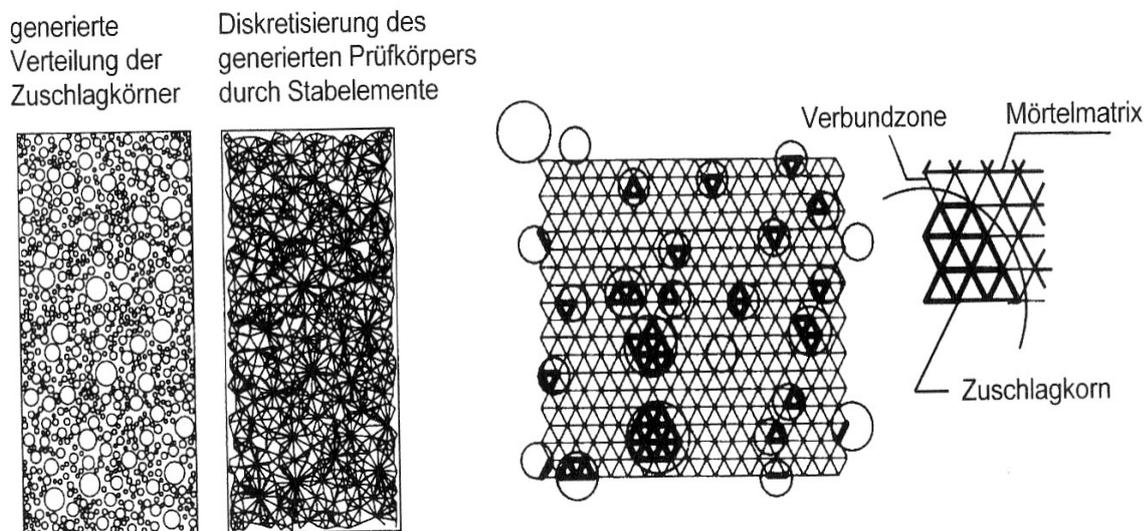


Abb. 55: Random Particle Model von Bazant et al. /142/ (links) und Lattice Model von Schlangen und van Mier /142/ (rechts)

Klitz /144/ entwickelt eine mesoskopische Betonzelle und unterscheidet in diese drei Phasen: Grobgesteinskörnung, Zementmatrix, bestehend aus Zementstein und Feinkornanteil und einer Übergangsschicht zwischen den beiden Phasen (Abb. 56). Damit formuliert er ein theoretisches Materialverhalten und kann so Beton - unter Berücksichtigung seiner Heterogenität - hinreichend gut simulieren.

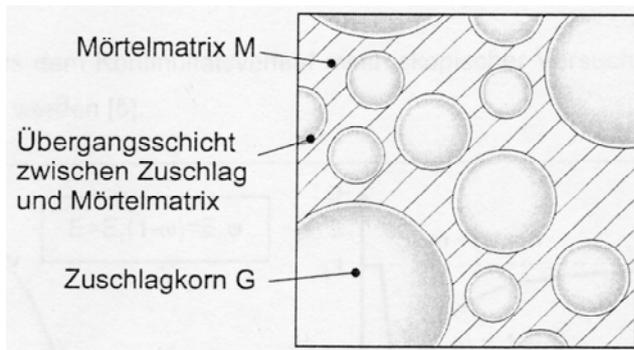


Abb. 56: Mögliche mesoskopische Betonzelle mit den drei Betonphasen /144/

Die mit den in Tabelle 2 angegebenen Materialkennwerten ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehung und die zugehörigen mesoskopischen Schädigungsbilder sind in Abb. 57 dargestellt.

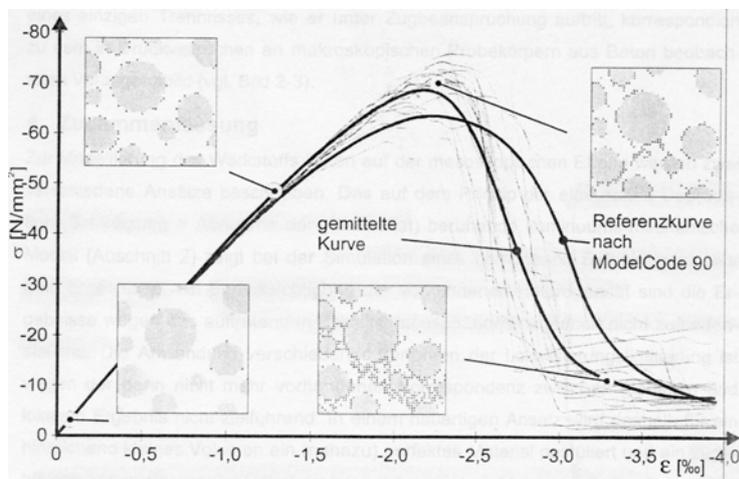


Abb. 57: Spannungs-Dehnungsbeziehungen und die zugehörigen mesoskopischen Schädigungsbilder ermittelt mit einem theoretischen Materialverhalten nach /144/

Eierle entwickelt in /145/ ein Berechnungsmodell für Beton zur Vorhersage von hydratationsbedingten Spannungen und der daraus resultierenden Rissbreiten. Er beschreibt das viskose Verhalten des Betons sowohl für Zug- wie auch für Druckbeanspruchung nach einem Modell, das auf Bazant /146/ (Abb. 58) zurückgeht. Die Gesamtverformung des Betons wird hier zerlegt in elastische, viskose, thermische, schwindabhängige und rissbedingte Anteile.

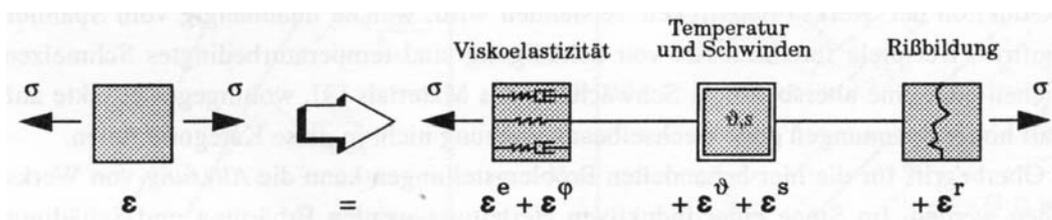


Abb. 58: Modellvorstellung für die Verformungsanteile des Betons bei Zugbeanspruchung /146/

/145/ entwickelt dieses Modell weiter und definiert das Betonmodell während der Erhärtung und bei Entlastung entsprechend dem Gedankenmodell in Abb. 59. Zeitler untersucht in /147/ die Temperatur- und Spannungsentwicklung in Beton während seiner Erhärtung, um die Rissgefahr in Betonbauteilen einschätzen zu können. Er verwendet in einem Anwendungsbeispiel die in Tabelle 2 (Seite 79) angegebenen Eingabeparameter für seine FEM-Berechnungen. Der Beton wird von Zeitler /147/ und bei Eierle /145/ im makroskopischen Bereich abgebildet, d. h., sie unterscheiden nicht in die einzelnen Komponenten. Sie berücksichtigen aber beide die unterschiedlichen Eigenschaften der Komponenten durch geeignete Wahl der Materialparameter bzw. deren zeitlicher Entwicklung durch entsprechende rheologische Modelle.

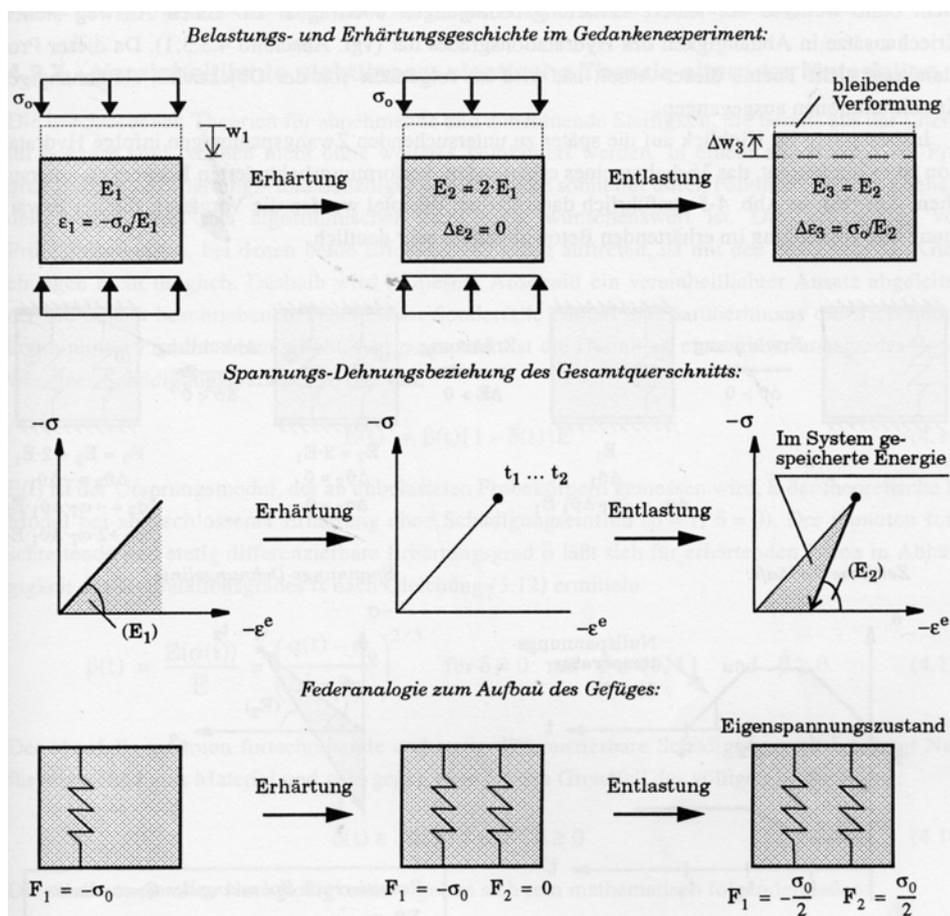


Abb. 59: Nicht-linear-elastisches Verhalten bei Erhärtung mit Be- und Entlastung /145/

Alle hier vorgestellten Modelle zur numerischen Simulation der Rissbildung im Beton, die auf der Mesoebene basieren, setzen als Belastung eine äußere Zugspannung an. /145/ und /147/ modellieren Beton unter Temperaturlast und Schwindverformung, bleiben aber auf makroskopischer Ebene und gehen nicht in gleichem Maße auf die Einzelkomponenten im Beton ein. Teilweise enthalten die mesoskopischen Modelle bereits die Inhomogenität innerhalb der Mörtelmatrix und berücksichtigen die Kontaktzone als schwächere Zone der

Matrix /139, 140, 141, 142, 143, 144, 145/. Nur teilweise bieten die Modelle die Möglichkeit, einen direkten Bezug zwischen reellen Messwerten und den Eingabeparametern für die Simulation herzustellen. In Tabelle 2 sind die Eingabeparameter für die numerische Modellierung der verschiedenen Autoren angegeben. Diese Übersicht soll einen Anhaltspunkt für die im Rahmen dieser Arbeit gemachten Modellversuche bieten und einen Vergleich der dort verwendeten Materialparameter ermöglichen. Zum anderen zeigt die Tabelle in relativ kurzer Form, wie die verschiedenen Ansätze der Autoren in der Materialformulierung umgesetzt wurden.

Tabelle 2: Eingangsparameter unterschiedlicher Autoren zur numerischen Simulation

Autor	Parameter	Gesteinskörnung	Matrix	Kontaktzone
Sadouki und Wittmann /141/	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	7	4	2
	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	65.000	25.000	4
	Querdehnzahl $\nu$	0,2	0,2	0,2
Denis Klitz /144/	Grenzdehnung $\varepsilon$ [%] <sup>1)</sup>	linear elastisch	1,9	0,8
	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	50.000	38.000	30.000
Schlangen, van Mier /143/	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	70.000 (25.000)	25.000	25.000
	Zugfestigkeit $\sigma$ <sup>2)</sup>	10	5	0,5 (1 / 2,5 / 2)
Ziegeldorf, Müller, Plöhn und Hilsdorf /132/	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	21.000	10.000	nicht berücksichtigt
	Schwinddehnung $\varepsilon_s$ [%]	-	0,05	
	Spez. Oberflächenenergie $\gamma$ [Nmm/mm <sup>2</sup> ]	-	$6 \cdot 10^{-3}$	
Zeitler /147/	Temperaturdehnzahl $\alpha_T$	$10 \cdot 10^{-6}$		
	Querdehnzahl $\nu$	0,2		
	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Entwicklungskurve veränderlich über die Zeit		

Angaben in Klammern entsprechen den variierten Parametern

<sup>1)</sup> definiert durch ein theoretisches Materialverhalten nach Klitz /144/

<sup>2)</sup> Zugfestigkeit der Gitterstäbe des Gittermodells

## 2.8 Offene Fragen

Im Rahmen der Literaturlauswertung zeigt sich Einigkeit in der Tatsache, dass im Beton und auch im Hochfesten Beton Mikrorisse bereits vor der Belastung existieren. Als Hauptursache werden Schwinden und unterschiedliches Verformungsverhalten der Einzelkomponenten genannt. In welchem Maße die Mikrorissbildung durch verschiedentliche Parameter beeinflusst werden kann, ist nicht hinreichend untersucht.

Die Gefügespannungen im Beton, die sich durch unterschiedliches Verhalten der Komponenten ergeben, werden mittels der Variation des Größtkorns und der Kornform als Ursache für die Bildung von Mikrorissen untersucht. Offen bleibt ebenso der Einfluss der Hydratationswärme und des Schwindens auf die Mikrorissbildung. Dies wird mit dem Parameter der Bindemittelzusammensetzung verifiziert. Ebenso gilt die Nachbehandlung als wichtigste Maßnahme zur Rissvermeidung im Beton und ist als expliziter Einfluss auf die Mikrorissbildung bisher nicht geklärt.

Die Rissentwicklung im Beton unter äußerer Last wurde in der Literatur vielfach untersucht. Die Entwicklung der Mikrorisse unter Belastung getrennt nach deren Ort des Auftretens im Gesteinskorn, in der Kontaktzone und in der Matrix wird im Rahmen dieser Arbeit untersucht.

Überdies stellt sich die Frage, inwiefern die vorhandenen Mikrorisse Auswirkungen auf Festbeton- und Dauerhaftigkeitseigenschaften des Betons haben. Vor allem das Eindringen von Wasser über Mikrorisse in den Beton ist hierzu eine wichtige Eigenschaft, die noch geklärt werden muss.

Die Vielzahl der Möglichkeiten Mikrorisse im Beton zu identifizieren bzw. sichtbar zu machen weisen alle ihre Vor- und Nachteile auf. Im Rahmen dieser Arbeit ist ein Visualisierungs- und Auswerteverfahren entwickelt und angewendet worden, das für die hier untersuchten Aspekte am sinnvollsten erschien und einen großen Informationsgehalt bietet.

Die numerische Simulation des heterogenen Baustoffs Beton stellt trotz der vielfältigen Ansätze, die in der Literatur genannt werden, ein nicht erschöpfend geklärtes Problem dar. Vor allem die Modellierung auf der Meso- bzw. der Mikroebene bedarf noch weiterer Untersuchungen.

### 3 Experimentelle Untersuchung der Mikrorisse im Beton

#### 3.1 Untersuchungsmethode der Mikrorisse im Beton

Zur Visualisierung von Mikrorissen im Beton sind in Kapitel 2.6 unterschiedlichste Methoden genannt. Um sowohl die Verteilung als auch die quantitative und qualitative Auswertung der Mikrorisse zu ermöglichen, ist eine optische direkte Methode zur Visualisierung am Besten geeignet. Das gewählte Verfahren ist detailliert in Kapitel 3.1.1 erläutert.

Das hier vorgestellte Verfahren der Visualisierung von Mikrorissen wurde ähnlich zu den Verfahren mit Epoxidharz, die in Kap. 2.6 beschrieben sind, entwickelt. Allerdings wurde kein Dünnschliff sondern ein Anschliff im Auflichtmikroskop gewählt. Dünnschliffproben sind meist nur wenige (ca. 5) cm groß und stellen somit nur einen Ausschnitt des zu untersuchenden Betons dar. Im heterogenen Baustoff Beton liefert diese Methode unter Umständen Ergebnisse, die nicht für die gesamte Probe gelten. Die größere hier gewählte Prüffläche der Proben im Auflichtmikroskop bietet mit den gewählten 10 x 10 cm eine repräsentativere Fläche, die auch Unregelmäßigkeiten im Betonprobekörper mit erfassen kann.

Durch die Präparation eines ganzen Würfels sind im Gegensatz zu einem herausgesägten Probestück überdies Einflüsse aus der Schalungsbefüllung und Randeinflüsse erkennbar.

Die hier sichtbar gemachten Mikrorisse erscheinen nicht zwangsläufig als exakte klare Linien. Das Gießharz tritt aufgrund seiner niedrigen Viskosität teilweise auch in die poröse Struktur der Rissufer ein. Dieser Bereich erscheint unter dem Mikroskop in einem blässeren Grün, als die Rissmitte, die deutlich tiefgrün zu erkennen ist (siehe auch Abb. A 14). Bei der Auswertung wurde stets nur die Rissbreite des wirklichen Risses gemessen und nicht die blässgrünen Bereiche am Rissufer. Das häufig zur Visualisierung verwendete fluoreszierende Harz erscheint hell und der umgebende Beton als dunkle Fläche. Diese Art der Visualisierung zeigt u. U. zu viel Rissfläche im Vergleich zu der hier verwendeten Methode mit nicht fluoreszierendem Harz.

Im Anhang: Mikrorissbilder sind beispielhaft verschiedene Mikrorissaufnahmen dargestellt, die einen Überblick über unterschiedliche Mikrorisstypen nach Ort ihres Auftretens geben.

### 3.1.1 Probenvorbereitung

Zur Visualisierung der Mikrorisse wird ein im Rahmen dieser Arbeit entwickeltes Verfahren angewendet. Als Prüfkörper werden Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm gewählt. Die zu untersuchende Oberfläche der Proben von 10 x 10 cm soll einen repräsentativen Ausschnitt aus dem heterogenen Baustoff Beton darstellen. Überdies ist es möglich, Randeinflüsse des Probekörpers mit zu erfassen. Die Probekörper werden im Alter von einem Tag ausgeschalt und – solange keine abweichende Angabe gemacht wird - bis zum Alter von 28 Tagen gelagert. Nur im Kapitel 4.4.2 wurden die Lagerungsbedingungen entsprechend dem untersuchten Einflussparameter variiert. Sofern keine andere Angabe gemacht wird, lagern die Würfel sieben Tage unter Wasser und anschließend 21 Tage im Klima 20°C/65 % relative Feuchte. Die Prüfwürfel werden anschließend mit einer Nassschneidemaschine in drei gleich große Quader zersägt (Abb. 60). So ergeben sich als eigentliche Probekörper eine Außenfläche (a), die vormals an die Würfelschalung angrenzte, und zwei Innenflächen (b und c).

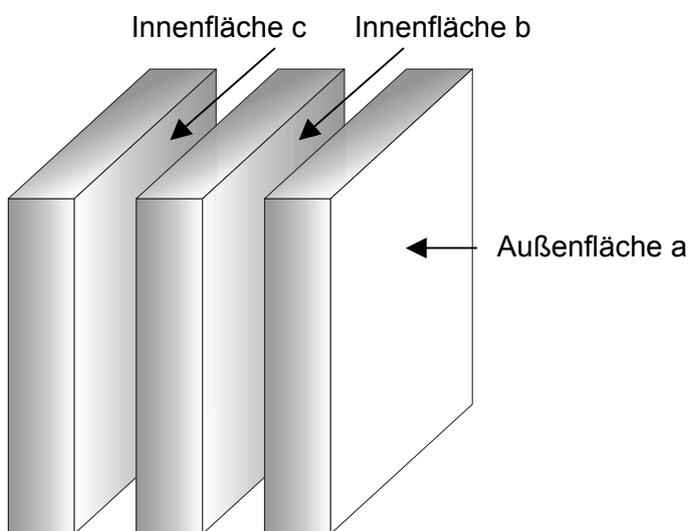


Abb. 60: Schematische Darstellung eines in drei Quader gesägten Probekörpers für die Mikrorissuntersuchung

Die beiden Innenflächen werden nachfolgend mit einer Nassschleifmaschine abgeschliffen (Abb. 61 links). Zwingende Voraussetzung für die weiteren Arbeitsschritte ist die Planparallelität der gegenüber liegenden Seiten jedes Quaders. Nach dem Schleifen werden die Quader zum Trocknen für die Dauer eines Tages bei Raumtemperatur aufrecht auf Plexiglasstäbchen gelagert. Um die Probekörper für die weitere Probenvorbereitung

möglichst schonend zu trocknen, verbleiben die Quader die folgenden sechs Tage gemeinsam, luftdicht verschlossen im Exsikkator über Silikagel (Abb. 61 rechts). Das Silikagel entzieht dem Betonprobekörper die enthaltene Feuchtigkeit, vor allem in den oberflächennahen Rissen und Poren.



Abb. 61: Innenfläche eines Mikrorissprobekörpers beim Abschleifen in der Nassschleifmaschine (links); Trocknung der geschliffenen Mikrorissprobekörper im Exsikkator über Silikagel (rechts)

Die getrockneten Quader werden aus dem Exsikkator genommen, und zum Einfassen der späteren Prüffläche wird rundum eine Schalung aus Klebeband angebracht. In diese wird dann ein grün eingefärbtes Zwei-Komponenten Gießharz (Harz und Härter) eingegossen (Abb. 62). Eine einheitliche Dicke der Gießharzschicht ist nur zu gewährleisten, wenn die planparallelen Probekörper bei diesem Arbeitsschritt absolut waagrecht gelagert werden. Die grüne Einfärbung bietet den besten Kontrast zum umgebenden Beton, da die wenigsten Bestandteile im Beton diese Farbe aufweisen und somit die Mikrorisse im Beton am besten zu erkennen sind. Nach dem Vergießen werden die Quader in einem Vakuumbehälter 20 Minuten bei Unterdruck entlüftet. So wird dem Beton Luft entzogen und das Gießharz in die Mikrorisse und Poren eingesogen. Danach werden die Quader für eine Woche exakt horizontal gelagert, bis das Gießharz ausreichend ausgehärtet ist. Das verwendete Gießharz muss zum einen eine sehr niedrige Viskosität aufweisen, um in die kleinen Mikrorisse eindringen zu können, zum anderen ist eine klebfreie Aushärtung Voraussetzung für das exakte Abschleifen des Harzes von der Oberfläche.

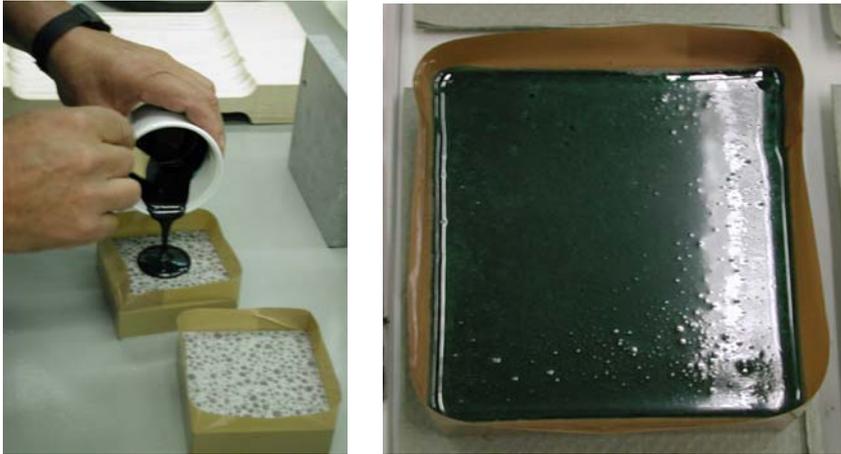


Abb. 62: Vergießen der Mikrorissprobekörper mit eingefärbtem Gießharz (links), vergossener Mikrorissprobekörper bei der Trocknung (rechts)

Im letzten Präparationsschritt wird die Gießharzschicht der Innenflächen exakt bis auf die Betonoberfläche abgeschliffen und poliert. Auf den zu untersuchenden Probekörperoberflächen b und c sind nun alle Poren und Mikrorisse mit dem grün eingefärbten Gießharz gefüllt. Abb. 63 links zeigt eine fertig präparierte Innenfläche zur Untersuchung der enthaltenen Mikrorisse. Im Gegensatz zu den beiden anderen Proben wird der Quader a mit der vergossenen Außenfläche nach dem Vergießen so belassen wie in Abb. 63 rechts dargestellt. Das eingefärbte Gießharz trocknet ausreichend transparent aus, um die darunter liegenden Mikrorisse an der Schalungsfläche erkennen zu können. Während der Auswertung der Außenflächen zeigte sich, dass die dort entstandenen Mikrorisse durch andere Parameter beeinflusst werden. Deshalb wurde im Rahmen dieser Arbeit von einer Auswertung der Außenflächen abgesehen.

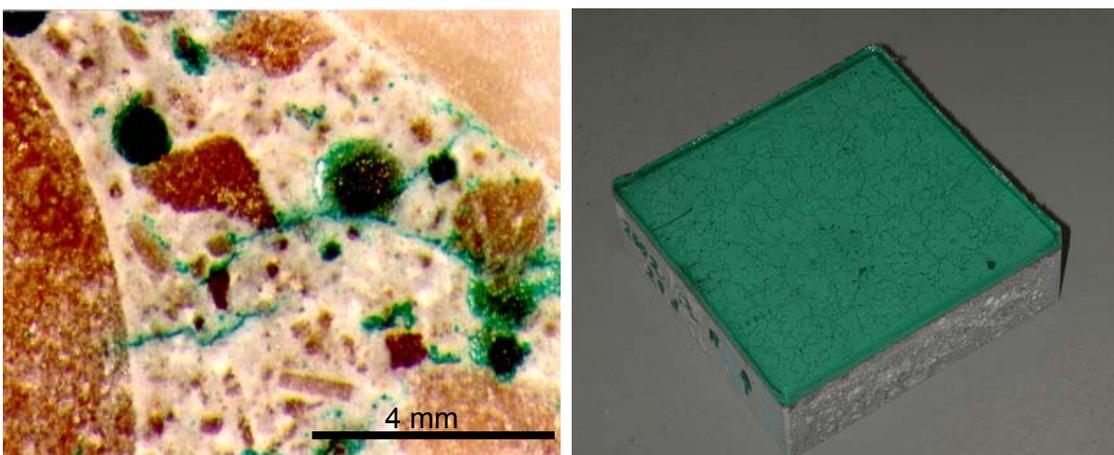


Abb. 63: Ausschnitt einer fertig präparierten Oberfläche einer Innenfläche (links) und einer Außenfläche (rechts) eines Probewürfels zur Untersuchung der Mikrorisse

### 3.1.2 Auswertemethodik

Die quantitative Auswertung der aufgetretenen Mikrorisse wird am fertig präparierten Probekörper vorgenommen. Dazu wird eine digitale Mikroskopkamera (Auflösung 50 Megapixel) eingesetzt (Abb. 64). Bei den Messungen wird in der Regel mit 50facher Vergrößerung gearbeitet. Für besonders lange Risse und Makrorisse kann die Vergrößerung verringert werden, für besonders kleine und schwer zu erkennende Mikrorisse kann die Vergrößerung gesteigert werden. Die Einfüllseite des Betons in die Schalung befindet sich ausgehend von der Fläche der auszuzählenden Mikrorisse immer rechts, sofern keine abweichende Angabe gemacht wird. Mit der gewählten Methode ist es möglich, Mikrorisse mit einer Rissbreite von minimal 10 µm zu messen.

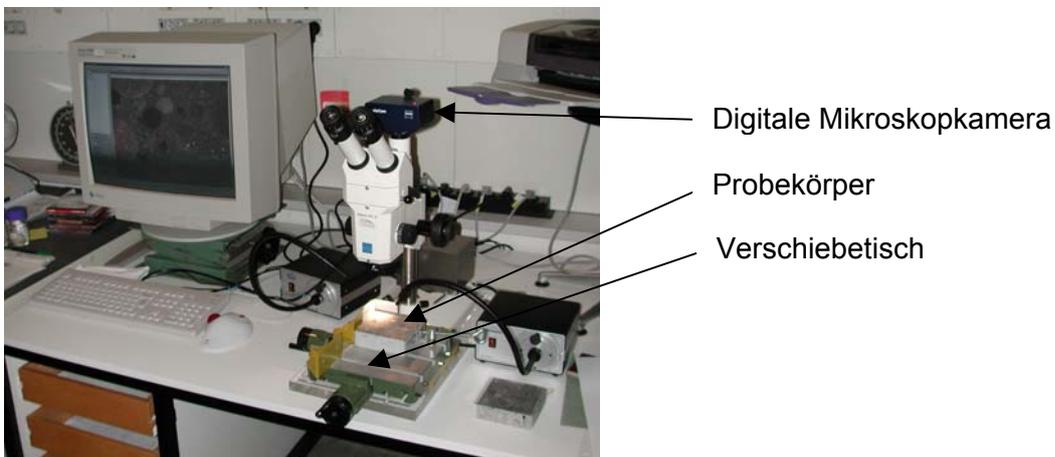


Abb. 64: Lichtmikroskop mit Verschiebetisch und digitaler Kamera zur Aufnahme von Mikrorissen im Beton

Für die Auswertung werden die Probekörper der Innenflächen (b und c) unter dem Mikroskop in eine horizontal und vertikal bewegliche Laufschiene eingespannt. Auf die Quader wird eine Glasscheibe gelegt, auf der sich ein Rastersystem von 25 auf 25 Buchstabenpaaren befindet (Abb. 65). Jedes einzelne Raster hat eine Seitenlänge von 4 mm. Damit ist es möglich, die Lage jedes einzelnen Mikrorisses oder jeder einzelnen Luftpore durch die Angabe des entsprechenden Buchstabenpaares genau zu lokalisieren. Jedes Raster wird einzeln unter dem Mikroskop auf Mikrorisse untersucht (Abb. 66). Mithilfe einer speziellen Software werden die Mikrorisse vermessen (Abb. 67). Es werden die Anzahl der vorhandenen Mikrorisse, ihre Länge und Breite und die sich daraus ergebende Mikrorissflächensumme ermittelt. Überdies werden die Mikrorisse in einzelnen Kapiteln unterschieden in:

- Mikrorisse in der Mörtelmatrix bzw. im Zementstein,
- Mikrorisse in der Kontaktzone und
- Mikrorisse in der Gesteinskörnung.

Aa	Ba	Ca	Da	Ea	Fa	Ga	Ha	Ia	Ka	La	Ma	Na	Oa	Pa	Qa	Ra	Sa	Ta	Ua	Va	Wa	Xa	Ya	Za
Ab	Bb	Cb	Db	Eb	Fb	Gb	Hb	Ib	Kb	Lb	Mb	Nb	Ob	Pb	Qb	Rb	Sb	Tb	Ub	Vb	Wb	Xb	Yb	Zb
Ac	Bc	Cc	Dc	Ec	Fc	Gc	Hc	lc	Kc	Lc	Mc	Nc	Oc	Pc	Qc	Rc	Sc	Tc	Uc	Vc	Wc	Xc	Yc	Zc
Ad	Bd	Cd	Dd	Ed	Fd	Gd	Hd	dl	Kd	Ld	Md	Nd	Od	Pd	Qd	Rd	Sd	Td	Ud	Vd	Wd	Xd	Yd	Zd
Ae	Be	Ce	De	Ee	Fe	Ge	He	le	Ke	Le	Me	Ne	Oe	Pe	Qe	Re	Se	Te	Ue	Ve	We	Xe	Ye	Ze
Af	Bf	Cf	Df	Ef	Ff	Gf	Hf	lf	Kf	Lf	Mf	Nf	Of	Pf	Qf	Rf	Sf	Tf	Uf	Vf	Wf	Xf	Yf	Zf
Ag	Bg	Cg	Dg	Eg	Fg	Gg	Hg	lg	Kg	Lg	Mg	Ng	Og	Pg	Qg	Rg	Sg	Tg	Ug	Vg	Wg	Xg	Yg	Zg
Ah	Bh	Ch	Dh	Eh	Fh	Gh	Hh	lh	Kh	Lh	Mh	Nh	Oh	Ph	Qh	Rh	Sh	Th	Uh	Vh	Wh	Xh	Yh	Zh
Ai	Bi	Ci	Di	Ei	Fi	Gi	Hi	li	Ki	Li	Mi	Ni	Oi	Pi	Qi	Ri	Si	Ti	Ui	Vi	Wi	Xi	Yi	Zi
Ak	Bk	Ck	Dk	Ek	Fk	Gk	Hk	lk	Kk	Lk	Mk	Nk	Ok	Pk	Qk	Rk	Sk	Tk	Uk	Vk	Wk	Xk	Yk	Zk
Al	Bl	Cl	Dl	El	Fl	Gl	Hl	ll	Kl	Ll	Ml	Nl	Ol	Pl	Ql	Rl	Sl	Tl	Ul	Vl	Wl	Xl	Yl	Zl
Am	Bm	Cm	Dm	Em	Fm	Gm	Hm	lm	Km	Lm	Mm	Nm	Om	Pm	Qm	Rm	Sm	Tm	Um	Vm	Wm	Xm	Ym	Zm
An	Bn	Cn	Dn	En	Fn	Gn	Hn	In	Kn	Ln	Mn	Nn	On	Pn	Qn	Rn	Sn	Tn	Un	Vn	Wn	Xn	Yn	Zn
Ao	Bo	Co	Do	Eo	Fo	Go	Ho	lo	Ko	Lo	Mo	No	Oo	Po	Qo	Ro	So	To	Uo	Vo	Wo	Xo	Yo	Zo
Ap	Bp	Cp	Dp	Ep	Fp	Gp	Hp	lp	Kp	Lp	Mp	Np	Op	Pp	Qp	Rp	Sp	Tp	Up	Vp	Wp	Xp	Yp	Zp
Aq	Bq	Cq	Dq	Eq	Fq	Gq	Hq	lq	Kq	Lq	Mq	Nq	Oq	Pq	Qq	Rq	Sq	Tq	Uq	Vq	Wq	Xq	Yq	Zq
Ar	Br	Cr	Dr	Er	Fr	Gr	Hr	lr	Kr	Lr	Mr	Nr	Or	Pr	Qr	Rr	Sr	Tr	Ur	Vr	Wr	Xr	Yr	Zr
As	Bs	Cs	Ds	Es	Fs	Gs	Hs	ls	Ks	Ls	Ms	Ns	Os	Ps	Qs	Rs	Ss	Ts	Us	Vs	Ws	Xs	Ys	Zs
At	Bt	Ct	Dt	Et	Ft	Gt	Ht	lt	Kt	Lt	Mt	Nt	Ot	Pt	Qt	Rt	St	Tt	Ut	Vt	Wt	Xt	Yt	Zt
Au	Bu	Cu	Du	Eu	Fu	Gu	Hu	lu	Ku	Lu	Mu	Nu	Ou	Pu	Qu	Ru	Su	Tu	Uu	Vu	Wu	Xu	Yu	Zu
Av	Bv	Cv	Dv	Ev	Fv	Gv	Hv	lv	Kv	Lv	Mv	Nv	Ov	Pv	Qv	Rv	Sv	Tv	Uv	Vv	Wv	Xv	Yv	Zv
Aw	Bw	Cw	Dw	Ew	Fw	Gw	Hw	lw	Kw	Lw	Mw	Nw	Ow	Pw	Qw	Rw	Sw	Tw	Uw	Vw	Ww	Xw	Yw	Zw
Ax	Bx	Cx	Dx	Ex	Fx	Gx	Hx	lx	Kx	Lx	Mx	Nx	Ox	Px	Qx	Rx	Sx	Tx	Ux	Vx	Wx	Xx	Yx	Zx
Ay	By	Cy	Dy	Ey	Fy	Gy	Hy	ly	Ky	Ly	My	Ny	Oy	Py	Qy	Ry	Sy	Ty	Uy	Vy	Wy	Xy	Yy	Zy
Az	Bz	Cz	Dz	Ez	Fz	Gz	Hz	lz	Kz	Lz	Mz	Nz	Oz	Pz	Qz	Rz	Sz	Tz	Uz	Vz	Wz	Xz	Yz	Zz

Abb. 65: Aufteilung des Rastersystems auf den auszuwertenden Mikrorissprobekörpern

Sofern keine anderen Angaben gemacht werden, beziehen sich die hier dargestellten Ergebnisse der Mikrorissauszählung auf Mikrorisse in der Mörtelmatrix bzw. im Zementstein. Die Ergebnisse der Untersuchung der beiden Innenflächen eines Probewürfels werden addiert und in der Summe dargestellt.

Die Verteilung der Mikrorisse über den Probekörper werden in einem Rastersystem dargestellt. In jedem Feld des Rasters wird angegeben, wie viele Mikrorisse dort gezählt wurden. Mikrorisse, die über mehrere Rasterfelder hinweg verlaufen, werden in jedem neu gezählt. Das jeweilige Feld des Rasters wird für die Auswertung entsprechend der enthaltenen Mikrorisse eingefärbt analog zu der in Abb. 68 angegeben Legende, so dass die Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt farblich deutlich erkennbar wird.

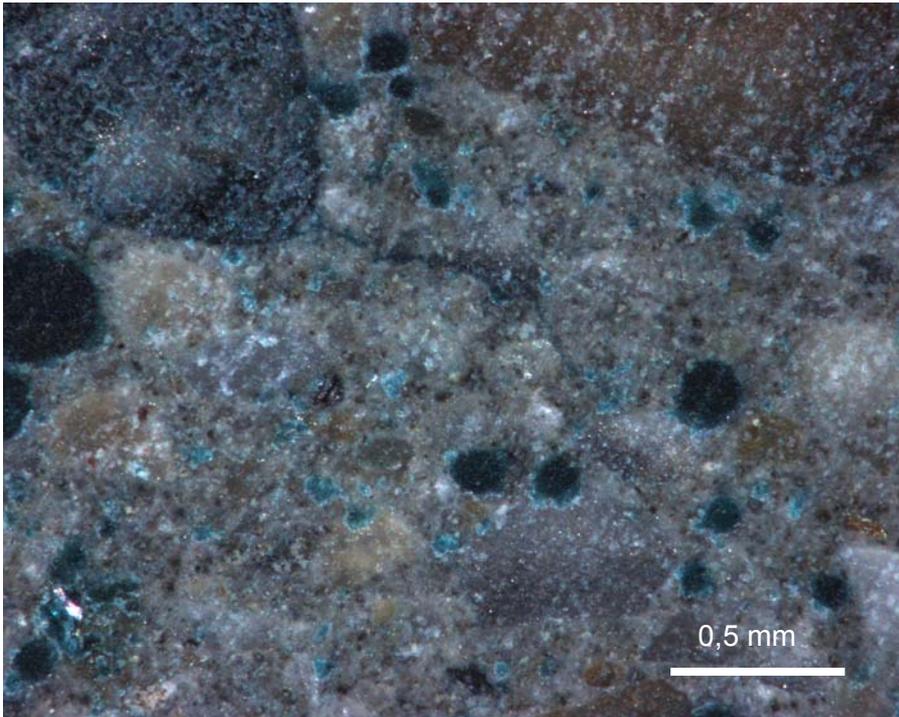


Abb. 66: Mikroriss in der Mörtelmatrix ausgehend von einem Gesteinskorn

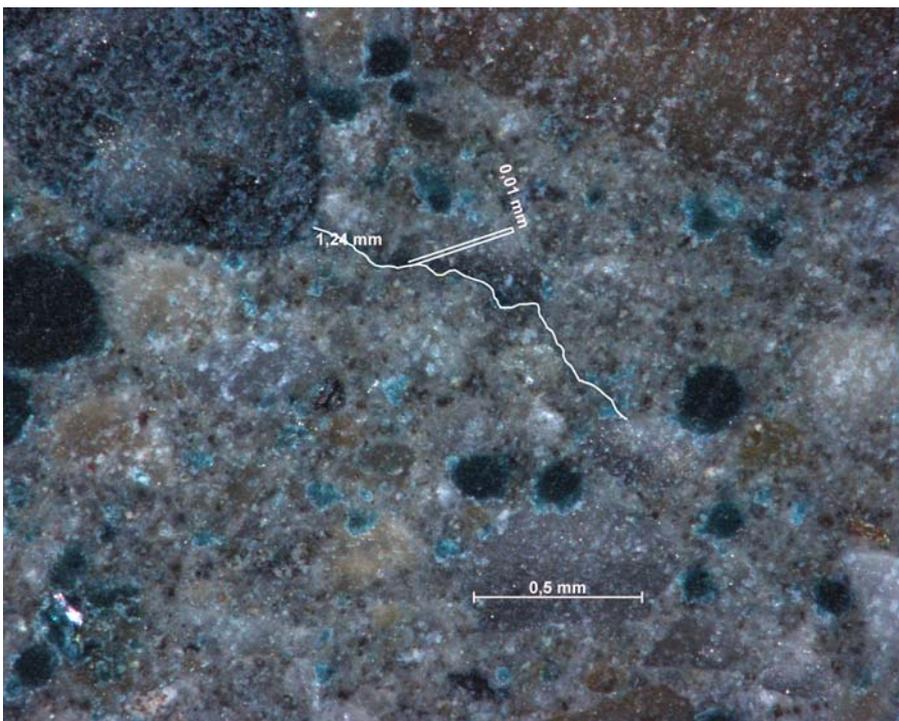


Abb. 67: Mikroriss in der Mörtelmatrix ausgehend von einem Gesteinskorn mit Darstellung der Messergebnisse von Mikrorisslänge (1,24 mm) und Mikrorissbreite (0,01 mm)

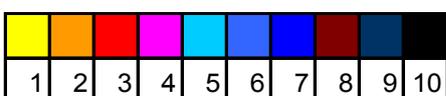


Abb. 68: Legende der Mikrorissauszählung. Die Zahl entspricht der Anzahl an Mikrorissen im jeweiligen Rasterfeld

## 4 Untersuchte Einflussgrößen auf die Mikrorissbildung

### 4.1 Untersuchungsprogramm, Ausgangsstoffe und Herstellung

#### 4.1.1 Untersuchungsprogramm

Die experimentellen Versuche zur Ermittlung der Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Beton gliedern sich in folgende Hauptpunkte:

- Parameter resultierend aus der Probenvorbereitung,
- Parameter resultierend aus der betontechnologischen Zusammensetzung und der Betonbehandlung und
- Parameter resultierend aus äußeren Einflüssen

Diese Parameter gliedern sich im Einzelnen in die in Tabelle 3 dargestellten Untersuchungseinflüsse und die dazu jeweils relevanten und untersuchten Kennwerte. Die zugehörigen Betonrezepte sind im Anhang: Beton- und Mörtelrezepte angegeben.

Tabelle 3: Untersuchte Einflussparameter und Angabe der zugehörigen ermittelten Kennwerte

Einteilung der untersuchten Parameter	Untersuchungseinfluss	Untersuchte Kennwerte								
		Mikrorisse	Druckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Elastizitätsmodul	Wasserundurchlässigkeit	Kapillares Saugen	Autogenes Schwinden	Austrocknungsschwinden	Temperatur
Probenvorbereitung	Sägen als Mikrorissursache	x								
	Verdichtungszeit	x	x	x	x	x				
	Probenalter	x	x	x						
Betontechnologie	Bindemittelzusammensetzung	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Nachbehandlung	x	x	x	x	x				
	Größtkorn	x	x	x	x	x	x			
	Kornform	x	x	x	x	x	x			
äußere Einflüsse	Probekörpergröße	x								
	Belastung	x	x	x	x	x	x			

#### 4.1.2 Ausgangsstoffe

Die hauptsächlich verwendete **Gesteinskörnung** war Münchner Moränenkalk mit einer Dichte von  $2,74 \text{ kg/dm}^3$ . In einzelnen Versuchen wurde Quarzit aus dem Taunus mit einer Dichte von  $2,67 \text{ kg/dm}^3$  eingesetzt.

Als **Zugabewasser** wurde Münchner Leitungswasser verwendet.

Als **Zement** wurde in den meisten Versuchen Portlandzement CEM I 42,5 R Schwenk Mergelstetten (Zement B,  $C_3A$ -Gehalt = 8,5 %) verwendet. Seine Dichte liegt bei  $3,105 \text{ kg/dm}^3$ . Die spezifische Oberfläche ist  $4823 \text{ cm}^2/\text{g}$  groß. Außerdem wurde ein CEM I 42,5 R (Zement A,  $C_3A$ -Gehalt = 1,0 %) und ein CEM II A-LL 42,5 R, beide aus dem Werk Allmendingen der Fa. Schwenk eingesetzt. Die Zusammensetzung der Zemente ist im Anhang in Tabelle A5 angegeben.

Die verwendeten **Zusatzstoffe** waren Silikastaub, Flugasche und Metakaolin. Der Silikastaub wurde als Suspension mit 50 % Feststoffanteil als MS-Elkem der Firma Woermann zugegeben. Die Dichte des Silikastaubs wird mit  $1,40 \text{ g/cm}^3$  und die spezifische Oberfläche von  $20 \text{ m}^2/\text{g}$  angegeben. Die Steinkohlenflugasche Safament HKV der Firma SAFA stammt aus der Kraftwerkstrockenfeuerung Völklingen in Saarland und weist eine Dichte von  $2,3 \text{ kg/dm}^3$  auf. Zur Untersuchung des Bindemiteleinflusses wurde Metakaolin China-Clay Metastar 501 verwendet.

Das einzige verwendete **Zusatzmittel** war das Fließmittel Woerment FM 375, mit einer Dichte von  $1,08 \text{ g/cm}^3$ . Es handelt sich um ein Fließmittel auf der Basis von Polycarboxylatether.

#### 4.1.3 Herstellung und Durchführung

Die trockenen Ausgangsstoffe des Frischbetons wurden zuerst eine Minute trocken in einem Labortellermischer gemischt und unter laufendem Mischbetrieb wurden anschließend Wasser, Fließmittel und Silikastaub zugegeben. Danach wurde alles zusammen ca. drei bis vier Minuten gemischt. Die dann nach DIN 1048 /148/ ermittelten Frischbetonkennwerte sind im Anhang: Frisch- und Festbetonkennwerte detailliert dargestellt. Nach dem Befüllen und Rütteln der Schalungen wurden diese rd. 24 Stunden mit Folie abgedeckt gelagert. Anschließend wurden die Probekörper gemäß /148/ bis zum 7. Tag nach der Herstellung

unter Wasser gelagert und bis zum 28. Tag, bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte, in der Klimakammer. Die nach sieben Tagen zu prüfenden Probekörper wurden direkt nach Beendigung der Wasserlagerung geprüft. Alle ermittelten Festbetonkennwerte sind im Anhang: Frisch- und Festbetonkennwerte angegeben. Die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und die Wasserundurchlässigkeit wurden jeweils an Würfeln mit 15 cm Kantenlänge in Anlehnung an DIN 1048 /148/ geprüft. Der Elastizitätsmodul wurde an Zylindern mit 10 cm Durchmesser und 20 cm Höhe ermittelt. Die angegebenen Werte sind alle Mittelwerte aus drei geprüften Probekörpern. Das kapillare Saugen wurde an Würfeln mit 10 cm Kantenlänge geprüft, die an allen vier Seitenflächen mit Paraffin abgedichtet wurden. Im Alter von 28 Tagen wurden diese auf Dreikantleisten in ein Bad mit destilliertem Wasser gestellt und in regelmäßigen Abständen gewogen.

## 4.2 Frisch- und Festbetonkennwerte

Zu den untersuchten Parametern werden - soweit sich dies aus den Untersuchungen als sinnvoll erwies - die Zusammenhänge mit den ermittelten Festbetonkennwerten dargestellt und diskutiert. Alle ermittelten Ergebnisse der Frisch- und Festbetonprüfung sind Anhang: Frisch- und Festbetonkennwerte, den jeweiligen Untersuchungsparametern zugeordnet, aufgeführt.

## 4.3 Parameter resultierend aus der Versuchstechnik

### 4.3.1 Sägen als Mikrorissursache

#### 4.3.1.1 Zielsetzung, Versuchsprogramm und Versuchsbeschreibung

Um die Technik der Probekörpervorbereitung auf Störeinflüsse zu untersuchen, wurden Balken mit einem Querschnitt von 10 x 10 cm hergestellt. Die Rezeptur der verwendeten Betonmischung ist in Tabelle A 1 im Anhang zu entnehmen. Diese wurden mehrfach in Scheiben gesägt, die den Abmessungen der sonst verwendeten Probekörper mit einer Dicke von 3 cm entsprachen (Abb. 69). Ziel war es, den Einfluss des Sägens des Probekörpers auf die Mikrorissbildung zu untersuchen. Bei jedem Sägeschnitt erleidet der gesamte restliche Balken eine mechanische Belastung, deren Einfluss auf die Mikrorissbildung in diesem Kapitel verifiziert wird. Jede gesägte Scheibe wurde an der Schnittfläche plangeschliffen und entsprechend Kapitel 3.1.1 vorbereitet. Die Bezeichnung der Probekörper entspricht der

Anzahl der Sägeschnitte, die am Balken vorgenommen wurden, um den Probekörper zu erhalten. Dies bedeutet, bei „Schnitt 1“ wurde der Probekörper einmal durch Sägen vorbelastet und bei „Schnitt 4“ viermal. Als Prüffläche dient jeweils die der Sägefläche zugewandte Seite des abgeschnittenen Probekörpers.

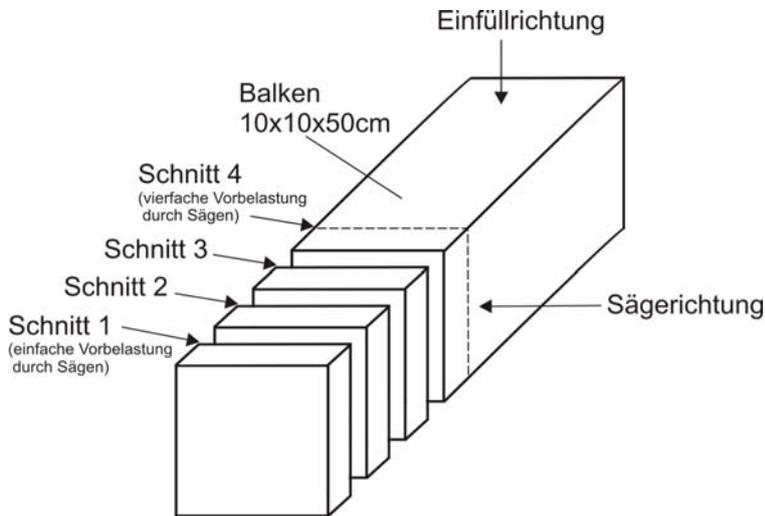


Abb. 69: Darstellung des mehrfach gesägten Balkens für die Probekörper zur Untersuchung des Einflusses des Sägens auf die Mikrorissbildung

#### 4.3.1.2 Ergebnisse

Die ermittelte Mikrorissverteilung über den Balken ist in Abb. 70 dargestellt. Die Mikrorissanzahl der Probekörper steigt bei jedem Sägeschnitt um jeweils 30 bis 50 % entsprechend der mehrfachen Sägebelastung des Probekörpers an.

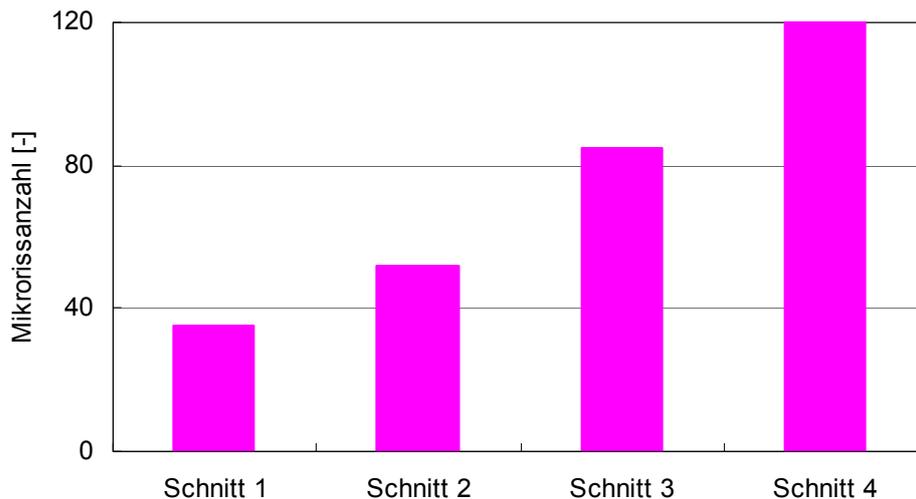


Abb. 70: Mikrorissanzahl der Probekörper mit unterschiedlicher Vorbelastung durch Nasssägen

Die Abb. 71 zeigt die Mikrorissflächensumme, die durchschnittliche Mikrorissbreite und -länge der Probekörper der ersten drei Sägeschnitte. Beim vierten Sägeschnitt wurde auf die

detaillierte Auswertung aufgrund der sehr hohen Mikrorissanzahl verzichtet. Die Mikrorissflächensumme der ersten beiden Sägeschnitte zeigt kaum Unterschiede, der Probekörper des zweiten Sägeschnitts weist eine geringere Mikrorissflächensumme als beim ersten Schnitt auf. Das Ergebnis der durchschnittlichen Mikrorisslängen zeigt keinen Einfluss infolge der mechanischen Beanspruchung des Sägens. Die durchschnittliche Mikrorissbreite nimmt durch die mehrfache Sägebeanspruchung um rd. 30 % zu.

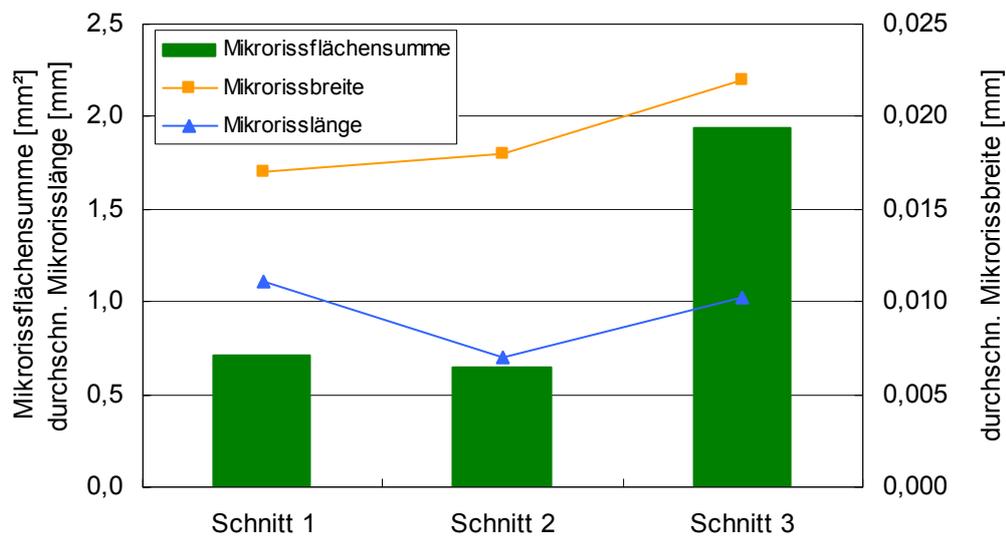
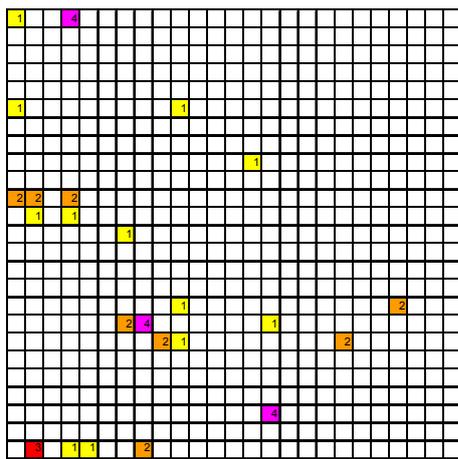
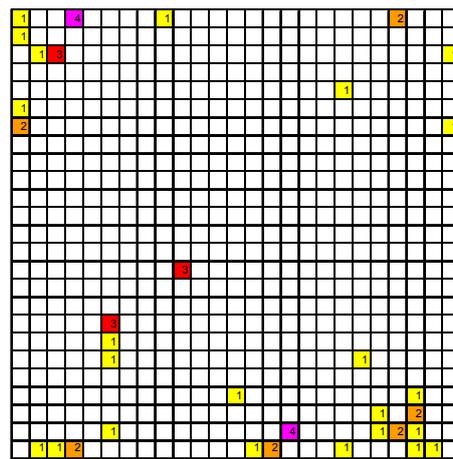


Abb. 71: Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mikrorisse nach ein bis drei Sägeschnitten

Die Schnitte 1 und 2 zeigen eine gleichmäßige Verteilung der Mikrorisse über den Querschnitt (Abb. 72). Der 3. Schnitt zeigt an der rechten Seite, der Einfüllseite, eine geringfügig höhere Rissdichte als auf der übrigen Fläche. Schnitt 4 weist an der unteren Seite (Seitenfläche des Balkens) eine deutliche Häufung der Mikrorisse auf.

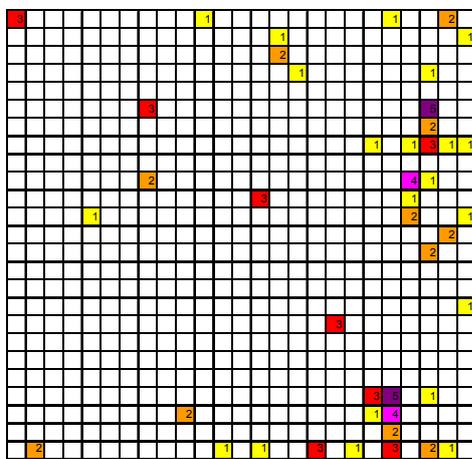


Schnitt 1



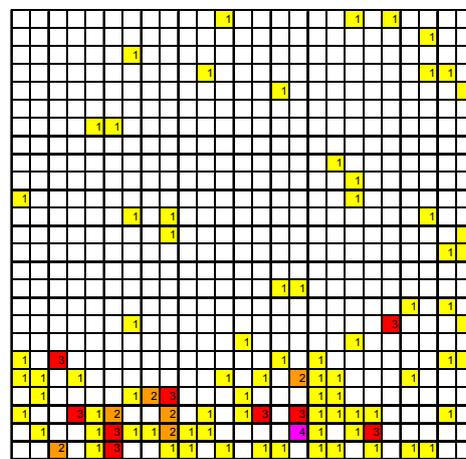
Schnitt 2

← Einfüllrichtung



Schnitt 3

↑ Sägerichtung



Schnitt 4

↑ Sägerichtung

← Einfüllrichtung

Abb. 72: Verteilung der Mikrorisse über den Probekörperquerschnitt nach ein bis vier Sägeschnitten mit Angabe der Einfüll- und Sägerichtung

#### 4.3.1.3 Auswertung

Das Absägen der Mikrorissprobekörper vom Balken hat vor allem beim mehrfachen Sägen einen deutlichen Einfluss auf die Anzahl und Fläche der entstehenden Mikrorisse. Die gesägten Scheiben sind durch die mehrfache mechanische Beanspruchung bereits deutlich vorgeschädigt und entwickeln beim Sägen mit jedem Schnitt mehr Mikrorisse. Die Verteilung der Mikrorisse zeigt keine Häufung an Schalungs- und Einfüllseite. Der Sägevorgang scheint, je nachdem, wie gesägt wurde, ab dem 3. Sägeschnitt den Beton derart mechanisch zu beeinflussen, dass die Mikrorisse gehäuft an der Stelle des Eintauchens des Sägeblatts (Abb. 72 Schnitt 4) entstehen. Die Versuche lassen den Schluss zu, dass bis zu einer

Sägebelastung von zwei Sägeschnitten – bei einem derartigen Probekörper, wie er hier verwendet wurde - der Einfluss des Sägens zwar vorhanden ist, aber keinen Einfluss auf die Mikrorissflächensumme, die Mikrorissverteilung oder die Mikrorisslänge ausübt. Die Anzahl an Mikrorissen ist zwar beim zweiten Schnitt höher als beim ersten, aber die Mikrorissflächensumme und die durchschnittliche Mikrorisslänge nimmt zum zweiten Sägeschnitt hin ab. Die Mikrorissbreite steigt vom ersten zum zweiten Schnitt kaum an. Daraus kann gefolgert werden, dass am Probekörper des zweiten Schnitts gegenüber dem ersten Schnitt keine oder nur geringfügig höhere Schädigungen durch das Sägen auftreten. Beim dritten Schnitt sind bei allen Mikrorisskennwerten und beim vierten bei der Mikrorissanzahl große Steigerungen zu erkennen, die auf eine klare Schädigung durch das Nasssägen hinweisen. Bei den weiteren Versuchen im Rahmen dieser Arbeit wurden die Probekörper stets maximal zweimal gesägt, um zwei Probeflächen zur Auswertung zu erhalten. Es wird im Weiteren davon ausgegangen, dass die Vorschädigung bis zum zweiten Schnitt zwar vorhanden, aber gleichmäßig hoch ist und einen abschätzbaren Einfluss auf die Mikrorissbildung ausübt. Da alle Probekörper im Rahmen dieser Arbeit der gleichen Probenvorbereitung unterzogen wurden, ist eine Vergleichbarkeit zwischen den Proben der unterschiedlichen Parameter vorhanden, die eine wissenschaftliche Auswertung der Ergebnisse erlauben. Der Einfluss des Sägens wird bei der weiteren Auswertung als stets gleich bleibend angenommen und nicht weiter berücksichtigt.

Um zum einen die Eindringtiefe des verwendeten Harzes beim verwendeten Verfahren zu überprüfen, zum anderen um die Tiefe des Sägeeinflusses zu untersuchen, wurde ein Probekörper nach der kompletten Probenvorbereitung ausgewertet und anschließend abgeschliffen, bis kein Harz mehr sichtbar war. Die Eindringtiefe betrug ca. 50 µm. In tieferen Schichten war kein Harz mehr erkennbar. Anschließend wurde der Probekörper - ungeachtet seines Alters und seiner Vorgeschichte - erneut vergossen, getrocknet und geschliffen und dann wiederum ausgewertet. Abb. 73 zeigt im Vergleich die Mikrorissanzahl im Beton sowohl nach einmaliger als auch nach zweimaliger Vorbehandlung. Die Anzahl der Mikrorisse ist nach der zweiten Behandlung etwas geringer als nach der ersten. Als Ursache hierfür könnte angenommen werden, dass der Einfluss des Sägens zwar vorhanden ist, aber nicht weit in den Probekörper hinein reicht oder dass die 2. Vorbehandlung nur zu einem geringer geschädigten Bereich in rd. 50 µm Tiefe geführt hat. Dagegen kann dieser vergleichsweise geringe Unterschied in der Mikrorissanzahl von 17 % als übliche Streuung der Mikrorisskennwerte angesehen werden.

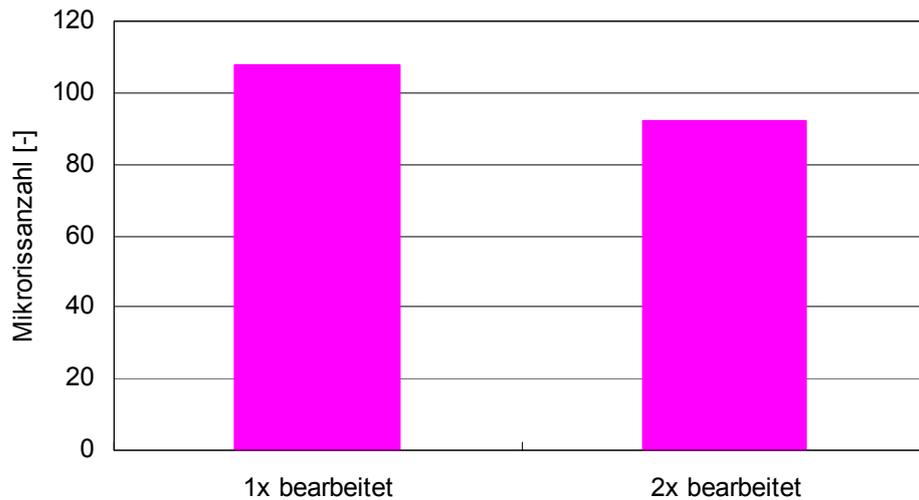


Abb. 73: Mikrorissanzahl eines Probekörpers nach ein- und zweifacher Vorbehandlung

#### 4.3.2 Verdichtungszeit

##### 4.3.2.1 Zielsetzung, Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Im Rahmen dieser Versuchsreihe soll geklärt werden, inwiefern unterschiedliche Verdichtungszeiten Einfluss auf die Mikrorissbildung Hochfester Betone haben. Dazu wurde eine Betonmischung jeweils 30, 45, 60, 90, 105 und 120 Sekunden auf einem Rütteltisch mit einer Frequenz von 50 Hz verdichtet. Die hier untersuchte Mischung war eine Hochfeste Betonmischung (Tabelle A 2) mit einer mittleren Druckfestigkeit von 82 N/mm<sup>2</sup> und einem w/z-Wert von 0,30 ohne Verwendung von Silikastaub.

##### 4.3.2.2 Versuchsergebnisse

###### 4.3.2.2.1 Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung

Mit zunehmender Verdichtungszeit verringert sich die Anzahl der Mikrorisse in der Zementsteinmatrix (Abb. 74). Auch die gemessene durchschnittliche Mikrorissbreite geht mit länger werdender Verdichtungszeit zurück. Eine Steigerung der Verdichtungszeit von 30 bzw. 45 Sekunden auf 60 Sekunden führt zu einer deutlichen Reduzierung der Anzahl der entstandenen Mikrorisse. Eine weitere Verlängerung der Verdichtungszeit bewirkt keine

Änderung in der Anzahl der entstandenen Mikrorisse. Die Unterschiede in der Mikrorissanzahl bei 90, 105 und 120 Sekunden Verdichtungszeit liegen im Bereich der üblichen Streuung (vgl. Tabelle A 25 im Anhang).

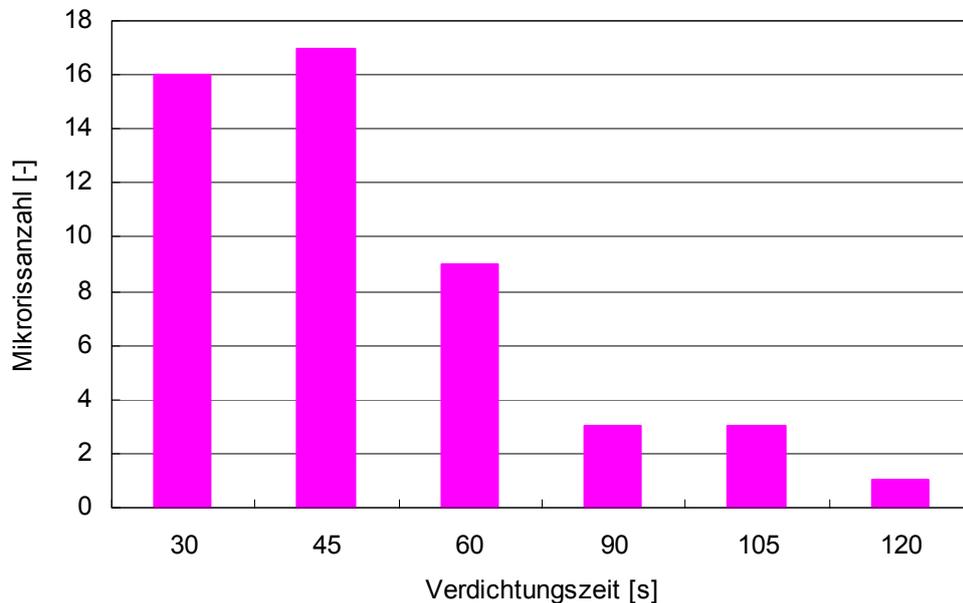


Abb. 74: Mikrorissanzahl der Probekörper mit unterschiedlicher Verdichtungsdauer

Bei zunehmender Rütteldauer geht die durchschnittliche Mikrorisslänge (Abb. 75) um etwa die Hälfte zurück. Zwischen 60 Sekunden und 90 Sekunden weist der Verlauf den größten Sprung auf. Die durchschnittliche Mikrorissbreite verringert sich mit längerer Verdichtung stetig. Oberhalb einer Rüttelzeit von 90 Sekunden sind - wie bei der Mikrorissanzahl - die üblichen Schwankungen zu erkennen. Die Mikrorissflächensumme zeigt folglich ein identisches Verhalten: Mit steigender Verdichtungszeit weisen die Probekörper geringere Mikrorissflächensummen (Abb. 75) auf.

Die Verteilung der Mikrorisse über den Querschnitt bei den einzelnen Probekörpern, die unterschiedlich lange verdichtet wurden, sind in Abb. 77 dargestellt. Die Mikrorisse erscheinen kaum an der Oberseite, der Einfüllseite (in Abb. 77 rechte Seite). Ansonsten weisen alle eine gleichmäßige Verteilung über den unteren Probenquerschnitt auf. Bei dem Probekörper, der 30 Sekunden verdichtet wurde, ist eine Ansammlung von Mikrorissen an der Unterseite, also gegenüber der Einfüllseite zu erkennen.

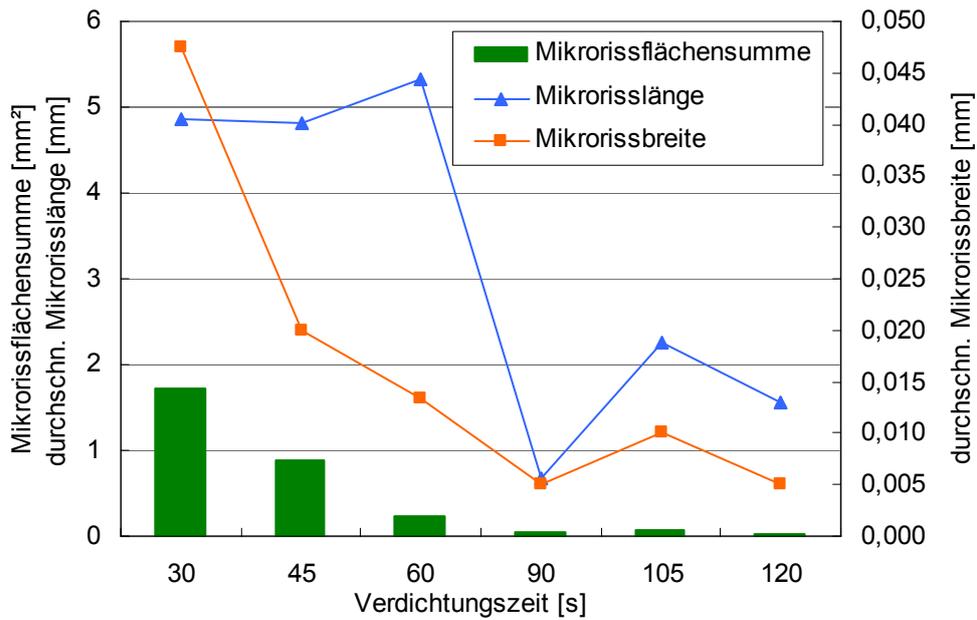


Abb. 75: Mikrorissflächensumme, durchschnittliche Mikrorisslänge und Mikrorissbreite der Probekörper mit unterschiedlicher Verdichtungsdauer

In Abb. 76 ist der Zusammenhang zwischen den Mikrorisskennwerten, Mikrorissflächensumme und Mikrorissanzahl dargestellt. Aufgrund der recht guten Korrelation wird im Weiteren der Vergleich mit den Frisch- und Festbetonkennwerten nur noch mit der Mikrorissflächensumme durchgeführt.

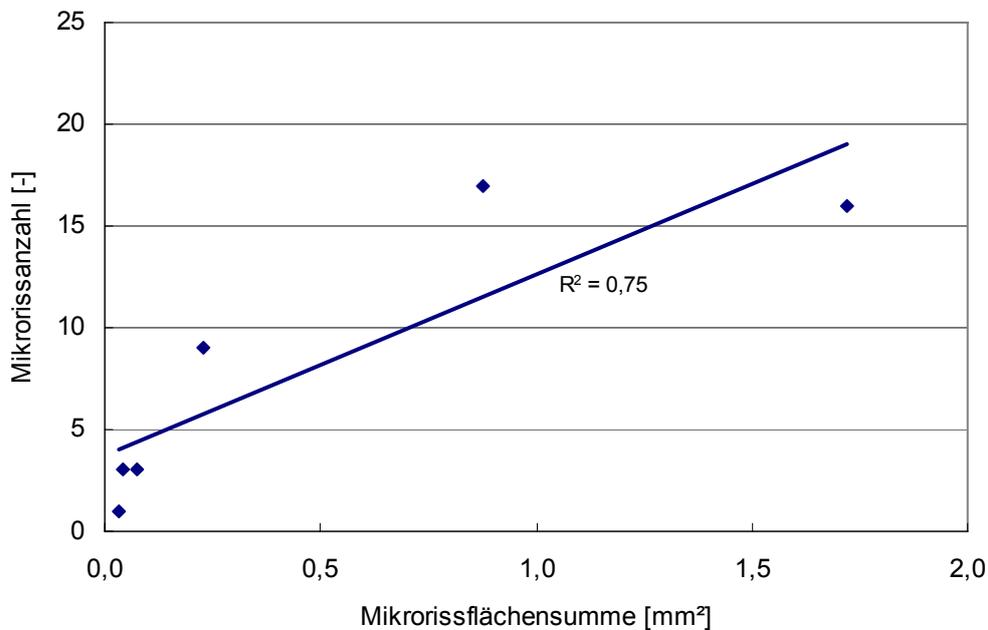


Abb. 76: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Mikrorissanzahl der Probekörper mit unterschiedlicher Verdichtungsdauer



#### 4.3.2.2 Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte

Die Ergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte sind in Tabelle A 9 im Anhang aufgeführt. Zwischen den Frischbeton- und Mikrorisskennwerten ist nur beim Luftporengehalt ein Zusammenhang erkennbar (Abb. 78). Mit zunehmender Verdichtungsdauer verringert sich entsprechend der Luftporengehalt im Frischbeton. Den direkten Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Luftporengehalt zeigt Abb. 79.

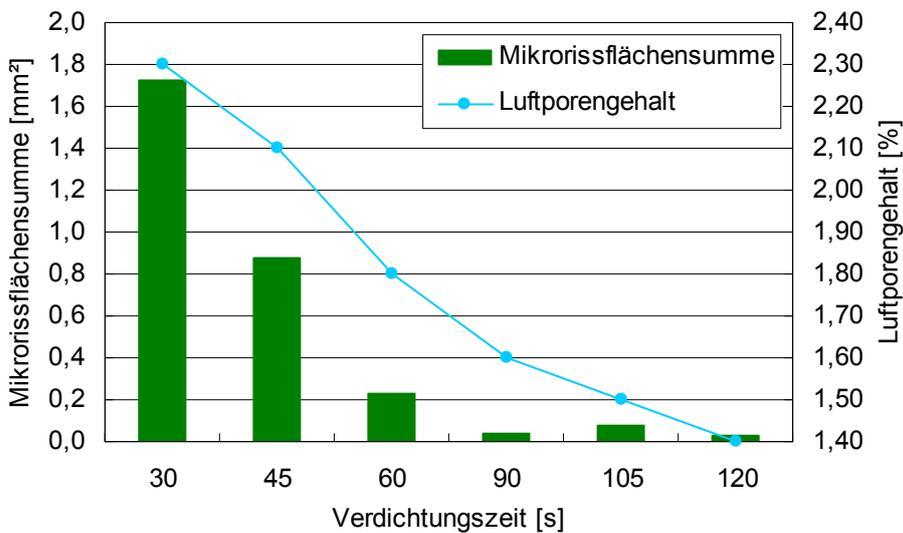


Abb. 78: Mikrorissflächensumme und Luftporengehalt der unterschiedlich lang verdichteten Betonmischungen

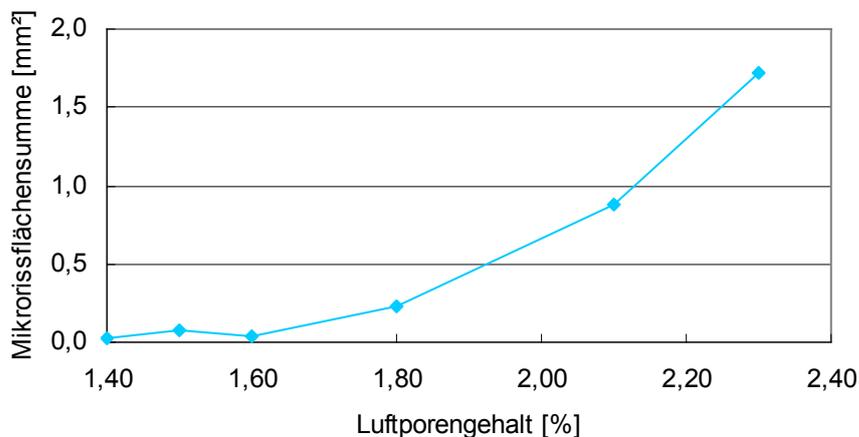


Abb. 79: Luftporengehalt in Abhängigkeit der Mikrorissflächensumme der Probekörper mit unterschiedlicher Verdichtungsdauer

Die zunehmende Verdichtungsdauer führt zu einem Anstieg des Elastizitätsmoduls (Abb. 80). Vor allem zwischen der Rüttelzeit von 45 Sekunden auf 60 Sekunden steigt der Elastizitätsmodul um rund 4000 N/mm<sup>2</sup> an. Im Anschluss daran verringert sich der Wert des Elastizitätsmoduls wieder um rund 2000 N/mm<sup>2</sup> bei 120 Sekunden Verdichtungsdauer. Den Zusammenhang zwischen der ermittelten Mikrorissflächensumme und dem Elastizitätsmodul bei den hier untersuchten Betonen zeigt Abb. 81. Mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,62 korrelieren die beiden Kennwerte der unterschiedlich lang verdichteten Probekörper.

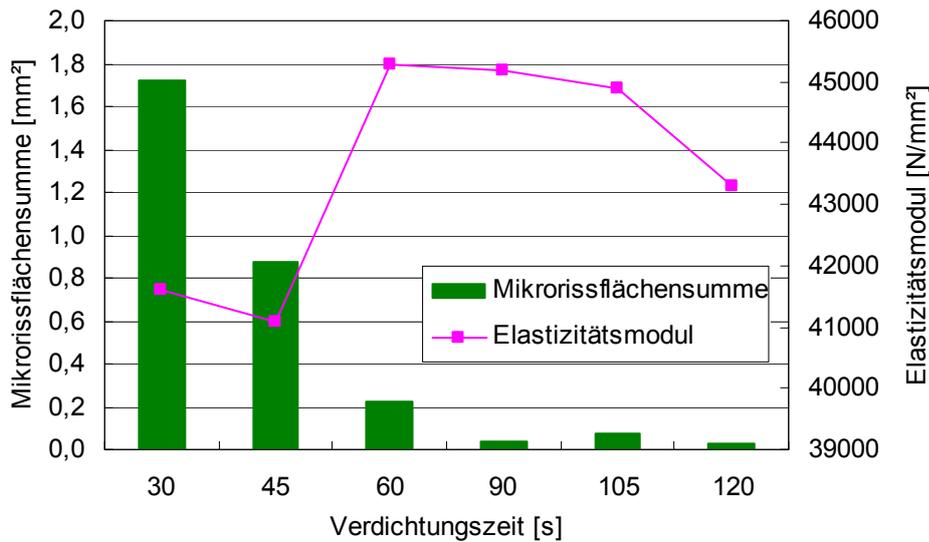


Abb. 80: Mikrorissflächensumme und Elastizitätsmodul der unterschiedlich lang verdichteten Betonmischungen

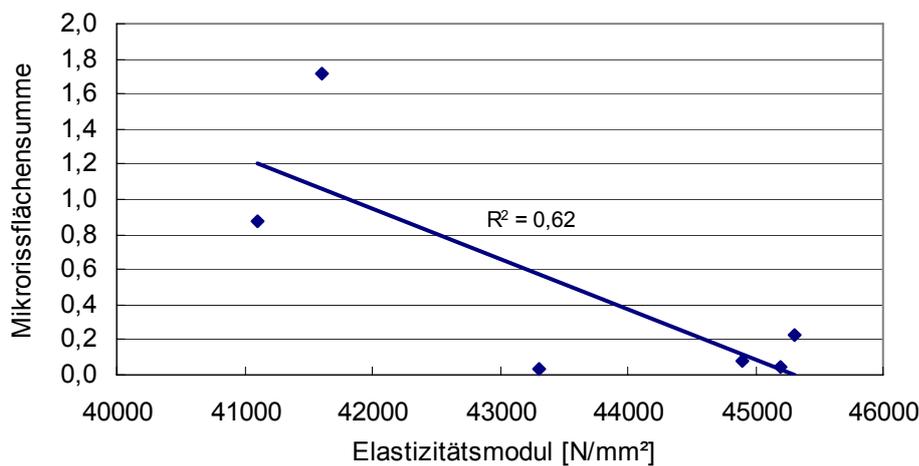


Abb. 81: Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul und Mikrorissflächensumme der unterschiedlich lang verdichteten Betonmischungen

### 4.3.2.3 Auswertung

#### 4.3.2.3.1 Auswertung der Mikrorissentwicklung

Die Dauer der Verdichtung des Frischbetons beeinflusst die Mikrorissentwicklung deutlich. Durch die kurzen Verdichtungszeiten von 30 bis 60 Sekunden behält das Gefüge des Hochfesten Betons offensichtlich Fehlstellen durch nicht entwichene Luft, die Auslöser für Mikrorisse sind (vgl. Abb. A 15). Bei einer Verdichtungsdauer von 90 Sekunden und mehr wird das Gefüge dichter und es entstehen weniger Mikrorisse. Die Verlängerung der Verdichtungszeit von 90 auf 105 und 120 Sekunden bewirkt nur wenig Änderung und führt bei dieser recht zähen Mischung auch nicht zur Entmischung. Um die Entmischung zu vermeiden oder die Mikrorissgefahr zu minimieren ist daher für den vorliegenden Beton eine Verdichtungszeit von 90 Sekunden zu empfehlen.

#### 4.3.2.3.2 Auswertung der Mikrorissentwicklung im Vergleich mit Festbetonkennwerten

Die Ergebnisse der Versuche mit Hochfestem Beton und unterschiedlichen Verdichtungszeiten zeigen kaum eine Beeinflussung der Frisch- und Festbetonkennwerte. Die Abhängigkeit zwischen dem Luftporengehalt und der Mikrorissflächensumme bestätigt sich durch die Beobachtungen, die bei der Auswertung der Mikrorisse allgemein gemacht wurden. Es zeigte sich fast immer eine Luftpore oder eine andere Fehlstelle als Ausgangspunkt für einen Mikroriss (Abb. A 15, Abb. A 17). Je mehr Luftporen im Beton enthalten sind, umso mehr Mikrorisse wies die entsprechende Betonfläche auf. Dies wird durch Abb. 78 eindeutig bestätigt.

Die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Verdichtungszeit ist mit den enthaltenen Verdichtungsporen zu begründen. Die längere Rüttelzeit führt zu einem dichteren Gefüge des Festbetons mit weniger Fehlstellen. Die Verformung im elastischen Bereich des Festbetons wird durch ein dichteres Gefüge verringert und führt zu einem höheren Elastizitätsmodul.

Die übrigen Festbetonkennwerte (Tabelle A 9) zeigen keine klare Korrelation zu den ermittelten Mikrorisskennwerten bzw. zur Verdichtungszeit. Selbst die Mikrorisse, die bei nur geringer Verdichtungszeit von 30 und 45 Sekunden auftreten, führen nicht zur Herabsetzung des Wassereindringwiderstands. Die beobachteten Mikrorisse mit einer

Rissbreite von bis zu 50 µm führen offensichtlich nicht zur Bildung eines ausreichend vernetzten Mikrorissystems, das in der Lage ist, Wasser ins Bauteilinnere zu transportieren. Der Wassereindringwiderstand zeigt sich - wie auch die Druckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit - völlig unabhängig von der enthaltenen Mikrorissanzahl, den durchschnittlichen Mikrorissbreiten und -längen der aufgetretenen Mikrorisse.

#### 4.3.3 Probenalter

##### 4.3.3.1 Zielsetzung

Zur Untersuchung des Einflusses des Probenalters wurden Probekörper im Alter von sieben und 28 Tagen zur Mikrorissuntersuchung vorbereitet und mit den zugehörigen Festbetonkennwerten verglichen. Ziel war es zu klären, inwiefern das Probenalter über sieben Tage hinaus Einfluss auf die Mikrorissentwicklung hat, bzw. ob die Probenvorbereitung im Alter unter 28 Tagen verstärkt zu Mikrorissen im Probekörper führt.

##### 4.3.3.2 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Es wurden zwei Betone gleicher Betonrezeptur hergestellt und im Alter von sieben Tagen (7 d) und 28 Tagen (28 d) geprüft. Die verwendete Rezeptur ist im Anhang Tabelle A 3 zu entnehmen. Die Proben dieser Serie wurden alle bis zum Alter von sieben Tagen unter Wasser gelagert. Die Mischung 28 d wurde im Anschluss daran bis zur Prüfung im Klima 20 °C/65 % r. F. aufbewahrt. Um die Mikrorissbildung noch genauer zu quantifizieren, wurden in diesem Versuchsabschnitt die Mikrorisse getrennt nach dem Ort ihres Auftretens in Mikrorisse in der Mörtelmatrix, in der Kontaktzone und im Gesteinskorn aufgeteilt.

##### 4.3.3.3 Versuchsergebnisse

###### 4.3.3.3.1 Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung

Die Ergebnisse der Mikrorissuntersuchung sind im Anhang in Tabelle A 19 angegeben. Die ermittelte Mikrorissanzahl der beiden Probenserien, aufsummiert über Gesteinskorn, Mörtelmatrix und Kontaktzone, sind Abb. 82 zu entnehmen. Die sieben Tage alten Proben weisen etwas mehr Mikrorisse auf als die im Alter von 28 Tagen.

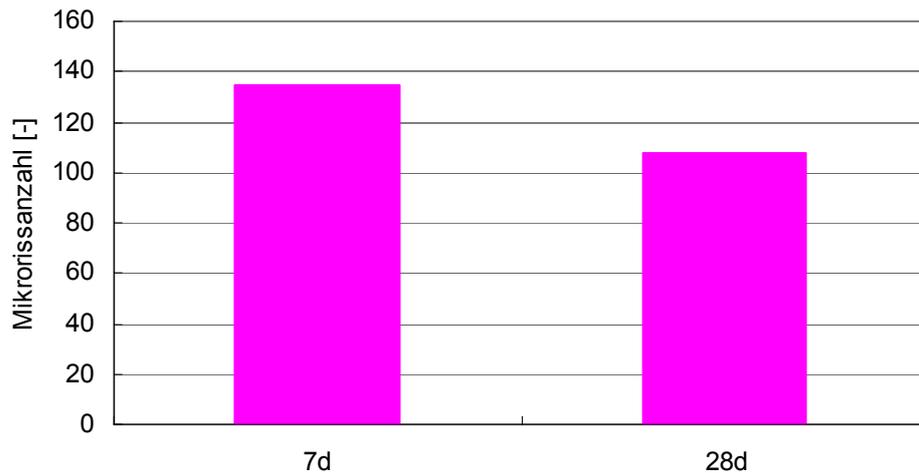


Abb. 82: Mikrorissanzahl der Probekörper unterschiedlichen Probenalters

Betrachtet man die Mikrorisse entsprechend ihrem Ort des Auftretens (Abb. 83), so wird deutlich, dass die Anzahl der Mikrorisse in Matrix und Kontaktzone der Probe im Alter von sieben Tagen deutlich über denen der Probe im Alter von 28 Tagen liegt. In der Gesteinskörnung treten bei der 28 Tage alten Probe mehr Mikrorisse auf als bei der sieben Tage alten Probe. Bei beiden Altersstufen treten in der Matrix die wenigsten und in der Gesteinskörnung die meisten Mikrorisse auf.

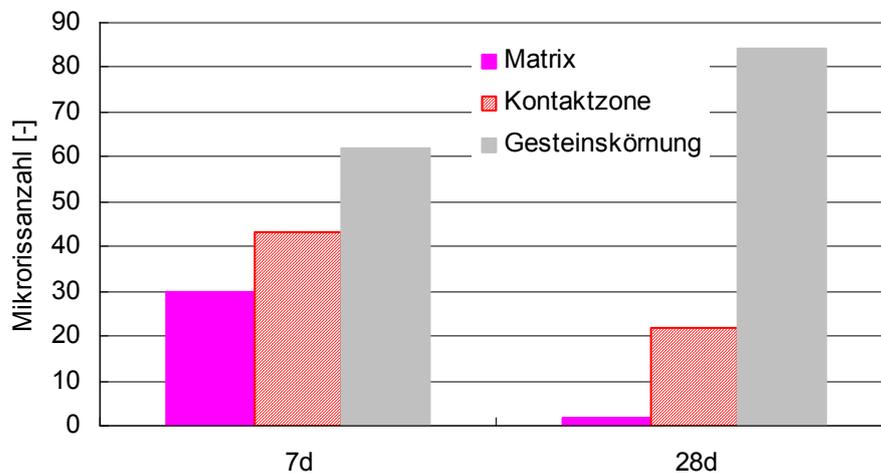


Abb. 83: Anzahl der ermittelten Mikrorisse aufgeteilt nach Mikrorissen in der Mörtelmatrix, in der Kontaktzone und in der Gesteinskörnung der Probekörper unterschiedlichen Alters

Die Mikrorissflächensummen und die durchschnittlichen Mikrorisslängen der Mikrorisse in der Mörtelmatrix unterscheiden sich kaum (Abb. 84). Die durchschnittliche Mikrorissbreite verringert sich geringfügig von der sieben Tage zur 28 Tage alten Probe. Bei den Mikrorissen in der Kontaktzone zeigen sich deutlichere Unterschiede zwischen den beiden Altersstufen. Die Mikrorissflächensumme, die durchschnittliche Mikrorisslänge und -breite verringern sich

mit zunehmendem Alter um das vier- bis fünffache (Abb. 85). Bei den Mikrorissen in der Gesteinskörnung wurde auf die Auswertung der Mikrorisse nach Länge und Breite verzichtet, da deren Rissursachen in der Geologie zu suchen sind und nicht im Rahmen dieser Arbeit geklärt werden.

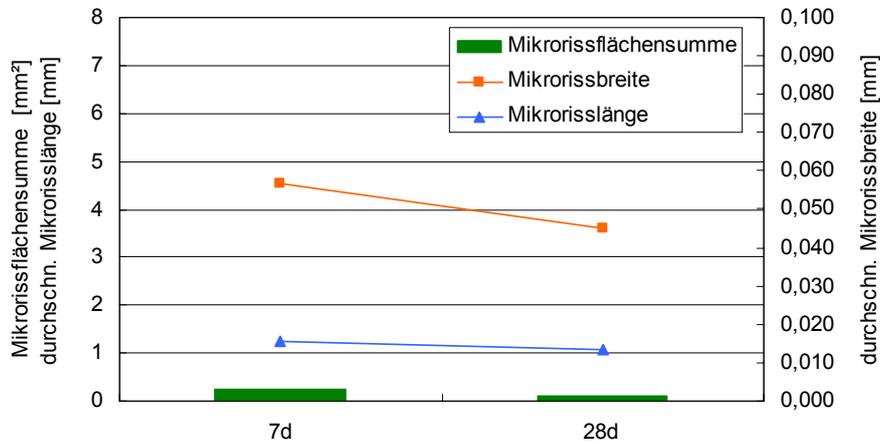


Abb. 84: Mikrorissflächensumme, durchschnittliche Mikrorissbreite und -länge der Mikrorisse in der **Mörtelmatrix** der Proben unterschiedlichen Alters

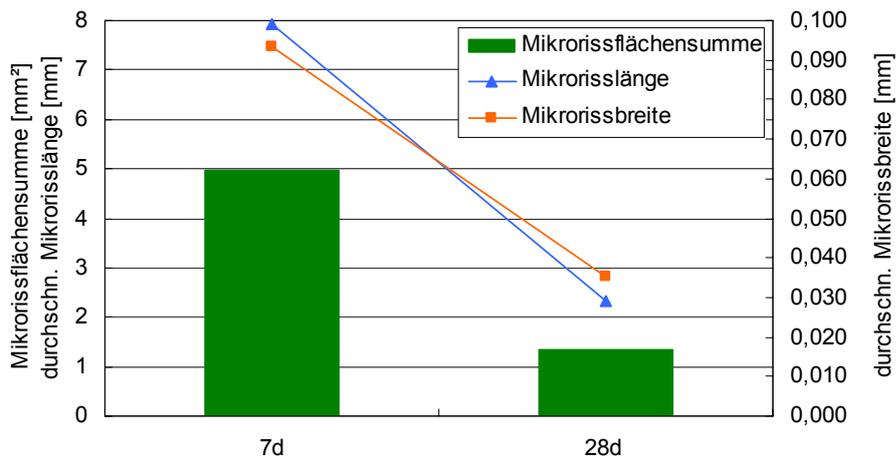
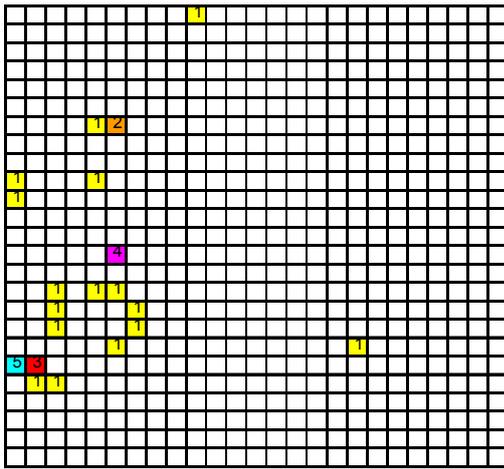
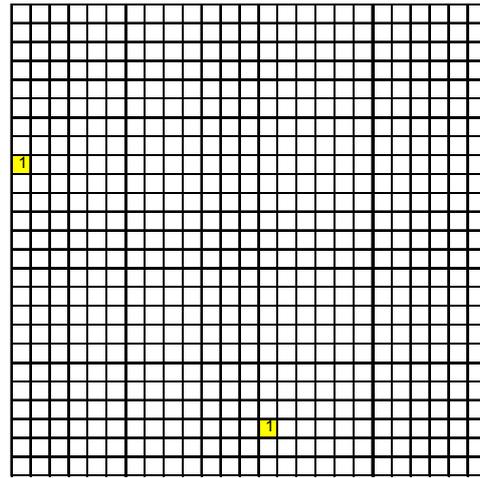


Abb. 85: Mikrorissflächensumme, durchschnittliche Mikrorissbreite und -länge der Mikrorisse in der **Kontaktzone** der Proben unterschiedlichen Alters

Die Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt in der Matrix ist in Abb. 86 dargestellt. Bei der sieben Tage alten Probe sind die Mikrorisse verstärkt am linken Rand, gegenüber der Einfüllseite angeordnet.



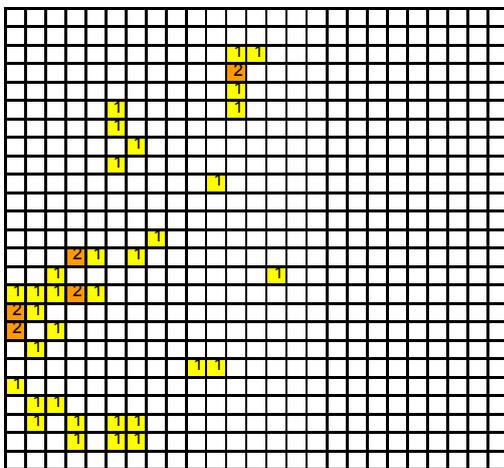
7 Tage



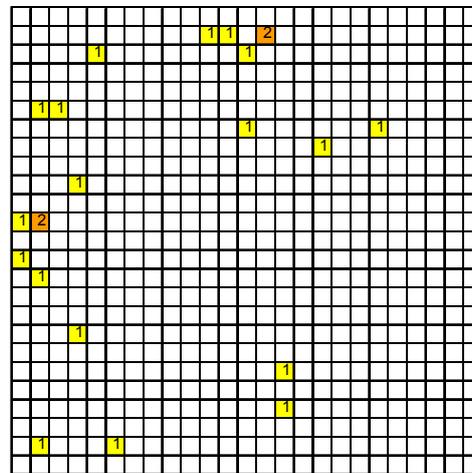
28 Tage

Abb. 86: Verteilung über den Probenquerschnitt der Mikrorisse in der **Mörtelmatrix**

Die Mikrorisse in der Kontaktzone treten bei der sieben Tage alten Probe an der gleichen Seite konzentriert auf (Abb. 87), während an der Einfüllseite rechts, keine Mikrorisse zu erkennen waren. Die Mikrorisse der Kontaktzone bei der 28 Tage alten Probe sind ebenso nur in der Mitte und an der Unterseite zu erkennen, allerdings gleichmäßiger verteilt und in geringerer Anzahl als bei den sieben Tage alten Proben.



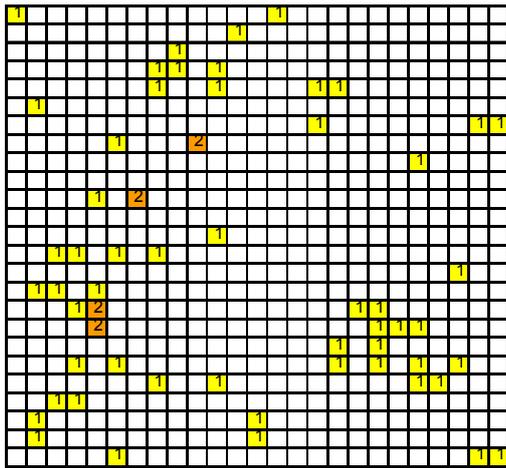
7 Tage



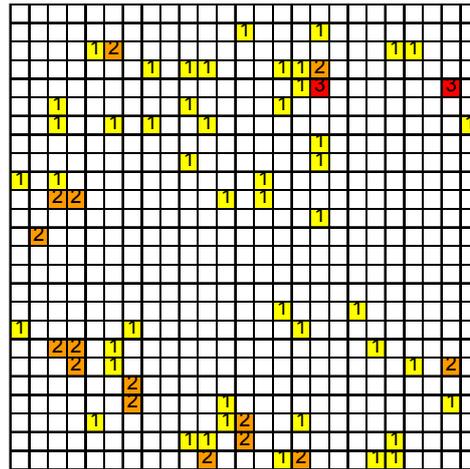
28 Tage

Abb. 87: Verteilung über den Probenquerschnitt der Mikrorisse in der **Kontaktzone**

Die Mikrorisse in der Gesteinskörnung sind bei beiden Altersstufen gleichmäßig über den Probenquerschnitt verteilt (Abb. 88). Die Mikrorisse aufsummiert über alle drei Komponenten des Betons sind in ihrer Verteilung im Anhang Abb. A 21 dargestellt.



7 Tage



28 Tage

Abb. 88: Verteilung über den Probenquerschnitt der Mikrorisse in der **Gesteinskörnung**

#### 4.3.3.3.2 Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte

Die Frisch- und Festbetonkennwerte der hier untersuchten Mischungen sind im Anhang in Tabelle A 10 aufgeführt. Da die Mischung 7 d bis zur Prüfung unter Wasser gelagert wurde, ist kein kapillares Saugen und auch keine Prüfung auf Wasserundurchlässigkeit durchgeführt worden. Ebenso wurde kein Elastizitätsmodul geprüft. Der Zusammenhang der Anzahl der Mikrorisse in der Matrix und in der Kontaktzone mit der Druckfestigkeit ist in Abb. 89 zu erkennen. Mit zunehmendem Alter nimmt die Druckfestigkeit der Proben um rund 100 % zu. Gleichzeitig reduzieren sich die Mikrorisse in der Matrix auf rund ein Sechstel und in der Kontaktzone um rund die Hälfte. Die gleichen Tendenzen ergeben sich beim Vergleich der Mikrorissflächensumme mit der Druckfestigkeit (Abb. 90).

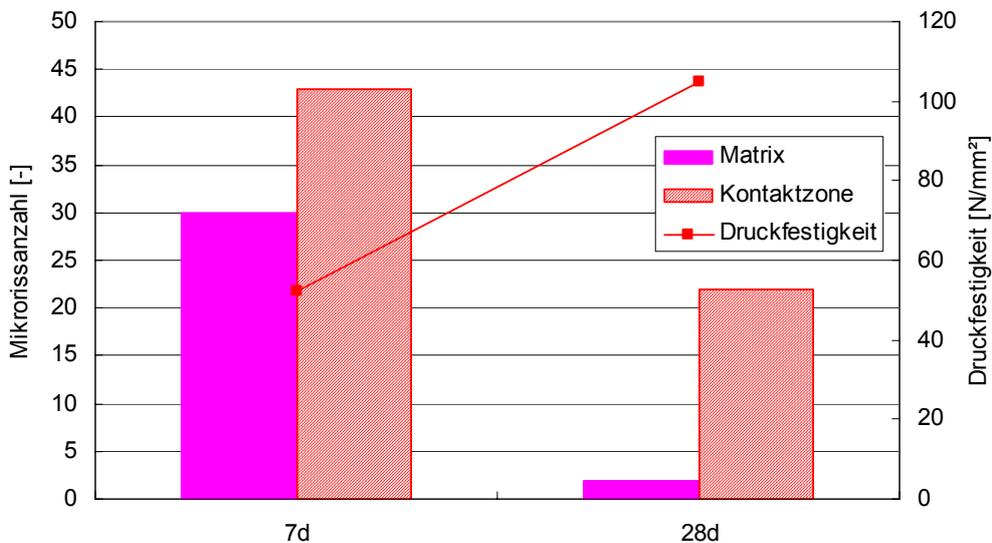


Abb. 89: Mikrorissanzahl und Druckfestigkeitswerte der Proben unterschiedlichen Alters

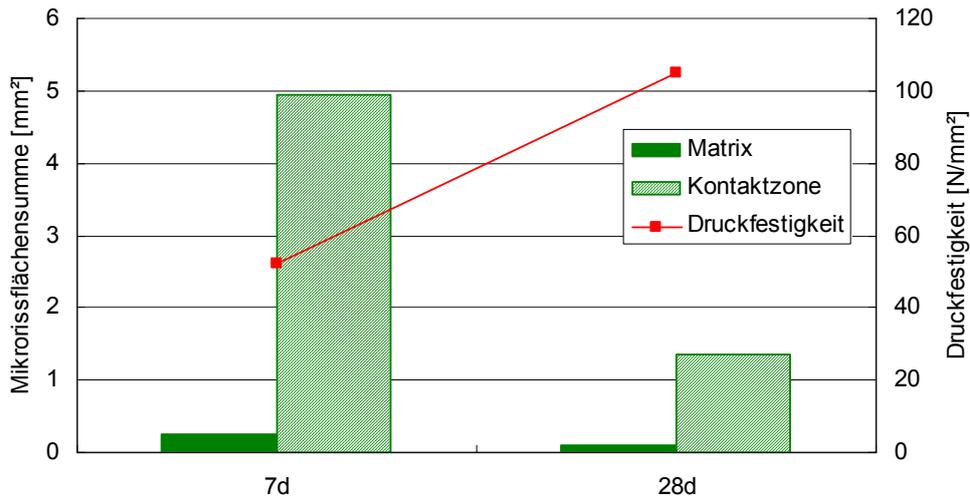


Abb. 90: Mikrorissflächensumme und Druckfestigkeit der Proben unterschiedlichen Alters

Die Werte der Spaltzugfestigkeit unterscheiden sich bei den unterschiedlichen Altersstufen der Proben nicht. Sie liegen konstant bei 5,5 N/mm<sup>2</sup>, während sich die Mikrorissflächensumme von 7 d auf 28 d deutlich verringert.

#### 4.3.3.4 Auswertung der Mikroriss- und Festbetonergebnisse

Die Abnahme der Mikrorissanzahl als auch der Mikrorissflächensumme der Probe 7 d auf 28 d ist auf die geringe Festigkeit der Probe im Alter von sieben Tagen während der Probenvorbereitung zurückzuführen. Der Vergleich der Druckfestigkeit der Proben der beiden Altersstufen bestätigt diese Vermutung. Die Probenvorbereitung durch Sägen und Schleifen scheint das Gefüge des sieben Tage alten Betons im Vergleich zum 28 Tage alten deutlich - vor allem in der noch schwachen Kontaktzone - zu schädigen.

Die höhere Mikrorissanzahl und die höhere Mikrorissflächensumme in der Kontaktzone im Vergleich zur Matrix lassen den Schluss zu, dass die Kontaktzone im Alter von sieben Tagen noch deutlich geringere Festigkeit und Stabilität im Gefüge aufweist als die Mörtelmatrix. Diese bleibt bei der Probe 28 d nahezu mikrorissfrei. Die durchschnittlichen Mikrorissbreiten und Mikrorisslängen zeigen ebenso, dass vor allem die Kontaktzone eine Schwachstelle im Beton im Alter von rd. sieben Tagen darstellt. Die Mikrorisse in der Kontaktzone sind sowohl in größerer Anzahl, als auch breiter und länger entstanden.

Ebenso kann ein Zuwachsen der Mikrorisse in den 21 Tagen unter Klimabedingungen 20 °C/65 % r. F. für die Reduzierung der Mikrorissflächensumme verantwortlich gemacht

werden. Vor allem in der Kontaktzone wird das Gefüge durch die Reaktion des Silikastaubs und des dort angereicherten Calciumhydroxids verdichtet (siehe Kapitel 2.1.3).

Die Ursache für die Mikrorisse in der Gesteinskörnung ist aufgrund ihrer geologischen Vorgeschichte nicht auf ihr Alter im Betongefüge zurückzuführen. Diese Mikrorisse sind vor dem Betonieren bereits im Gestein vorhanden und sind deshalb unabhängig von der Behandlung im Beton (Abb. A 16).

Die Verteilung der Mikrorisse über den Querschnitt bestätigt die oben gemachten Aussagen. Das Sägen der Probekörper zur Probenpräparation wurde – bei der Darstellung in Abb. 86 bis Abb. 88 - von links nach rechts vorgenommen. Die dort vorherrschende Konzentration von Mikrorissen bestätigt die Theorie, dass die Mikrorisse der Proben im Alter von sieben Tagen eindeutig durch die mechanische Beanspruchung des noch „jungen“ Betongefüges entstanden sind. Dafür spricht auch die gleichmäßige Verteilung der Mikrorisse in der Gesteinskörnung in Abb. 88.

Der Vergleich der Mikrorisskennwerte mit den Ergebnissen der Spaltzugfestigkeit bestätigt die Theorie, dass die Mikrorisse im Alter von sieben Tagen aufgrund der mechanischen Beanspruchung durch das Sägen verursacht werden. Die Probekörper der Spaltzugprüfung erfahren keine mechanische Beanspruchung vor der Prüfung und weisen deshalb konstante Werte in beiden Altersstufen auf. Dies heißt aber zugleich, dass hier keine Verbesserung der Spaltzugfestigkeit durch puzzolanische Reaktion des Silikastaubs im Zeitraum zwischen sieben und 28 Tagen stattfindet.

Im Weiteren werden die Probekörper alle im Alter von 28 Tagen geprüft, um die mechanische Schädigung durch die Probenvorbereitung möglichst gering zu halten. Die zugehörigen Festbetonkennwerte werden so auch entsprechend im gleichen Alter geprüft.

#### 4.4 Parameter resultierend aus der Betontechnologie

##### 4.4.1 Bindemittelzusammensetzung

###### 4.4.1.1 Zielsetzung

Das in diesem Kapitel dargestellte Versuchsprogramm zeigt, wie durch variierende Bindemittelzusammensetzungen die Bildung von Mikrorissen beeinflusst wird. Um den

Zusammenhang zwischen Mikrorissentwicklung aufgrund von Temperatur- und Verformungsbeanspruchung im Beton zu klären, wurden zusätzlich zu den Mikroriss- und Festbetonuntersuchungen Probekörper mit verschiedener Bindemittelzusammensetzung unter verschiedenen Lagerungsbedingungen auf Temperatur- und Feuchteentwicklung untersucht.

#### 4.4.1.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm bestand aus acht verschiedenen Mischungen, die sich in ihrer Bindemittelzusammensetzung unterschieden. Um den Einfluss der frühen Reaktion der Klinkerphase  $C_3A$  zu erkennen, wurden Zemente mit und ohne dieser Klinkerphase untersucht. Der Kompositzement CEM II wurde mit in die Versuchsreihe aufgenommen, um den Effekt des inerten Zumahlstoffs Kalksteinmehl auf die Mikrorissbildung zu erfassen. Überdies ist dieser Zement nach Aussage des Lieferwerks einer der am häufigsten eingesetzten Zemente in der Praxis, und sollte deshalb im Vergleich mit untersucht werden. Die Zusammensetzungen der Betonrezepte sind dem Anhang in Tabelle A 4, die Angaben zu den Klinkerphasen der einzelnen Zemente sind Tabelle A 5 zu entnehmen. Es werden im Weiteren folgende Abkürzungen verwendet:

A	Zement CEM I 42,5 R Almendinger HS mit 8 % Silikastaub
B	Zement CEM I 42,5 R Mergelstetten 8 % Silikastaub
C	Zement CEM II A-LL 42,5 R 8 % Silikastaub
A1	A mit 5 % Silikastaub
A2	A mit 5 % Metakaolin
A0	Zement CEM I 42,5 R Almendinger HS
B0	Zement CEM I 42,5 R Mergelstetten
C0	Zement CEM II A-LL 42,5 R

#### 4.4.1.3 Versuchsdurchführung

Von jeder Bindemittelzusammensetzung wurden Mikrorissprobekörper hergestellt sowie die zugehörigen Frisch- und Festbetonkennwerte ermittelt. Die Ergebnisse sind Tabelle A 11 im Anhang zu entnehmen. Für die Untersuchung der Mikrorissentwicklung wurde zusätzlich zur Klimalagerung (KL), wie in Kap. 4.1.3 beschrieben, jeweils ein Betonwürfel der Mischungen A

und B sowie der Mischungen A0, B0 und C0 bis zum Sägen nach 28 Tagen unter Wasser (WL) gelagert.

#### 4.4.1.3.1 Messung des autogenen Schwindens

An allen Mischungen mit unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung wurde **autogenes Schwinden** gemessen. Hierzu wurde sowohl eine Schwindrinne und ein Schwindkegel verwendet.

Mit der **Schwindrinne** (Abb. 91, Abb. 92, Abb. 93) wird das eindimensionale Schwinden in Längsrichtung gemessen. Sie besteht aus einem u-förmigen, einen Meter langen Edelstahlprofil, in das der frische Beton eingefüllt wird. Die Rinne ist mit einem Neoprenschaumvlies ausgekleidet, welches ein Verkanten bei Ausdehnung verhindern soll. Das Auskleiden der Rinne mit einer doppelten Teflonfolie minimiert die Wandreibung. Die geringen Kontraktionskräfte aus der Volumenverringering infolge des Schwindens werden durch Metallanker, jeweils auf den Stirnseiten der Rinne übertragen. Auf einer Seite ist die Rinne mit einem beweglichen Stempel ausgerüstet, dessen Verlängerung auf einer Rolle aufliegt und die Längenänderung des Prüfguts auf einen Wegaufnehmer überträgt. Als Wegaufnehmer kommt ein digitaler Präzisionsmesstaster zum Einsatz, der die gemessenen Daten mit einer Genauigkeit von 1/1000 mm zu einem Datenlogger überträgt.



Abb. 91: Schwindrinne im unbefüllten Zustand, ohne Neoprenschaumvlies und ohne Teflonfolie /149/

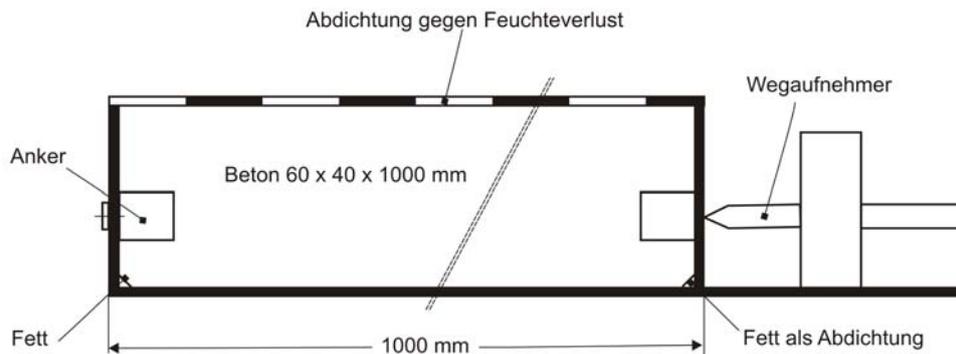


Abb. 92: Schematische Darstellung der Schwindrinne im Längsschnitt

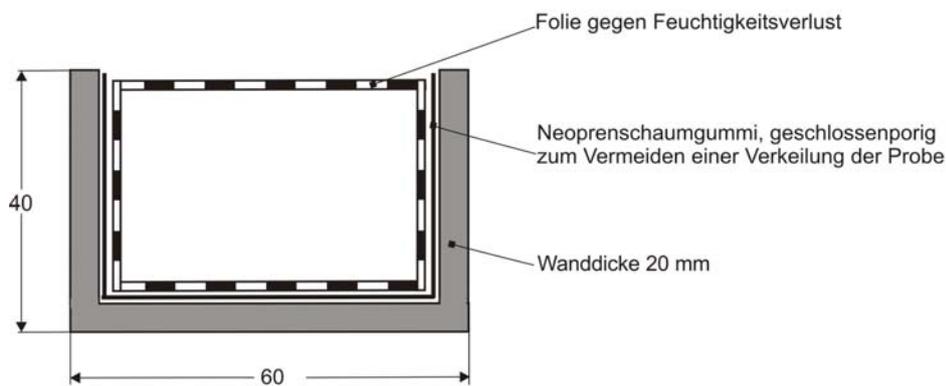


Abb. 93: Schematische Darstellung der Schwindrinne im Querschnitt

Für die hier beschriebenen Versuche wurde der Frischbeton in die mit Neoprenschaumvlies und Teflonfolie ausgekleidete Schwindrinne bis zum oberen Rand eingefüllt. Durch kurzes Rütteln auf dem Rütteltisch und zusätzliches manuelles Verdichten durch Stochern wurde der Frischbeton verdichtet. Anschließend wurde der Frischbeton mit Teflonfolie oben verschlossen und zugeklebt, um ein Austrocknen an der Oberseite zu vermeiden. Direkt im Anschluss begann die Messung des Schwindens bzw. des Quellens.

Mit dem **Schwindkegel** (Abb. 94) wird das dreidimensionale autogene Schwinden gemessen. Die Geometrie des Probekörpers bietet die Möglichkeit, durch die eindimensionale Messung das dreidimensionale Schwinden zu messen, da die Verformungen in die anderen beiden Richtungen aufgrund der Geometrie des Kegels eine Verformung in Messrichtung bewirken. Daher ist ein dreifacher Messwert im Vergleich zur Schwindrinne zu erwarten. Ein Laserstrahl misst berührungslos und mit einer Auflösung von 1/10 Mikrometer das Schwind- und Dehnverhalten des Betons sofort nach dem Einbau in die Kegelform (Abb. 95).



Abb. 94: Schwindkegel mit Laserdistanzmessgerät /149/

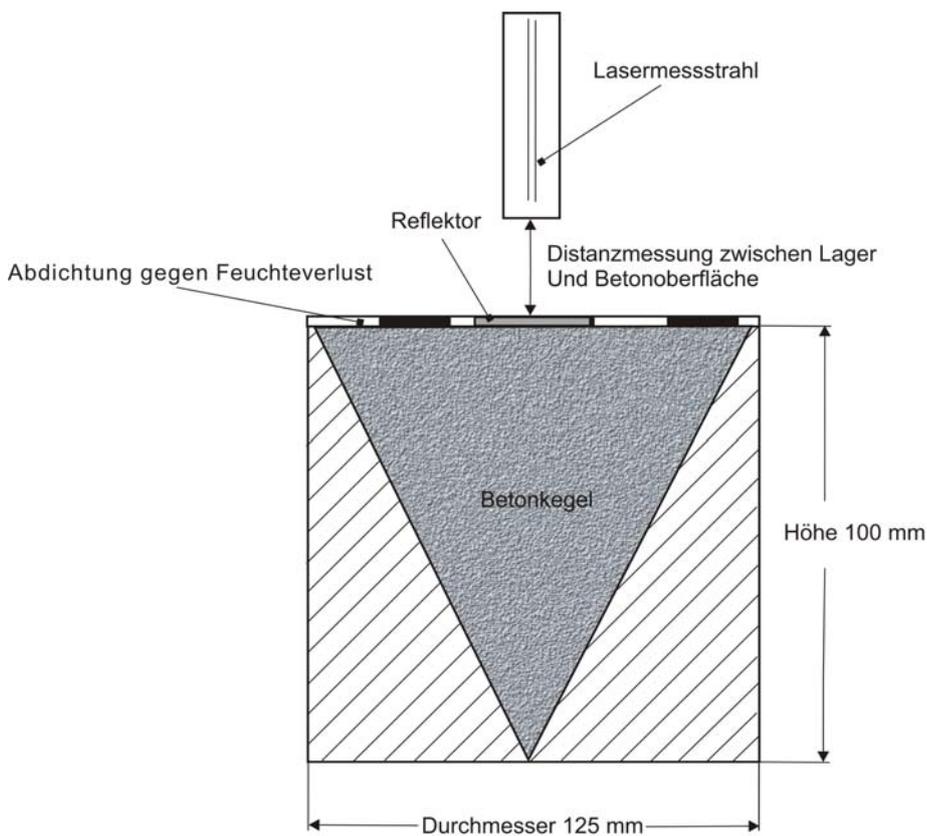


Abb. 95: Schematische Darstellung des Schwindkegels im Schnitt

Im Rahmen der hier durchgeführten Versuche wurde der Frischbeton bis zum oberen Rand in den mit Folie ausgekleideten Schwindkegel eingefüllt. Durch kurzes Rütteln auf dem Rütteltisch wurde der Frischbeton verdichtet und an der Oberseite der Reflektor für die

Lasermessung aufgelegt. Um ein Austrocknen an der Oberseite zu verhindern, wurde die restliche Oberfläche mit einer Kunststoffolie abgedeckt (Abb. 96). Daran anschließend wurde die Messung der Volumenänderung des Frisch- bzw. Festbetons begonnen.



Abb. 96: Messung des dreidimensionalen autogenen Schwindens mit dem Schwindkegel

#### 4.4.1.3.2 Messung des Austrocknungsschwindens

Parallel zur Messung des autogenen Schwindens wurde nach dem Ausschalen des Festbetons das **Austrocknungsschwinden** an Schwindzylindern ( $\varnothing = 10 \text{ cm}$ ,  $H = 50 \text{ cm}$ ) gemessen. Die Herstellung der Schwindzylinder erfolgte identisch zur Herstellung der Probekörper für die Festbetonprüfung (siehe Kap. 4.1.3). Im Alter von einem Tag wurden die Schwindzylinder ausgeschalt, gemessen, gewogen und auf den Stirnflächen jeweils mit einem Messingplättchen beklebt. Die Messingplättchen weisen eine Bohrung auf, die eine exakte Justage der Metalldorne der Messapparatur für die Schwindmessung bietet. Die Schwindkegel wurden alle nach dem Ausschalen sechs Tage unter Wasser gelagert. Anschließend wurden die mit „Klimalagerung“ bezeichneten Zylinder im Klima  $20 \text{ °C}/65 \text{ \% r. F.}$  gelagert. Die anderen mit „unter Wasser“ bezeichneten Zylinder verblieben in der Wasserlagerung. Die Messung des Austrocknungsschwindens erfolgte in einem Metallrahmen mit einer analogen Messuhr mit einer Genauigkeit von  $1/1000 \text{ mm}$ . Die vorbereiteten Schwindkörper werden zwischen einem festen Dorn und einer analogen Messuhr eingespannt. Die gesamte Länge der Zylinder von  $50 \text{ cm}$  diente als Messstrecke (Abb. 97). Anlegeflächen und Markierungen stellten sicher, dass die Zylinder bei allen Messungen die gleiche Lage einnehmen. Die Bezugs- und Nullmessungen erfolgten rund 24 Stunden nach dem Betonieren. In der ersten Woche wurden die Messungen täglich

durchgeführt, später im zwei bis fünf Tagesrhythmus. Neben der Verformung wurde die Massenänderung der einzelnen Schwindkörper aufgezeichnet.

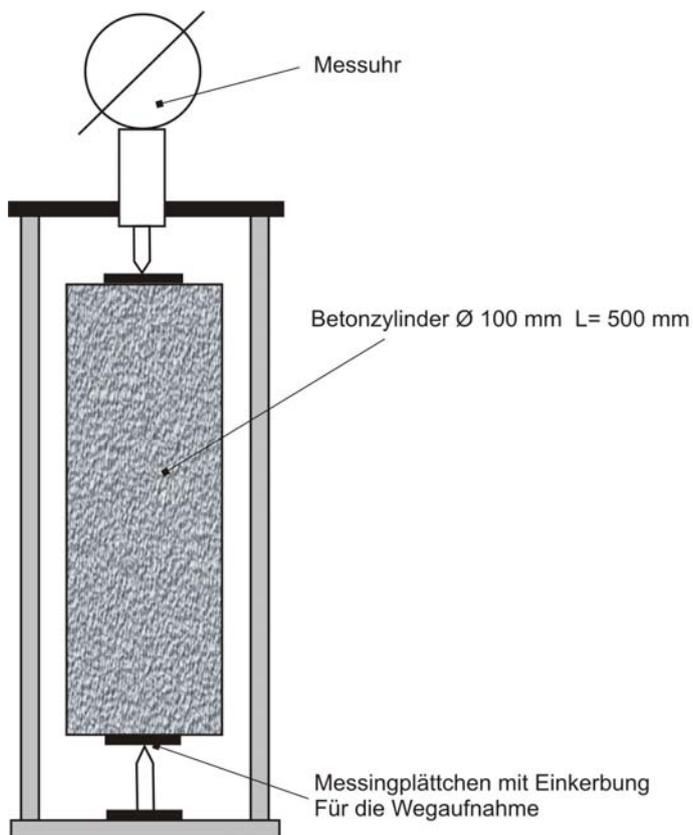


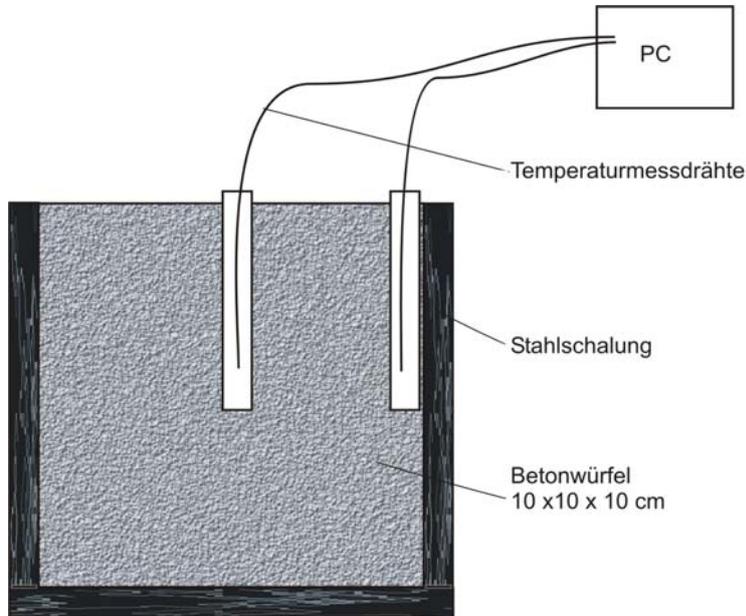
Abb. 97: Schematische Darstellung der Messung des Austrocknungsschwindens

#### 4.4.1.3.3 Messung der Temperaturentwicklung

Zu jeder Bindemittelzusammensetzung wurde die Temperaturentwicklung durch Hydratationswärme an separaten Probekörpern jeweils in Probekörpermitte und am Probekörpertrand gemessen. Diese Temperaturmessungen wurden von jeder Versuchsserie unter zweierlei Bedingungen durchgeführt: Einmal unter quasi adiabatischen Bedingungen („quasi adiabatisch“) und einmal analog zu den übrigen Probekörpern („nach Norm“). D. h., sie wurden nach 24 Stunden ausgeschalt und unter Wasser gelagert. Diese Messungen zogen sich über eine Dauer von ca. zwei bis drei Tagen hin. Beide Messungen wurden an Würfeln mit 10 cm Kantenlänge durchgeführt.

Für die Prüfkörper der Temperaturmessung nach Norm wurde der Frischbeton in die 10 cm Würfelschalung aus Stahl eingefüllt und verdichtet. Während des Verdichtens wurden jeweils in der Mitte und in Randlage ca. 12 cm lange Kunststoffröhrchen mit einem Durchmesser von

etwa 0,3 cm eingedrückt und gegen Aufschwimmen gesichert (Abb. 98). Die Probekörper wurden nach einem Tag ausgeschalt und dann nach DIN 1048 /148/ unter Wasser gelagert (Abb. A 1 im Anhang). In die Messröhrchen wurden anschließend die Temperaturmessdrähte eingeschoben.



Klima 1: 20 °C/65 % r. F.

Klima 2: 20 °C/100 % r. F. (unter Wasser Lagerung)

Abb. 98: Schematische Darstellung der Temperaturmessung des Probekörpers gelagert nach Norm; Klima 1 bis zum ersten Tag: in der Stahlschalung 20 °C/65 % r. F.; Klima 2 ab dem 2.Tag: 20 °C/100 % r. F.

Die Betonwürfel mit 10 cm Kantenlänge, bei denen unter quasi adiabatischen Bedingungen die Hydratationstemperaturentwicklung gemessen wurde, lagerten die ganze Messdauer über in der Schalung in einer Styroporbox, wie in Abb. A 2 dargestellt. Die Wärmedämmung aus Styropor hatte eine Dicke von 150 mm. Der verbleibende Hohlraum wurde mit Styroporflocken verfüllt, was einer gesamten Wärmedämmschicht von 25 cm entspricht. Bei den quasi adiabatischen Probekörpern waren entsprechend Abb. 99 die Messröhrchen in den Beton eingebracht worden. Parallel dazu wurde bei beiden Lagerungsbedingungen die Raumtemperatur mit einem eigenen Messdraht aufgezeichnet.

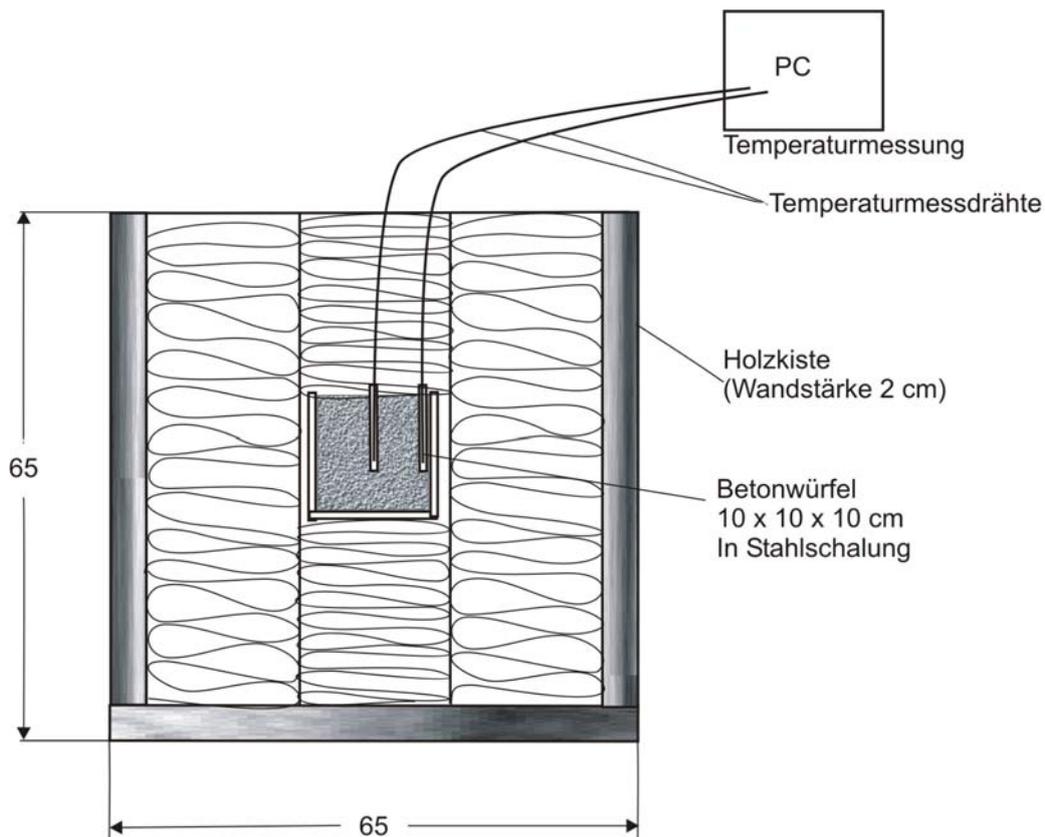


Abb. 99: Schematische Darstellung der quasi adiabatischen Temperaturmessung des Probekörpers  
Kantenlänge 10 cm

#### 4.4.1.4 Versuchsergebnisse

##### 4.4.1.4.1 Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung

Die ermittelten Kennwerte der Mikrorissuntersuchung sind im Anhang in Tabelle A 11 aufgelistet. Im Diagramm in Abb. 100 ist die Mikrorissanzahl und die Mikrorissflächensumme aller in diesem Kapitel behandelten Mischungen dargestellt. Da die beiden Kennwerte eine deutliche Korrelation aufweisen, ist im Weiteren in der Ergebnisdarstellung und in der Auswertung teilweise nur die Mikrorissflächensumme oder die Mikrorissanzahl herangezogen worden.

Die Mischung C\_WL konnte aufgrund eines Fehlers in der Probenvorbereitung nicht ausgewertet werden.

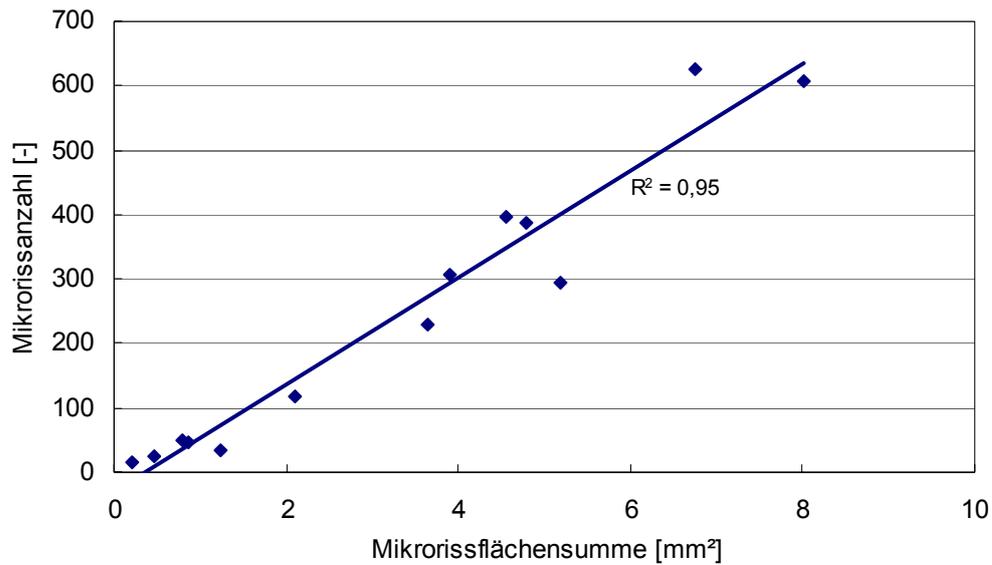


Abb. 100: Zusammenhang zwischen Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme aller Probekörper unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzungen

#### 4.4.1.4.1.1 Einfluss der Zementart

Sowohl die Mischungen A, B und C mit jeweils 8 % Silikastaub sowie die Mischungen A0, B0 und C0 ohne Zusatzstoffe (Abb. 101) zeigen die geringste Mikrorissanzahl beim Zement A und die höchste beim Zement C. Die Mikrorissflächensumme ist bei der Mischung B (Abb. 102) und B0 (Abb. 103) am geringsten, bei Mischung C und C0 am höchsten. Die durchschnittlichen Mikrorisslängen und -breiten weisen nur geringe Schwankungen auf, aber bei Mischung B zeigen beide ein Minimum.

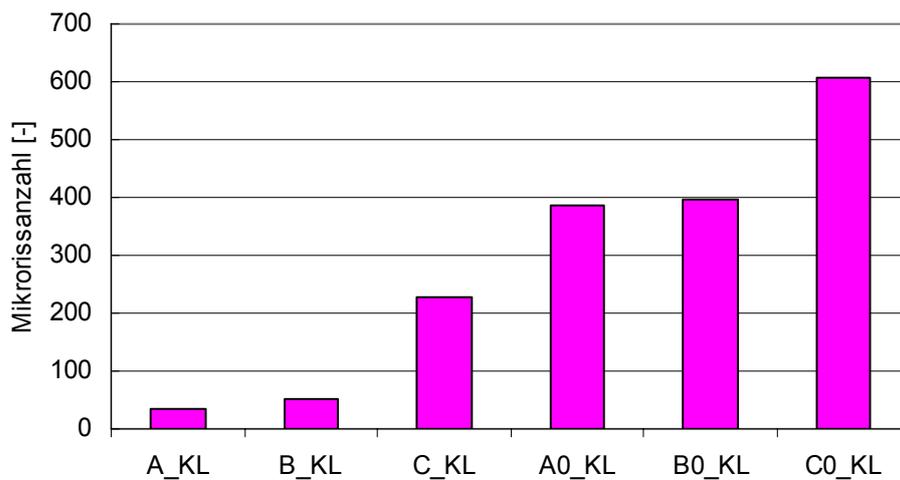


Abb. 101: Mikrorissanzahl aller klimagelagerten Probekörper der unterschiedlichen Bindemittelzusammensetzungen mit den Zementen A, B und C mit und ohne Silikastaub

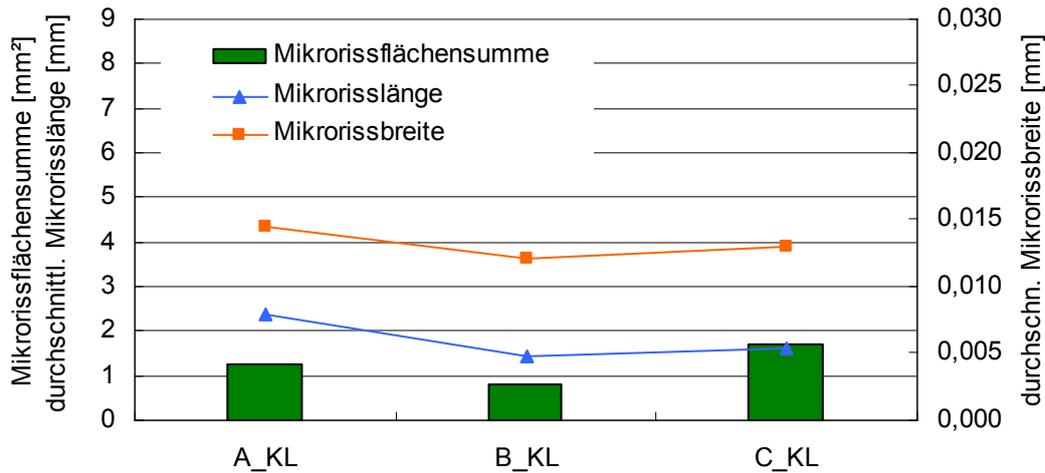


Abb. 102: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mischungen A, B und C mit 8 % Silikastaub, klimagelagert

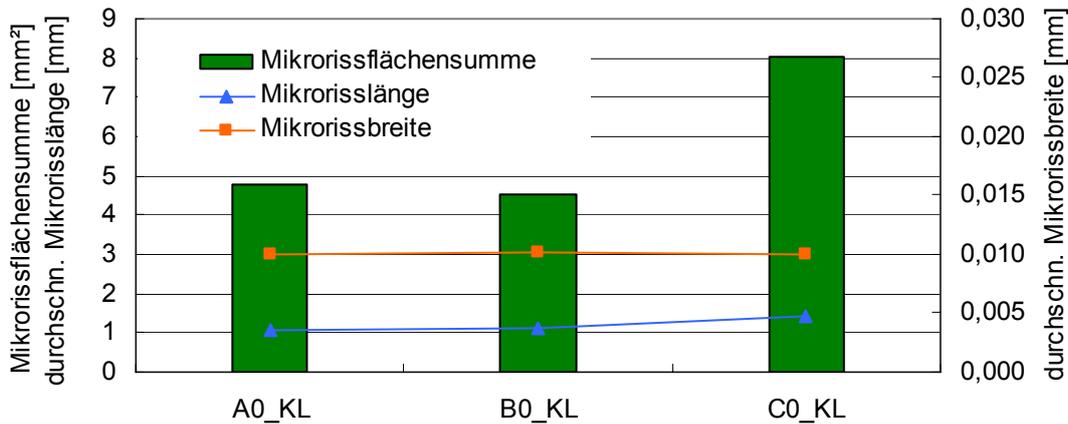


Abb. 103: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mischungen A0, B0 und C0 ohne Silikastaub, klimagelagert

Bei der Lagerung unter Wasser zeigt sich bei den Mischungen A und B mit 8 % Silikastaub die gleiche Tendenz wie bei den klimagelagerten Proben. Bei den Mischungen ohne Silikastaub weist die Mischung B0 die höchste Mikrorissanzahl (Abb. 104) und die höchste Mikrorissflächensumme (Abb. 105) auf. Die Mischung A0 und C0 weisen nahezu gleich viele Mikrorisse auf. Die durchschnittliche Mikrorisslänge verhält sich bei den Mischungen A und B analog zur Mikrorissflächensumme, bei den Mischungen A0, B0 und C0 gegenläufig. Die durchschnittliche Mikrorissbreite liegt bei allen Mischungen auf gleichem Niveau; bei Mischung A liegt sie um 50 % höher.

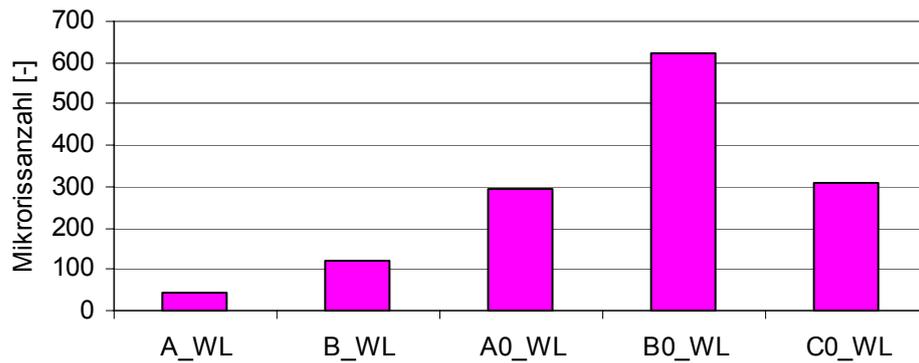


Abb. 104: Mikrorissanzahl aller unter Wasser gelagerten Probekörper der unterschiedlichen Bindemittelzusammensetzungen mit den Zementen A, B und C mit und ohne Silikastaub

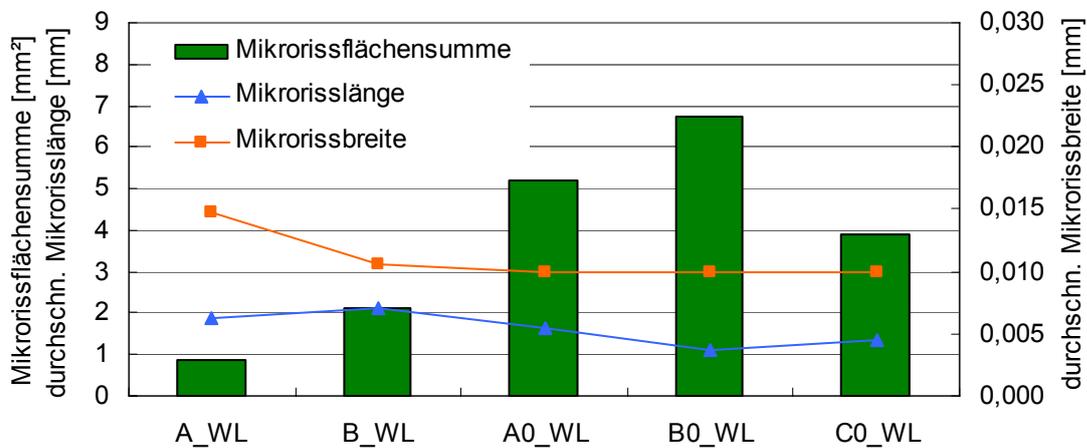
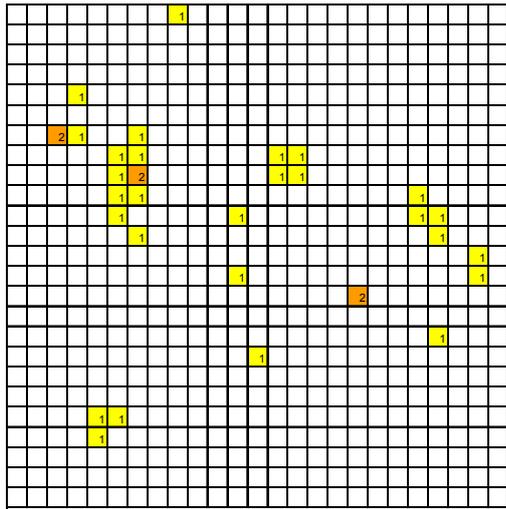


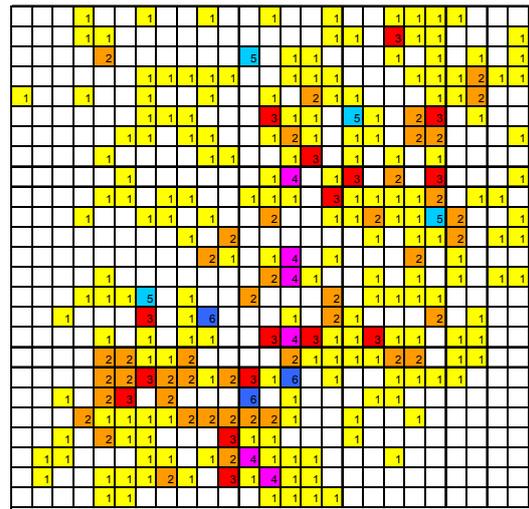
Abb. 105: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mischungen A, B, A0, B0 und C0 mit und ohne Silikastaub, unter Wasser gelagert

Die Verteilung der Mikrorisse über den Querschnitt ist bei allen klimagelagerten Probekörpern relativ gleichmäßig. Im Probekörperinneren sind – vor allem bei den Mischungen A0, B0 und C0 ohne Silikastaub - etwas mehr Mikrorisse als im Randbereich zu erkennen (Abb. 106).

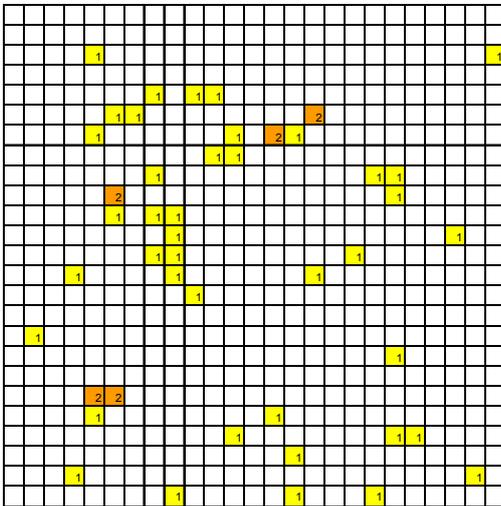
Die Verteilung der Mikrorisse der unter Wasser gelagerten Probekörper (Abb. 107) unterscheidet sich bei den Mischungen ohne Silikastaub von den Mischungen mit Silikastaub, die eine relativ gleichmäßige Verteilung über den Probekörper aufweisen. Mischung A0\_WL zeigt in der rechten oberen Ecke eine starke Anhäufung von Mikrorissen, Mischung B0\_WL hat relativ gleichmäßig verteilte Mikrorisse eher in Probekörpermitte und Mischung C0\_WL zeigt deutliche Mikrorissentwicklung am Probekörperperrand.



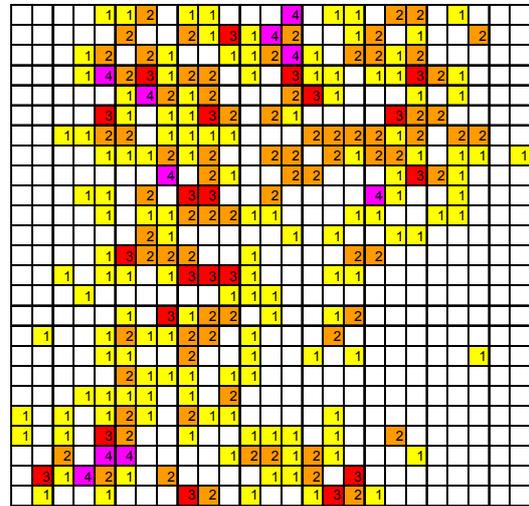
A KL



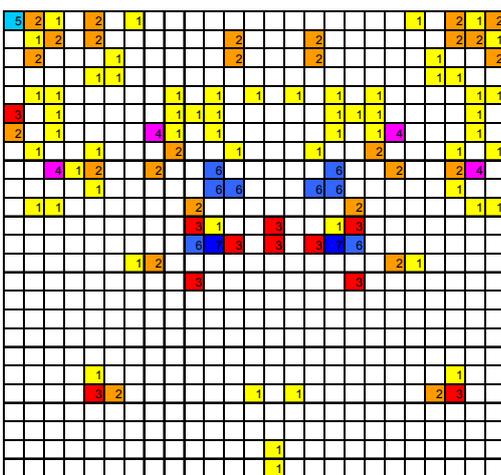
A0 KL



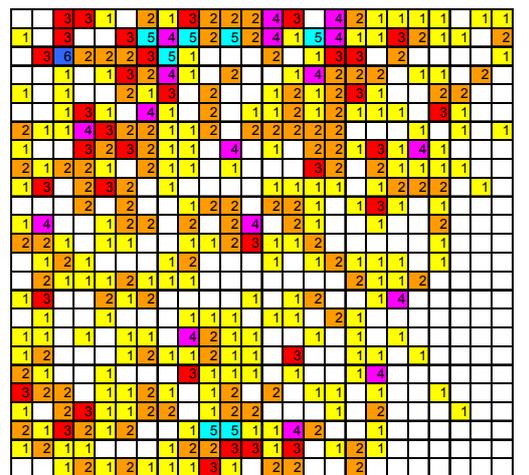
B KL



B0 KL

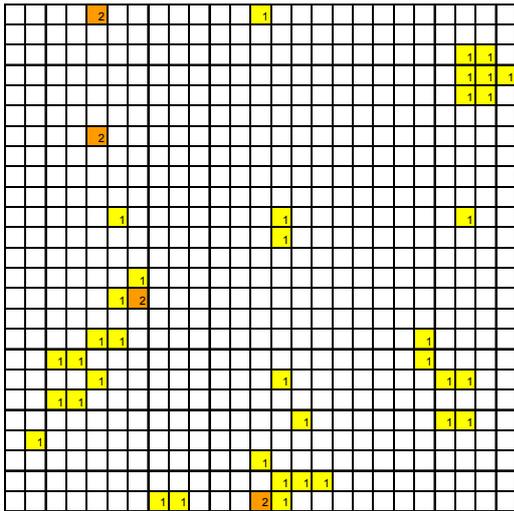


C KL

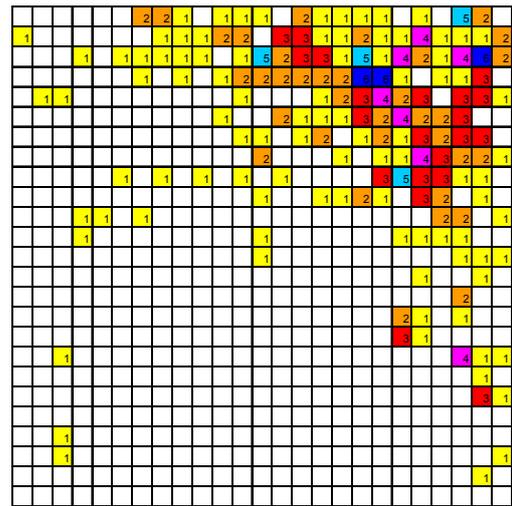


C0 KL

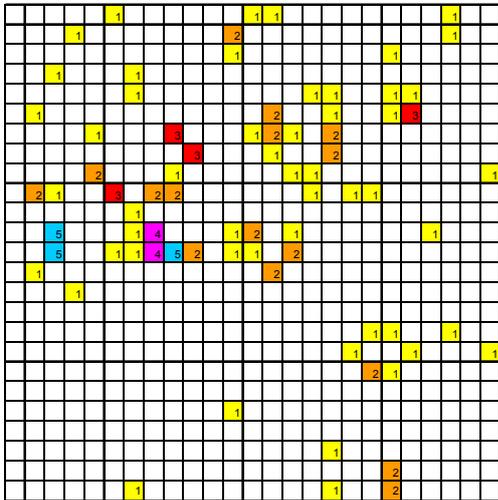
Abb. 106: Verteilung der Mikrorisse mit unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung; Vergleich der Zementarten A, B und C mit und ohne Silikastaub, klimagelagert



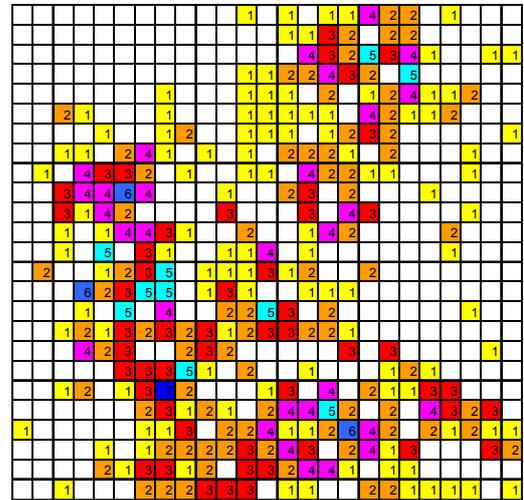
A\_WL



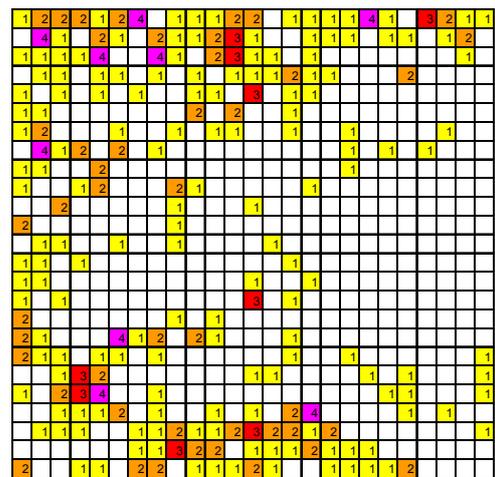
AO\_WL



B\_WL



BO\_WL



CO\_WL

Abb. 107: Verteilung der Mikrorisse mit unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung; Vergleich der Zementarten A, B und C mit und ohne Silikastaub, unter Wasser gelagert

#### 4.4.1.4.1.2 Einfluss der Zusatzstoffe

Die Mischungen mit Zement A mit Zusatzstoffen weisen alle - im Vergleich zur Mischung A0 ohne Zusatzstoff – nur ein Zehntel der Mikrorissanzahl auf (Abb. 108). Der Vergleich der Mischungen mit Zusatzstoff zeigt bei Mischung A mit 8 % Silikastaub eine höhere Mikrorissanzahl als bei A1 mit 5 %. Die geringste Mikrorissanzahl weist Mischung A2 mit Metakaolin auf.

Die Mikrorissflächensumme verhält sich, wie in Abb. 108 und Abb. 109 zu erkennen, analog zur Mikrorissanzahl. Die durchschnittliche Mikrorissbreite und Mikrorisslänge nimmt entsprechend der abnehmenden Mikrorissflächensumme bei den Mischungen mit Zusatzstoff ab. Bei der Mischung A0 ohne Zusatzstoff zeigt sich die geringste Mikrorissbreite und die geringste Mikrorisslänge trotz der meisten Mikrorisse und der höchsten Mikrorissflächensumme (Abb. 109, Abb. 110). Der Vergleich der Mischungen mit Zement B und C mit und ohne Silikastaub zeigen jeweils ohne Silikastaub eine deutlich höhere Mikrorissflächensumme (Abb. 111, Abb. 112). Die durchschnittliche Mikrorisslänge bleibt nahezu konstant, während die durchschnittliche Mikrorissbreite bei allen drei Zementen mit Silikastaub größere Werte aufweist als ohne Silikastaub.

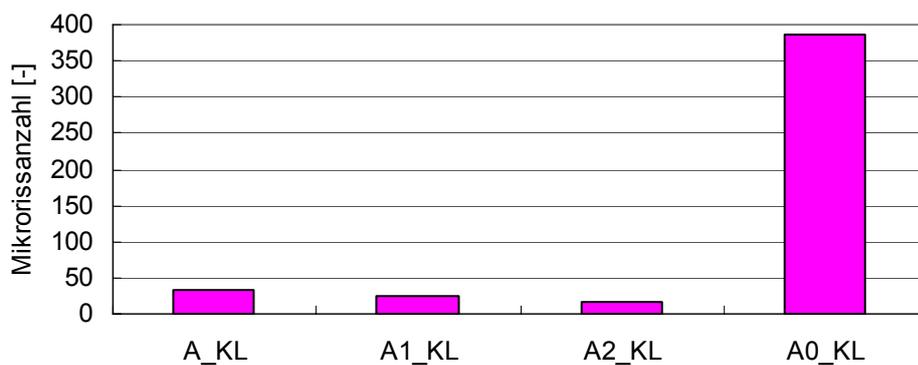


Abb. 108: Mikrorissanzahl aller Mischungen mit Zement A mit unterschiedlichen Zusatzstoffen und unterschiedlichem Zusatzstoffgehalt, alle klimagelagert

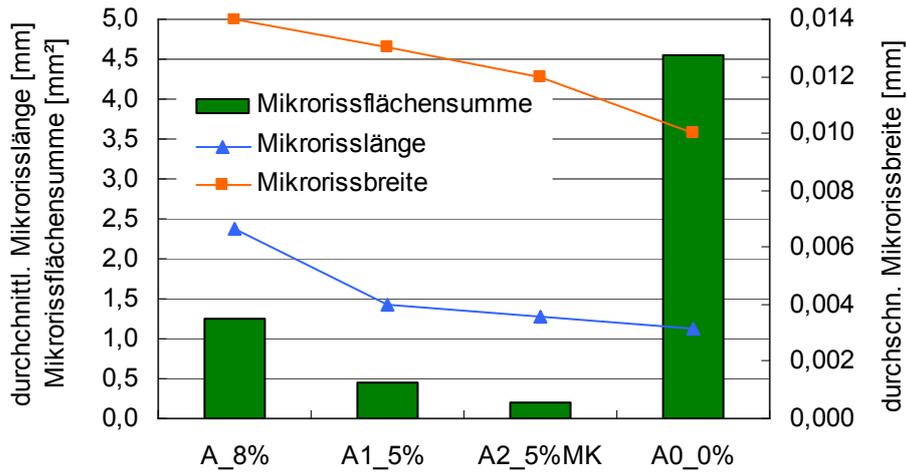


Abb. 109: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mischungen mit unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung mit Zement A, klimagelagert

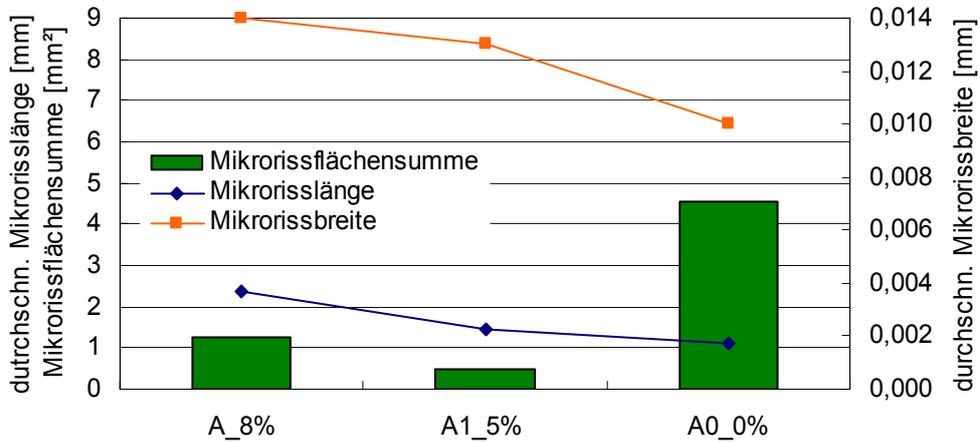


Abb. 110: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mischungen mit unterschiedlichem Silikastaubanteil mit Zement A, klimagelagert

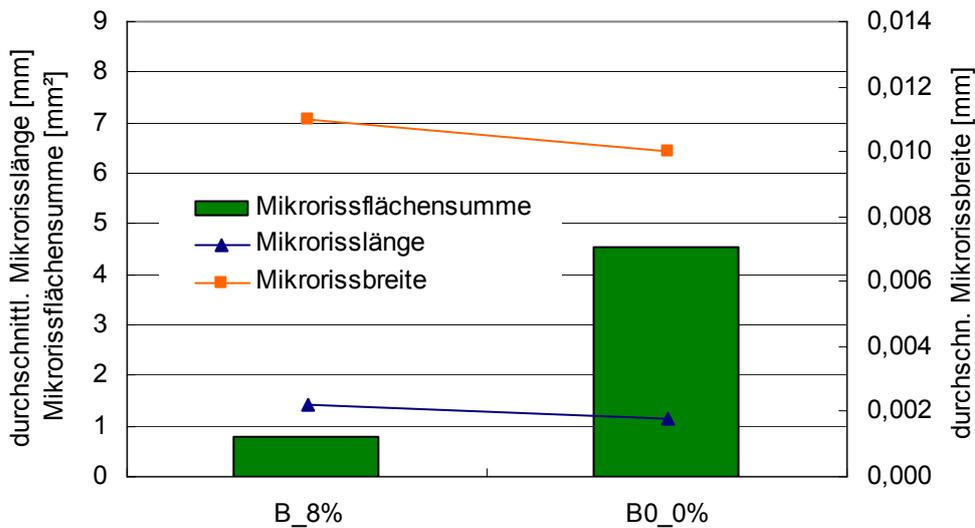


Abb. 111: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mischungen mit unterschiedlichem Silikastaubanteil mit Zement B, klimagelagert

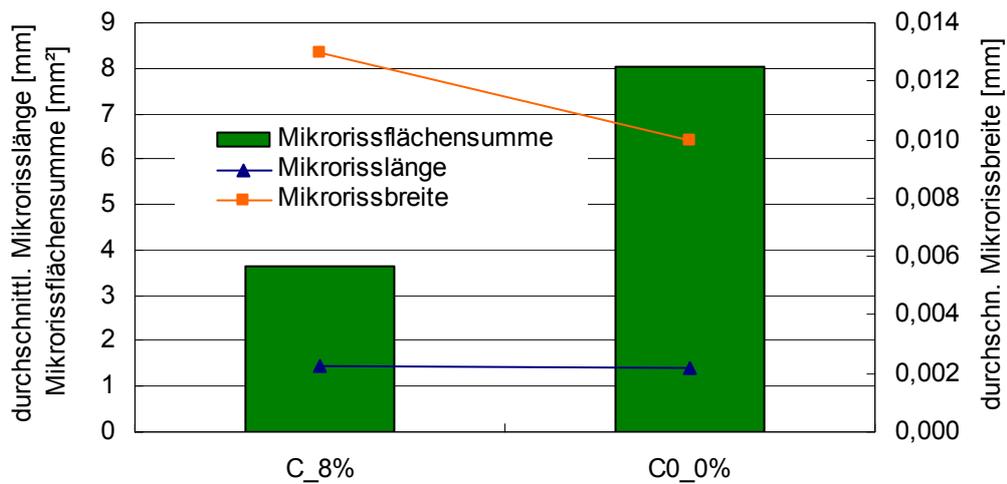
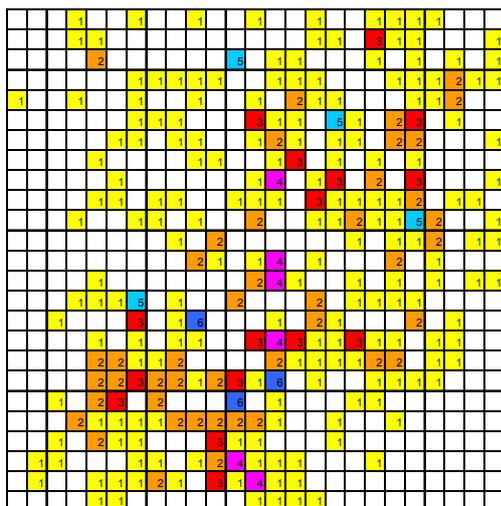
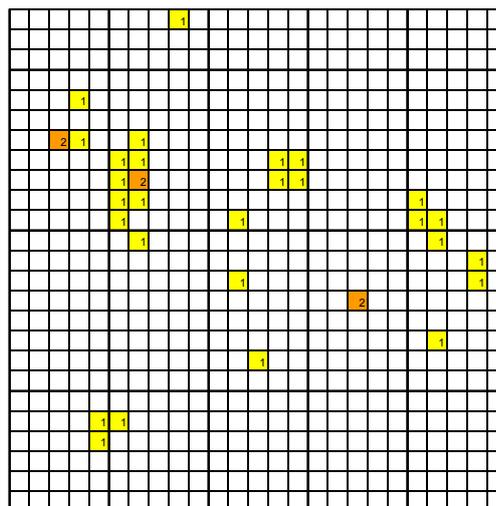


Abb. 112: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mischungen mit unterschiedlichem Silikastaubanteil mit Zement C, klimagelagert

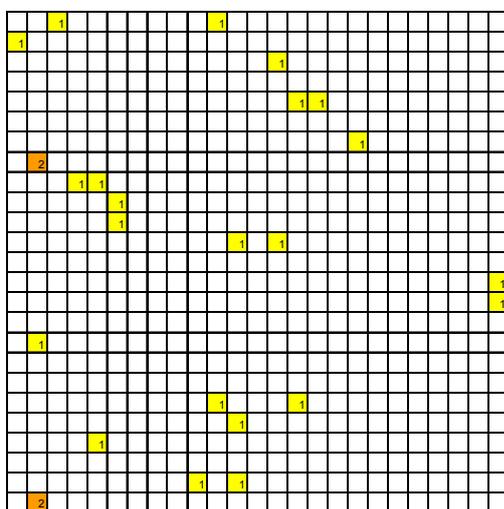
Abb. 113 zeigt die Verteilung der Mikrorisse über die Probekörperfläche. Die Mikrorisse treten bei allen Mischungen mit unterschiedlichen Zusatzstoffen und Zusatzstoffanteilen eher im Probekörperinneren als am Rand auf. Besonders deutlich wird dies bei Mischung A2 mit Metakaolin; diese weist keine Mikrorisse am Probenrand auf.



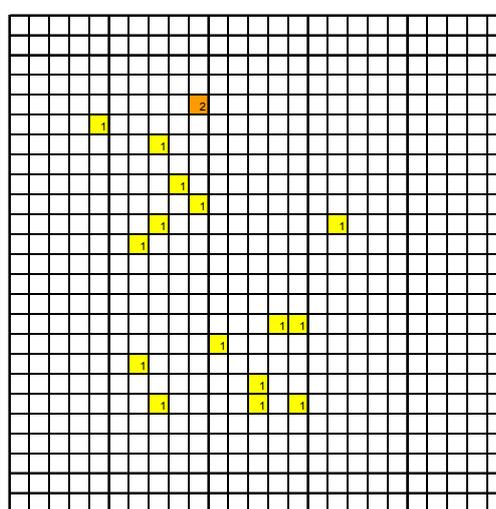
A0 KL ohne Zusatzstoff



A KL 8 % Silikastaub



A1\_KL 5% Silikastaub



A2\_KL 5 % Metakaolin

Abb. 113: Verteilung der Mikrorisse der Mischungen mit unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung mit Zement A, klimagelagert

#### 4.4.1.4.1.3 Einfluss der Lagerung

Beim Vergleich der beiden Lagerungsarten Klima und unter Wasser weisen die Mischungen A, B und B0 eine höhere Mikrorissanzahl bei der Lagerung unter Wasser als bei Klimalagerung auf. Die Mikrorissflächensumme ist bei den Mischungen B, A0 und B0 höher als bei der Klimalagerung. Die durchschnittliche Mikrorisslänge bringt bei den Mischungen B und A0 höhere Werte bei der Wasserlagerung als bei der Klimalagerung. Die durchschnittliche Mikrorissbreite ist bei allen Mischungen für beide Lagerungsarten nahezu

gleich. Die Unterschiede der Ergebnisse beim Parameter Lagerung ergeben sich im Wesentlichen nur durch Mikrorissanzahl und Mikrorisslänge.

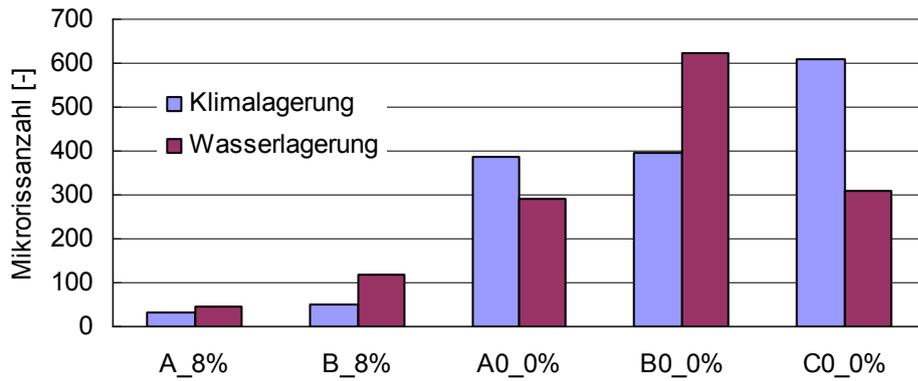


Abb. 114: Mikrorissanzahl der Mischungen A, B, A0, B0 und C0 bei unterschiedlicher Lagerung

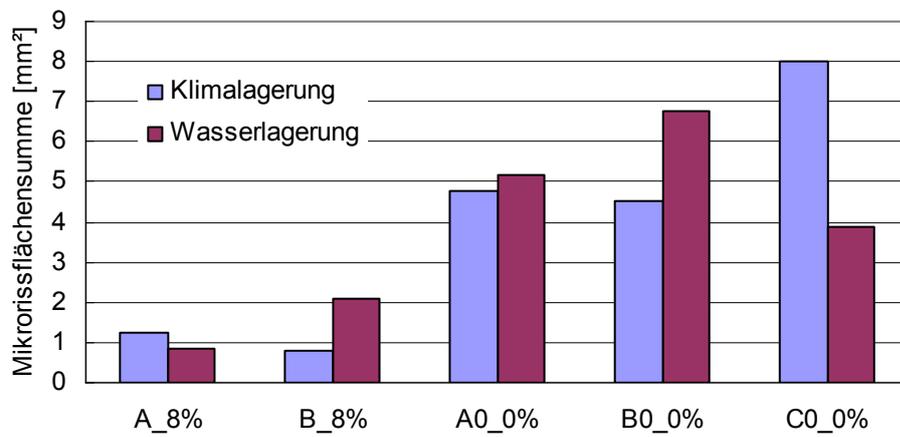


Abb. 115: Mikrorissflächensumme der Mischungen A, B, A0, B0 und C0 bei unterschiedlicher Lagerung

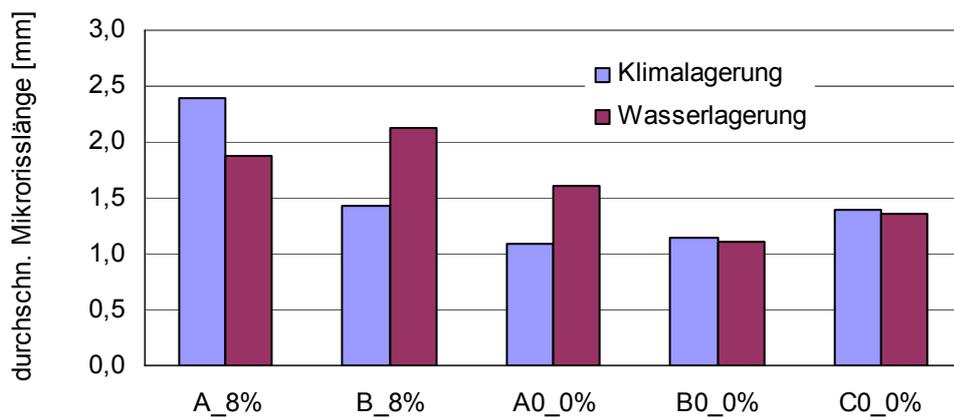


Abb. 116: Durchschnittliche Mikrorisslänge der Mischungen A, B, A0, B0 und C0 bei unterschiedlicher Lagerung

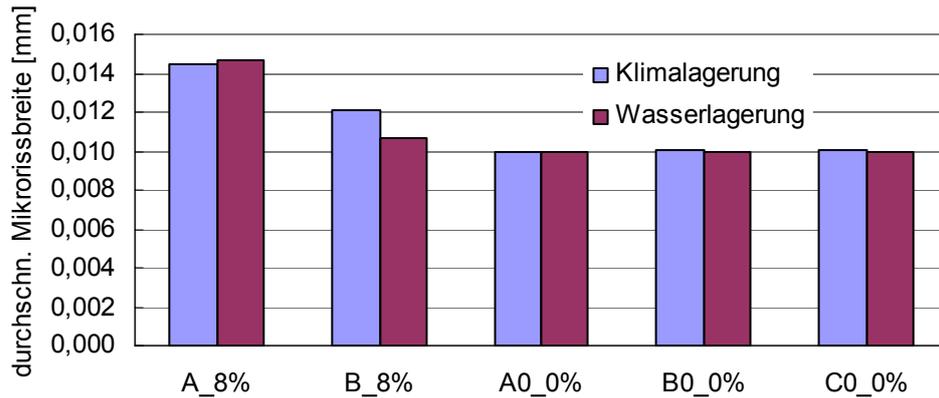


Abb. 117: Durchschnittliche Mikrorissbreite der Mischungen A, B, A0, B0 und C0 bei unterschiedlicher Lagerung

#### 4.4.1.5 Ergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte

Die Ergebnisse der ermittelten Frisch- und Festbetonkennwerte sind im Anhang in Tabelle A 11 detailliert aufgelistet. Bei der Untersuchung des Einflusses der Bindemittelzusammensetzung ergibt sich keine klare Abhängigkeit zwischen den ermittelten Frischbeton- und Mikrorisskennwerten. Der Elastizitätsmodul der hier untersuchten Mischungen weist bei Mischung C0 mit 38 800 N/mm<sup>2</sup> den niedrigsten und bei Mischung A2 mit 42 600 N/mm<sup>2</sup> den höchsten Wert auf (Abb. 118). Der Vergleich der Mikrorisskennwerte mit den Festbetonkennwerten zeigt beim Elastizitätsmodul mit der Mikrorissflächensumme eine indirekte Abhängigkeit (Abb. 119). Je höher der Elastizitätsmodul einer Betonmischung, umso geringer ist die aufgetretene Mikrorissflächensumme.

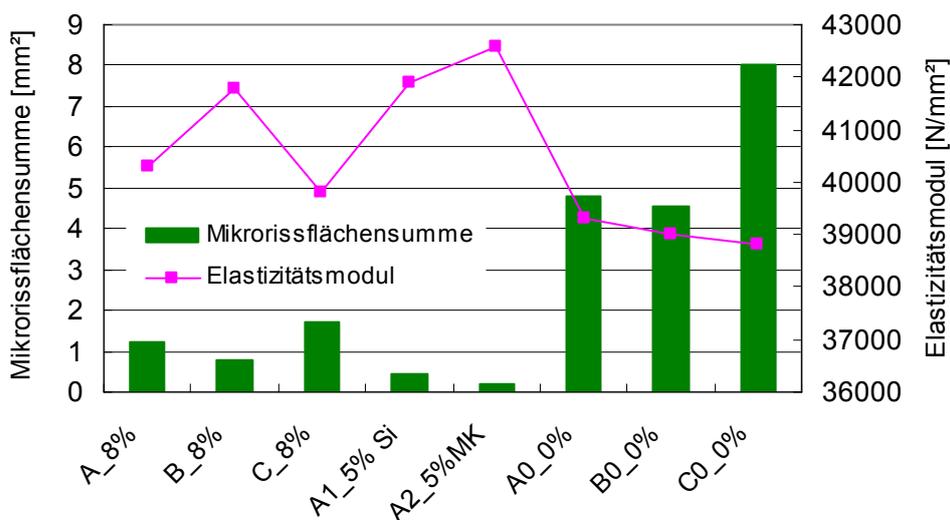


Abb. 118: Mikrorissflächensumme und Elastizitätsmodul der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich, klimagelagert

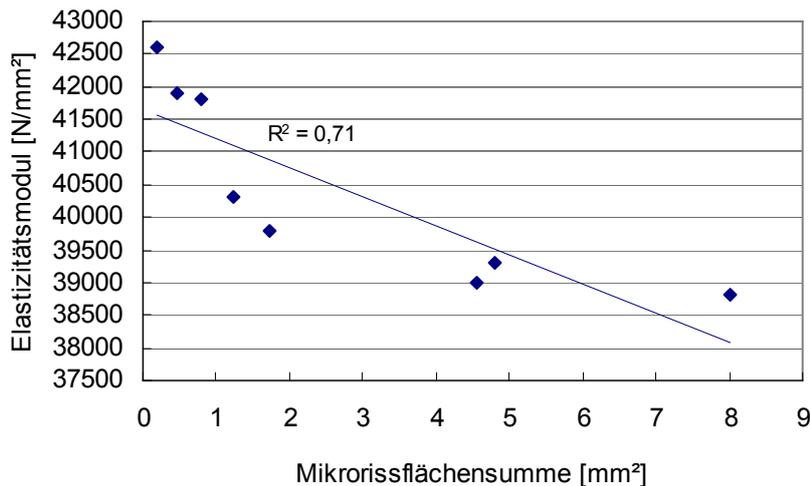


Abb. 119: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Elastizitätsmodul der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung, klimagelagert

Die erzielten Druckfestigkeitswerte im Alter von 28 Tagen liegen zwischen 85 N/mm<sup>2</sup> bei Mischung C0 und 109 N/mm<sup>2</sup> bei Mischung A. Die Ergebnisse der Spaltzugprüfung weisen mit 5,8 bei Mischung C0 ihr Minimum auf, mit 6,5 N/mm<sup>2</sup> bei Mischung A1 ihr Maximum. Der Vergleich der Mikrorisskennwerte mit den Festbetonkennwerten Spaltzugfestigkeit und Druckfestigkeit zeigt mit der Mikrorisslänge eine gewisse Abhängigkeit (Abb. 120). Betrachtet man den direkten Zusammenhang in Abb. 121, so zeigt sich die Spaltzugfestigkeit völlig unabhängig von der durchschnittlichen Mikrorisslänge. Die Druckfestigkeit weist mit der durchschnittlichen Mikrorisslänge ein Bestimmtheitsmaß von 0,59 auf.

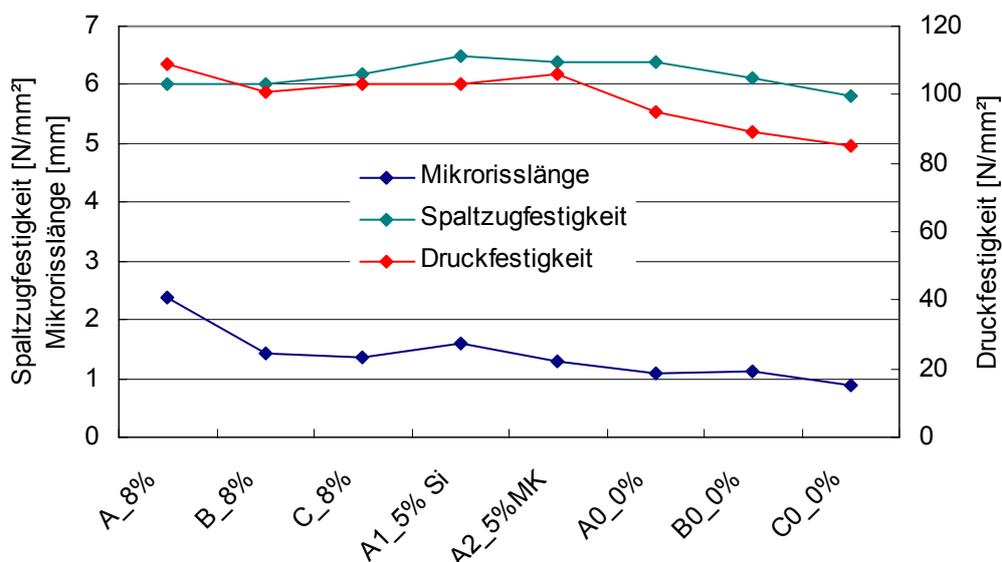


Abb. 120: Durchschnittliche Mikrorisslänge, Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

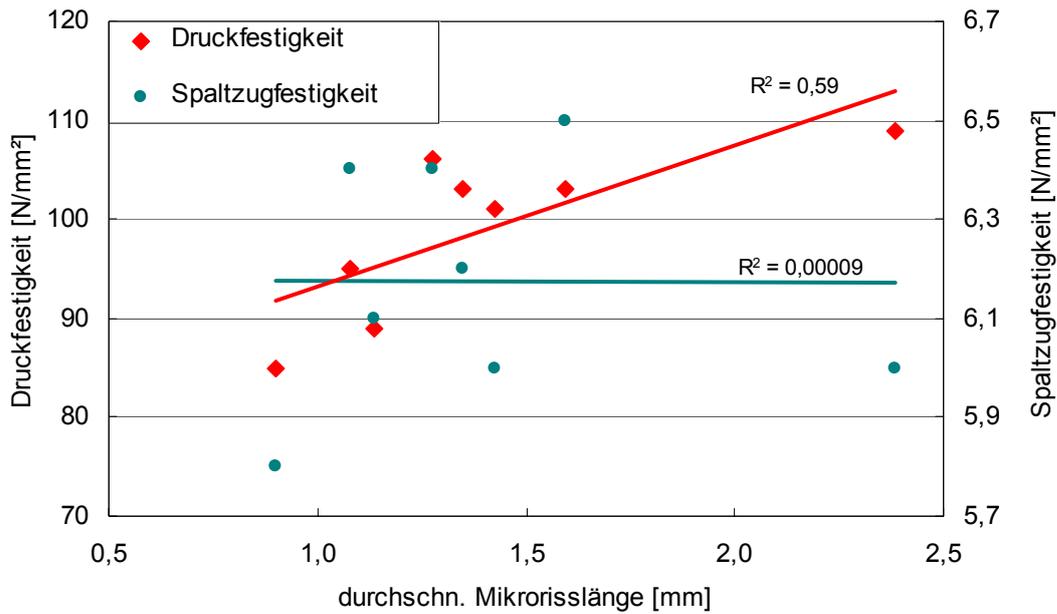


Abb. 121: Zusammenhang zwischen durchschnittlicher Mikrorisslänge, Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

Die maximale Wassereindringtiefe weist mit 3 mm bei Mischung A ihren Minimalwert auf, mit 13 mm bei Mischung A1 ihren Maximalwert. Die max. Wassereindringtiefe korreliert nicht mit den ermittelten Mikrorissflächensummen (Abb. 122 und Abb. A 3). Eine Abhängigkeit zwischen der Mikrorissbreite und der max. Eindringtiefe besteht nicht (Abb. 123 und Abb. A 3). Betrachtet man die Mikrorissanzahl am Probenrand (die äußeren 12 mm) im Vergleich zur maximalen Wassereindringtiefe, so zeigt sich ebenso kein Zusammenhang (Abb. A 4).

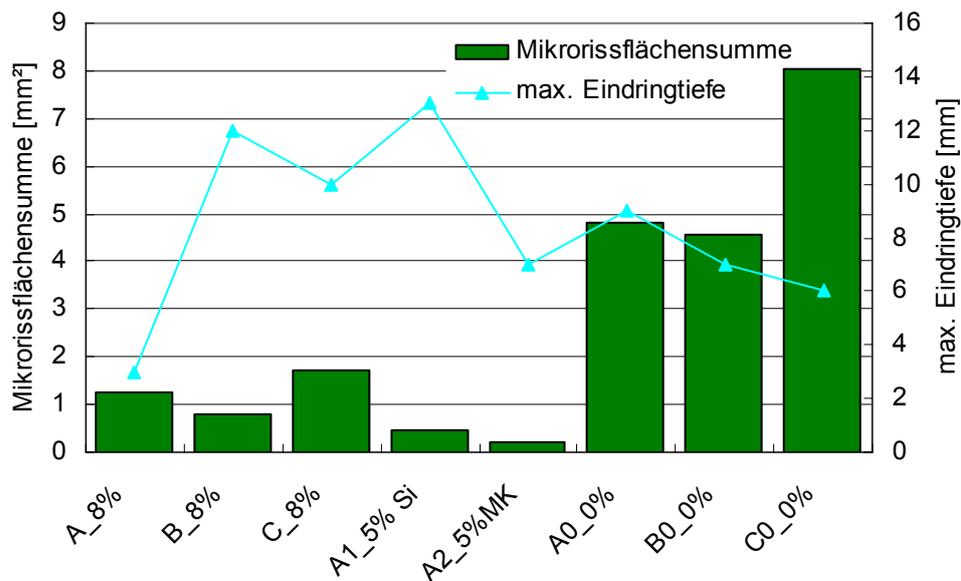


Abb. 122: Mikrorissflächensumme und max. Wassereindringtiefe der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

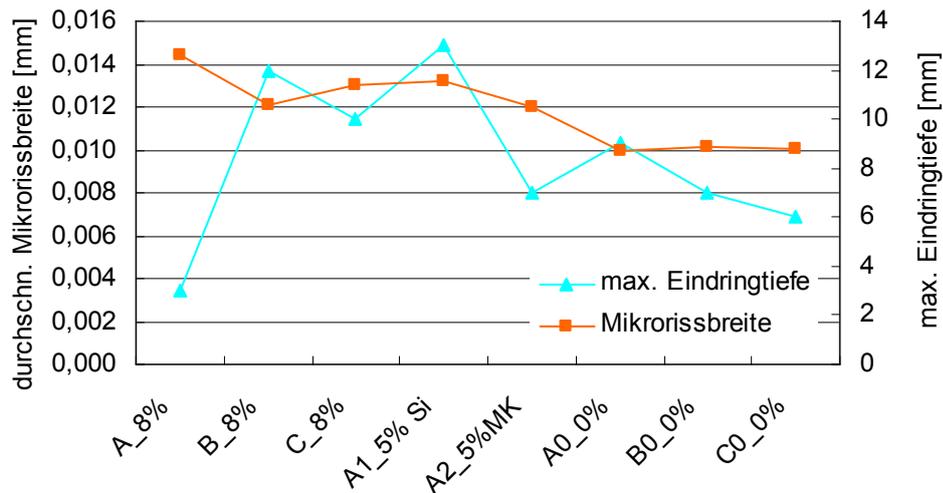


Abb. 123: Mikrorissbreite und max. Wassereindringtiefe der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

Die Ergebnisse der Versuche zum kapillaren Saugen sind in Abb. 124 und Abb. 125 im Vergleich zur Mikrorissflächensumme und der Mikrorissbreite dargestellt. Es zeigt sich, dass das kapillare Saugen bei schmäleren Mikrorissbreiten höhere Werte erreicht. Ein Zusammenhang mit der Mikrorissflächensumme besteht hier nicht.

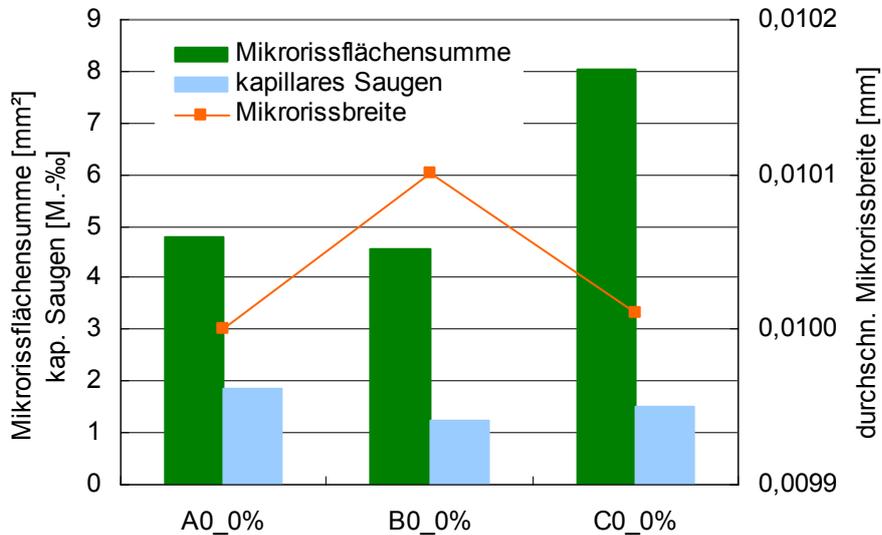


Abb. 124: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Eindringtiefe beim kapillaren Saugen der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

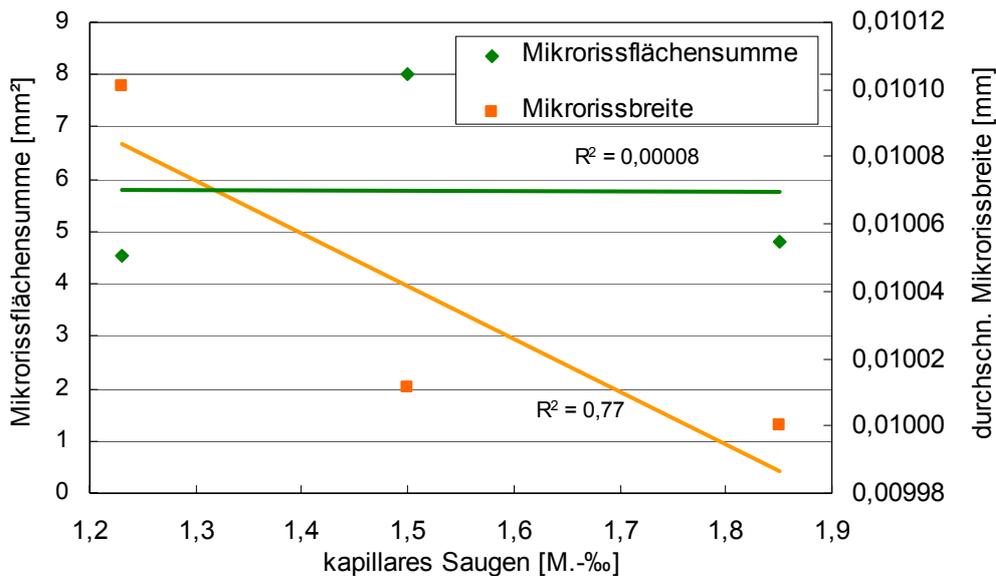


Abb. 125: Zusammenhang zwischen kapillarem Saugen, Mikrorissflächensumme und der durchschnittlichen Mikrorissbreite der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

#### 4.4.1.5.1 Ergebnisse der Untersuchung der Temperaturentwicklung

Die Ergebnisse der Temperaturmessung der nach Norm und der quasi adiabatisch gelagerten Probekörper sind in Abb. A 9 im Anhang im Einzelnen exemplarisch für Mischung A dargestellt. Die Messwerte der Temperatur in Probekörpermitte und am Probekörperperrand unterscheiden sich mit maximal 0,2 °C nur unmerklich. Deshalb wurde im Weiteren die Auswertung nur auf die Messung in Probenmitte bezogen. Die direkt gemessenen Temperaturwerte ergeben absolute Messkurven der Temperaturentwicklung aller Mischungen jeweils im Probekörpermittelpunkt, die jeweils den Abb. A 10 und Abb. A 11 im Anhang zu entnehmen sind.

Die relative Temperaturänderung (bezogen auf die Ausgangstemperatur) der Würfel unter **quasi adiabatischen** Lagerungsbedingungen ist in Abb. 126 dargestellt. Alle Mischungen weisen nach ca. drei Stunden einen raschen Anstieg der Hydratationswärme auf. Der Scheitelpunkt der Temperaturentwicklung liegt zwischen 8,5 K und 13 K. Alle Mischungen durchlaufen im Alter von 12 bis 22 Stunden ihr Temperaturmaximum. Die schnellste und höchste Temperaturentwicklung weist Mischung C0 auf. Diese Mischung erreicht mit 13 K nach neun Stunden zusammen mit Mischung C mit 11 K als erste und die Serie A mit 10 K Temperaturanstieg nach 22 Stunden als letzte die Maximaltemperatur. Den steilsten Temperaturanstieg zeigen die Mischungen C, C0 und B, der flachste Anstieg ist bei Mischung

A und A1 zu beobachten. Die Mischungen C und C0 fallen nach Überschreiten ihres Maximums schnell und deutlich ab.

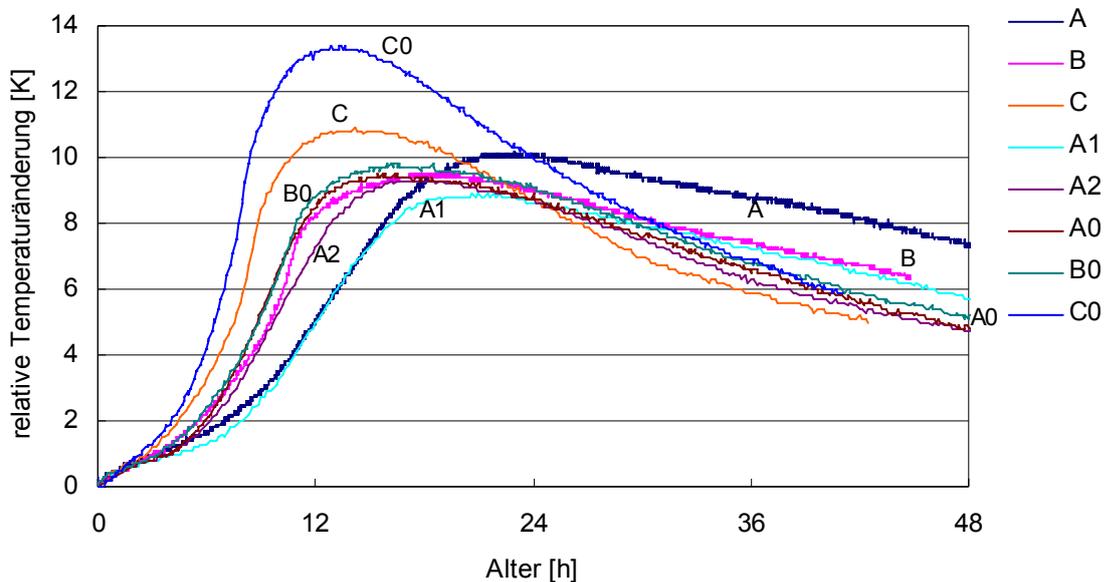


Abb. 126: Relative Temperaturänderung aller Mischungen unter quasi adiabatischer Lagerung am 10 cm Würfel

Abb. 127 zeigt die relative Temperaturänderung der **nach Norm** gelagerten Probekörper der Messung in Probekörpermitte im Vergleich aller Mischungen. Die Mischungen A, A0 und C0 entwickeln bei dieser Lagerung die höchsten Temperaturen, Mischung A2 die geringste. Die Temperaturkurven der Mischungen B, B0, C und C0 weisen eine deutliche Temperaturspitze auf, was bei den Mischungen mit Zement A nicht auftritt. Der steilste Temperaturanstieg ist bei den Mischungen A, A0 und C0 zu beobachten; die langsamste Temperaturentwicklung zeigen Mischung A1 und A2. Im Alter von rund einem Tag wurden die Probekörper ausgeschalt und unter Wasser gelagert. Beim Einbringen in den Wasserbehälter kommt es bei allen Mischungen zu einem Temperaturverlust von rund 2,5 K. Dieser Temperatursturz ist deutlich bei allen Temperaturverläufen zu sehen. Die Mischungen A, A0 und C0 weisen einen langsameren Temperaturabbau auf. Zu diesem Zeitpunkt haben alle Mischungen ihre Maximaltemperatur überschritten. Nach der Einlagerung in Wasser passen sich alle Mischungen allmählich dem Temperaturverlauf der Raumtemperatur an.

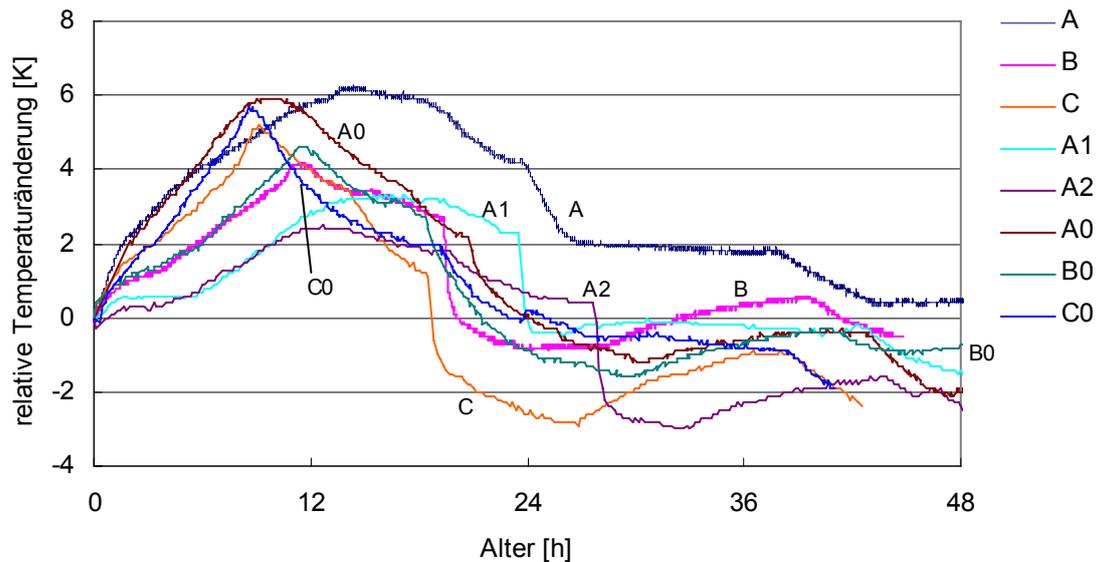


Abb. 127: Relative Temperaturänderung aller Mischungen unter Normlagerung

Der Vergleich der relativen Temperaturentwicklung der beiden Lagerungsbedingungen mit der Mikrorissflächensumme ist in Abb. 128 zusammengestellt. Der Verlauf der Temperaturmaxima der Normlagerung und der quasi adiabatischen Lagerung verhalten sich relativ ähnlich mit Ausnahme der Mischung A0. Die Maximaltemperaturen der Normlagerung zeigen ähnliche Tendenzen wie die Ergebnisse der ermittelten Mikrorissflächensummen. Zwischen der Mikrorissanzahl, der durchschnittlichen Mikrorissbreite und Mikrorisslänge und den erreichten Maximaltemperaturen besteht kein Zusammenhang (Abb. A 5, Abb. A 6 und Abb. 129). Abb. 129 und Abb. A 7 zeigen die Mikrorisskennwerte im Vergleich zum maximalen Temperaturunterschied der normgelagerten Probekörper. Dieser Vergleich zeigt deutliche Korrelation zwischen der Mikrorissflächensumme und dem maximalen Temperaturunterschied, den der Probekörper während der Hydratation erfährt.

Im Vergleich der drei Zemente A, B und C zeigt Zement A eine deutlich schnellere Entwicklung der Hydratationswärme als Zement B. Zement C zeigt eine schnelle und hohe Entwicklung der Temperatur, die bei der quasi adiabatischen Lagerung die Werte der beiden anderen Zemente übersteigt.

Die Zugabe von Silikastaub zeigt bei den normgelagerten Probekörpern keinen eindeutigen Einfluss in der Temperaturentwicklung. Bei den Temperaturverläufen der Mischungen ohne Silikastaub sind bei der quasi adiabatischen Lagerung höhere Werte und eine schnellere Temperaturentwicklung zu beobachten; bei der Normlagerung liegen die Mischungen mit und ohne Silikastaub auf ähnlich hohem Niveau.

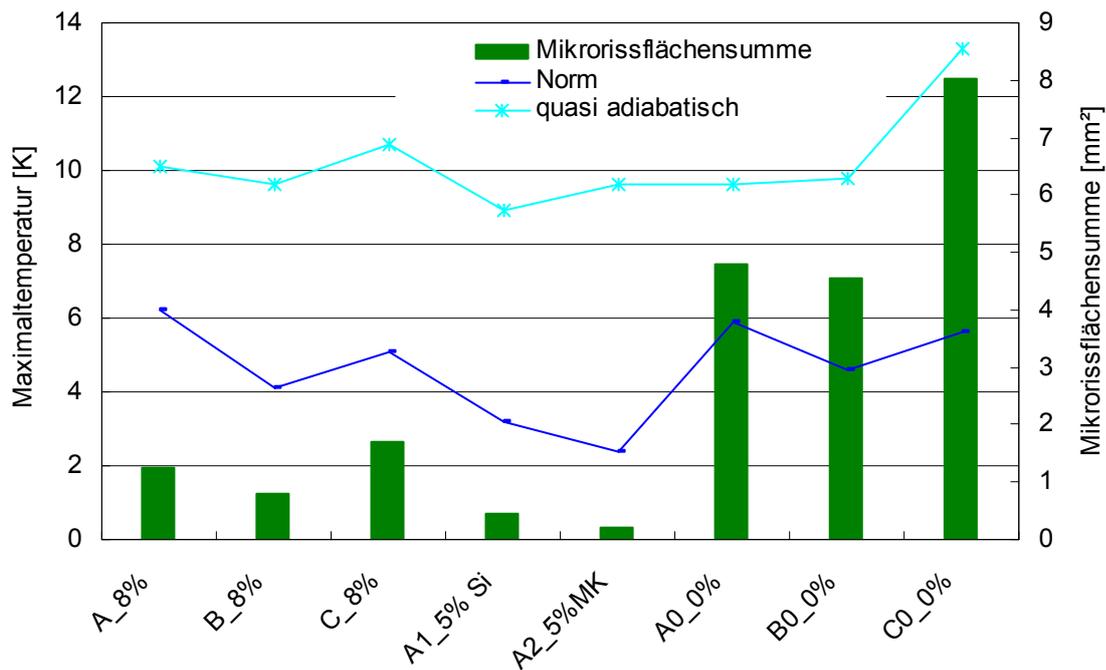


Abb. 128: Maximalwerte der relativen Temperaturänderung der normgelagerten und quasi adiabatisch gelagerten Probekörper im Vergleich mit den ermittelten Mikrorissflächensummen

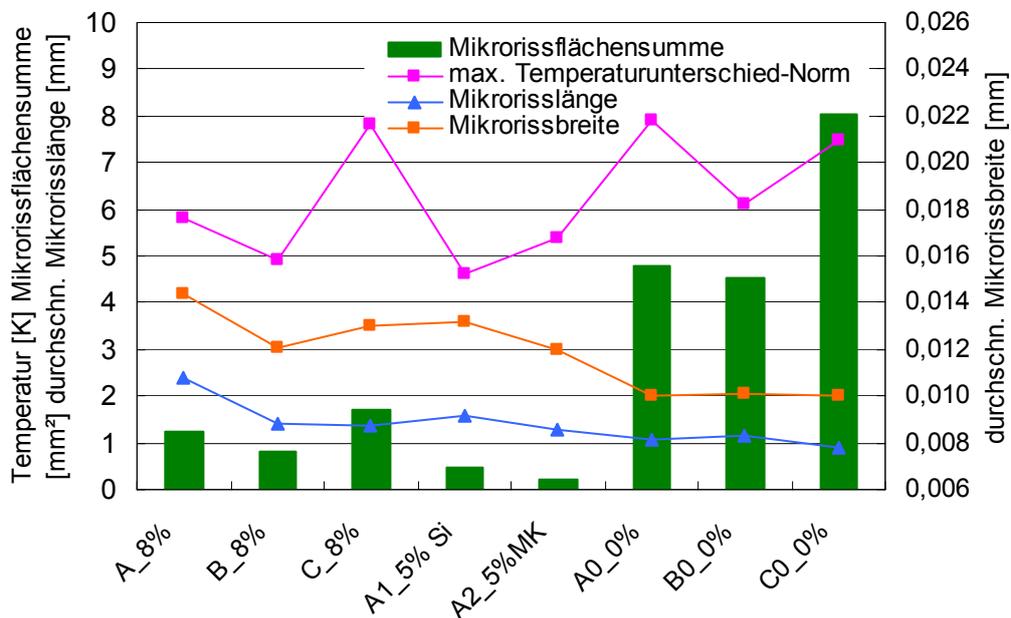


Abb. 129: Maximaler Temperaturunterschied der normgelagerten Probekörper im Vergleich mit den ermittelten Mikrorisskennwerten

Die Mischungen mit Zement A zeigen bei der quasi adiabatischen Lagerung alle niedrige Maximalwerte und eine langsame Temperaturentwicklung. Bei der Normlagerung zeigen die Mischungen A1 und A2 die geringsten Maximalwerte und die langsamste Temperaturentwicklung. Die Mischungen A und A0 weisen die höchsten

Hydratationstemperaturen auf. Bei beiden Lagerungsarten zeigt Mischung A den langsamsten Temperaturabfall nach dem Maximum.

#### 4.4.1.6 Ergebnisse der Untersuchung des Schwindverhaltens

##### 4.4.1.6.1 Untersuchungsergebnisse autogenes Schwinden

Die Messung des autogenen Schwindens mit dem Schwindkegel ergibt eine maximale Schwindverformung von 0,7 ‰ bei der Mischung C0, die sich innerhalb von etwa 36 h einstellt. Das geringste autogene Schwinden zeigt die Mischung B0 mit max. 0,26 ‰. Zu Beginn der Messung tritt bei einzelnen Mischungen ein kurzes Quellen auf, bevor die Schwindverformung deutlich überwiegt. Das stärkste Quellen direkt nach dem Einbau zeigt die Mischung B0. Insgesamt wiesen alle Probekörper ein starkes Fröhschwinden bis zum Alter von zehn Stunden auf, was im Abb. 130 dokumentiert ist. Alle Kurven der gemessenen Verformungen weisen im Alter von ca. sechs bis 16 Stunden ein mehr oder weniger ausgeprägtes Quellen auf, das nach nur wenigen Stunden wieder in Schwinden übergeht. Im späteren Alter, zwischen 36 und 48 Stunden, tritt noch mal ein kurzes Quellen bei nahezu allen Mischungen auf.

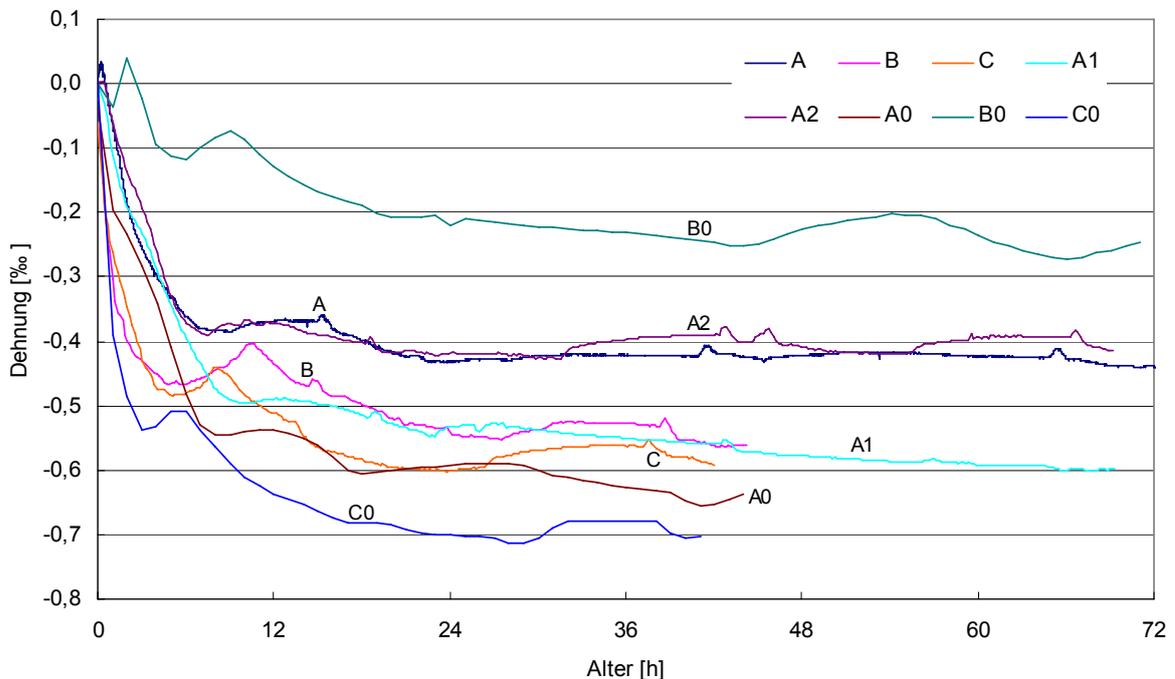


Abb. 130: Autogenes Schwinden aller Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzungen ermittelt mit dem Schwindkegel

Die eindimensionale Schwindmessung mit der Schwindrinne ergibt im Gesamten Werte von rund einem Drittel der Verformungswerte des Schwindkegels (Abb. 130, Abb. 131), der die Verformungen in drei Dimensionen erfasst. Dies bestätigt die Annahme, die aufgrund der Form der Probekörper für die autogene Schwindmessung getroffen wurde. Die Maxima liegen bei der Schwindrinne mit 0,22 ‰ bei Mischung C0 und das Minimum liegt mit 0,10 ‰ bei Mischung A. Alle Mischungen außer C0 und B0 weisen einen Tiefpunkt im Alter zwischen zehn und 14 Stunden auf und quellen anschließend wieder. Im Anschluss daran flachen die Verformungskurven im höheren Alter ab, erreichen aber nicht mehr die Schwindwerte des vorangegangenen Maximums.

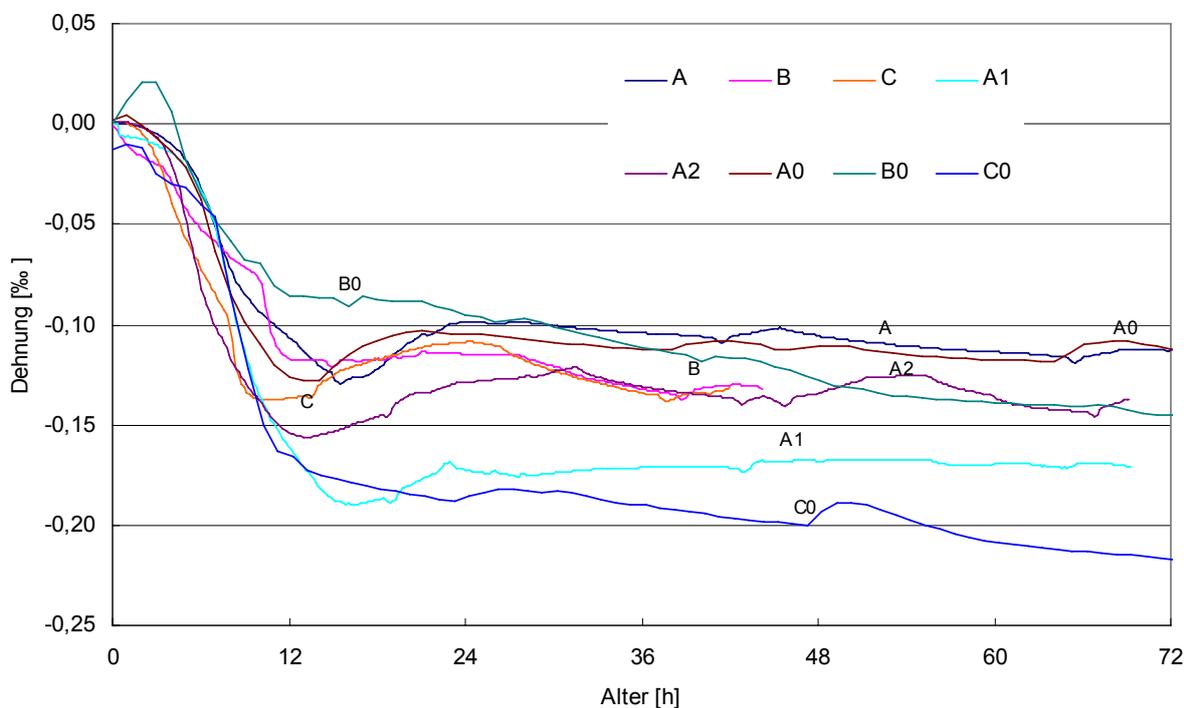


Abb. 131: Autogenes Schwinden aller Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzungen ermittelt mit der Schwindrinne

Die ermittelten Verformungen durch autogenes Schwinden sind im Vergleich mit der ermittelten Mikrorissanzahl der entsprechenden Probekörper in Abb. A 8 dargestellt. Aus versuchstechnischen Gründen wurde ein Alter von 36 Stunden gewählt. Die Ergebnisse des Schwindkegels zeigen eine gute Korrelation mit der Mikrorissanzahl mit Ausnahme der Mischung B0 (Abb. 132). Bei höherem autogenem Schwinden zeigen die entsprechenden Proben ebenso eine höhere Anzahl an Mikrorissen. Die Ergebnisse der Schwindrinne liegen bei rund einem Drittel der Werte des Schwindkegels. Ein klarer Zusammenhang zu den Mikrorissen zeigt sich hier nicht.

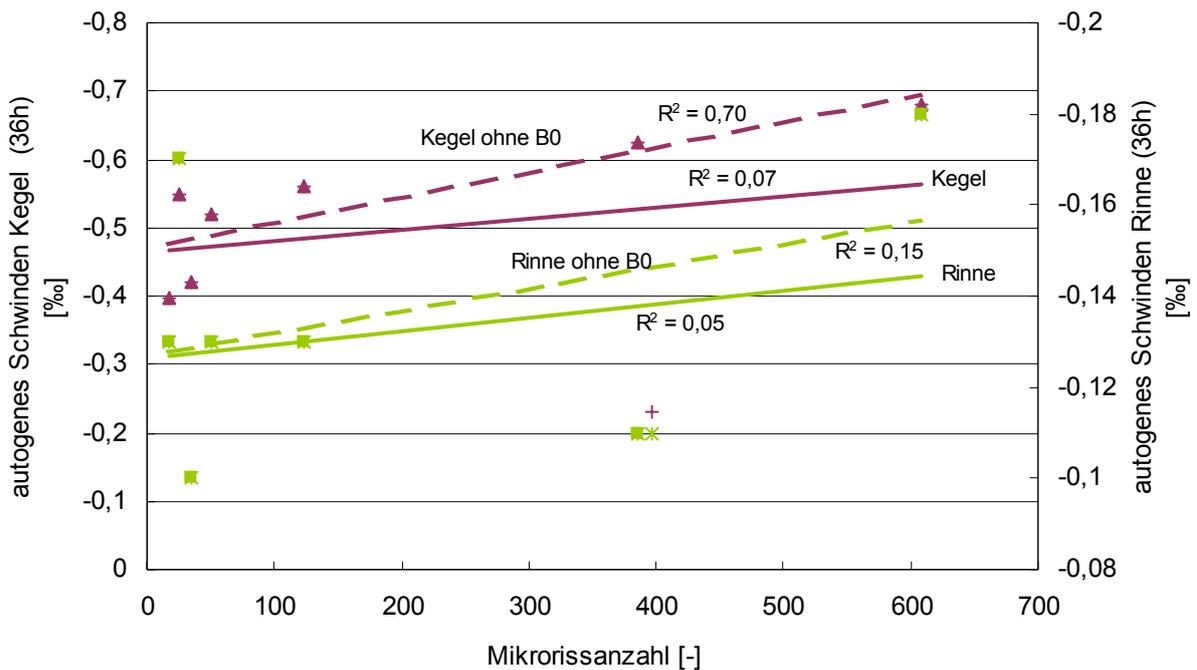


Abb. 132: Zusammenhang zwischen Mikrorissanzahl mit den Verformungswerten des autogenen Schwindens gemessen am Schwindkegel im Alter von 36 Stunden mit und ohne die Werte der Mischung B0

#### 4.4.1.6.2 Untersuchungsergebnisse Austrocknungsschwinden

Die Untersuchungen an Schwindzylindern zur Ermittlung des Austrocknungsschwindens wurden bei Klimalagerung (7 d unter Wasser, 21 d 20°C/65 % r. F.) und unter Wasser Lagerung durchgeführt. Die höchsten Schwindverformungen bei **Klimalagerung** (Abb. 133) zeigen die Mischungen A, A0, A1 und B0; die geringsten Mischung C. Mischung B und C0 weisen bei der anfänglichen Wasserlagerung das höchste Quellen auf. Die zugehörigen Massenänderungen der Probekörper sind im Anhang in Abb. A 12 und Abb. A 13 dargestellt.

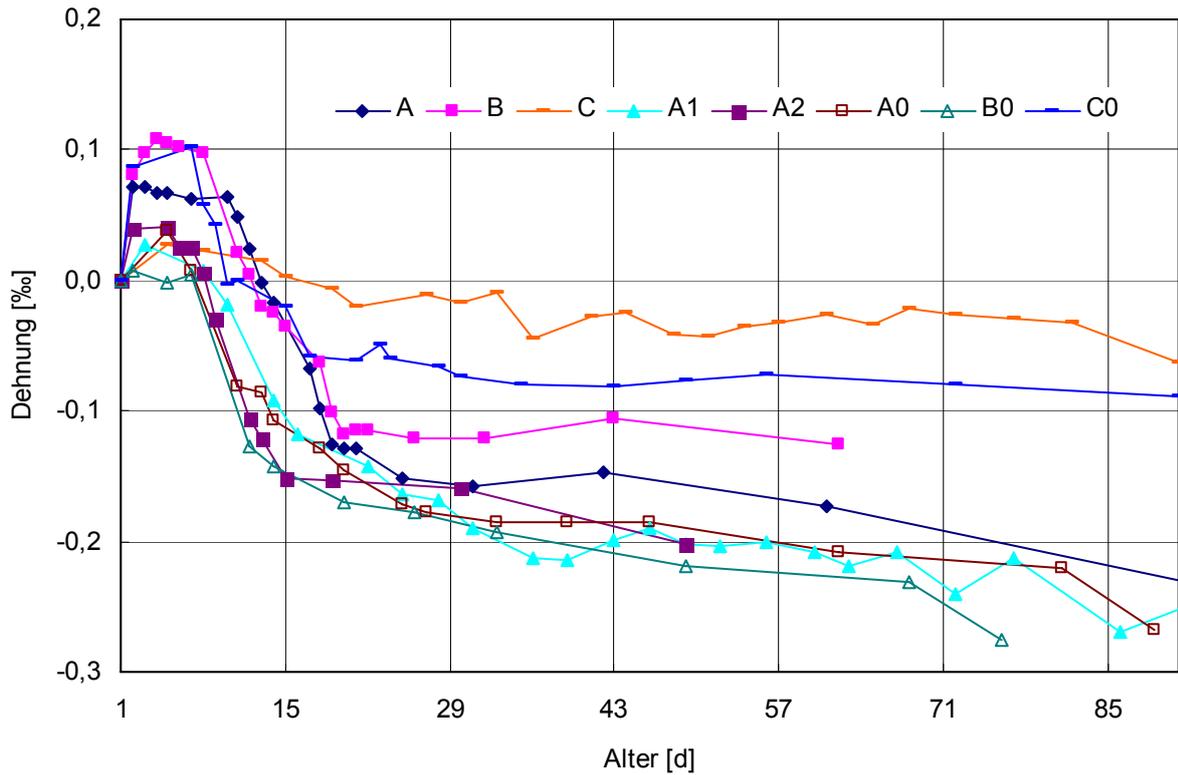


Abb. 133: Relative Längenänderung der Schwindzylinder aller Mischungen unter Klimalagerung

Der Vergleich der ermittelten Schwindwerte mit den ermittelten Mikrorissflächensummen zeigen die Abb. 134 und Abb. 135. Der Verlauf der Kurve der Schwindwerte bei Klimalagerung zeigt Zusammenhänge mit den Mikrorissflächensummen. Bei höheren Werten des Austrocknungsschwindens treten geringere Mikrorissflächensummen auf. Bei der unter Wasser Lagerung ist kein Zusammenhang erkennbar.

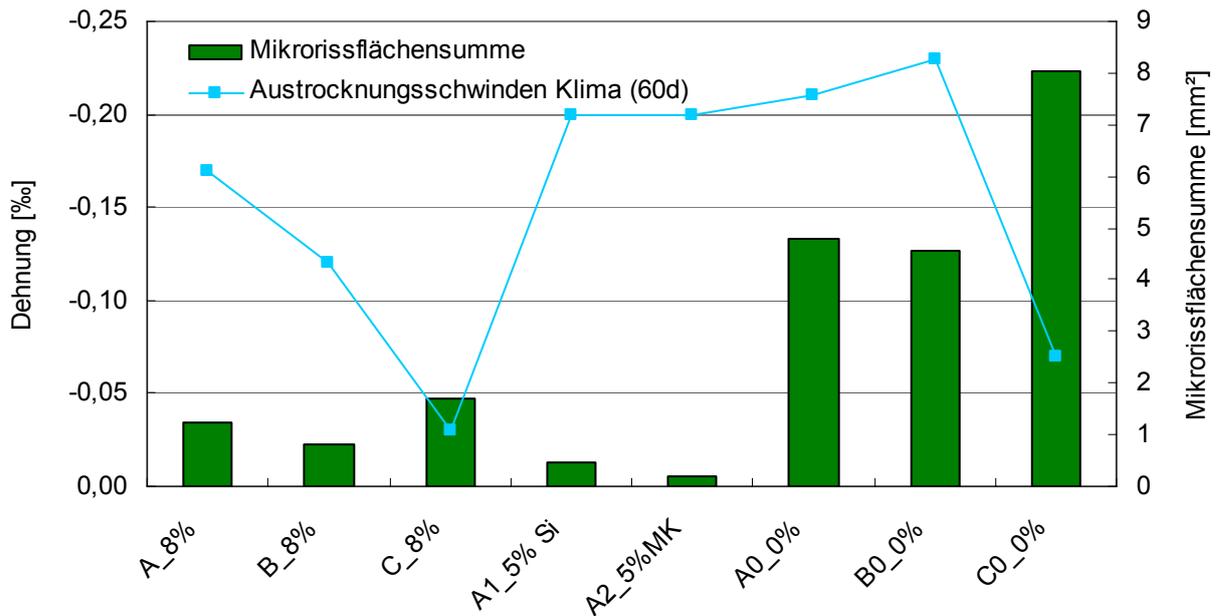


Abb. 134: Vergleich der ermittelten Mikrorissflächensumme mit den Verformungswerten des Austrocknungsschwindens im Alter von 60 Tagen unter Klimalagerung

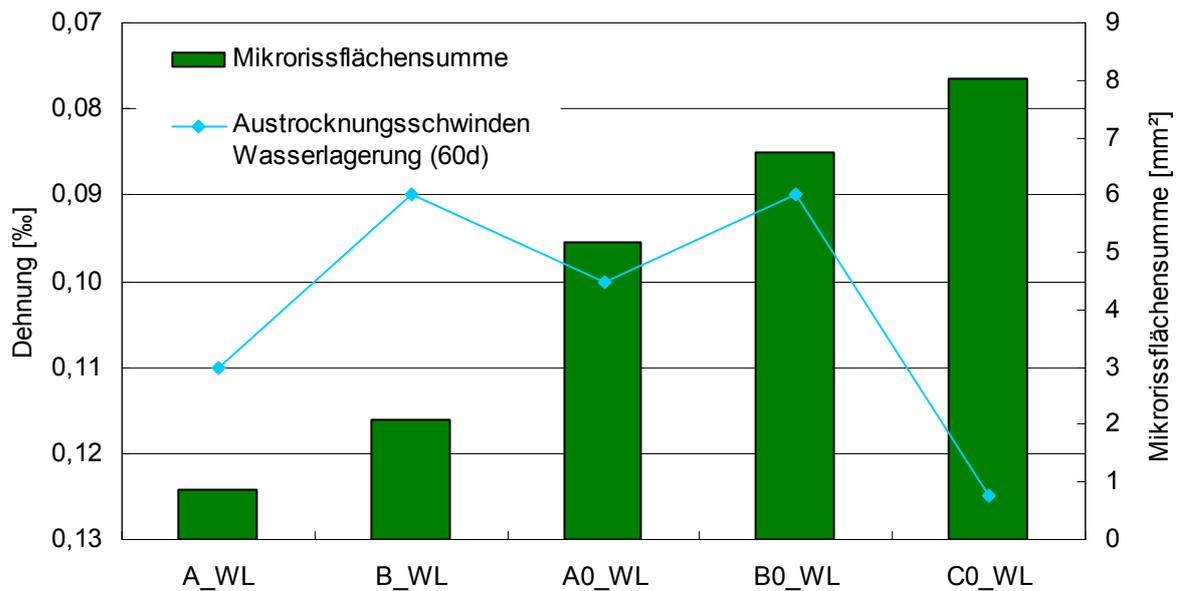


Abb. 135: Vergleich der ermittelten Mikrorissflächensumme mit den Verformungswerten des Austrocknungsschwindens bei unter Wasser Lagerung im Alter von 60 Tagen

Bei der **unter Wasser Lagerung** zeigt Mischung C die größten Schwindverformungen und Mischung C0 die geringsten. Das größte Quellen zu Beginn der Einlagerung weist Mischung A und C0 auf (Abb. 133).

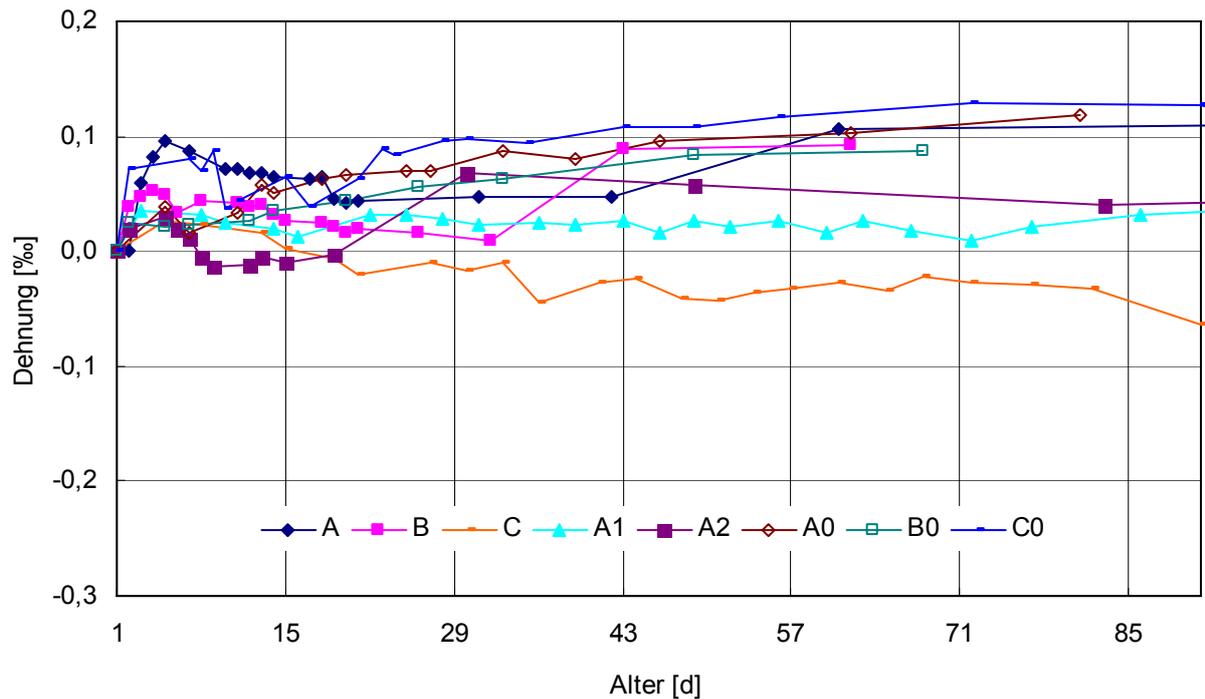


Abb. 136: Relative Längenänderung der Schwindzylinder aller Mischungen bei unter Wasser Lagerung

#### 4.4.1.7 Auswertung

##### 4.4.1.7.1 Auswertung der Mikrorissuntersuchung

Zement A mit dem geringen Anteil an  $C_3A$  ( $C_3A$ -Gehalt = 1,0 %) weist unter Klimalagerung in etwa die gleiche Mikrorissflächensumme und auch Mikrorissanzahl auf als Zement B ( $C_3A$ -Gehalt = 8,5 %). Bei unter Wasser Lagerung entwickelt Zement B stets eine höhere Mikrorissflächensumme. Die schnelle Reaktion des  $C_3A$ -haltigen Zements führt u. U. zu einer früheren Verfestigung der Matrix im Frischbeton. Die Bewegung der Schalung mit dem frischen Beton führt dann zu Mikrofehlstellen, die Auslöser für Mikrorisse sein können.

Die Zemente A und B aus reinem Portlandzementklinker weisen unter Klimalagerung weniger Mikrorisse und auch eine geringere Mikrorissflächensumme auf als die Mischungen mit dem Kompositzement C (Abb. 101). Dies bestätigt die Untersuchungen von /13/, die hierfür den höheren Anteil an Silikastaub, bezogen auf das Bindemittel, verantwortlich machen. Der erhöhte Anteil an Silikastaub führt zu vermehrtem autogenem Schwinden, was letztendlich die Mikrorissbildung verstärkt, vor allem im Inneren des Probekörpers (Abb. 106). Ebenso denkbar wäre für die Mischungen ohne Silikastaub, dass der inerte Zusatzstoff Kalksteinmehl in den Mischungen C aufgrund der fehlenden puzzolanischen oder hydraulischen Reaktion

mit den Hydratationsprodukten zu einem weniger vernetzten Betongefüge auf Mikroebene, im Vergleich zu den Mischungen A und B mit reinem Portlandzementklinker als Bindemittel, führt. Der Füller Kalksteinmehl reagiert nicht mit den ihn umgebenden Hydratationsprodukten und füllt somit zwar Lücken, aber geht keine stabile Verbindung zu ihn umgebenden Partikeln an seinen Grenzflächen ein. Damit entstehen - ähnlich dem Effekt bei Luftporen - Mikrofehlstellen, die als Ausgangspunkt für Mikrorisse dienen. Dies führt anscheinend bereits unter geringerer Zugspannung zu Mikrorissbildung im Gefüge als bei Mischungen mit reinem Portlandzementklinker. Die unterschiedliche Mikrorissentwicklung der drei Zemente im Vergleich zur unter Wasser Lagerung ist auf Basis der vorliegenden Ergebnisse nicht zu erklären. Aufgrund der ungleichmäßigen Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt (Abb. 107) kann hier von anderen, davon unabhängigen, äußeren Einflüssen während der Probenherstellung oder Präparation ausgegangen werden.

Der Zusatz von Silikastaub oder Metakaolin führt zu einer Verdichtung des Gefüges und somit zu einer Verringerung der entstehenden Mikrorissflächensumme im Vergleich zu Betonen ohne Zusatzstoffe. Bei allen Zementen A, B und C führt die Zugabe von 8 % Silikastaub zu einer geringeren Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme aber mit größerer Mikrorissbreite. Die auftretenden Zugspannungen werden vom dichteren und homogeneren Gefüge im silikahaltigen Beton besser verteilt als im reinen Zementbeton. Dort kommt es eher zu Spannungsspitzen an Inhomogenitäten v. a. an der Kontaktzone. Ausgehend von der Kontaktzone entstehen dort vermehrt Mikrorisse mit geringerer Mikrorissbreite.

Die Abnahme der Mikrorissflächensumme bei Reduzierung des Silikastaubanteils von acht auf fünf Prozent bestätigt die oben gemachte Aussage (siehe auch /13/), dass mit zunehmendem Silikastaubgehalt die Mikrorissbildung aufgrund des damit einhergehenden autogenen Schwindens zunimmt. Die Versuche zum autogenen Schwinden mit der Schwindrinne bestätigten dies.

#### 4.4.1.7.2 Auswertung der Festbetonkennwerte

Die höheren Werte des Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit der Mischungen mit reaktiven Zusatzstoffen im Vergleich zu den Mischungen ohne sind auf deren puzzolanische Reaktion zurückzuführen. Aufgrund des dichten Gefüges der hier untersuchten Betone weisen die Kennwerte Spaltzugfestigkeit, Wassereindringtiefe und kapillares Saugen keine Beeinflussung durch die unterschiedlichen Bindemittelzusammensetzungen auf.

#### 4.4.1.7.3 Auswertung der Mikrorissuntersuchung im Vergleich zu den Frisch- und Festbetonkennwerten

Die hohe Steifigkeit von Betonen mit hohem Elastizitätsmodul kann als Ursache für die entsprechende geringe Mikrorissflächensumme angesehen werden. Ein Beton mit hohem Elastizitätsmodul verformt sich im Vergleich zu einem Beton mit niedrigem Elastizitätsmodul bei gleicher Spannung geringer. Die Unterschiede der Werte des Elastizitätsmoduls sind aber vergleichsweise zu gering, um absolute Abhängigkeiten abzulesen und den Zusammenhang mit der Mikrorissflächensumme eindeutig zu begründen.

Je länger die ermittelten Mikrorisslängen im Probekörper waren, umso geringer waren die ermittelten Druckfestigkeitswerte. Eine Begründung für die Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Mikrorisslänge könnte die Vorschädigung der Betonmatrix durch die Mikrorisse sein. Vor allem die langen Mikrorisse gehen mit einem schnelleren Versagen bei der Druckfestigkeitsprüfung einher (Abb. 120). Es kann vermutet werden, dass die Querspannungen, die während der Druckprüfung auftreten schlechter abgetragen werden können. Ähnliches zeigte sich bei den Ergebnissen von /126/, die nach Druckbelastung einen Anstieg der Mikrorisslänge verzeichneten. Es kommt durch Mikrorisse, v. a. durch lange Mikrorisse, zur schnelleren Fortpflanzung der Mikrorisse und schließlich zur Makrorissbildung und somit zum Versagen.

Die maximale Wassereindringtiefe der hier untersuchten Bindemittelvariationen liegen bei allen Betonen unter der zulässigen Grenze nach DIN 1048 /148/ für wasserundurchlässigen Beton. Die vorhandenen Mikrorisse im dichten Gefüge des Hochfesten Betons sind nicht in der Lage die Wassereindringtiefe zu beeinflussen. Die Versuche zum kapillaren Saugen zeigen, dass bei größeren Mikrorissbreiten geringere Kapillarkräfte wirken (Abb. 124) und es somit zu einer geringeren Wasseraufnahme kommt. Die schmalen Mikrorisse saugen das Wasser aufgrund der Kapillarwirkung weiter in den Beton hinein als die breiteren Mikrorisse. Dies wird verstärkt durch die gleichzeitig zur geringen Mikrorissbreite vorhandene höhere Mikrorissflächensumme.

#### 4.4.1.7.4 Auswertung der Versuche zur Temperaturentwicklung

Der  $C_3A$ -haltige Zement B zeigt aufgrund seiner chemischen Zusammensetzung bei der quasi adiabatischen Lagerung eine schnellere Entwicklung der Hydratationswärme als der  $C_3A$ -arme und damit langsamer reagierende (siehe auch Kap. 2.1.1) Zement A. Die schnelle und hohe Entwicklung der Temperatur des Portlandkalksteinzements C ist widersprüchlich zu seiner Zusammensetzung mit dem inerten Zusatzstoff Kalksteinmehl. Der teilweise Ersatz von Portlandzementklinker müsste die Wärmeentwicklung aufgrund der chemischen Reaktion eigentlich verringern. Da diese Zemente aber durch den Hersteller /150/ sehr fein gemahlen werden, damit die für die Praxis erforderlichen Frühfestigkeiten erreicht werden, ist die chemische Reaktion aufgrund der erhöhten Oberfläche schneller und führt sogar - wie bei der quasi adiabatischen Lagerung - zu höheren Hydratationstemperaturen als bei den anderen beiden Zementarten. Die Mischungen mit Zement B und C, die alle  $C_3A$  enthalten, wiesen bei den Temperaturverläufen der normgelagerten Würfel einen Hochpunkt auf. Der schnelle Reaktionsverlauf durch den vorhandenen  $C_3A$ -Anteil kann sich mit der Bildung von nadelförmigen C-S-H-Phasen und der nach etwa fünf Stunden beginnenden Zersetzung der Syngenitkristalle überlagert und somit eine beschleunigte Reaktion bewirkt haben /25/.

Die höheren Maximalwerte der Hydratationstemperaturen der Mischungen ohne Silikastaub bei quasi adiabatischer Lagerung widersprechen der Theorie, dass die Zugabe von Silikastaub die Hydratation beschleunigt /1/. Die Ergebnisse der Temperaturmessung bei der Normlagerung weisen nur beim  $C_3A$ -armen Portlandzement, Zement A, mit Silikastaub höhere Hydratationstemperaturen auf als ohne. Eine beschleunigte Reaktion durch die Silikastaubzugabe kann nur bei Mischung C beobachtet werden. Mischung C0 könnte aufgrund der um 2 K höheren Frischbetontemperatur eine schnellere Hydratationsreaktion entwickelt haben, die den Einfluss des reaktiven Zusatzstoffes auf die chemische Reaktion kompensiert. Der Einfluss der Zusatzstoffe auf die Mischungen mit Zement A wird bei der Temperaturentwicklung dadurch deutlich, dass der reaktive Silikastaub in der Mischung A die chemische Reaktion der Hydratation verstärkt und die höchsten Temperaturen entwickelt. Mischung A2 mit 5 % Metakaolin entwickelt durch den hoch reaktiven Zusatzstoff eine höhere Hydratationstemperatur und eine steilere Kurve als die Mischung mit Silikastaub. Das enthaltene Metakaolin reagiert schnell mit dem enthaltenen Calciumhydroxid (CH) und Calciumsilikathydrat (CSH).

#### 4.4.1.7.5 Auswertung der Mikrorissuntersuchung im Vergleich zur Temperaturentwicklung

Die Mikrorissentwicklung im Beton ist klar abhängig von der Temperaturentwicklung bzw. vom Temperaturgradienten, der sich während der Hydratation über dem Probekörper ausbildet. Da die hier untersuchten Proben mit einer Größe von 10 cm kaum einen Gradienten ausbilden (Abb. A 9 im Anhang), ist die Abhängigkeit nicht sehr ausgeprägt vorhanden. Dennoch bildet sich ein Temperaturgradient über den Probenquerschnitt aus, der zu Eigenspannungen im Innern des Probewürfels führt. Überschreiten die Zwangsspannungen die Zugfestigkeit des Betons, führt dies zu Mikrorissen. Die Mischung C0, die die meisten Mikrorisse aufweist, zeigt bei allen Temperaturmessungen den steilsten Anstieg der Temperatur. Die schnelle Temperaturänderung und die hohe Hydratationstemperatur führen bereits im jungen Betonalter zu Gefügespannungen, die Mikrorisse verursachen. Mischung A2, mit den wenigsten Mikrorissen, weist bei der Temperaturmessung der normgelagerten Probekörper auch die geringste und langsamste Temperaturentwicklung auf. Diese langsame und geringe Änderung der Temperatur, wie auch bei Mischung A1, führt kaum zu Mikrorissbildung, da sich nur ein geringer Gradient einstellt, der kaum Zwangsspannungen verursacht.

#### 4.4.1.8 Auswertung der Versuche zum Schwindverhalten

Beim Vergleich der drei Zemente A, B und C beim **autogenen Schwinden** sind die Schwindwerte der Mischung A stets am niedrigsten. Nach Kapitel 2.2.2 ist dies mit dem chemischen Schwinden von Zementen mit einem hohen Anteil an Calciumaluminatverbindungen zu begründen, da diese ein größeres chemisches Schrumpfen aufweisen.

Die Schwindkurven der Mischungen A mit 8 % Silikastaubanteil und A2 mit 5 % Metakaolinanteil sind beim Schwindkegel fast identisch. Bei den Ergebnissen der Schwindrinne liegt auch die Kurve der Mischung A0 auf gleichem Niveau. Die Schwindkurve der Mischung A1 mit nur 5 % Silikastaubanteil verläuft anfangs parallel zu Mischung A und A2. Zum Zeitpunkt der Stagnation der Mischungen A und A2, schwindet die Mischung mit 8 % Silikastaub weiter und erreicht zum Ende der Messung ein höheres Niveau. Die Mischung A0 zeigt beim Schwindkegel das größte Schwinden von allen Mischungen mit Zement A. Dies widerspricht der Theorie (siehe Kap. 2.2.2), die besagt, dass bei steigendem

Mikrosilikaanteil auch steigendes autogenes Schwinden auftritt. Untersuchungen der TU München /79/ zeigten Beton mit Portlandzement und niedrigem Silikastaubgehalt, der in der Anfangsphase ein größeres autogenes Schwinden aufwies, als Beton aus Portlandzement mit höherem Silikastaubgehalt. Dies lag nach /151/ an dem - bei gleichem Bindemittelleimgehalt (konstant bei  $607,5 \text{ kg/m}^3$ ) - höheren Zementleimgehalt der Mischung mit weniger Silikastaub, da der Schrumpffaktor des Portlandzements größer als der des Silikastaubes ist. Dies könnte in den hier verwendeten Mischungen ebenfalls als Ursache angesehen werden.

Mischung A2 zeigt bei der Schwindrinne ein höheres Schwinden als die Mischungen A0 und A, was mit der schnellen Umwandlung von Calciumhydroxid ( $\text{Ca(OH}_2\text{)}$ ) in feste Reaktionsprodukte zu begründen ist. Beim Verlauf des Schwindens der Mischung A1 liefert die Schwindrinne einen Widerspruch zum Verlauf derselben Mischung beim Schwindkegel und auch zur Literatur, da hierbei nach ca. 24 Stunden kein weiteres Schwinden des Betons mit Silikastaub mehr auftrat. Zu diesem Widerspruch liegt keine Begründung vor, da die Mischung A mit 8 % Silikastaub ein Fortsetzen des Schwindens aufweist.

Ebenfalls stagnierte bei allen Serien das Schwinden nach rund zwei Tagen noch nicht, was die These aus Kapitel 2.2.2 bestätigt, wonach Hochfeste Betone mit Silikastaub bis zu einem Zeitraum von zehn bis 20 Tagen ein autogenes Schwinden aufweisen können. Nach /44/ ist dies eine Folge der fortschreitenden chemischen Reaktion des Silikastaubs mit Wasser und dem Calciumhydroxid, das bei der Hydratation des Zementsteins gebildet wird.

Beim **Vergleich** der gemessenen Schwindkurven von **Schwindkegel** und **Schwindrinne**, war das gemessene Schwinden beim Schwindkegel rund dreimal so groß wie bei der Schwindrinne. Dieses Ergebnis lässt sich damit begründen, dass beim Schwindkegel im Gegensatz zur Schwindrinne das dreidimensionale Schwinden aufgrund der Kegelform gemessen wird. Beim Schwindkegel könnte das verwendete Größtkorn einen Einfluss auf die erzielten Ergebnisse haben. Das Korngerüst könnte sich ab einer bestimmten Korngröße gegen die Kegelwand abstützen und so die Schwindmessungen beeinflussen. Da die Messergebnisse von Rinne und Kegel sich erwartungsgemäß um den Faktor drei unterscheiden, kann das eben beschriebene Phänomen so gut wie ausgeschlossen werden. Laut /34/ findet aber ein Schwinden statt, welches zu einer einachsigen vertikalen Verkürzung in Einfüllrichtung führt, bevor der Beton durch die Erstarrung seine plastische Verformbarkeit verliert. Diese plastischen Verformungen werden nicht von der Schwindrinne gemessen.

Die ab dem achten Tag im Klimaraum gelagerten Probekörper zur Ermittlung des **Austrocknungsschwindens** verkürzten sich innerhalb weniger Tage auf ihre Ausgangslänge. Im weiteren Verlauf schwanden sie, bis die Messwerte nach dem 27. Tag rund 0 bis 10 % unter den Werten des autogenen Schwindens lagen, was durch /1/ bestätigt wird, da das autogene Schwinden bis zu 60 % des Gesamtschwindens ausmachen kann.

Auffallend ist bei einem Vergleich der Schwindkurven des autogenen Schwindens mit denen der Schwindzylinder, dass Serien (z. B. C und C0), welche ein hohes autogenes Schwinden aufweisen, beim Austrocknungsschwinden ein geringeres Schwindmaß aufweisen und umgekehrt. Dies kann mit den unterschiedlichen Hydratationsgraden begründet werden. Ein hohes autogenes Schwinden bedingt einen hohen Hydratationsgrad und ein hoher Hydratationsgrad hat ein dichteres Gefüge zur Folge. Dies verringert den Stoffaustausch mit der Umgebung, was eine Begründung für das schwächere Austrocknungsschwinden ist. Zudem wird durch die Zugabe von Zusatzstoffen das Gefüge verdichtet, wodurch ein erhöhter Widerstand gegen Austrocknungsschwinden erzielt wird.

#### 4.4.1.8.1 Auswertung der Mikrorissuntersuchung im Vergleich zu den Ergebnissen der Schwinduntersuchung

Das stärkere Schwinden C<sub>3</sub>A-haltiger Betone im Vergleich zu C<sub>3</sub>A-armen Betonen führt zu einem starken frühen Schwinden der Mischungen B und C. In Kombination mit den oben erwähnten Spannungen aus Hydratation bewirkt dies weitere Zwangsspannungen, die dann zu erhöhter Mikrorissbildung führen.

Der Vergleich der Mischungen mit Zement A zeigt, dass vor allem die Mischungen A2 - wohl aufgrund ihrer geringen Schwindverformung - am wenigsten Mikrorisse aufweist (Abb. A 8, Abb. 130 und Abb. 131). Die Mikrorissansammlung bei dem Probekörper der Mischung A2 im mittleren Bereich (Abb. 113) spricht für das innere Austrocknen des Hochfesten Betons. Dies wird hier besonders deutlich, da durch die Zugabe von Metakaolin ein noch dichteres Gefüge erreicht wurde, welches einen geringen Feuchte Austausch zulässt und dadurch das Defizit an Wasser im Inneren des Betons nicht ausgleichen kann. Bei der Serie A ist die Mikrorissflächensumme doppelt so groß, wie bei der Serie A1, was mit dem zu erwartenden höheren Schwindmaß (vergleiche Kapitel 2.2.2) zu begründen ist. Die Ursache für die Mikrorisse können im autogenen Schwinden gesucht werden, da dieses im Gegensatz zur Literatur in dem hier beschriebenen Versuch bei größerem Anteil Silikastaub geringer ausfiel.

Mit dem Austrocknungsschwinden können die entstandenen Mikrorisse nicht erklärt werden. Hier haben sich die Probekörper anders verhalten, als die Literaturstudie in Kapitel 2.2.2 ergab. Die Fragen, wie sich die verwendete Zementsorte mit unterschiedlichen Silikastaubanteilen auf die Entstehung von Mikrorissen verhält und welche Auswirkungen Silikastaub mit dem verwendeten Zement hat, müssten gesondert in weiteren Versuchen erforscht werden.

#### 4.4.2 Nachbehandlung

##### 4.4.2.1 Zielsetzung

Die Zielsetzung der hier vorgestellten Versuchsreihe war, den Einfluss unterschiedlicher Arten der Nachbehandlung von Hochfestem Beton auf die Bildung und Anordnung von Mikrorissen zu untersuchen. Die verwendeten Arten der Nachbehandlung wurden verschiedenen Praxissituationen am Bau nachempfunden. Überdies wurde über die zugehörigen Frisch- und Festbetonkennwerte ein Rückschluss auf die Auswirkungen von Mikrorissen auf diese Eigenschaften gezogen.

##### 4.4.2.2 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Die Versuchsreihe besteht aus fünf Mischungen gleicher Zusammensetzung, die unterschiedlich nachbehandelt wurden. Die verwendete Rezeptur ist im Anhang in Tabelle A 1 angegeben. Die Mischungen mit ihren Nachbehandlungsmethoden und den in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen sind in Tabelle 4 aufgelistet. Die Probekörper wurden alle nach dem Ausschalen der dort angegebenen Nachbehandlung unterworfen. Ausnahme ist die Lagerung „Sonne“, die direkt nach dem Befüllen der Schalung der freien Witterung ausgesetzt wurde.

Tabelle 4: Bezeichnung und Nachbehandlungsbedingungen der einzelnen Mischungen

Bezeichnung	Nachbehandlungsart
Norm	Lagerung nach DIN 1048 /148/ 7 d unter Wasser, 21 d 20 °C/65 % r. F.
40 °C	3 d Lagerung im Ofen bei 40 °C, danach Lagerung im Klima 20 °C/65 % r. F.
unter Wasser	28 Tage unter Wasser
40 °C Wind	3 d Lagerung unter einem Luftstrom mit 40 °C, danach Klima 20 °C/65 % r. F.
Sonne	Direkt nach dem Befüllen der Schalung bis zum Alter von sechs Tagen Lagerung im Freien an der Sonne völlig unbeschattet und ohne Niederschlag (Ausschalen erfolgte nach einem Tag), danach Lagerung im Klima 20 °C/65 % r. F.

Als Referenz für die Untersuchung der unterschiedlichen Nachbehandlungsmethoden diente die Lagerung unter Bedingungen der DIN 1048 /148/. Das Abbinden von Beton bei lang anhaltender Nachbehandlung oder unter Wasser wie in DIN 1045 /66/, wurde über eine Wasserlagerung dargestellt. Extreme Wärmeperioden wie im Hochsommer wurde mit einer Ofenlagerung bei 40 °C über drei Tage nachgeahmt. Eine Steigerung dazu wurde über ein Anblasen mit einem konstanten, 40 °C heißem Luftstrom simuliert. Diese Bedingungen sind zum Beispiel im Hochsommer beim Straßenbau unter Windeinwirkung anzutreffen. Eine Simulation von hochsommerlichen Bedingungen im Freien bot das Wetter zur Zeit der Versuche. Zusätzlich zu den bereits genannten Nachbehandlungsarten wurden die Würfelschalungen sofort nach dem Befüllen mit Frischbeton vor dem Laborgebäude voller Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Dort verblieben die Probekörper auch nach dem Ausschalen im Alter von einem Tag insgesamt für die Dauer von sechs Tagen. Während dieser sechs Tage herrschten hochsommerliche Temperaturen mit bis zu 40 °C tagsüber in der Sonne und nachts minimal 22 °C am Ort der Lagerung der Probekörper. Niederschläge gab es während dieser Zeit keine.

#### 4.4.2.3 Versuchsergebnisse

##### 4.4.2.3.1 Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung

Die ermittelten Mikrorisskennwerte der einzelnen Mischungen sind in Tabelle A 22 im Detail angegeben. Die meisten Mikrorisse zeigt die Mischung, die unter Wasser gelagert wurde (Abb. 137). Die Normlagerung weist die meisten Mikrorisse nach der unter Wasser Lagerung auf. Die wenigsten Mikrorisse sind bei der Lagerung an der Sonne und unter dem 40 °C warmen Wind ermittelt worden. Die Anzahl der Mikrorisse der einzelnen Prüfflächen ist im Anhang in Tabelle A 25 angegeben.

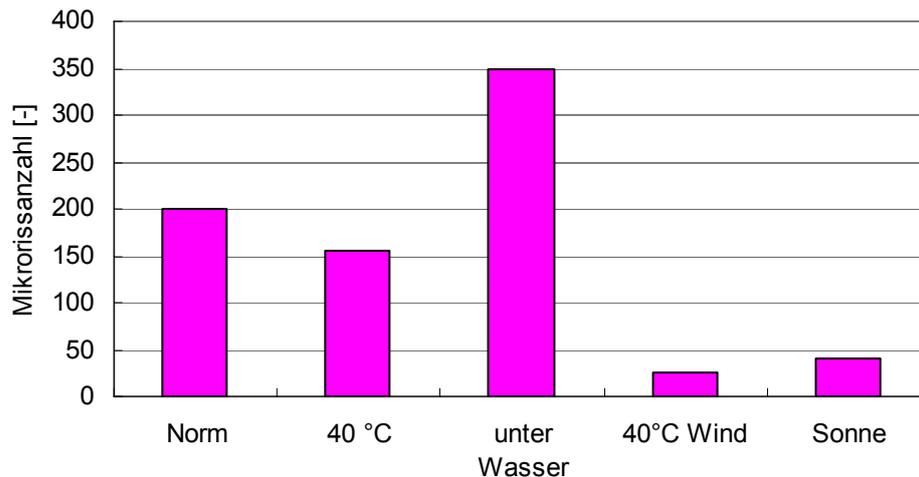


Abb. 137: Mikrorissanzahl der unterschiedlich nachbehandelten Mikrorissprobekörper

Die ermittelte durchschnittliche Mikrorisslänge ist bei allen Mischungen nahezu gleich (Abb. 138). Nur die Probekörper der Lagerung 40 °C Wind zeigen kürzere Mikrorisse. Die Mikrorissbreite liegt konstant bei rund 10 bis 11  $\mu\text{m}$ , außer bei den Probekörpern der Normlagerung. Deren Mikrorissbreite liegt um rund 60 % höher bei durchschnittlich 16  $\mu\text{m}$ . Folglich weist die Mikrorissflächensumme bei der Normlagerung den höchsten Wert auf, gefolgt von der Lagerung unter Wasser und der Lagerung 40 °C. Die geringste Mikrorissflächensumme ist unter der Lagerung 40 °C Wind und der Lagerung an der Sonne zu verzeichnen. Durch die Unterschiede in der Mikrorissbreite zwischen den einzelnen Nachbehandlungsarten kommt es zu einer unterschiedlichen Verteilung der Ergebnisse der Mikrorissanzahl und der Mikrorissflächensumme. Der Zusammenhang zwischen diesen beiden Mikrorisskennwerten ist in Abb. 139 dargestellt. Die Normlagerung liegt hier deutlich abseits der anderen Nachbehandlungsarten. Eine deutliche Korrelation zwischen Mikrorissbreite, Mikrorisslänge und der Mikrorissanzahl besteht nicht.

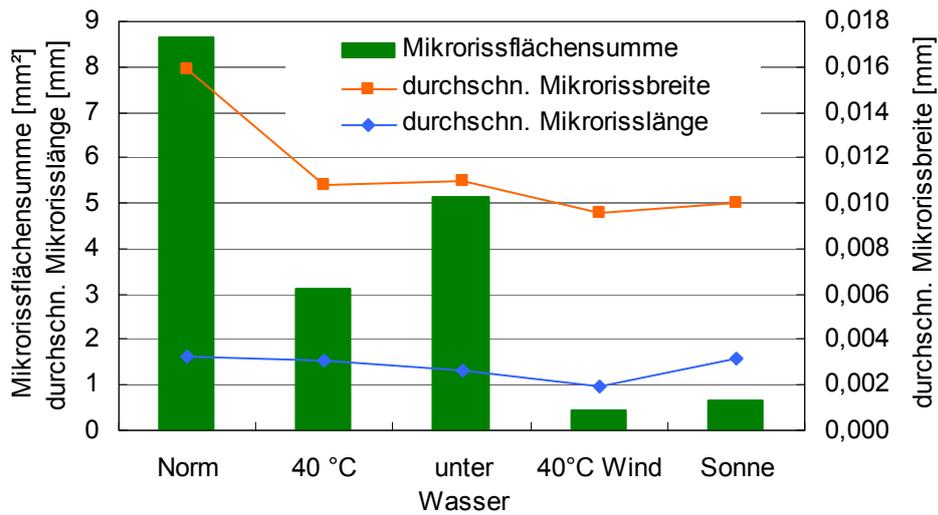


Abb. 138: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der unterschiedlich nachbehandelten Mikrorissprobekörper

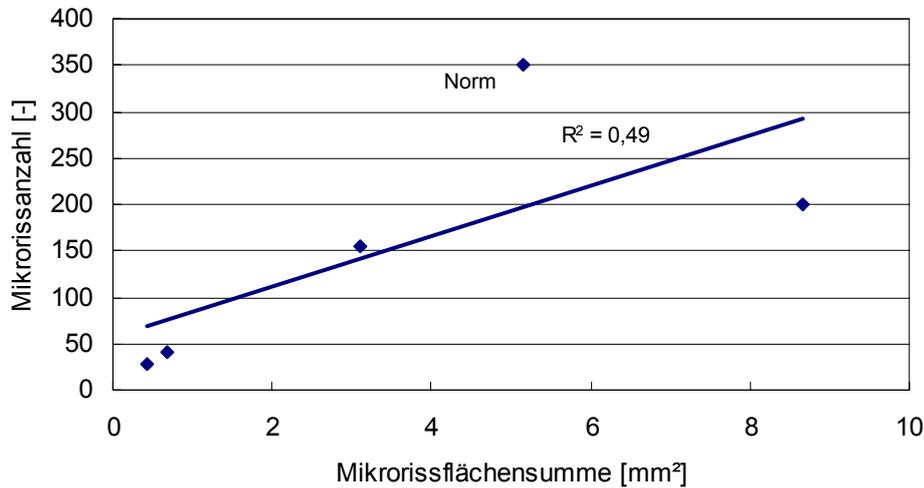
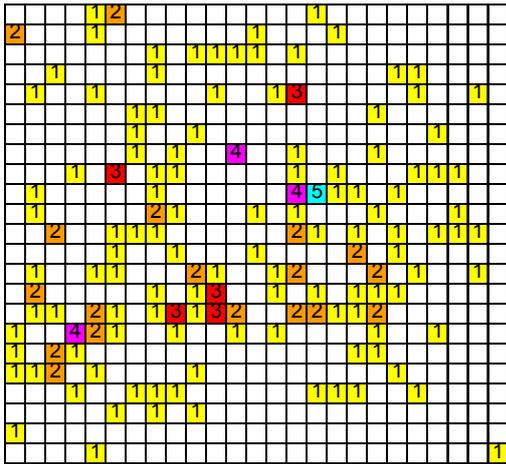
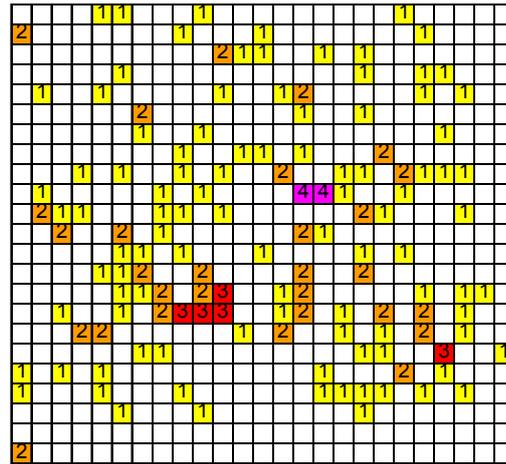


Abb. 139: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Mikrorissanzahl der unterschiedlich nachbehandelten Mikrorissprobekörper

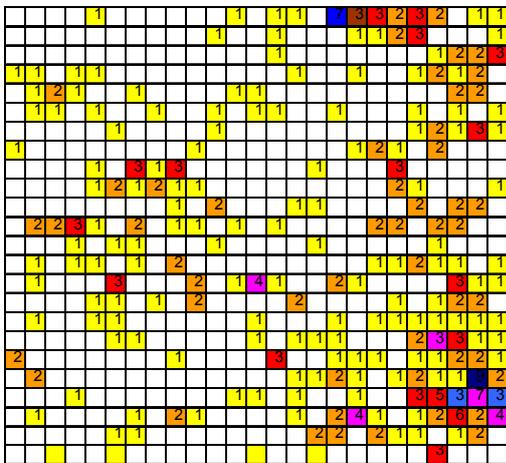
Die Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt (Abb. 140) ist bei allen Mischungen relativ gleichmäßig. Nur bei der Lagerung unter Wasser ist an der Einfüllseite eine Häufung der Mikrorisse erkennbar. Alle Probekörper weisen eher im Probeninneren Mikrorisse auf als direkt am Probenrand.



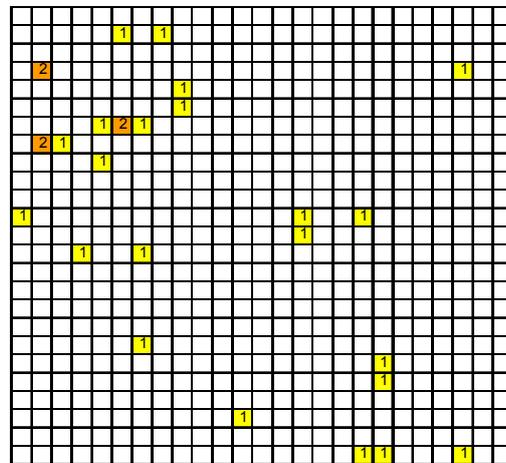
Normlagerung



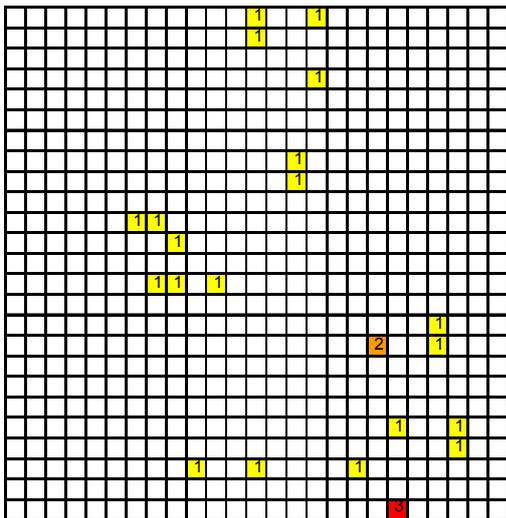
40 °C



unter Wasser



40 °C Wind



Sonne

Abb. 140: Verteilung der Mikrorisse der unterschiedlich nachbehandelten Mikrorissprobekörper

#### 4.4.2.3.2 Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte

Die Ergebnisse der ermittelten Frisch- und Festbetonkennwerte sind im Anhang in Tabelle A 12 im Einzelnen aufgelistet. Zwischen den ermittelten Frischbeton- und den Mikrorisskennwerten ist keine direkte Abhängigkeit festzustellen.

Der **Elastizitätsmodul** der hier untersuchten Mischungen weist den niedrigsten Wert mit 38 900 N/mm<sup>2</sup> nach der Lagerung an der Sonne auf. Die höchsten Werte erreichen die Mischungen der Normlagerung mit 42 300 N/mm<sup>2</sup> und der unter Wasser Lagerung mit 41 800 N/mm<sup>2</sup> (Abb. 141). Der Elastizitätsmodul zeigt im Vergleich zur Mikrorissflächensumme eine direkte Abhängigkeit (Abb. 142 und Abb. 143). Bei höheren Elastizitätsmoduln werden ebenso höhere Mikrorissflächensummen wie auch eine höhere Mikrorissanzahl erreicht. Die größte Abweichung von der Trendlinie zeigt der Wert der Normlagerung. Ein Zusammenhang zwischen der ermittelten mittleren Mikrorissbreite und dem zugehörigen Elastizitätsmodul ist in Abb. 144 und Abb. 145 dargestellt. Stark abweichend sind hier die Werte der Lagerung unter Wasser und Norm. Mit abnehmender Mikrorissbreite ergeben sich auch geringere Werte für den Elastizitätsmodul. Eine Korrelation zwischen der Mikrorisslänge und dem Elastizitätsmodul wurde nicht erkannt.

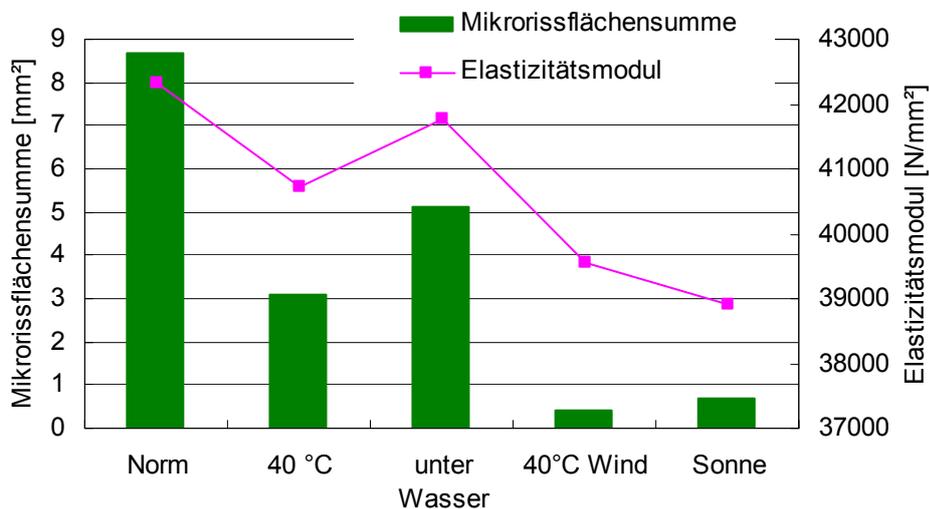


Abb. 141: Mikrorissflächensumme und Elastizitätsmodul der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

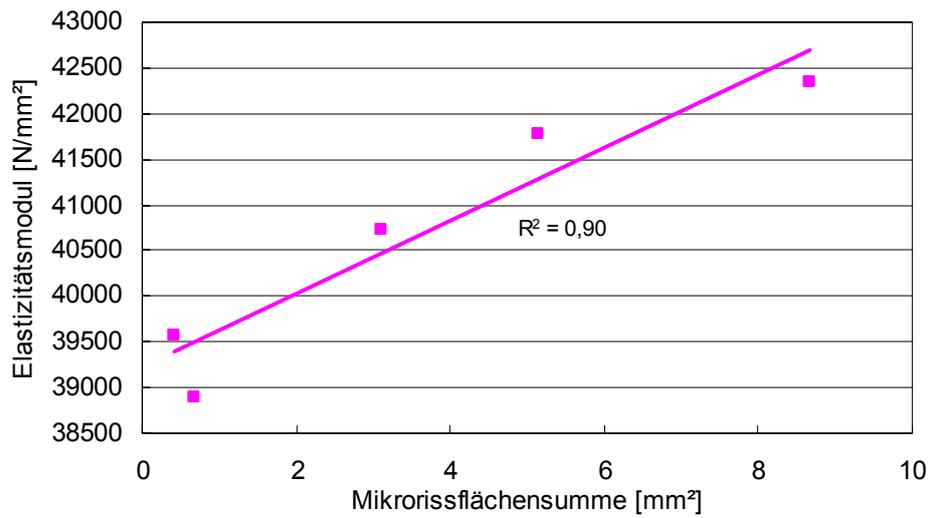


Abb. 142: Zusammenhang zwischen der ermittelten Mikrorissflächensumme und den zugehörigen Elastizitätsmoduln der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

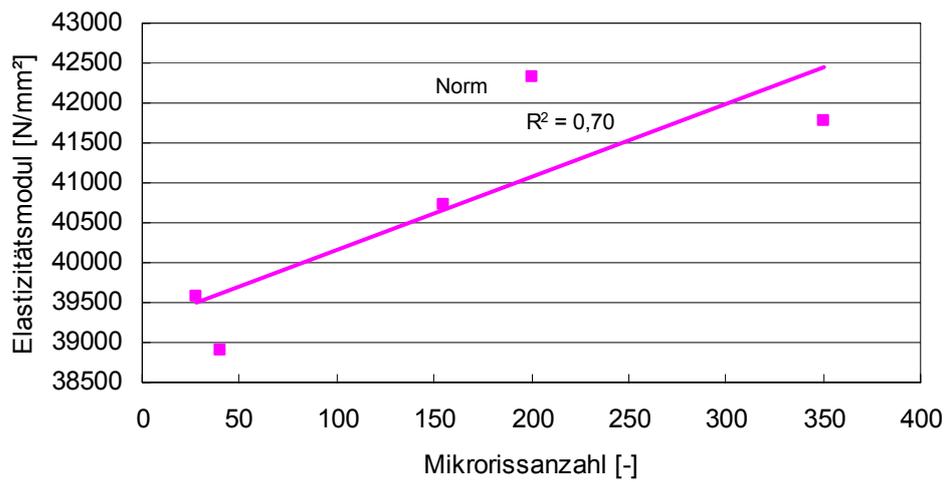


Abb. 143: Zusammenhang zwischen der ermittelten Mikrorissanzahl und den zugehörigen Elastizitätsmoduln der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

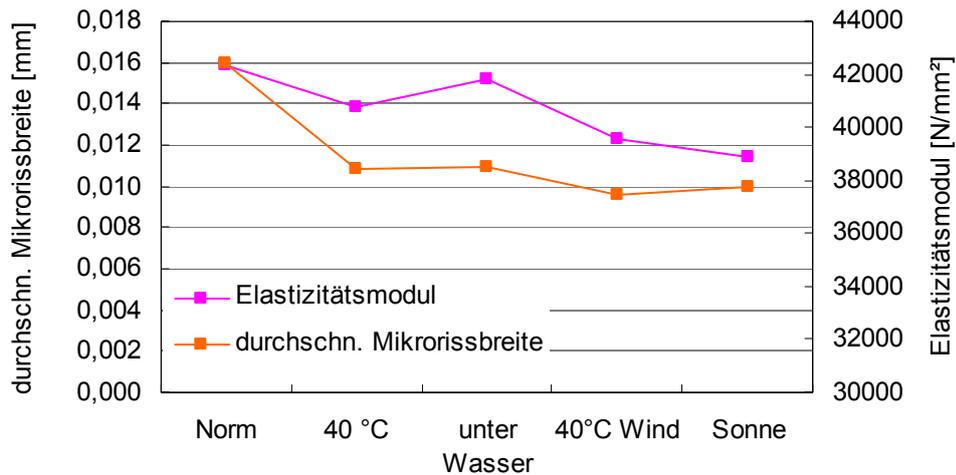


Abb. 144: Durchschnittliche Mikrorissbreite und zugehöriger Elastizitätsmodul der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper in Abhängigkeit der Lagerung

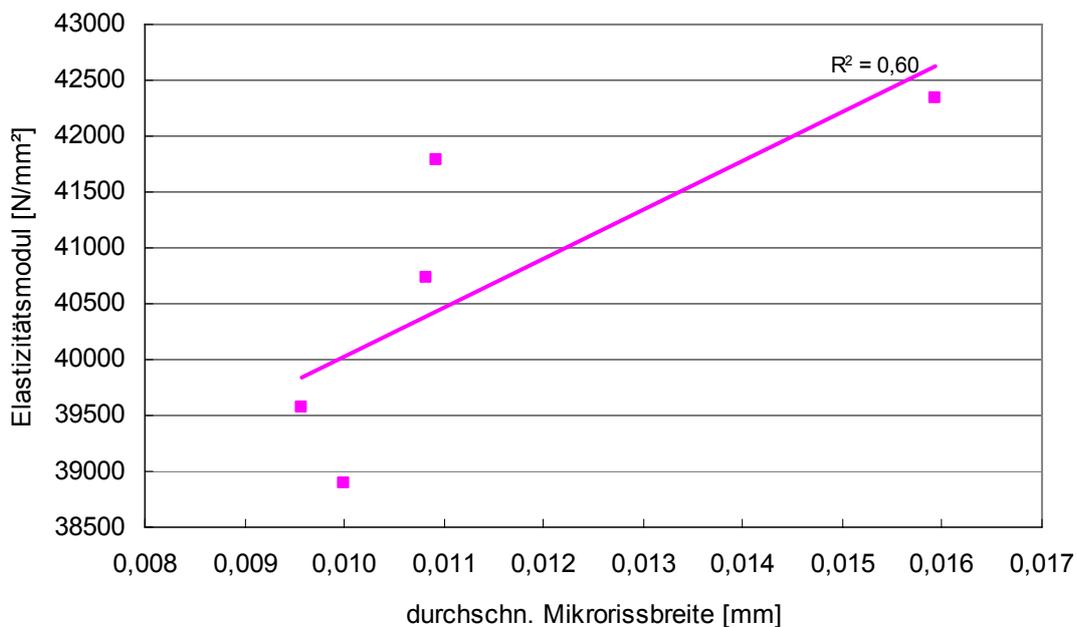


Abb. 145: Zusammenhang zwischen der ermittelten durchschnittlichen Mikrorissbreite und den zugehörigen Elastizitätsmoduln der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

Die erreichten **Druckfestigkeits**werte liegen zwischen 69 N/mm<sup>2</sup> bei der Sonnenlagerung und 106 N/mm<sup>2</sup> bei der Normlagerung. Die Werte der **Spaltzugprüfung** liegen alle auf ähnlichem Niveau zwischen 5,3 und 6,0 N/mm<sup>2</sup>, mit Ausnahme der Mischung, die unter Wasser gelagert wurde, die eine deutlich höhere Spaltzugfestigkeit von 7,1 N/mm<sup>2</sup> aufweist.

Der Zusammenhang zwischen Druck- und Spaltzugfestigkeit mit der ermittelten Mikrorissflächensumme ist in Abb. 146 und in Abb. 147 dargestellt. Beide

Festigkeitskennwerte korrelieren in Teilen recht gut mit den entsprechenden Mikrorissflächensummen. Die deutlichsten Abweichungen ergeben sich bei der Druckfestigkeit bei den Probekörpern der Lagerung 40 °C Wind, bei der Spaltzugfestigkeit bei der Normlagerung. Abb. 148 zeigt die Druckfestigkeits- und Spaltzugfestigkeitswerte in Abhängigkeit zur ermittelten Mikrorissflächensumme. Bei der Spaltzugfestigkeit zeigt sich vor allem ohne den abweichenden Wert der Normlagerung eine deutliche Korrelation.

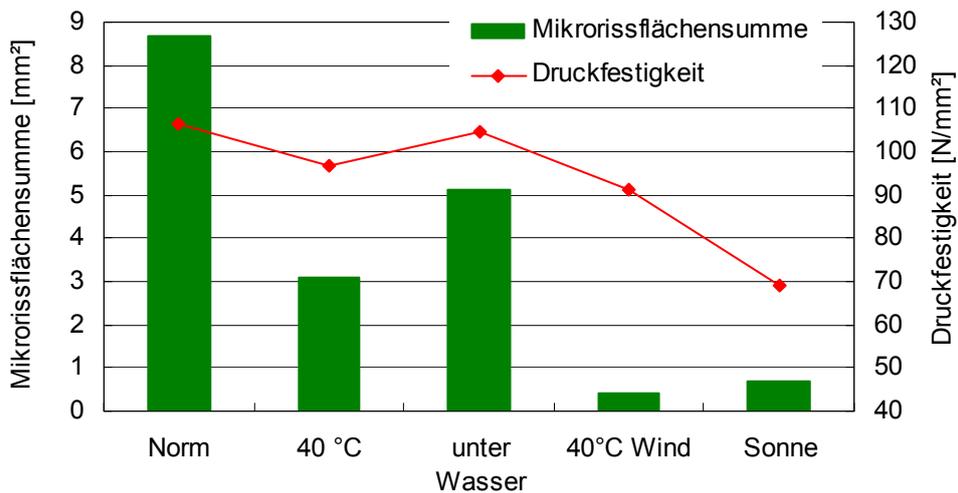


Abb. 146: Mikrorissflächensumme und Druckfestigkeitswerte der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

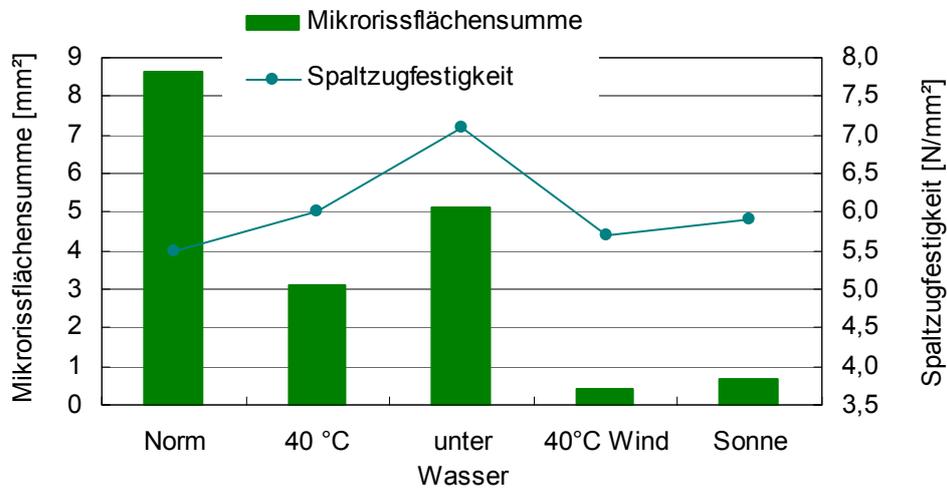


Abb. 147: Mikrorissflächensumme und Spaltzugfestigkeitswerte der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

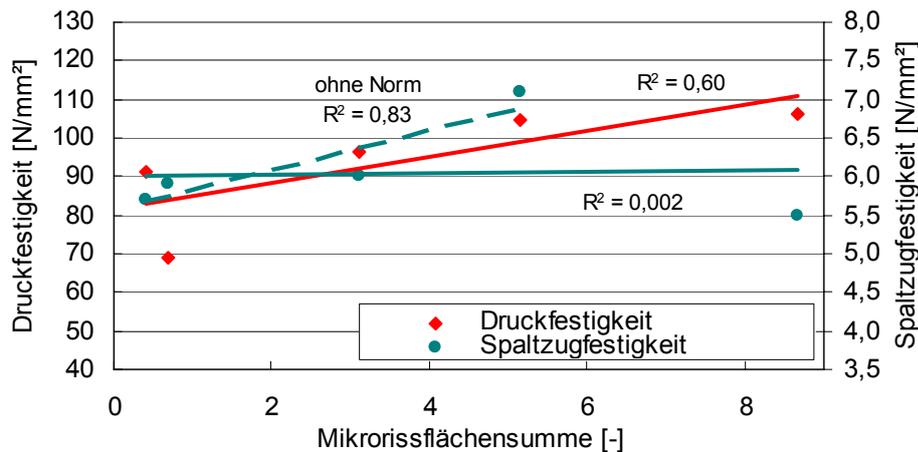


Abb. 148: Zusammenhang zwischen der ermittelten Mikrorissflächensumme und den zugehörigen Druck- und Spaltzugfestigkeitswerten der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

Abb. 149 und Abb. 150 zeigen die Ergebnisse der Prüfung auf Druck- und Spaltzugfestigkeit mit der ermittelten Mikrorissanzahl unter den unterschiedlichen Lagerungsbedingungen. Die unter Wasser Lagerung weist sowohl bei Mikrorissanzahl als auch bei beiden Festigkeitswerten sehr hohe Werte auf. Den direkten Zusammenhang dieser Kennwerte macht Abb. 151 deutlich. Bei der Druckfestigkeit und bei der Spaltzugfestigkeit ist in Abb. 151 eine recht gute Korrelation von jeweils 0,54 als Bestimmtheitsmaß zu erkennen. Nimmt man bei der Spaltzugfestigkeit den abweichenden Wert (Abb. 151) der nach Norm gelagerten Probekörper heraus, so ergibt sich ein Bestimmtheitsmaß von 0,93.

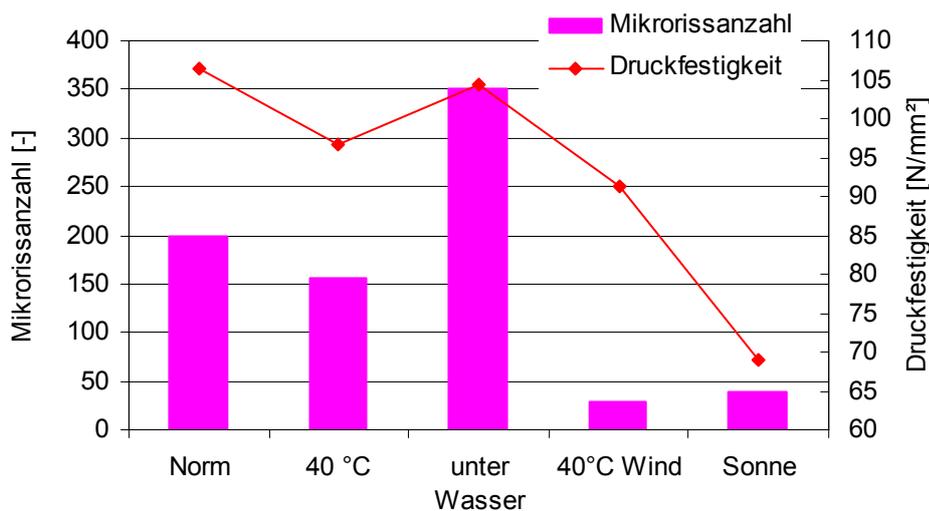


Abb. 149: Mikrorissanzahl und Druckfestigkeitswerte der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

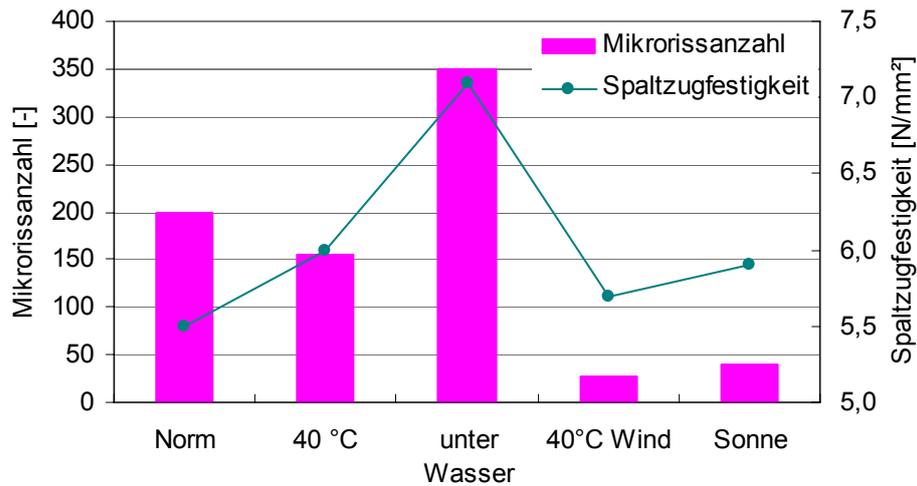


Abb. 150: Mikrorissanzahl und Spaltzugfestigkeitswerte der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

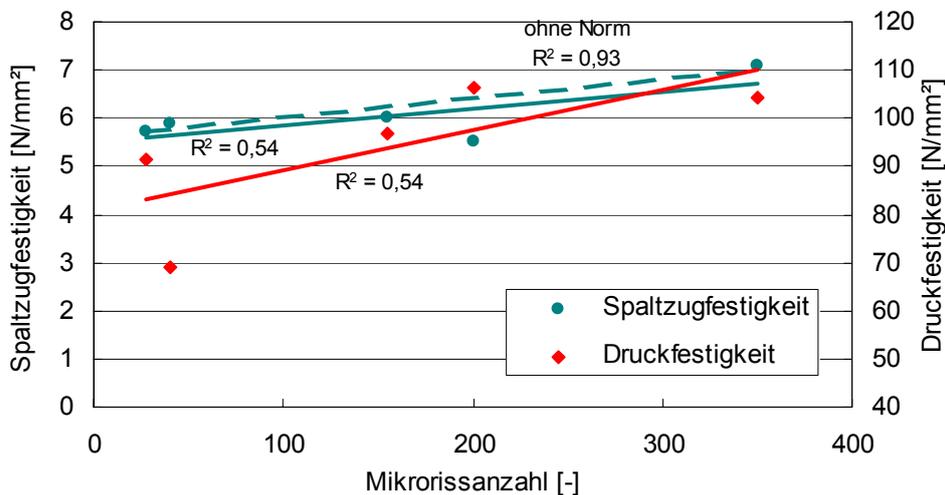


Abb. 151: Zusammenhang zwischen der ermittelten Mikrorissanzahl und den zugehörigen Druck- und Spaltzugfestigkeitswerten der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

Die mittlere Mikrorisslänge steht in keiner Relation zu den Ergebnissen der Druck- und Spaltzugprüfung (Abb. 152). Die durchschnittliche Mikrorissbreite und die Druckfestigkeit weisen nur bei den mittleren Probekörpern im Diagramm in Abb. 154 eine Korrelation auf. Die Werte der Lagerung Norm und Sonne unterscheiden sich deutlich. Der Vergleich mit der Spaltzugfestigkeit ergibt einen ähnlichen Verlauf im Diagramm in Abb. 155 bis auf den Wert der Normlagerung, der mit seiner großen mittleren Mikrorissbreite stark abweicht.

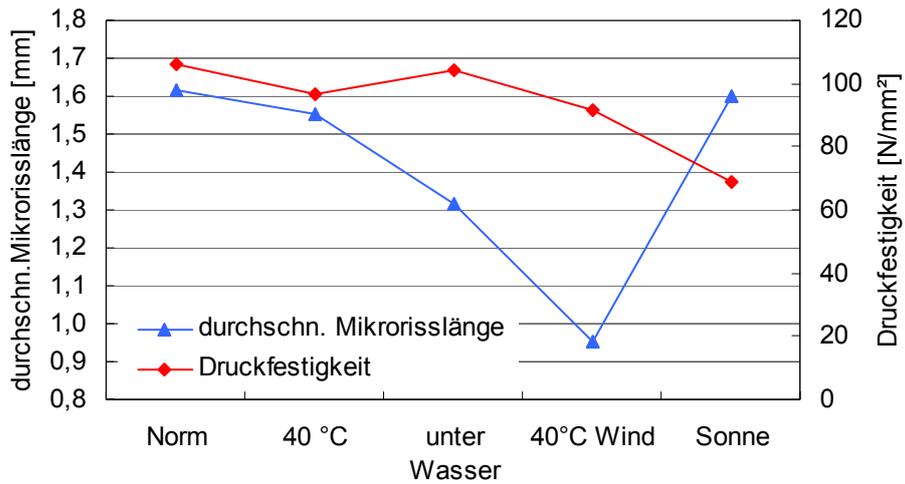


Abb. 152: Zusammenhang zwischen der ermittelten durchschnittlichen Mikrorisslänge und den zugehörigen Druckwerten der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

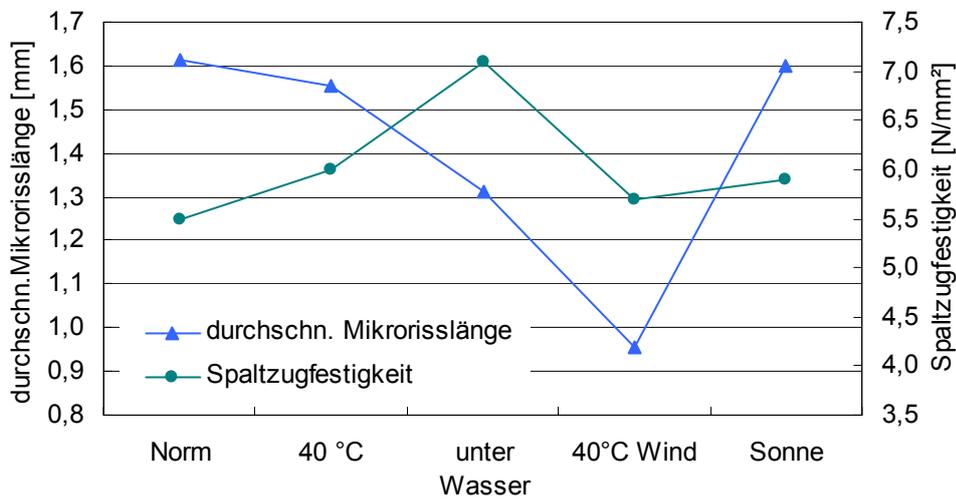


Abb. 153: Zusammenhang zwischen der ermittelten durchschnittlichen Mikrorisslänge und den zugehörigen Spaltzugfestigkeitswerten der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

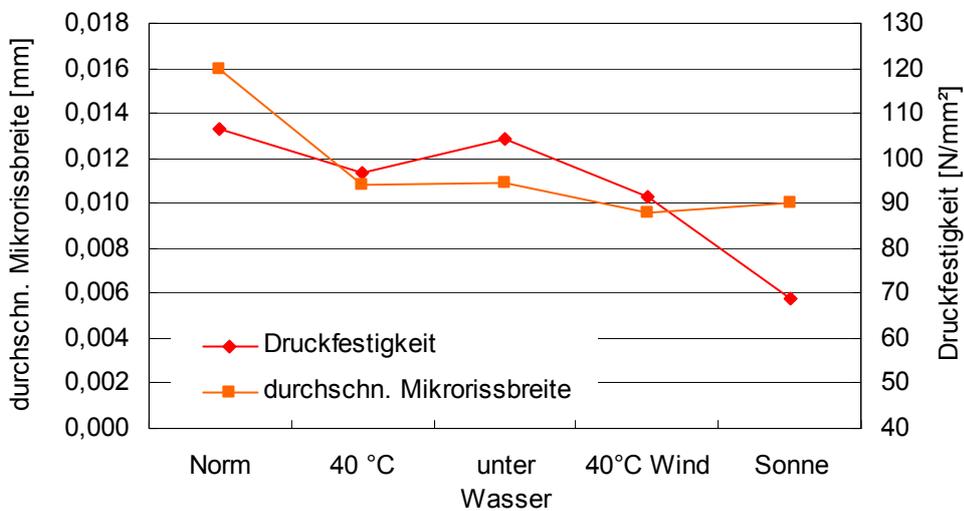


Abb. 154: Mikrorissbreite und Druckfestigkeitswerte der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

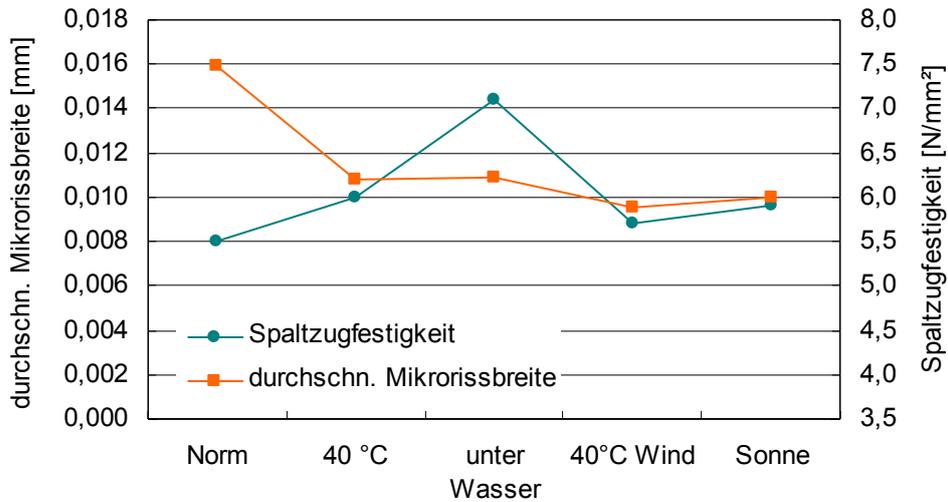


Abb. 155: Mikrorissbreite und Spaltzugfestigkeitswerte der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

Die **max. Wassereindringtiefen** der untersuchten Proben blieben mit Maximalwerten von unter 9 mm deutlich unter der Grenze von 50 mm für die Wasserundurchlässigkeit nach 1048 /148/. Der Vergleich der Wassereindringtiefe mit der Mikrorissflächensumme zeigt keinen Zusammenhang (Abb. 156, Abb. 157), ebenso wie der Vergleich mit der durchschnittlichen Mikrorissbreite. Die Gegenüberstellung der durchschnittlichen Mikrorisslänge und der maximalen Wassereindringtiefe (Abb. 158) zeigt innerhalb eines schmalen Wertebereichs gegenläufiges Verhalten.

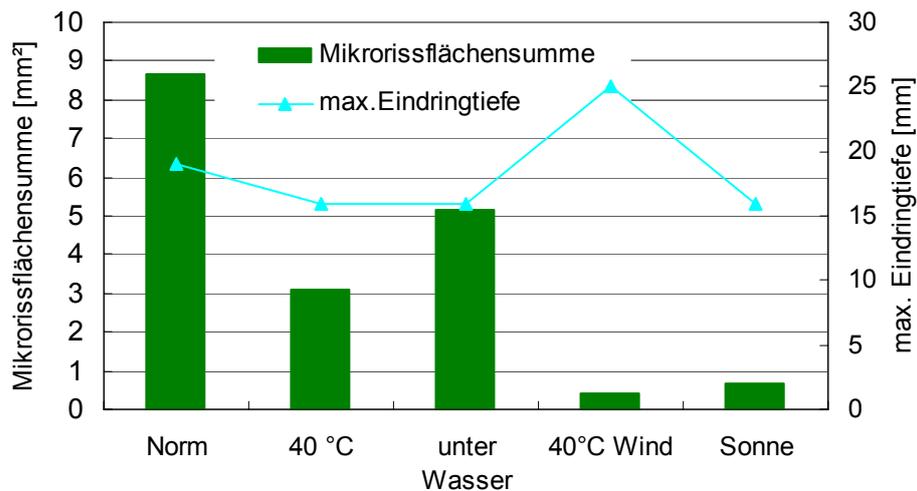


Abb. 156: Mikrorissflächensumme und max. Eindringtiefe der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper im Vergleich

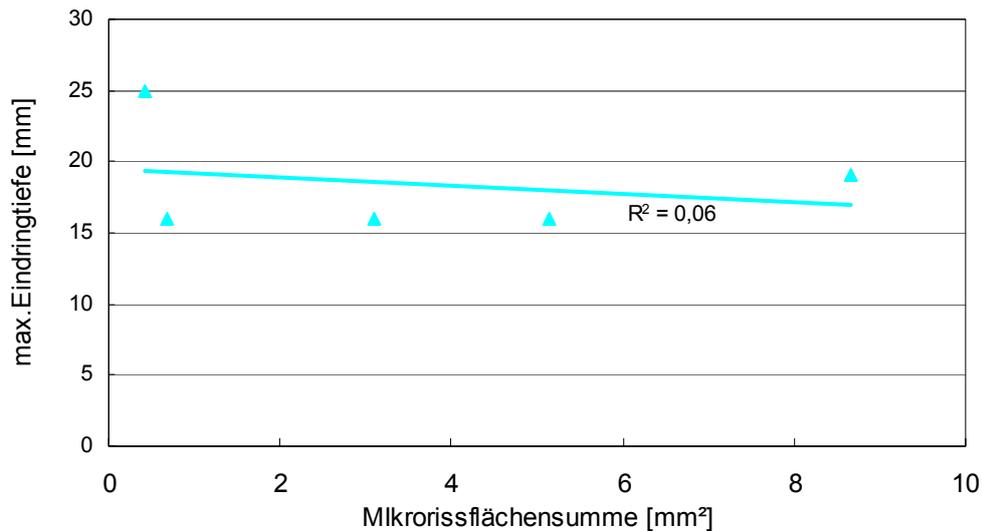


Abb. 157: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und maximaler Eindringtiefe der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

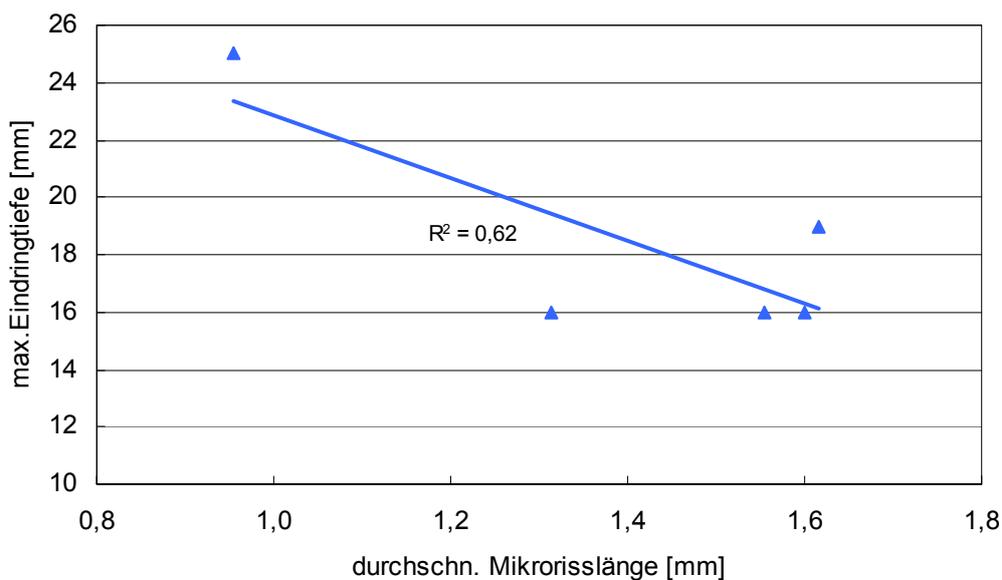


Abb. 158: Zusammenhang zwischen durchschnittlicher Mikrorisslänge und maximaler Eindringtiefe der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

Abb. 159 zeigt die **kapillare Wasseraufnahme** der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper über die Zeit. Deutlich zu unterscheiden sind hier die feucht nachbehandelten Proben, die wenig Wasser aufnehmen von den stark saugenden Proben, die bei 40 °C im Ofen oder bei 40 °C warmen Wind getrocknet wurden. Ein Vergleich des Endergebnisses im Alter von 118 Tagen und die Steigung der Kurve des kapillaren Saugens mit den Mikrorisskennwerten bringt keine Korrelation (Abb. 160 und Abb. 161).

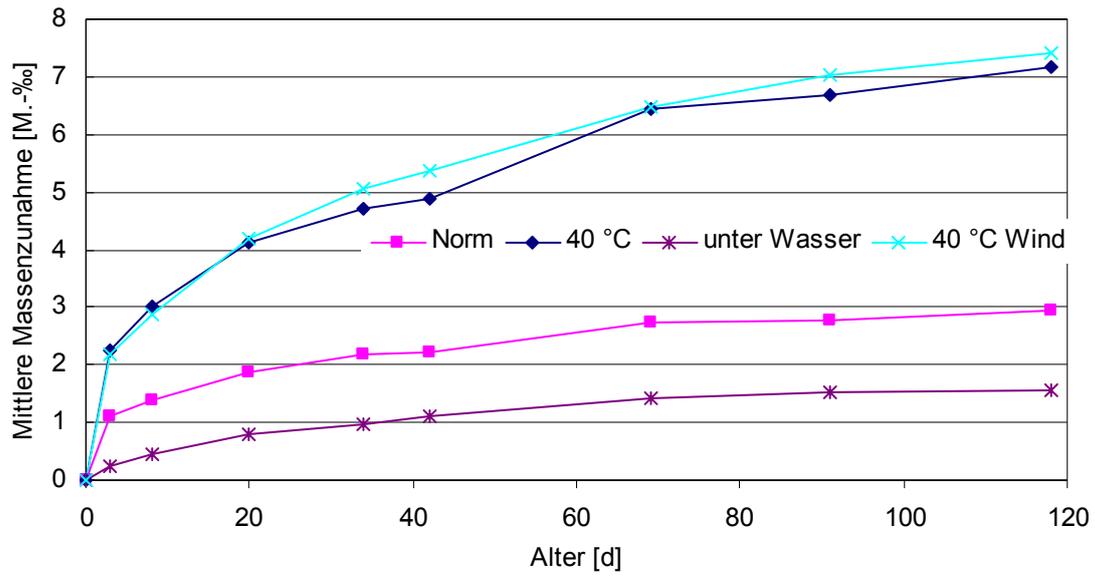


Abb. 159: Zeitlicher Verlauf des kapillaren Saugens unterschiedlich nachbehandelter Probekörper

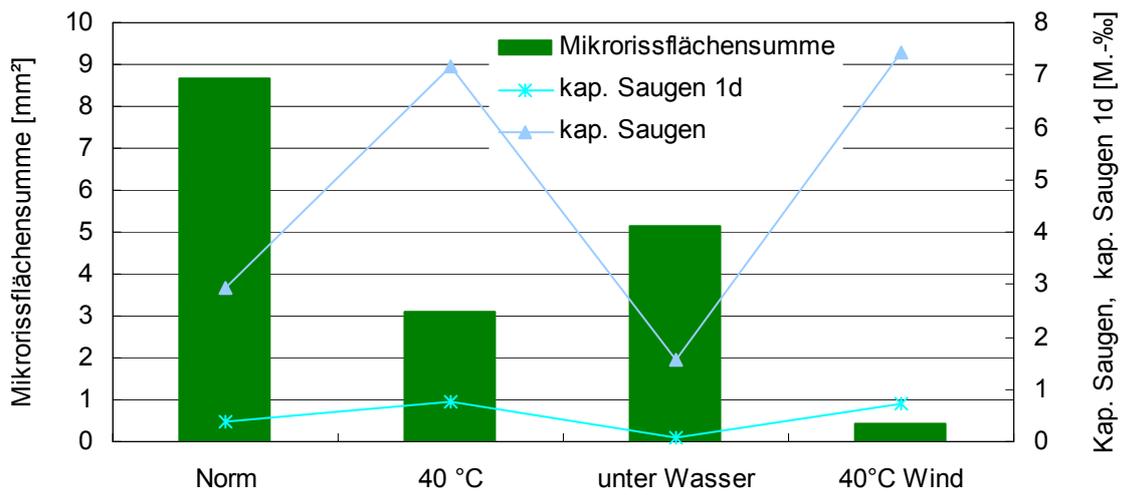


Abb. 160: Mikrorissflächensumme und zugehörige Werte des kapillaren Saugens im Alter von 118 Tagen sowie des kapillaren Saugens am ersten Tag

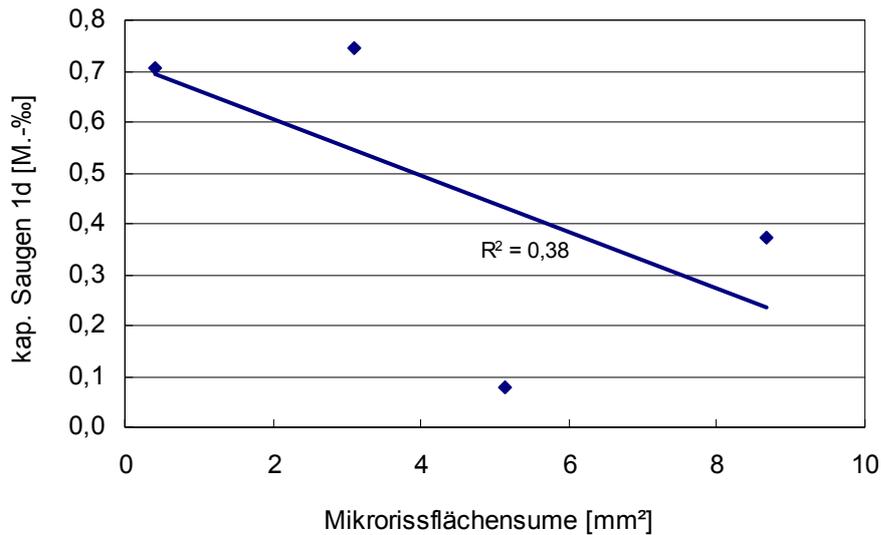


Abb. 161: Zusammenhang zwischen der Mikrorissflächensumme und dem kapillaren Saugen am ersten Tag der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

Setzt man den Feuchteverlust der Probekörper während der Nachbehandlung in Beziehung zum kapillaren Saugen, so ergibt sich ein Korrelationskoeffizient von 0,64. Die Proben, die durch die Nachbehandlung die meiste Feuchte verloren haben, weisen folglich auch das größte kapillare Saugen auf (Abb. 162).

In Abb. 163 zeigt sich, dass mit höherer Mikrorissanzahl am Probenrand das kapillare Saugen abnimmt. Entsprechend verhält sich die Relation zwischen der Steigung der Kurve des kapillaren Saugens und der Mikrorissanzahl am Probenrand, wie in Abb. 164 zu erkennen.

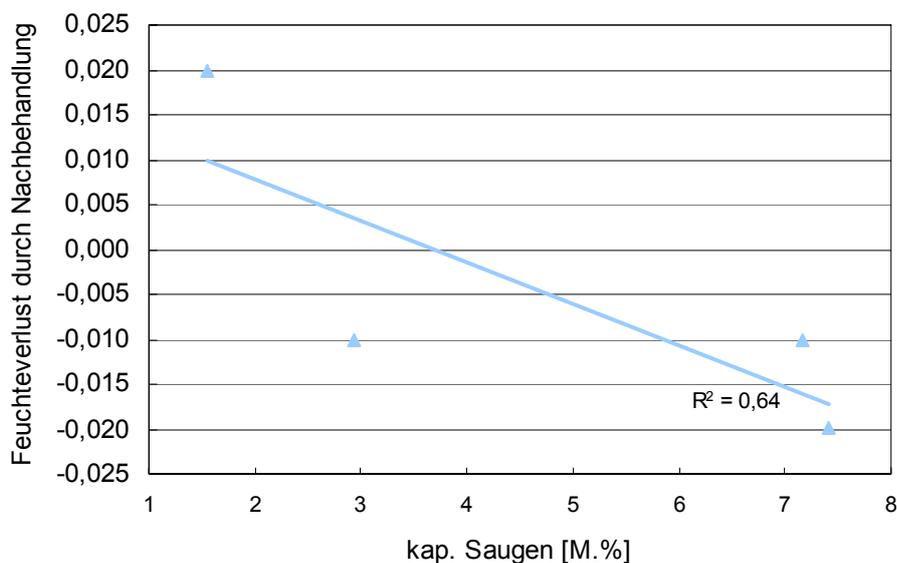


Abb. 162: Feuchteverlust durch Nachbehandlung ermittelt durch den Gewichtsunterschied vor und nach der Nachbehandlung im Vergleich zu den Werten des kapillaren Saugens im Alter von 118 Tagen

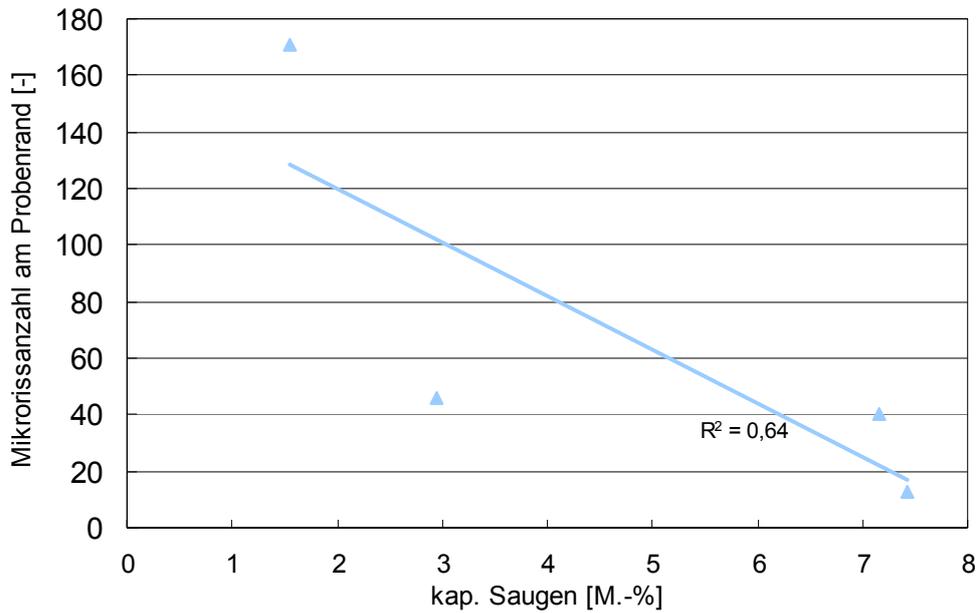


Abb. 163: Werte des kapillaren Saugens im Alter von 118 Tagen im Vergleich zur Mikrorissanzahl am Probenrand der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

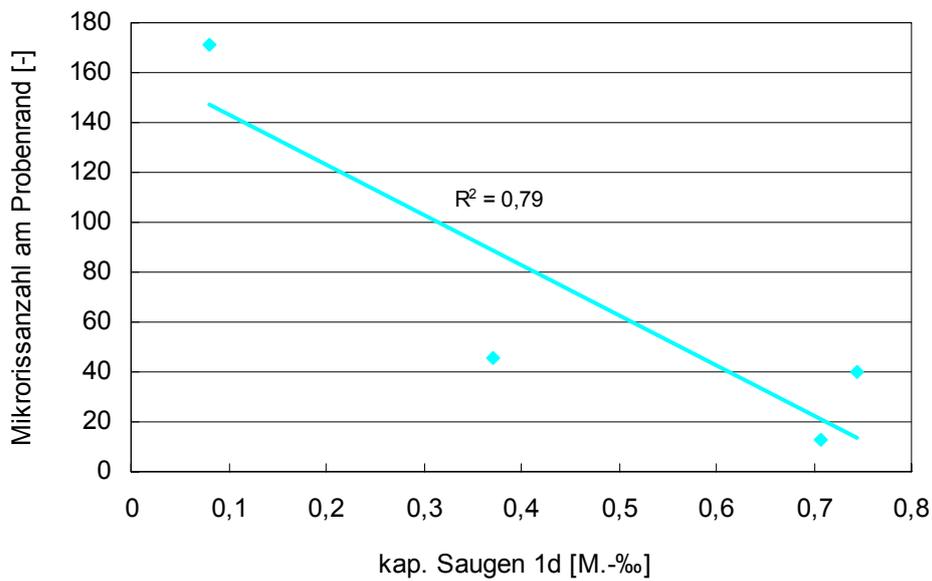


Abb. 164: Kapillares Saugen am ersten Tag im Vergleich zur Mikrorissanzahl am Probenrand der unterschiedlich nachbehandelten Probekörper

#### 4.4.2.4 Auswertung

##### 4.4.2.4.1 Auswertung der Mikrorissuntersuchung

Der deutliche Unterschied der aufgetretenen Mikrorisse zwischen den feucht (Norm und unter Wasser) und trocken (40 °C, 40 °C Wind, und Sonne) nachbehandelten Mikrorissprobekörpern kann mit einem über den Probekörperquerschnitt auftretenden Feuchtegradienten begründet werden. Vor allem bei der unter Wasser Lagerung kommt es durch den niedrigen w/z-Wert und dem damit einhergehenden geringen Wassergehalt im Hochfesten Beton zu einem sehr trockenen Probekörperinneren im Vergleich zum hohen Feuchteangebot an der wassergelagerten Außenseite. Dies bestätigt die Untersuchungen von /67, 4/ Der sich dadurch einstellende Feuchtegradient führt außen zu Druckspannungen und im Inneren zu Zugspannungen, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit der Matrix zu Mikrorissen führen. Durch die dichte Struktur des Hochfesten Betons ist ein Ausgleich des unterschiedlichen Feuchtezustandes zwischen innen und außen nur in geringem Maße möglich. Die geringen Mikrorisszahlen bei den trocken nachbehandelten Mikrorissprobekörpern bestätigen diese Theorie. Die trockene Nachbehandlung, insbesondere die 40 °C Wind Nachbehandlung führt zu einem ähnlich trockenen Milieu an der Außenseite des Probekörpers wie im Inneren. Folglich entsteht ein nicht oder nur schwach gekrümmter Gradient zwischen Probeninnerem und -außenfläche, der zu kaum einer Mikrorissbildung führt. Ebenso führt die Hydratation des Zements im Inneren des dichten Hochfesten Betonprobekörpers zu einem sog. Hydratationssog bis zu einem Betonalter von drei bis vier Tagen /4, 77/, der darüber hinaus Zugspannungen verursacht und die Mikrorissbildung verstärkt.

Die Verteilung der Mikrorisse über den Querschnitt zeigt trotz trockener Außenbedingungen wie bei 40 °C, 40 °C Wind und Sonne kaum Mikrorisse an den Probenaußenseiten. Dies ist ebenso durch die oben genannten Theorien zu begründen. Die Mikrorissansammlung an der Einfüllseite beim unter Wasser gelagerten Probekörper ist mit einer dort angereicherten Zementschlempen zu erklären. Beim Befüllen der Schalung wird durch das Verdichten an der Oberseite immer eine zementsteinreichere Schicht entstehen, die stärker schwindet, da der Zementsteingehalt hauptverantwortlich für die Höhe des Schwindens des Betons ist. Tritt eine solche Zementsteinanreicherung auf, so führt dies – wie beim Probekörper unter Wasser - zu einer Verstärkung der Zugspannungen durch Austrocknungsschwinden an der zementsteinreicheren Oberseite und damit zu erhöhter Mikrorissbildung.

Die Unterschiede in der Mikrorissbildung der feucht gelagerten Prüfserien (Norm und unter Wasser) lassen den Schluss zu, dass die Mikrorissbildung im Alter über sieben Tagen noch nicht abgeschlossen ist. Für beide Prüfserien lagern die Proben bis zum siebten Tag unter Wasser und erst im Anschluss daran wird der normgelagerte Probekörper ins Klima 20°C/65 % r. F. gebracht. Dieser Unterschied führt zu einer deutlich höheren Mikrorissanzahl

bei der Lagerung unter Wasser, was auf anhaltendes inneres Austrocknen auch im Alter über sieben Tagen schließen lässt. Die deutlich höhere durchschnittliche Mikrorissbreite und die daraus resultierende höhere Mikrorissflächensumme bei der Lagerung Norm im Vergleich zur Lagerung unter Wasser könnte seine Ursache in der Klimalagerung (20 °C/65 % r. F.) im Alter über sieben Tagen oder genau in der Lagerungsänderung - von unter Wasser zu Klima - zu diesem Zeitpunkt haben.

Die Unterschiede der trocken nachbehandelten Prüfserien (40 °C, 40 °C Wind und Sonne) sind mit dem unterschiedlichen Feuchteangebot bei den unterschiedlichen Lagerungsbedingungen zu begründen. Bei der 40 °C Ofenlagerung wurde die Luft während dieser drei Tage Lagerung nicht ausgetauscht oder deren Feuchtegehalt kontrolliert. Folglich kam es zu einer hohen Luftfeuchtigkeit im Ofen, die durch niedergeschlagenen Wasserdampf an den Ofenwänden sichtbar wurde. Dieses feuchte Milieu führte zu ähnlichen Auswirkungen wie bei der Lagerung Norm (Abb. 140). Bei den beiden anderen trockenen Nachbehandlungsarten ist stets ein Abführen der durch die Austrocknung mit Feuchtigkeit angereicherten Luft möglich gewesen. So scheint die innere Trockenheit ebenso am äußeren Probekörpertrand im gleichen Maße vorzuherrschen.

#### 4.4.2.4.2 Auswertung der Festbetonkennwerte

Die feuchte Nachbehandlung gefordert nach /152/ hat zum Ziel, die Festbetonkennwerte durch frühzeitiges Austrocknen des Betons nicht zu beeinträchtigen. Die Ergebnisse der hier untersuchten Probekörper bestätigen dies durch die höchsten Werte für Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul nach feuchter Nachbehandlung. Die geringeren Druckfestigkeitswerte der trocken nachbehandelten Prüfkörper gegenüber den feucht nachbehandelten Prüfkörpern sind auch auf eine aufgrund der fehlenden Feuchtigkeit, nicht erfolgte Nachhydratation im oberflächennahen Bereich zurückzuführen. Ebenso ist die Spaltzugfestigkeit der Proben der Lagerung unter Wasser am höchsten. Die Schwankungen der Werte der Spaltzugfestigkeit betragen maximal 1,5 N/mm<sup>2</sup>. In Anbetracht dieser geringen Schwankungen der Ergebnisse der unterschiedlich nachbehandelten Proben für den Elastizitätsmodul wie auch der Spaltzugfestigkeit sind die Tendenzen der Ergebnisse nicht über zu bewerten.

Die Ergebnisse der maximalen Wassereindringtiefe sind nur bei der Lagerung 40 °C Wind deutlich unterschiedlich von den anderen Ergebnissen, was auf die vor allem im oberflächennahen Bereich auftretende Austrocknung zurückzuführen sein könnte. Die trockene Nachbehandlung mit stetigem Wind hat im oberflächennahen Bereich die Matrix der

Probekörper so stark ausgetrocknet, dass beim Versuch der Wassereindringtiefe und des kapillaren Saugens sofort die Poren und Risse mit Wasser gefüllt werden und dieses Wasser auch kapillar nach oben gezogen wird. Die maximale Wassereindringtiefe der Lagerung Sonne liegt auf ähnlichem Niveau wie die der feucht nachbehandelten Probekörper. Dies lässt darauf schließen, dass die Trocknung mit stetigem Wind zur größeren Austrocknung von Beton führt als unter freier Bewitterung mit Sonneneinstrahlung. Die Proben aus der Lagerung unter Wasser nehmen ungeachtet des ununterbrochenen Feuchteangebots ebenfalls Wasser auf. Die trockene Matrix des verwendeten Hochfesten Betons zieht trotz ihres dichten Gefüges auch nach 28 Tagen Lagerung unter Wasser Feuchtigkeit kapillar nach oben.

#### 4.4.2.4.3 Auswertung der Zusammenhänge zwischen Mikroriss- und Festbetonkennwerten

Die direkte Relation zwischen Elastizitätsmodul und Mikrorissanzahl bzw. Mikrorissflächensumme ist in Abb. 142 und Abb. 143 dargestellt. Als Begründung hierfür könnte man die hohe Steifigkeit von Betonen mit hohem Elastizitätsmodul anführen, was auch eine hohe Mikrorissanzahl wie auch eine höhere Mikrorissflächensumme nach sich zieht. Da die ermittelten Werte des Elastizitätsmoduls in einem schmalen Bereich von max. 3500 N/mm<sup>2</sup> liegen, wird diese Abhängigkeit nicht überbewertet. Überdies kann es während der zweimaligen Vorbelastung beim Versuchsablauf der Prüfung des Elastizitätsmoduls nach /148/ zu einem Schließen der vorhandenen Mikrorisse kommen. Das sich daraus ergebende mikrorissärmere Betongefüge weist dann bei der dritten Belastung nur Verformungen auf, die unabhängig von den vorher vorhandenen Mikrorissen sind.

Mit größerer durchschnittlicher Mikrorissbreite entsteht bei den hier durchgeführten Versuchen auch ein höherer Elastizitätsmodul und eine höhere Druckfestigkeit. In Anbetracht der streuenden Ergebnisse (Abb. 145) bei der Mikrorissbreite werden hieraus keine Schlüsse gezogen.

Ein negativer Einfluss der Mikrorissanzahl auf die Druckfestigkeit ist nicht zu beobachten, da mit steigender Mikrorissanzahl wie auch mit steigender Mikrorissflächensumme die Werte der Druckfestigkeit ebenso geringfügig ansteigen. Die hier ermittelte Anzahl an Mikrorissen ist entweder zu gering, um die Druckfestigkeit zu beeinflussen oder die vorhandenen Mikrorisse schließen sich während des Druckversuchs und wirken sich infolgedessen nicht auf die Ergebnisse der Druckfestigkeit aus.

Die mit zunehmender Mikrorissflächensumme und Mikrorissanzahl entsprechend Abb. 151 erhöhte Spaltzugfestigkeit ist nicht erklärbar.

Die vorhandenen Mikrorisse bei den hier durchgeführten Versuchen beeinflussen die Wasseraufnahme unter Druck wie auch die kapillare Wasseraufnahme nicht. Entweder die Anzahl der Mikrorisse ist zu gering oder die Geometrie der vorhandenen Mikrorisse ist nicht für den Wassertransport geeignet, um klare Abhängigkeiten zu verursachen. Das gegenläufige Verhalten der Mikrorisse am Probenrand zum kapillaren Saugen könnte mit dem Unterdruck im Inneren der Hochfesten Betonprobekörper begründet werden.

#### 4.4.3 Einfluss der Größe des verwendeten Größtkorns

##### 4.4.3.1 Zielsetzung

Um den Einfluss der Größe und der Form der verwendeten Gesteinskörnung auf die Mikrorissentwicklung zu untersuchen, werden in diesem Kapitel Versuche mit vier Betonmischungen mit unterschiedlichem Größtkorn sowie drei Mischungen mit unterschiedlicher Kornform vorgestellt. Ziel ist es, zu klären, inwiefern die sich unterschiedlich entwickelnden Gefügespannungen als Mikrorissursache anzusehen sind und welche Folgen sich daraus für die Festbetonkennwerte ergeben.

##### 4.4.3.2 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Die in diesem Kapitel untersuchte Versuchsserie umfasst sechs Hochfeste Betonmischungen. Die im Weiteren verwendeten Bezeichnungen sind in Tabelle 5 angegeben. Die Rezepturen der hier untersuchten Betone unterscheiden sich lediglich in der Zusammensetzung der Gesteinskörnung bzw. in der Form der Gesteinskörnung. Die verwendeten Rezepturen sind im Anhang in Tabelle A 6 detailliert aufgeführt. Das Versuchsprogramm besteht aus zwei Teilen. Zum einen wird mit einer Serie von Mischungen (GK 4 bis GK 32) der Einfluss des Größtkorns in der Betonmischung auf die Mikrorissbildung untersucht. Zum anderen wird mit den Mischungen GK 16, Q\_GK 16 und uK der Einfluss der Kornform näher betrachtet. Für die Mischung uK wurden explizit in der Fraktion 8/16 Körner mit ungünstiger Kornform nach DIN EN 12620 /153/ ausgesucht. Die Fraktionen mit geringerem Korndurchmesser wurden ohne Ansehen der Form entsprechend der Mischung GK 16 zugegeben. Bei dieser Mischung wurden aufgrund der erschwerten Beschaffung der passenden Gesteinskörnung nur die Probekörper zur Mikrorissuntersuchung hergestellt.

Tabelle 5: Bezeichnung und Beschreibung der einzelnen Mischungen des Parameters Größtkorn und Kornform

Bezeichnung	Mischungsbeschreibung des Hochfesten Betons
GK 4	Größtkorn 4 mm, Gesteinskörnung Kalk, Rundkorn
GK 8	Größtkorn 8 mm, Gesteinskörnung Kalk, Rundkorn
GK 16	Größtkorn 16 mm, Gesteinskörnung Kalk, Rundkorn
GK 32	Größtkorn 32 mm, Gesteinskörnung Kalk, Rundkorn
Q_GK16	Größtkorn 16 mm, Gesteinskörnung Quarzit, gebrochenes Korn
uK	Größtkorn 16 mm, Gesteinskörnung Kalk, Rundkorn 8/16 ungünstig geformt

#### 4.4.3.3 Versuchsergebnisse

##### 4.4.3.3.1 Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung

Die für dieses Versuchsprogramm ermittelten Mikrorisskennwerte sind im Detail im Anhang in Tabelle A 23 angegeben. Die Serie der Mischungen mit unterschiedlicher **Korngröße** (GK 4 bis GK 32) zeigt eine klare Korrelation zwischen dem verwendeten Größtkorn und der ermittelten Mikrorissanzahl (Abb. 165). Je größer das verwendete Korn ist, umso höher ist die Anzahl der ermittelten Mikrorisse. Bei Probekörper GK 4 wurden keine Mikrorisse gefunden.

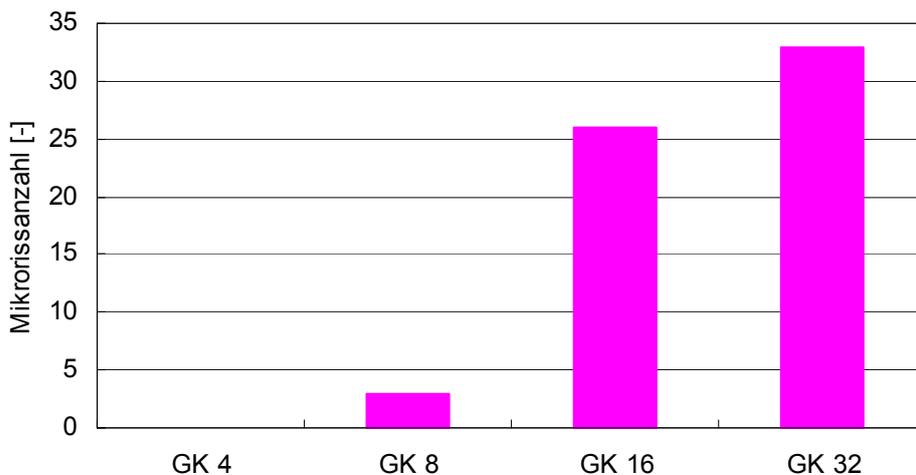


Abb. 165: Mikrorissanzahl der Mischungen mit unterschiedlichem Größtkorn

GK 32 weist ein deutliches Maximum der Mikrorissflächensumme aller Mischungen auf (Abb. 166). Die Mischungen mit kleinerem Größtkorn zeigen auch hier, wie bei der Mikrorissanzahl entsprechend geringere Mikrorissflächensummen auf. Die durchschnittlichen Mikrorisslängen und Mikrorissbreiten weisen ihr Minimum beide bei der Mischung GK 4 mit 0 auf und steigern sich bis zur Mischung GK 32. Der Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und der Mikrorissanzahl ist in Abb. 167 ausgewiesen.

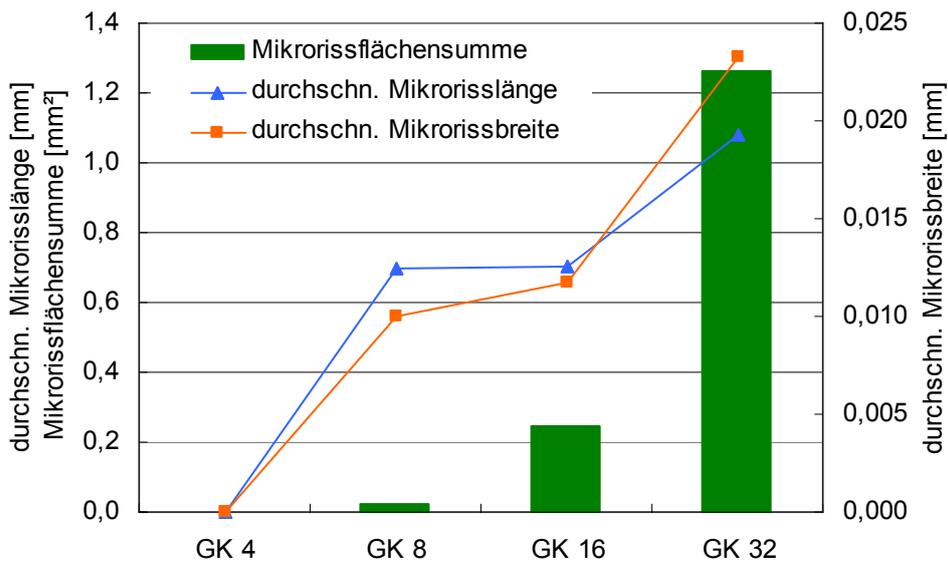


Abb. 166: Mikrorissflächensumme, durchschnittliche Mikrorissbreite und durchschnittliche Mikrorisslänge der Mischungen mit unterschiedlichem Größtkorn

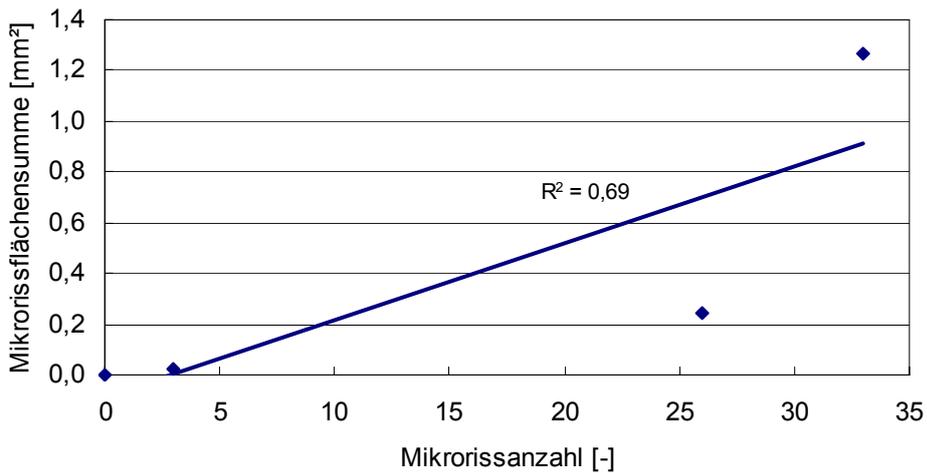


Abb. 167: Zusammenhang zwischen Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme mit unterschiedlichem Größtkorn und unterschiedlicher Kornform

Der Vergleich der **Kornform** zeigt zwischen gebrochenem (Q\_GK 16) und rundem Korn (GK 16) kaum Unterschiede, die Mischung mit dem gebrochenen Korn enthält weniger Mikrorisse. Die Mischung mit den ungünstig geformten Körnern bringt noch weniger Mikrorisse als die beiden anderen Mischungen mit einem Größtkorndurchmesser von 16 mm.

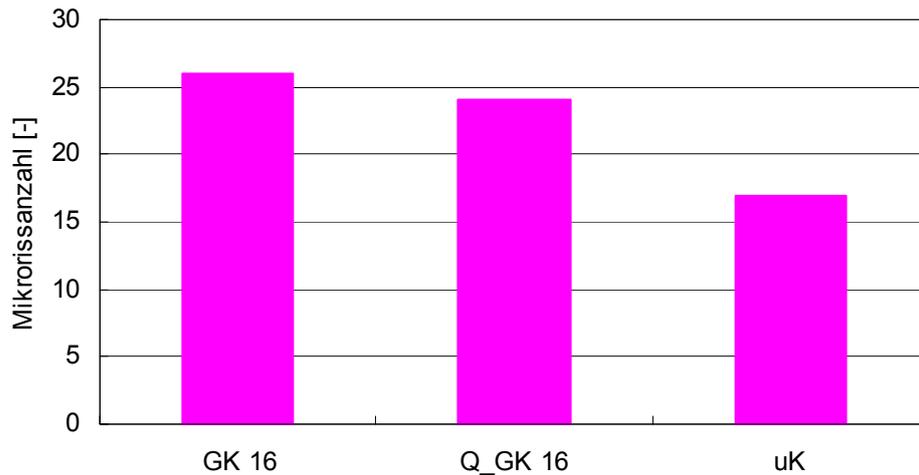


Abb. 168: Mikrorissanzahl der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

Unterschiedlich zur Mikrorissanzahl verhält sich die Mikrorissflächensumme, die in Abb. 169 dargestellt ist. Die Mischung mit gebrochenem Korn Q\_GK 16 erreicht eine fast doppelt so große Mikrorissflächensumme als die Mischung mit rundem Korn GK 16. Zwischen diesen beiden Werten liegt das Ergebnis der Mischung mit den ungünstig geformten Körnern. Die durchschnittliche Mikrorissbreite und Mikrorisslänge zeigt bei der Mischung mit gebrochenem Korn einen höheren Wert als mit Rundkorn und ein Maximum bei der Mischung mit ungünstig geformten Körnern.

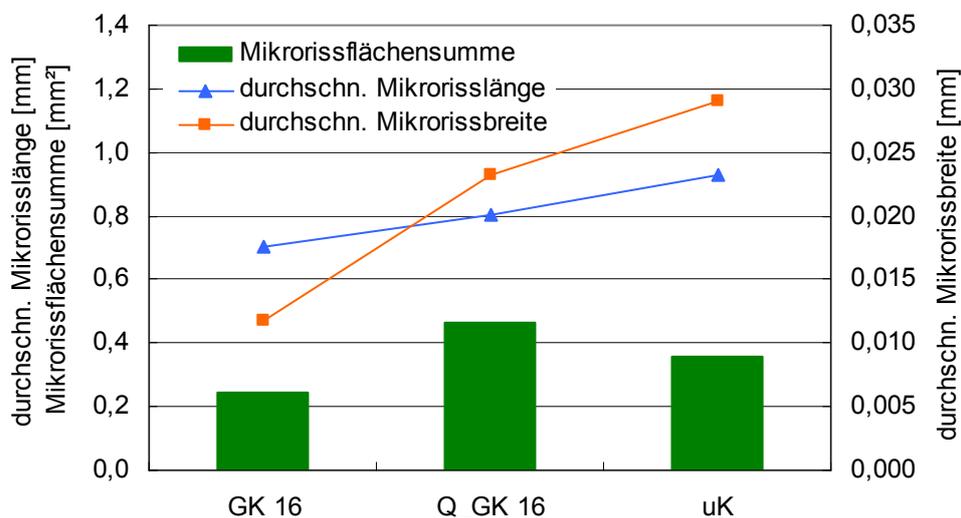
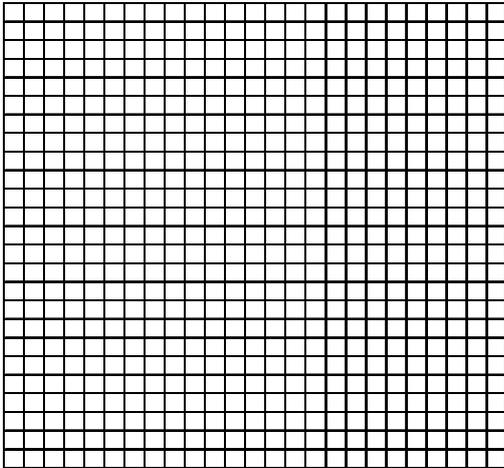


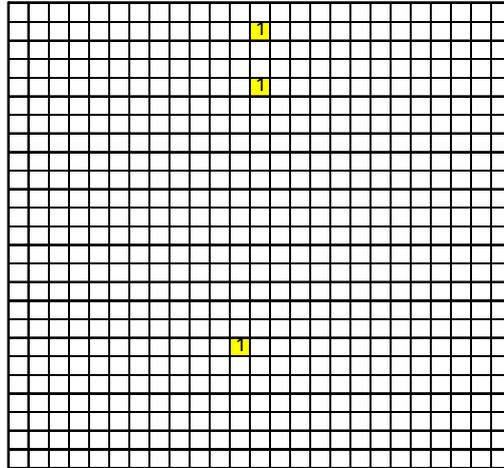
Abb. 169: Mikrorissflächensumme, durchschnittliche Mikrorissbreite und durchschnittliche Mikrorisslänge der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

Abb. 170 gibt einen Überblick über die Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt. Die Mikrorisse sind bei den Mischungen GK 16, GK 32 und Q\_GK 16 eher in der linken Hälfte

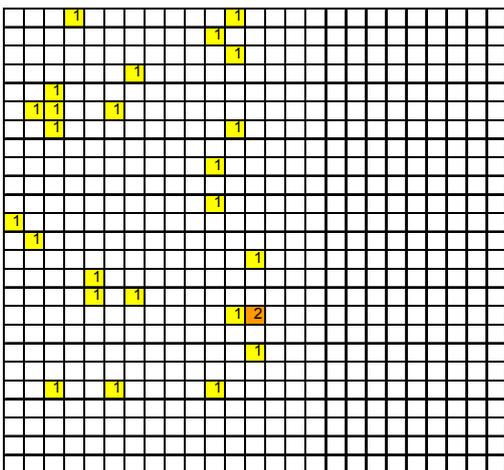
zu erkennen. Bei den anderen Probekörpern ist die Verteilung ohne besondere Ausrichtung, allerdings ist die Mikrorissanzahl auch sehr gering.



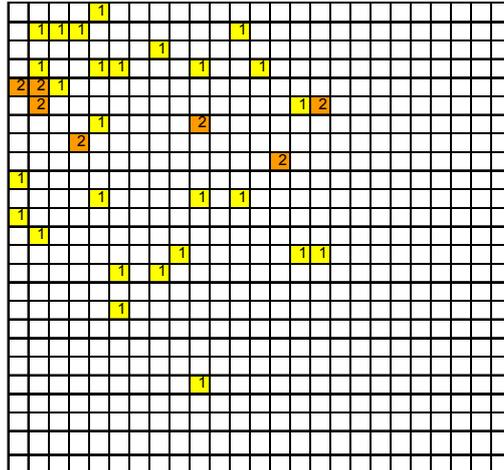
GK 4



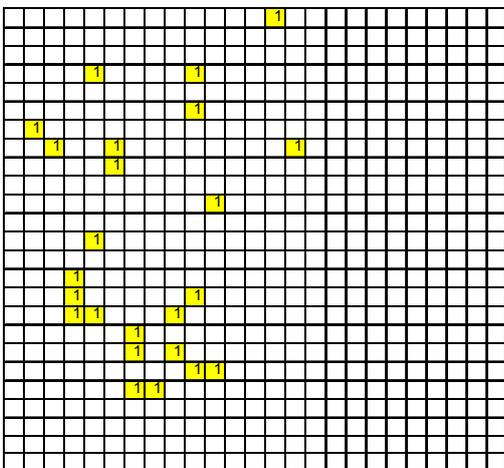
GK 8



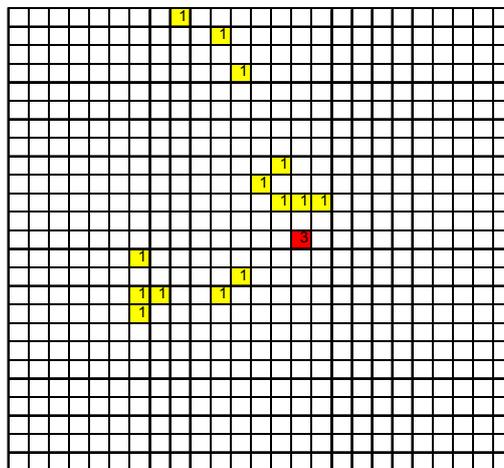
GK 16



GK 32



Q\_GK 16  
Abb. 170:



uK

Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt mit unterschiedlichem Größtkorn und unterschiedlicher Kornform

#### 4.4.3.3.2 Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte

Eine Zusammenstellung der Ergebnisse der Frisch- und Festbetonergebnisse ist Tabelle A 13 im Anhang zu entnehmen. Die Ergebnisse der Frischbetonuntersuchung zeigen keine klare Relation zu den ermittelten Mikrorisskennwerten.

##### 4.4.3.3.2.1 Versuchsergebnisse der Untersuchung mit unterschiedlichem Größtkorn

Die Ergebnisse der **Elastizitätsmodul**untersuchung der Mischungen mit unterschiedlichem Größtkorn weichen nur wenig voneinander ab und wiesen den höchsten Wert mit 40 900 N/mm<sup>2</sup> bei der Mischung GK 8 auf (Abb. 171). Der direkte Zusammenhang zwischen der Mikrorissflächensumme und dem Elastizitätsmodul ist in Abb. 172 dargestellt. Es zeigt sich, dass mit ansteigender Mikrorissflächensumme der Elastizitätsmodul abnimmt. Da der Bereich der erzielten Elastizitätsmodulwerte allerdings recht schmal ist, ist diese Tendenz nur bedingt gültig. Der Verlauf der Mikrorissflächensumme über die unterschiedlichen Mischungen der in diesem Kapitel vorgestellten Probenserie ähnelt dem der durchschnittlichen Mikrorisslänge und Mikrorissbreite (siehe auch Abb. 166). Deswegen wird im Weiteren nur der Bezug zur Mikrorissflächensumme hergestellt. Zeigt sich zu diesem Mikrorisskennwert eine Relation, gilt dieselbe für die beiden Kennwerte Mikrorissbreite und Mikrorisslänge.

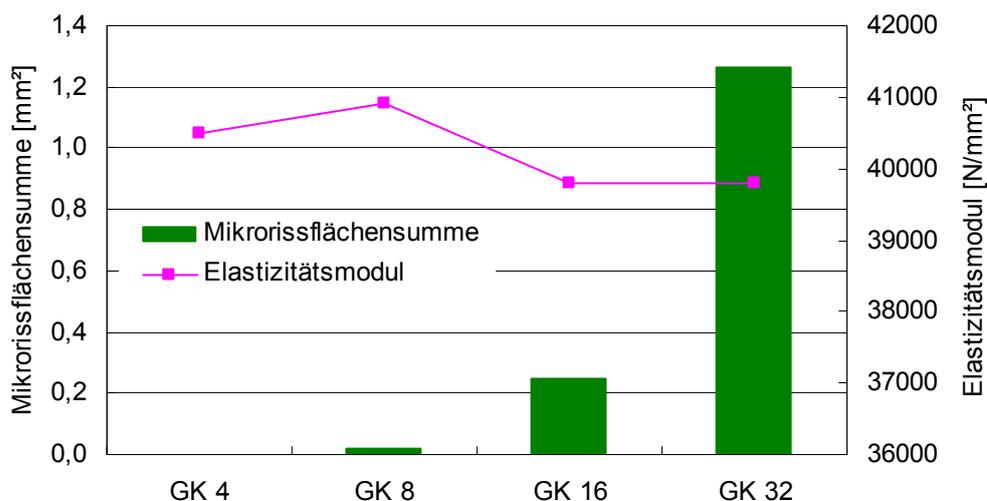


Abb. 171: Mikrorissflächensumme und Elastizitätsmodul der Mischungen mit unterschiedlicher Größtkorngröße

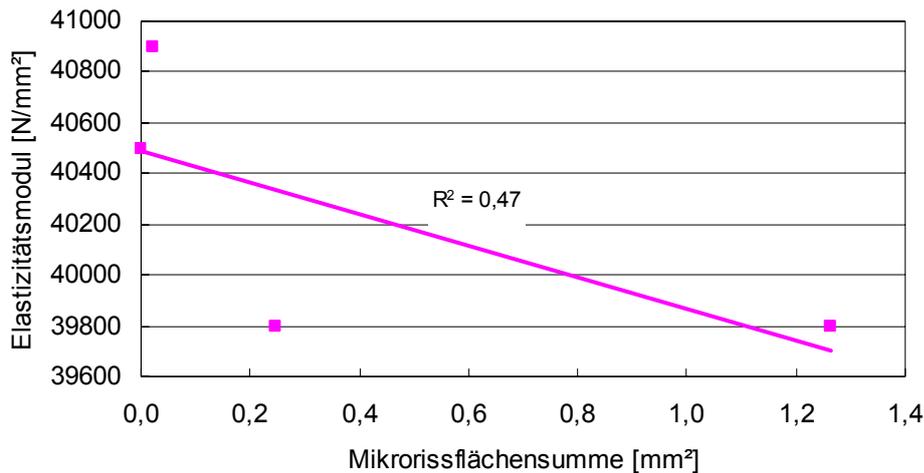


Abb. 172: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Elastizitätsmodul der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

Die **Druckfestigkeits**werte der hier untersuchten Mischungen liegen zwischen 73 N/mm<sup>2</sup> bei Mischung GK 4 und 91 N/mm<sup>2</sup> bei Mischung GK 8. Die erreichten **Spaltzugfestigkeits**werte schwanken um bis zu 1,2 N/mm<sup>2</sup> und zeigen ihren Minimalwert mit 4,8 N/mm<sup>2</sup> und ihr Maximum mit 6,0 N/mm<sup>2</sup>. Bei beiden Kennwerten lässt sich keine eindeutige Relation zum Untersuchungsparameter Größtkorngröße ablesen. Zwischen den ermittelten Mikrorisskennwerten und der Druck- und Spaltzugfestigkeit lässt sich bei der hier untersuchten Probenserie kein klarer Zusammenhang feststellen (Abb. 173 und Abb. 174).

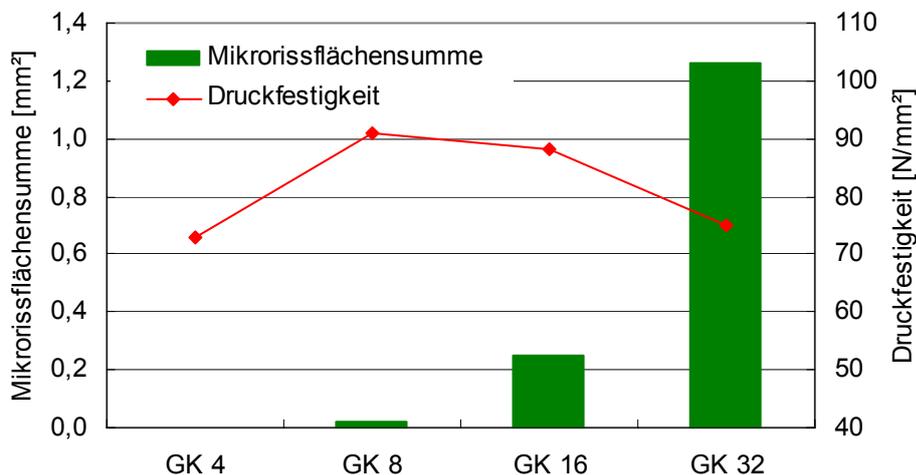


Abb. 173: Mikrorissflächensumme und Druckfestigkeit der Mischungen mit unterschiedlicher Größtkorngröße

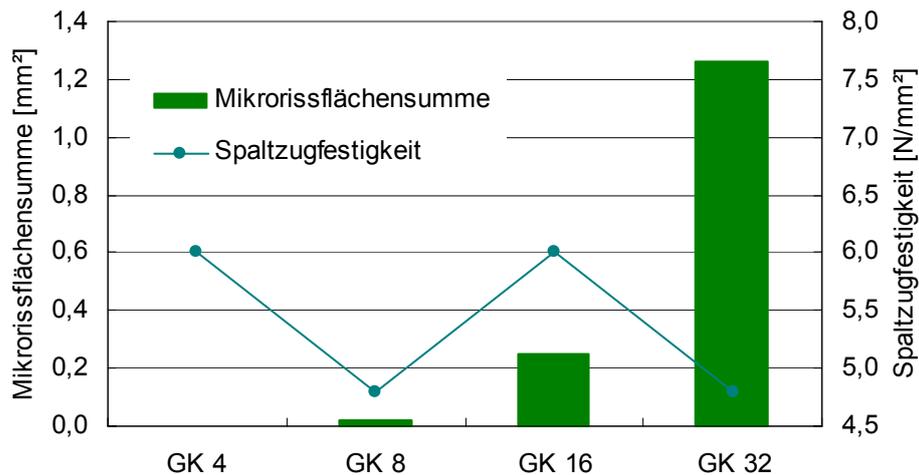


Abb. 174: Mikrorissflächensumme und Spaltzugfestigkeit mit unterschiedlichem Größtkorn und unterschiedlicher Größtkorngröße

Die **maximale Wassereindringtiefe** der hier vorgestellten Mischungen weist im Maximum 25 mm bei Mischung GK 16 auf, was noch deutlich unter der Grenze der DIN 1048 /148/ für wasserundurchlässigen Beton liegt. Die geringsten Eindringtiefen zeigt die Mischung GK 4. Mit zunehmender Größtkorngröße zeigt sich auch eine höhere Wassereindringtiefe bis zu einem Größtkorndurchmesser von 16 mm. Mischung GK 32 weist einen niedrigeren Wert als GK 16 auf.

Der Vergleich der maximalen Wassereindringtiefe mit der Mikrorissflächensumme ist in Abb. 175 zu erkennen. Der dort abgebildeten Kurven verlaufen ähnlich bis auf die Mischung GK 32. Mit ansteigender Mikrorissflächensumme der Mischungen mit unterschiedlichem Größtkorn bis zu einem Durchmesser von 16 mm werden auch höhere Werte der maximalen Wassereindringtiefe erreicht.

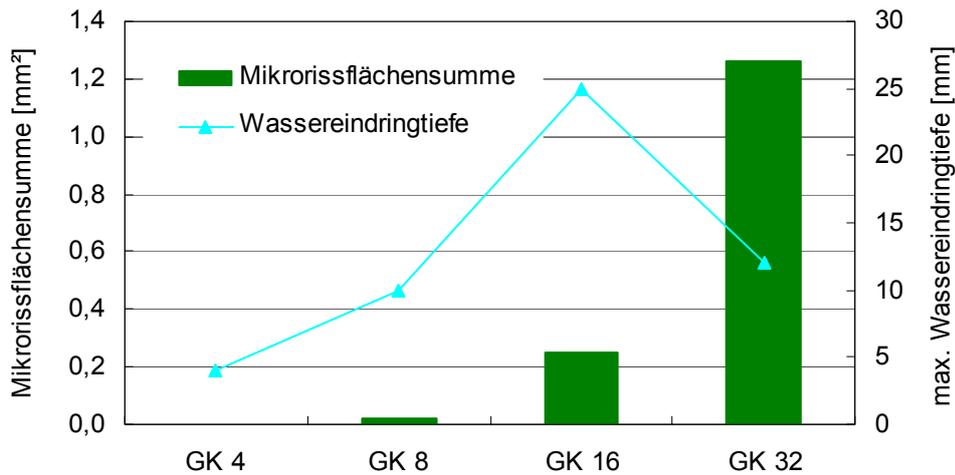


Abb. 175: Mikrorissflächensumme und maximale Wassereindringtiefe der Mischungen mit unterschiedlichem Größtkorn und unterschiedlicher Kornform

Die **kapillare Wasseraufnahme** über die Zeit ist in Abb. 176 dargestellt. Der schnellste Anstieg der Wasseraufnahme und auch der höchste Endwert (Alter 140 Tage) wird von der Mischung GK 32 erreicht. Die drei Mischungen mit den Größtkorndurchmessern 4, 8 und 16 mm unterscheiden sich nur wenig, und deren Werte liegen ca. auf 2/3 der Höhe der Mischung GK 32.

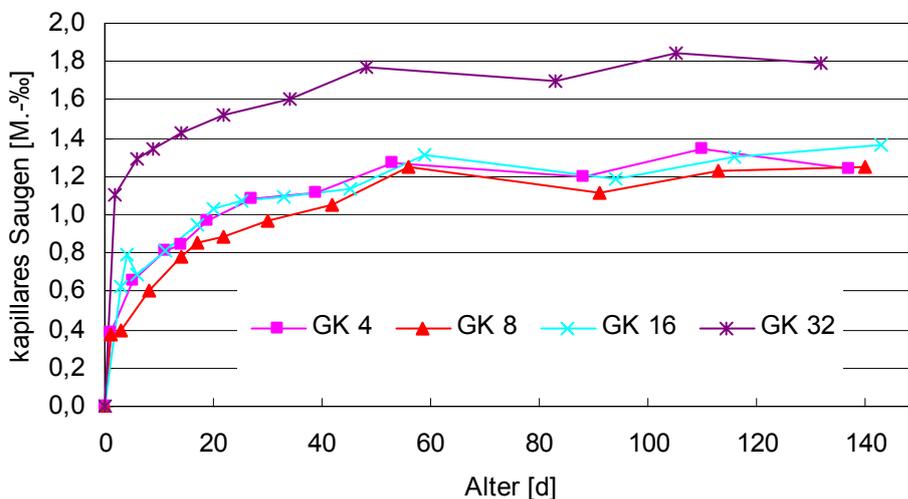


Abb. 176: Zeitlicher Verlauf des kapillaren Saugens der Mischungen mit unterschiedlichem Größtkorn

Die Endwerte im Alter von 140 Tagen sind in Abb. 177 zusammen mit den Mikrorissflächensummen abgebildet. Mit ansteigendem Größtkorndurchmesser werden höhere kapillare Saugwerte und höhere Mikrorissflächensummen erreicht. Der direkte Zusammenhang zwischen dem kapillaren Saugen und der Mikrorissflächensumme ist in Abb.

178 dargestellt. Es zeigt sich, dass mit höherer Mikrorissflächensumme auch ein höherer Wert bei der kapillaren Wasseraufnahme erreicht wird.

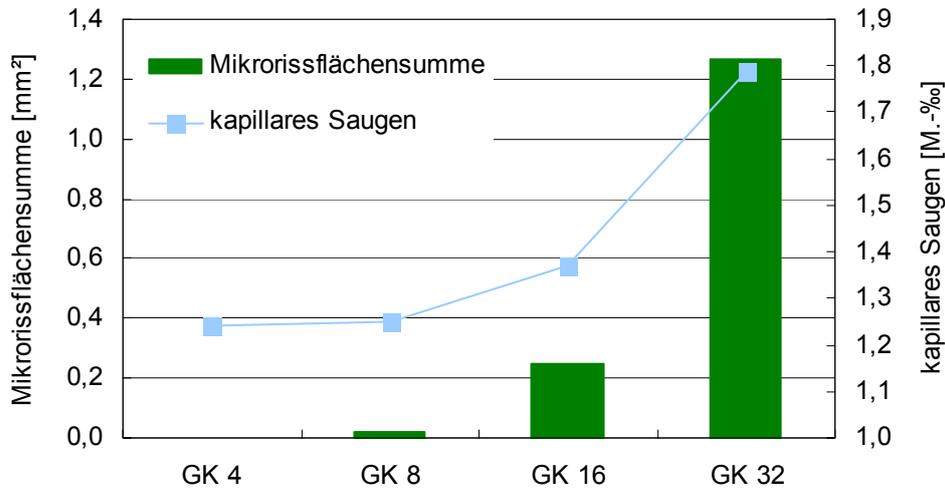


Abb. 177: Mikrorissflächensumme und Ergebnis des kapillaren Saugens im Alter von 140 Tagen der Mischungen mit unterschiedlicher Größtkorngröße

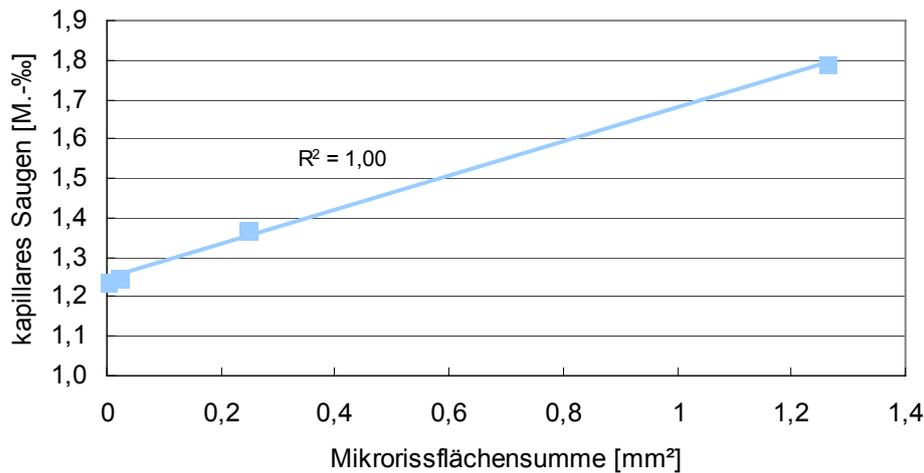


Abb. 178: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und kap. Saugen im Alter von 140 Tagen mit unterschiedlichem Größtkorn und unterschiedlicher Kornform

#### 4.4.3.3.2 Versuchsergebnisse der Untersuchung mit unterschiedlicher Kornform

Der Vergleich des Elastizitätsmoduls von Betonen mit unterschiedlicher Kornform mit der zugehörigen Mikrorissflächensumme zeigt eine indirekte Abhängigkeit (Abb. 179). Der niedrige Wert trat bei der Mischung mit gebrochenem Quarzit als Gesteinskörnung auf mit 37 900 N/mm<sup>2</sup>; bei rund halb so hoher Mikrorissflächensumme kommt es zu einem höheren Elastizitätsmodul.

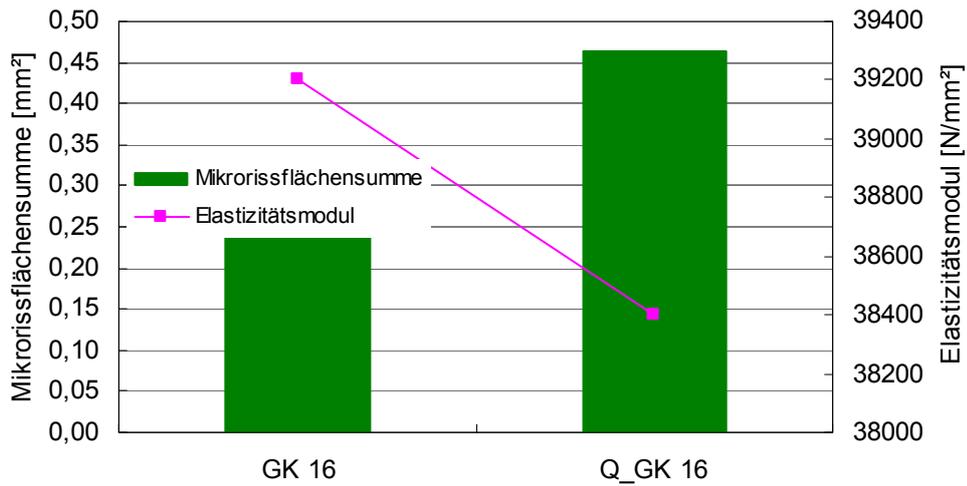


Abb. 179: Mikrorissflächensumme und Elastizitätsmodul der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

Die Mischung mit gebrochenem Quarzit als Gesteinskörnung weist sowohl bei der Druckfestigkeit als auch bei der Spaltzugfestigkeit einen höheren Wert auf. Die Relation zur Mikrorissflächensumme ist somit in gleicher Weise gegeben (Abb. 180, Abb. 181).

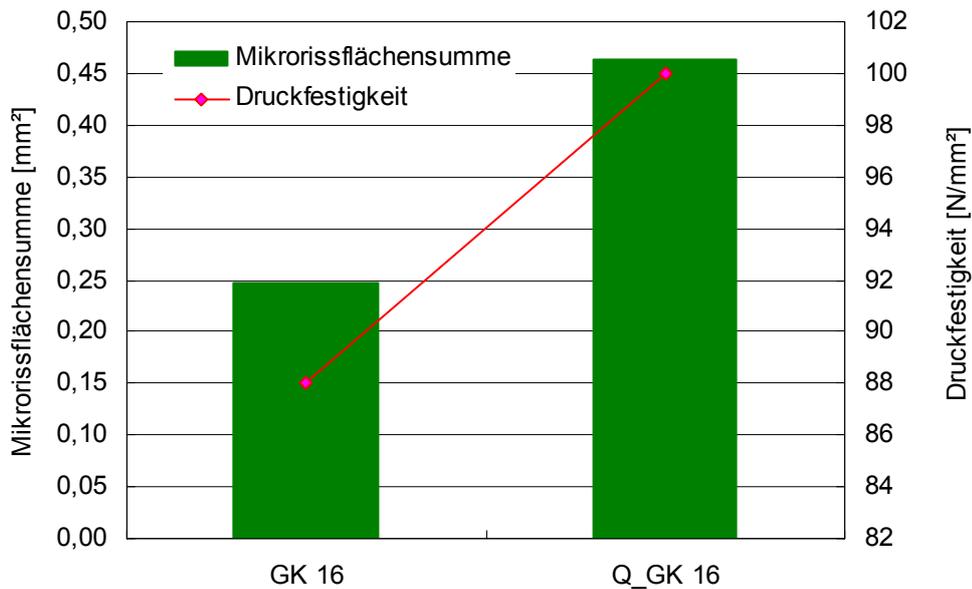


Abb. 180: Mikrorissflächensumme und Druckfestigkeit der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

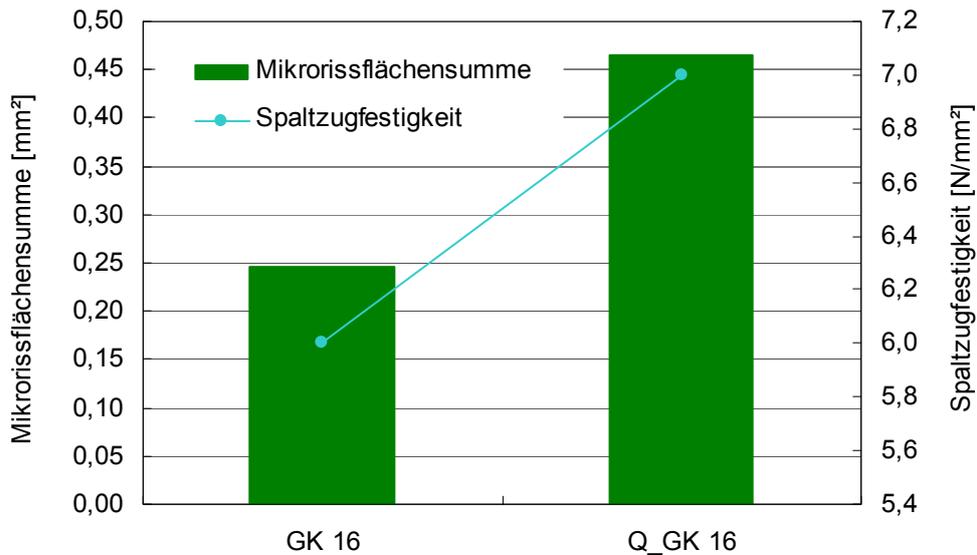


Abb. 181: Mikrorissflächensumme und Spaltzugfestigkeit mit unterschiedlicher Kornform

Die Mischung mit gebrochener Gesteinskörnung Q\_GK 16 erreicht eine deutlich geringere Wassereindringtiefe als GK 16 mit Rundkorn und verhält sich somit gegenläufig zur Mikrorissflächensumme (Abb. 182).

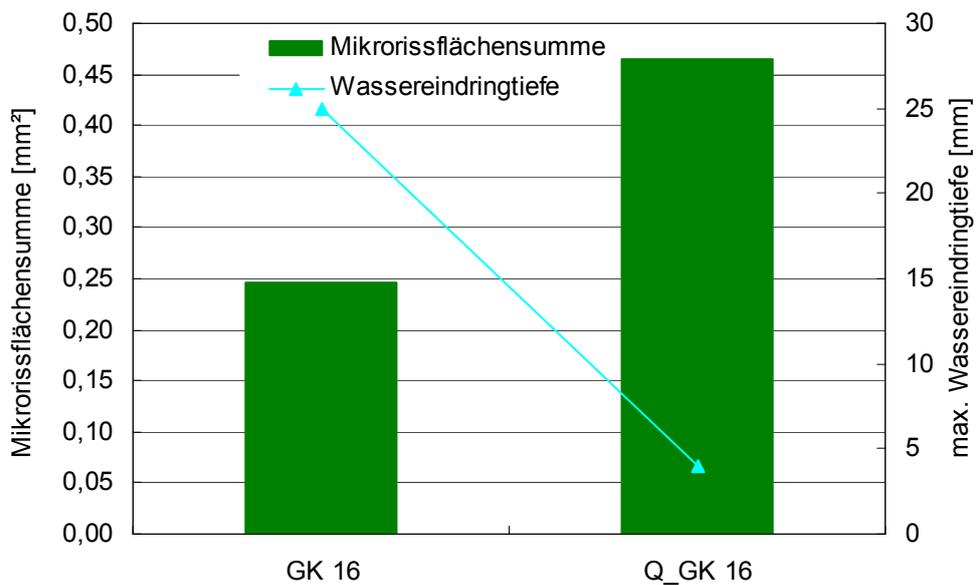


Abb. 182: Mikrorissflächensumme und maximale Wassereindringtiefe der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

Die Mischung mit gebrochenem Quarzit weist beim Verlauf des kapillaren Saugens ein höheres Ergebnis als die Mischung mit Rundkorn auf (Abb. 183). Der Vergleich der Werte der Massenzunahme durch kapillares Saugen im Alter von 123 bzw. 143 Tagen weist Maximum und Minimum analog zur Mikrorissflächensumme auf (Abb. 184).

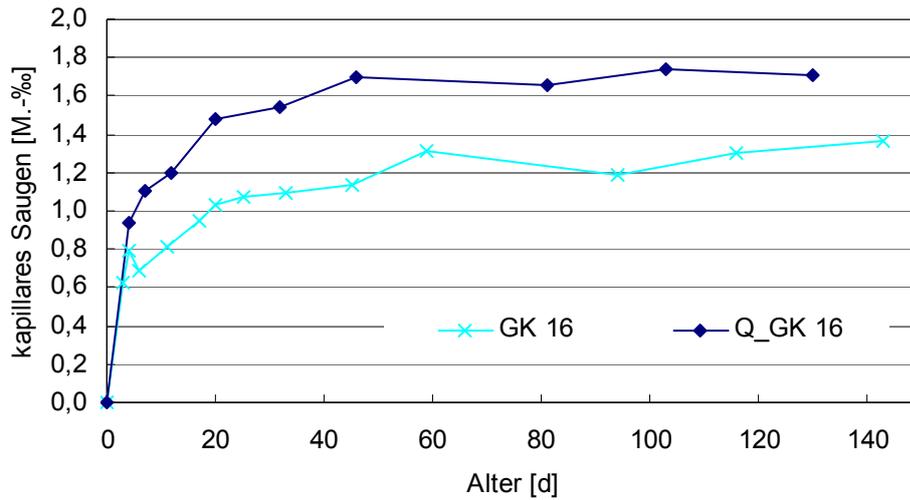


Abb. 183: Zeitlicher Verlauf des kapillaren Saugens der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

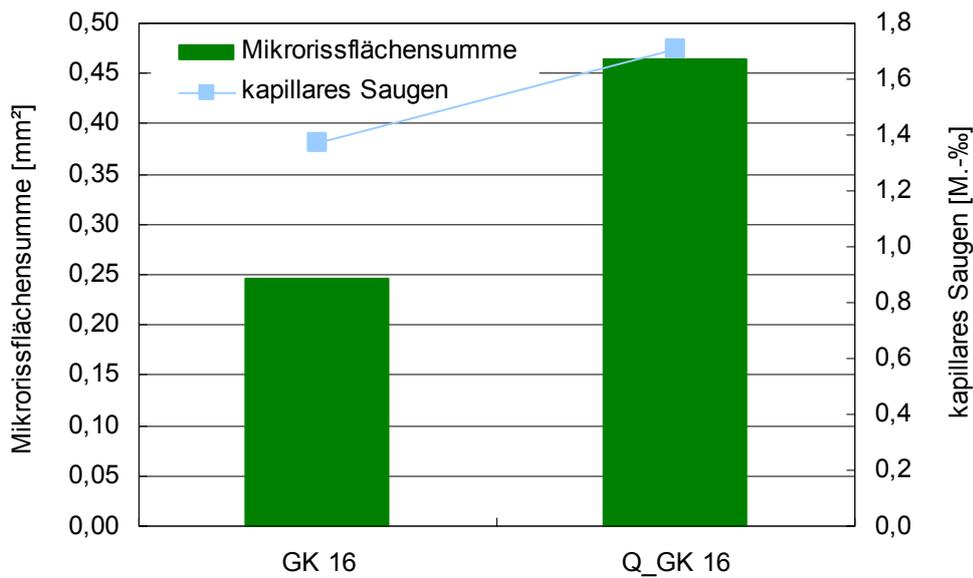


Abb. 184: Mikrorissflächensumme und Ergebnis des kapillaren Saugens im Alter von 123 bzw. 143 Tagen der Mischungen mit unterschiedlicher Kornform

#### 4.4.3.4 Auswertung

##### 4.4.3.4.1 Auswertung der Mikrorissuntersuchung

Mit zunehmendem Durchmesser des verwendeten **Größtkorns** im Beton steigt die Mikrorissanzahl, die Mikrorissflächensumme sowie die Mikrorissbreite und -länge an. Im Betongefüge kommt es durch verschiedene Ursachen zu Verformungen bzw. zu

Spannungen. Diese Ursachen können sowohl Hydratationswärme und die damit einhergehende Temperaturbelastung sein (siehe Kap. 2.2.1), als auch Schwindverformungen durch autogenes Schwinden oder Austrocknungsschwinden (siehe Kap. 2.2.2). Die dadurch hervorgerufenen Verformungen werden im inhomogenen Baustoff Beton nicht gleichmäßig abgetragen oder durch Verformung abgebaut. Durch den unterschiedlichen Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung und des umgebenden Zementsteins kommt es zu Gefügespannungen, die durch die gegenseitige Behinderung aufgrund des unterschiedlichen Verformungsverhaltens dieser Komponenten entstehen. Diese Gefügespannungen hängen von der Dicke der Zementsteinschicht, d. h. vom Kornabstand, und auch von der Korngröße ab /34/. Bei Verwendung eines kleinen Größtkorns und bei gleich bleibendem Volumen der Gesteinskörnung wird der Abstand zwischen den Körnern in der Matrix kleiner und es kommt zu einer homogenen Verteilung der entstehenden Spannungen und somit zu geringeren Spannungsspitzen im Gefüge. Deswegen kommt es bei der Mischung GK 32 zu den meisten Mikrorissen und bei den Mischungen GK 4 und GK 8 zu kaum oder keinen Mikrorissen (vgl. /111/). Diese erhöhte Gefügespannung führt bei Verwendung eines großen Größtkornes zu großen Mikrorissbreiten und auch großen Mikrorisslängen, da GK 32 auch hier die höchsten Werte aufweist. Dies lässt den Schluss zu, dass bei Erhöhung des Größtkorndurchmessers die damit einhergehende Gefügespannung nicht nur neue Mikrorisse initiiert sondern die vorhandenen noch aufweiten bzw. weiter reißen lässt.

Die Gefügespannungen im Beton werden maßgeblich von den Elastizitätsmoduln der Einzelkomponenten beeinflusst /18/. Je größer der Unterschied zwischen den Elastizitätsmoduln ist, umso höher werden die auftretenden Gefügespannungen. Der in der Mischung Q\_GK 16 verwendete Quarzit besitzt einen ähnlich hohen Elastizitätsmodul (57 000 und 59 000 N/mm<sup>2</sup>) wie die in Mischung GK 16 verwendete Kalkgesteinskörnung. Folglich kann der unterschiedliche Elastizitätsmodul nicht für die auftretenden Spannungen im Gefüge verantwortlich gemacht werden, vielmehr ist die **Kornform** hauptverantwortlich. Das verwendete gebrochene Quarzitkorn der Mischung Q\_GK 16 führt aufgrund seiner Kanten und Ecken zu mechanischer Verzahnung mit dem Zementstein aber damit auch zu Spannungsspitzen an diesen Stellen, zu Kerbspannungen in der Matrix. Trotzdem es sich bei Mischung uK nicht um gebrochene Gesteinskörnung handelt, kommt es aufgrund der langen Verbindungsstrecken zwischen der steifen Gesteinskörnung und dem vergleichsweise weichen Zementstein zu hohen Spannungsspitzen an den abgerundeten Kanten und Ecken. Diese Ecken und Kanten sind aufgrund der hohen dort auftretenden Kerbspannungen Ausgangspunkte für Mikrorisse in der Matrix. Offensichtlich kommt es aber aufgrund der mechanischen Verzahnung der gebrochenen Gesteinskörner mit der Matrix nicht zu mehr

Mikrorissen (Abb. 168) sondern zu längeren und breiteren Mikrorissen und somit zu einer größeren Mikrorissflächensumme als bei der Mischung mit runder Kalkgesteinskörnung (Abb. 169). Das gleiche gilt für die Mischung uK mit der ungünstig geformten Gesteinskörnung. Die gebrochene oder die ungünstige Kornform führt zu keiner gleichmäßigen Mikrorissverteilung rund um die Einzelkörner wie es bei optimal runden Körnern der Fall wäre. Die Mikrorisse entstehen stets an den Ecken und Kanten des gebrochenen Kornes, wo die mechanische Verzahnung der Gesteinskörnung mit der umgebenden Matrix wirkt. Kommt es zu einer Spannungserhöhung, dann entsteht zunächst kein neuer Mikroriss an einer glatten oder gerundeten Seite des Kornes, sondern die vorhandene Fehlstelle wird weiter aufgerissen, da sich die neuen Spannungen stets an diesen Stellen akkumulieren. Dies kann mit den konzentrierten Mikrorissakkumulationen in der Mikrorissverteilung in Abb. 170 und mit den Ergebnissen aus Kapitel 5.1 bestätigt werden.

#### 4.4.3.4.2 Auswertung der Festbetonkennwerte

Der Einfluss des maximalen **Größtkorndurchmessers** führt zwar zu Gefügespannungen, die sich aber offensichtlich nicht in gleichem Maße auf die Ergebnisse der Druckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und der Spaltzugfestigkeit auswirken. Die Ergebnisse der Elastizitätsmodulmessung liegen in einem schmalen Schwankungsbereich, sodass aus diesen Ergebnissen keine weiteren Schlüsse gezogen werden.

Ursache für die höheren Werte der Mischung Q\_GK 16 bei Druck- und Spaltzugfestigkeit im Vergleich zur Mischung mit Kalkgesteinskörnung gleicher Größe ist zum einen die höhere Druckfestigkeit des Quarzits im Vergleich zum Kalk mit runder **Kornform**. Zum anderen ist die zusätzliche mechanische Verzahnung der gebrochenen Kornoberfläche mit der umgebenden Matrix verantwortlich für eine verbesserte Festigkeit in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix. Diese Verbesserung der Kontaktzone führt vor allem zu der höheren Spaltzugfestigkeit im Vergleich zum Rundkorn der Mischung GK 16. Der geringere Elastizitätsmodul der Quarzitmischung im Vergleich zur Kalkmischung ist auf den Elastizitätsmodul der enthaltenen Gesteinskörnung zurückzuführen.

#### 4.4.3.4.3 Auswertung der Zusammenhänge zwischen Mikroriss- und Festbetonkennwerten

Zwischen der Spaltzugfestigkeit, dem Elastizitätsmodul und den zugehörigen Mikrorisskennwerten zeigt sich keine klare Abhängigkeit, bzw. liegen zu wenige Ergebnisse

vor, um klare Abhängigkeiten zu begründen. Die Druckfestigkeit, die maximale Wassereindringtiefe und das kapillare Saugen weisen mit zunehmender Größe des verwendeten **Größtkorns** und mit zunehmendem Anteil an Mikrorissen höhere Werte auf. Der Abfall der Druckfestigkeit bei der Mischung GK 32 könnte auf die angestiegenen Gefügespannungen und die damit einhergehenden Mikrorisse, v. a. die angestiegene Mikrorisslänge (vgl. /126/) zurückgeführt werden.

Die kapillare Wasseraufnahme steht in direktem Zusammenhang mit der ermittelten Mikrorissflächensumme (Abb. 178). Die Mikrorisse bilden mit zunehmender Anzahl, Länge und Breite ein immer durchgängigeres Netz, das den Wassertransport durch kapillare Wasseraufnahme begünstigt. Trotz der zunehmenden Mikrorissbreite bleibt die Kapillarwirkung erhalten und es kommt zu einer höheren kapillaren Wasseraufnahme.

Die **Kornform** zeigt bei der maximalen Wassereindringtiefe entgegen der Erwartung keine Korrelation zur Mikrorissflächensumme. Das kapillare Saugen entspricht der enthaltenen Mikrorissflächensumme in den Betonen unterschiedlicher Kornform.

#### 4.5 Parameter resultierend aus äußeren Einflüssen

##### 4.5.1 Einfluss der Probekörpergröße

###### 4.5.1.1 Zielsetzung

Zur Untersuchung des möglichen Einflusses auf die Mikrorissbildung durch Schalungs- oder Oberflächennähe im Vergleich zum Gefüge im Probeninneren, wurden verschiedene Würfelgrößen als Proben hergestellt und diese auf Mikrorisse untersucht. Überdies sollte der Einfluss der Größe des gewählten Probekörpers auf die Sichtbarmachung der Mikrorisse genauer erforscht werden.

###### 4.5.1.2 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Zur Ermittlung des Probekörpereinflusses wurden neben dem als Standard in dieser Arbeit verwendeten Würfel mit 10 cm Kantenlänge zusätzlich Würfel mit 15 cm und 20 cm Kantenlänge hergestellt. Aus diesen größeren Würfeln wurden im Alter von 28 Tagen jeweils 10 cm Würfel mittig herausgesägt (Abb. 185) und identisch zum Verfahren wie in Kapitel 3.1

beschrieben präpariert und ausgewertet. Die hier dargestellte ausgewertete Mikrorissflächensumme setzt sich stets aus zwei 10 x 10 cm Flächen zusammen. Es wurden zwei Serien unterschiedlicher Lagerung untersucht. Zum einen sieben Tage unter Wasser und anschließend bei 20 °C/65 % r. F. (Klima) und zum anderen 28 Tage unter Wasser (unter Wasser). Die Rezeptur des hier verwendeten Betons ist im Anhang in Tabelle A 1 angegeben.

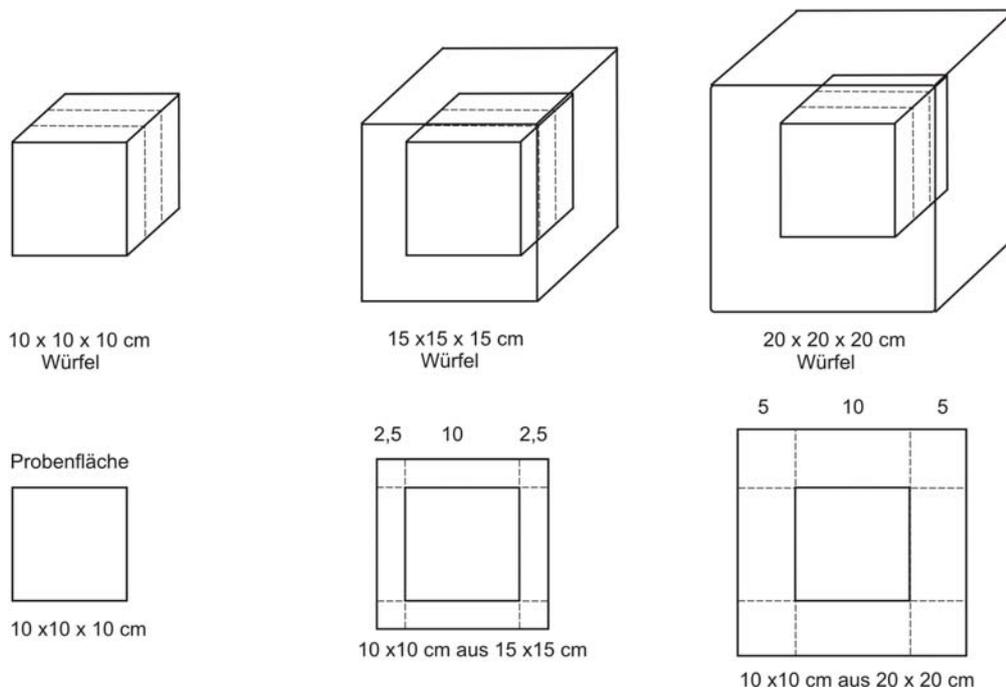


Abb. 185: Schematische Darstellung der Probekörperherstellung mit unterschiedlichen Größen der hergestellten Probewürfel

#### 4.5.1.3 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Mikrorissuntersuchung sind in Tabelle A 22 im Anhang detailliert aufgeführt.

Die maximale Mikrorissanzahl der Proben wird vom 10 cm Würfel erreicht, die geringste vom 15 cm Würfel, die Ergebnisse des 20 cm Würfels liegen dazwischen (Abb. 186). Die Ergebnisse der Mikrorissanzahl zeigen weder bei der Klimalagerung noch bei der unter Wasser Lagerung eine Abhängigkeit von der ursprünglich verwendeten Probengröße. Die unterschiedliche Lagerung der Proben führt beim 10 cm Würfel zu einer geringeren Mikrorissanzahl unter Klimalagerung als bei der unter Wasser Lagerung. Bei den Probekörpergrößen 15 und 20 cm kommt es zu einer geringeren Anzahl an Mikrorissen bei unter Wasser Lagerung.

Die durchschnittliche Mikrorissbreite (Abb. 187) liegt bei der Klimalagerung konstant zwischen 11 und 12  $\mu\text{m}$ . Bei der unter Wasser Lagerung ist sie stets höher als bei der Klimalagerung und bei den Probengrößen 15 cm und 20 cm liegt sie höher als beim 10 cm Würfel.

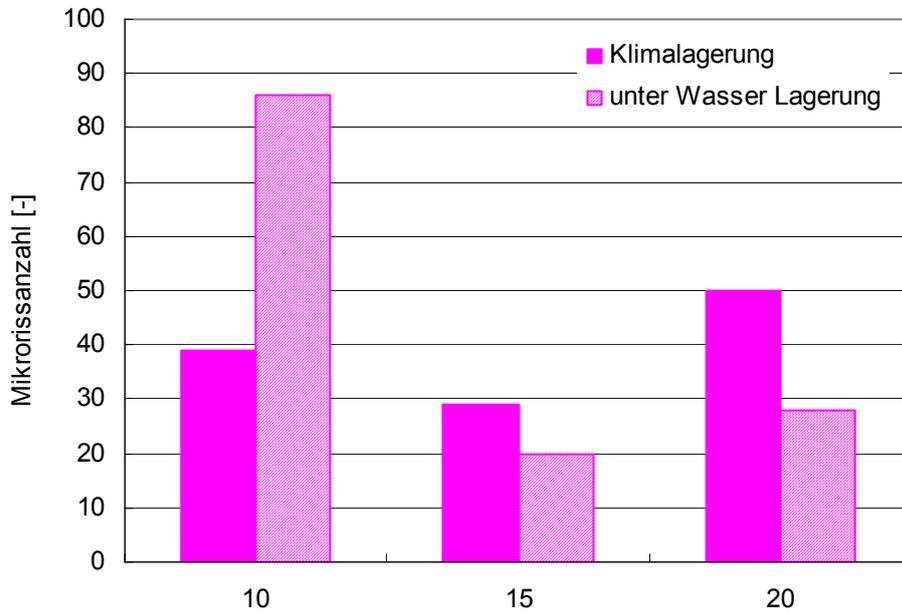


Abb. 186: Mikrorissanzahl der Probenserie aus unterschiedlichen Probekörpergrößen unter unterschiedlichen Lagerungsbedingungen

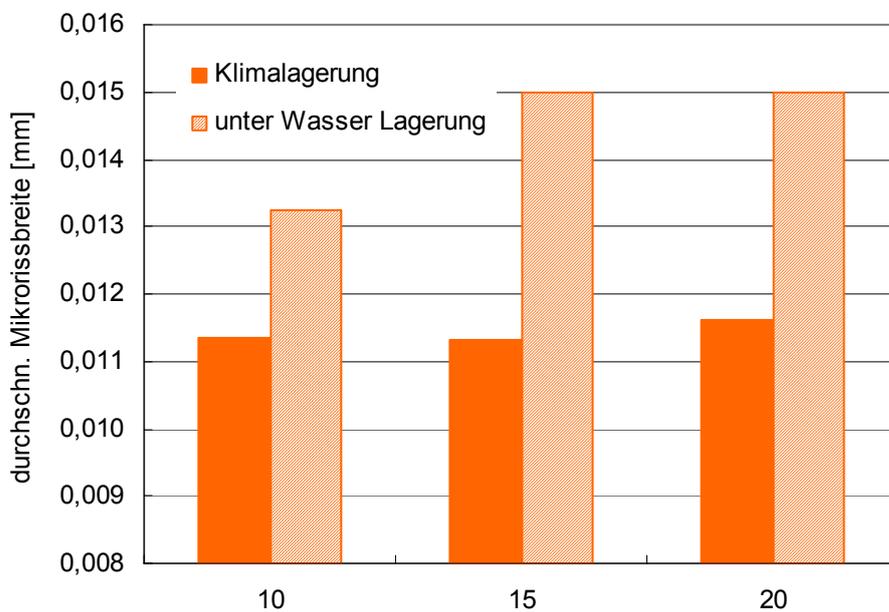


Abb. 187: Durchschnittliche Mikrorissbreite der Probenserie aus unterschiedlichen Probekörpergrößen unter unterschiedlichen Lagerungsbedingungen

Das Ergebnis der durchschnittlichen Mikrorisslänge (Abb. 188) zeigt ebenso wie die Mikrorissbreite für die unter Wasser Lagerung stets höhere Werte. Mit zunehmender Probengröße kann tendenziell ein geringer Anstieg der Mikrorisslänge beobachtet werden.

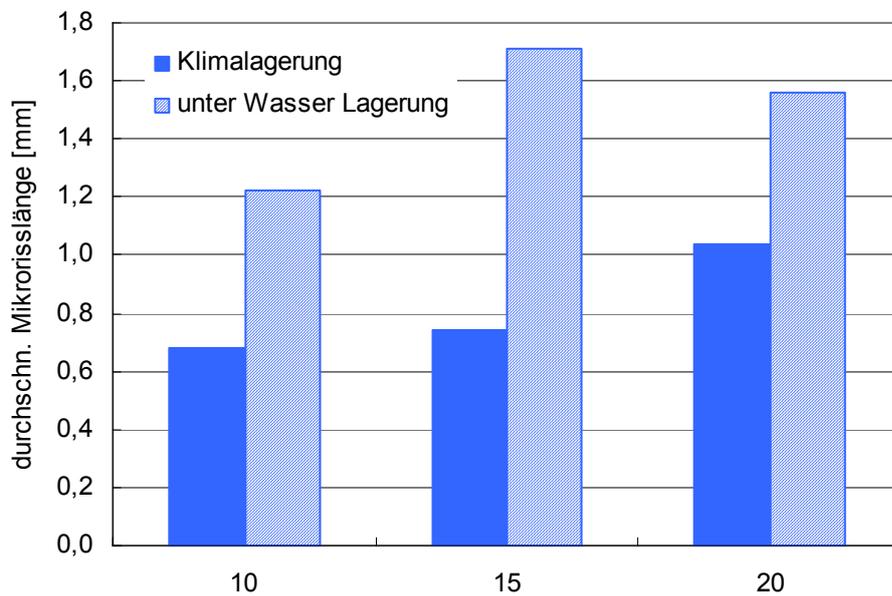


Abb. 188: Durchschnittliche Mikrorisslänge der Probenserie aus unterschiedlichen Probekörpergrößen unter unterschiedlichen Lagerungsbedingungen

Das Ergebnis der Mikrorissflächensumme in Abb. 189 ergibt ebenso wie das Ergebnis der Mikrorissanzahl keine Abhängigkeit zur Probengröße. Auch hier ist das Maximum beim 10 cm Probekörper und das Minimum beim 15 cm Probekörper erreicht.

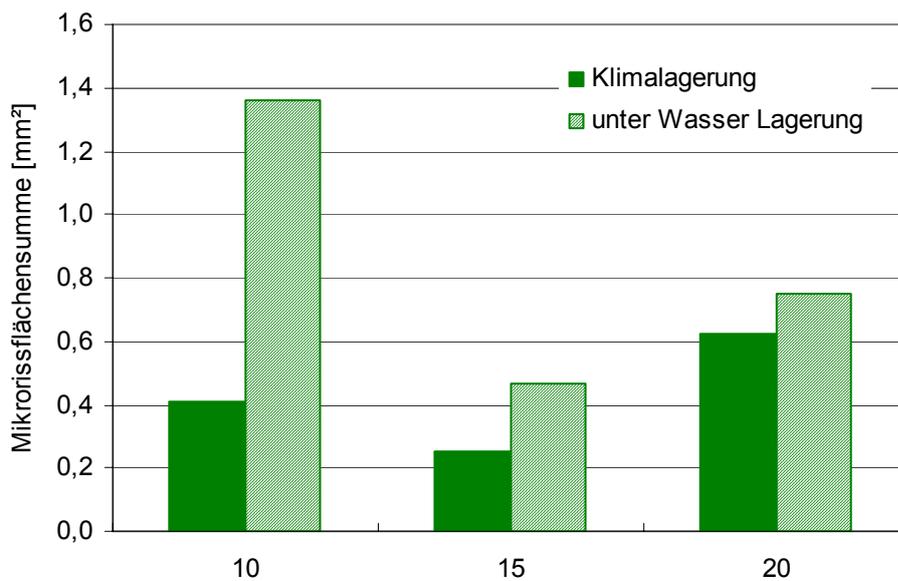
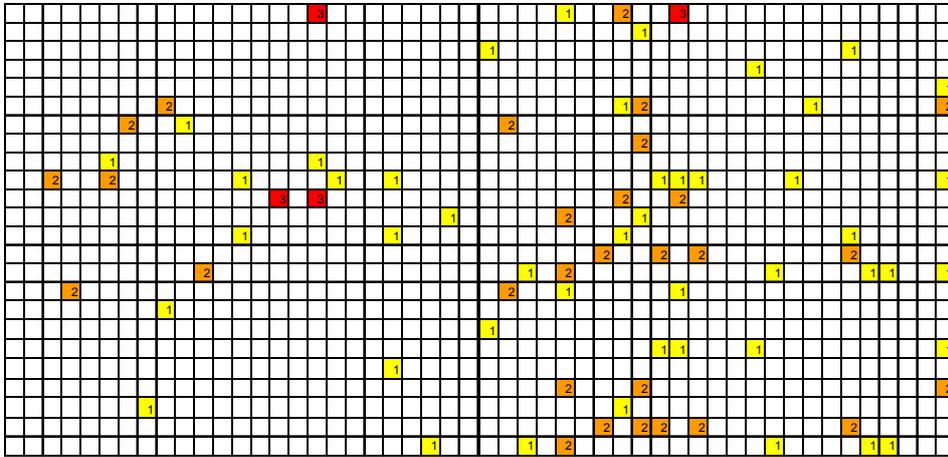


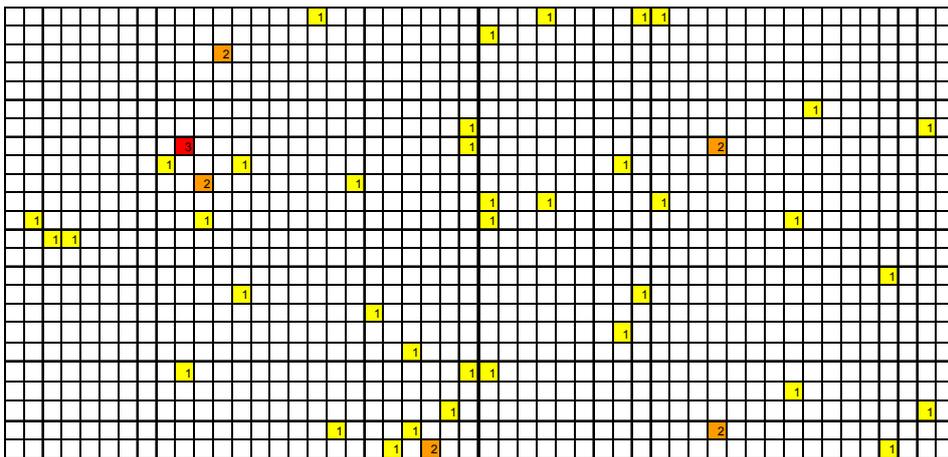
Abb. 189: Mikrorissflächensumme der Probenserie aus unterschiedlichen Probekörpergrößen unter unterschiedlichen Lagerungsbedingungen

Die Mikrorisse zeigen über den Probenquerschnitt bei allen Proben eine gleichmäßige Verteilung (Abb. 190). Lediglich die Probe aus dem 10 cm Würfel der Klimalagerung weist die meisten ihrer Mikrorisse im Inneren des Probekörpers auf.



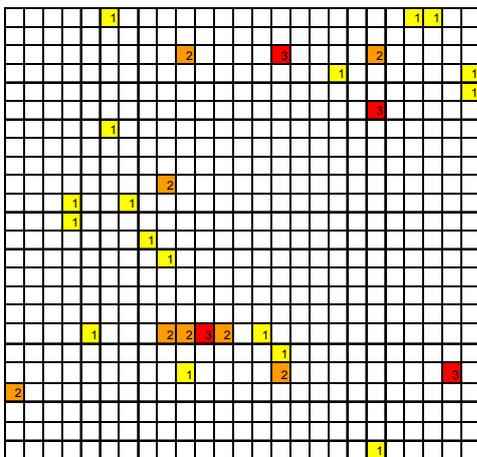
10 Klimalagerung

10 unter Wasser Lagerung

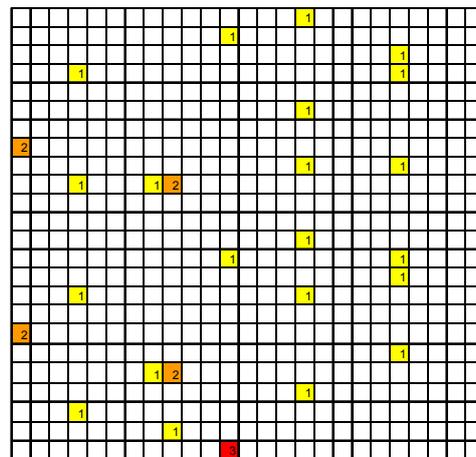


15 Klimalagerung

15 unter Wasser Lagerung



20 Klimalagerung



20 unter Wasser Lagerung

Abb. 190: Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt von Probekörpern unterschiedlicher Probekörpergröße unter unterschiedlichen Lagerungsbedingungen

#### 4.5.1.4 Versuchsauswertung

Die Versuche zum Einfluss der **Probengröße** auf die Entwicklung der Mikrorisse ergab keine klare Abhängigkeit bei Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme. Die Ergebnisse der Mikrorissbreiten und -längen zeigen nahezu keine Änderung bei verschiedenen Probengrößen. Das heißt, dass trotz der erhöhten Sägebelastung der größeren Probekörper bei der Probenpräparation im Vergleich zum 10 cm Würfel keine erhöhte Mikrorissbildung stattfindet. Überdies scheint der Randeinfluss so gering zu sein, dass auch dieser bei den hier untersuchten Proben nicht in Erscheinung tritt. Dies bestätigt die Ergebnisse aus den vorangegangenen Kapiteln, die zeigten, dass die Matrix des Hochfesten Betons eine so hohe Dichtheit aufweist, dass sich Randeinflüsse im Inneren des Probekörpers nicht bemerkbar machen.

Die Unterschiede in den Ergebnissen, die sich aus dem Einfluss der **Lagerung** ergeben, sind analog zum Parameter der Nachbehandlung (4.4.2) zu erklären. Die breiteren und die längeren Mikrorisse und somit auch die höhere Mikrorissflächensumme bei der Wasserlagerung im Vergleich zur Klimalagerung sind mit dem größeren Feuchtegradienten zu erklären, der sich über den Querschnitt des Hochfesten Betonprobekörpers ausbildet. Da die Mikrorissanzahl und auch die Mikrorissflächensumme nicht entsprechend der ansteigenden Probengröße zunehmen, ist davon auszugehen, dass ein Spannungsgradient aufgrund von Feuchteunterschieden zwischen Außen- und Innenseite der Probe lediglich an der äußersten Oberfläche vorhanden ist. Im Probekörperinneren flacht der Gradient ab bzw. nimmt einen konstanten Verlauf an und führt so zu einer gleichmäßigen Mikrorissbildung über den Probenquerschnitt.

#### 4.5.2 Mikrorissentwicklung durch Belastung und deren Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften

##### 4.5.2.1 Zielsetzung

Ziel dieser Untersuchung war es, den Einfluss der mechanischen Belastung auf die Bildung von Mikrorissen im Beton und deren Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit zu untersuchen. Durch unterschiedliche Vorbelastung sollten gezielt Mikrorisse im Betongefüge induziert

werden, um die Auswirkungen der entstandenen Mikrorisse auf die Festbetonkennwerte deutlich zu machen. Zur genaueren Quantifizierung der Mikrorissbildung wurden in diesem Versuchsabschnitt die Mikrorisse getrennt nach dem Ort ihres Auftretens in Mikrorisse in der Mörtelmatrix, in der Kontaktzone und im Gesteinskorn dokumentiert. Die äußere Last soll vermehrt Mikrorisse im Gefüge induzieren, um deren Auswirkungen auf die Festbetoneigenschaften fundiert belegen zu können.

#### 4.5.2.2 Versuchsprogramm

Die zu untersuchenden Probekörper wurden im Alter von 28 Tagen vier unterschiedlichen Vorlastniveaus unterworfen. Um die Auswirkungen dieser Vorbelastung für den Beton zu ermitteln, wurden die verschiedenen Probekörper im Anschluss an den Belastungsvorgang auf Mikrorisse und auf die unterschiedlichen Werkstoffkennwerte: Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, kapillares Saugen und Wasserundurchlässigkeit untersucht.

#### 4.5.2.3 Versuchsdurchführung

Im Alter von 28 Tagen wurden die zu untersuchenden Probekörper entsprechend der in Tabelle 6 angegebenen Laststufe vorbelastet. Dazu wurde gemäß DIN 1048 /148/ die Druckfestigkeit des Betons an parallel hergestellten Würfeln ermittelt. Dieser Wert wurde anschließend prozentual entsprechend der gewünschten Laststufe nach Tabelle 6 abgemindert und als Vorlast aufgebracht (siehe auch Tabelle A 14 im Anhang). Die Mikrorisswürfel und alle Festbetonprobekörper wurden einzeln zwei Stunden lang nach den in Tabelle 2 angegebenen Werten vorbelastet. Die Last wurde bis zur geplanten Spannung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 kN/s gesteigert.

Tabelle 6: Übersicht über die nachfolgend verwendeten Bezeichnungen der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Bezeichnung	Beschreibung
0%	Ohne Vorbelastung
30%	30 % der 28-Tage Druckfestigkeit als Vorbelastung
67%	67 % der 28-Tage Druckfestigkeit als Vorbelastung
80%	80 % der 28-Tage Druckfestigkeit als Vorbelastung

Die Höhen der einzelnen Laststufen wurden nach Angaben in der Literatur gewählt. Eine Belastung bis 30 % der maximal aufnehmbaren Spannung induziert nach /108, 109, 17, 101/

keine Mikrorisse. Das heißt Mischung 0 % und 30 % müssten in der Häufigkeit der auftretenden Mikrorisse, sowie deren Längen und Breiten, keine nennenswerten Unterschiede aufweisen. Auch die Aufteilung der Mikrorisse auf Matrix, Gesteinskörnung und Kontaktzone müsste gleich sein, denn auch hier sollte es frühestens ab 30 % der Festigkeit zu Mikrorissen kommen. Die Wahl der Laststufe 67 % ergab sich aus dem Sicherheitsfaktor 1/1,5 für veränderliche Lasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Anlehnung an DIN 1045 /66/. Die oberste Laststufe wird mit 80 % der Maximalspannung gewählt, da es auf diesem Niveau nach /101/ (siehe auch Kapitel 2.4.4.1) zu starkem Mikrorisswachstum im Zementstein kommt.

Die Vorbelastung wurde senkrecht zur Einfüllrichtung der Probekörper aufgebracht (Abb. 191). Die Prüfung der Druckfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit und der Wasserundurchlässigkeit wurde anschließend in derselben Richtung durchgeführt. Die Probekörper für die Untersuchung des kapillaren Saugens wurden in Einfüllrichtung belastet und anschließend auch in dieser Richtung geprüft. Über die Unterseite des Probekörpers wurde das Wasser aufgenommen und die vier daran anschließenden Seitenflächen waren mit Paraffin abgedichtet (Abb. 191).

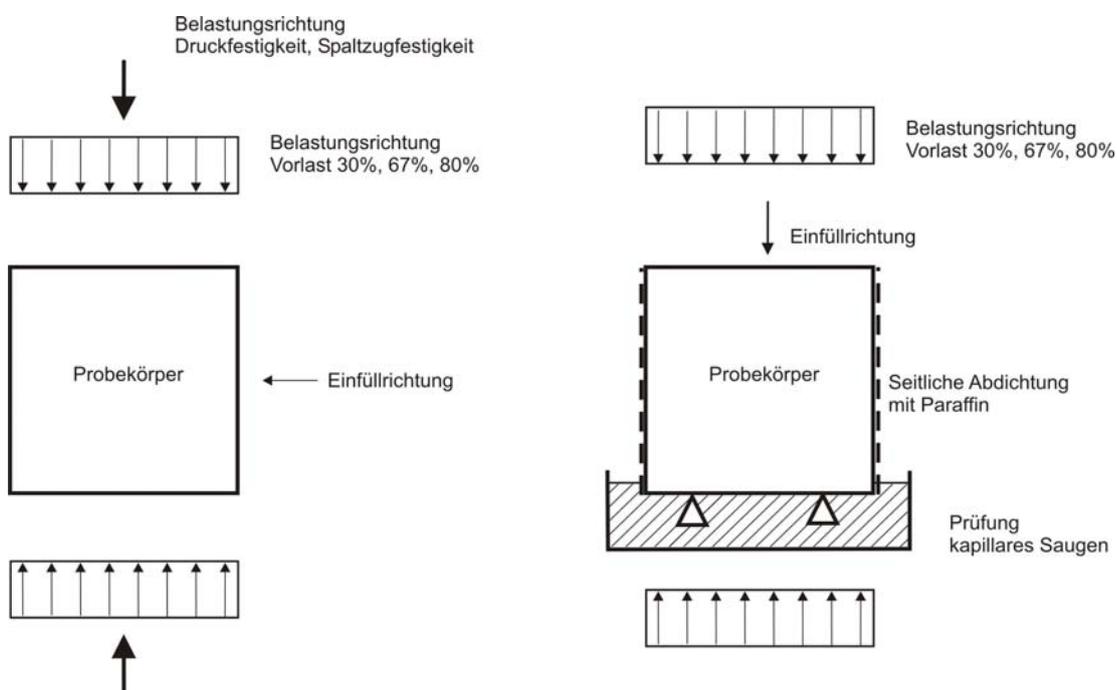


Abb. 191: Schematische Darstellung der Einfüll- und Belastungsrichtung der Prüfwürfel für die Untersuchung der Mikrorisse an unterschiedlich vorbelasteten Probekörpern

Im Anschluss an die Vorbelastung wurden die Probekörper zur Untersuchung der Mikrorisse entsprechend Kapitel 3.1.1 präpariert. Ebenso fand gemäß DIN 1048 /148/ die Ermittlung der

Druckfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit, der Wasserundurchlässigkeit und des kapillaren Saugens an den vorbelasteten Probekörpern statt.

Die Mikrorissauswertung wurde bei der Gesteinskörnung auf die Anzahl der Mikrorisse beschränkt, da das Hauptaugenmerk im Rahmen dieser Arbeit auf den Mikrorissen in der Mörtelmatrix oder in der Kontaktzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung liegt. Die Mikrorisse, die in der Gesteinskörnung bereits vor Belastung oder aufgrund der Belastung vorhanden sind, werden nur dahingehend registriert, ob von diesen weitere Mikrorisse in die Matrix hineingehen.

#### 4.5.2.4 Versuchsergebnisse

##### 4.5.2.4.1 Versuchsergebnisse der Mikrorissuntersuchung

Die ermittelten Mikrorisskennwerte der hier untersuchten Probekörper sind im Anhang in Tabelle A 19 detailliert aufgelistet. Die Summe aller ermittelten Mikrorisse der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper ist in Abb. 192 dargestellt. Die 0 % und 30 % vorbelasteten Proben weisen erwartungsgemäß die geringste Anzahl an Mikrorissen auf und zeigen mit der niedrigen Vorbelastung von 30 % sogar eine geringere Mikrorissanzahl. Eine rund viermal so hohe Anzahl an Mikrorissen entwickeln die Proben, die mit 67 % der Maximallast vorbelastet wurden. Eine weitere Steigerung auf die rund 4,5fache Anzahl an Mikrorissen weisen die mit 80 % vorbelasteten Proben auf.

In Abb. 193 sind die Mikrorisse den einzelnen Bereichen im Beton zugeordnet. Mit zunehmender Vorbelastung steigt die Anzahl der Mikrorisse in der Matrix. Der stärkste Anstieg ist zwischen 30 % und 67 % zu erkennen. Die Mikrorisse in der Kontaktzone weisen ihr Minimum bei 30 % auf; nur geringfügig mehr Mikrorisse weist der unbelastete Probekörper auf. Die Vorbelastung mit 67 % führt zu rund 10facher Steigerung der Mikrorissanzahl, mit 80 % Vorbelastung zu rund 12 bis 13facher Mikrorissanzahl. Die Mikrorisse in der Gesteinskörnung weisen Schwankungen in der Mikrorissanzahl zwischen 53 und 135 auf, die in keiner Relation zur Vorbelastung stehen.

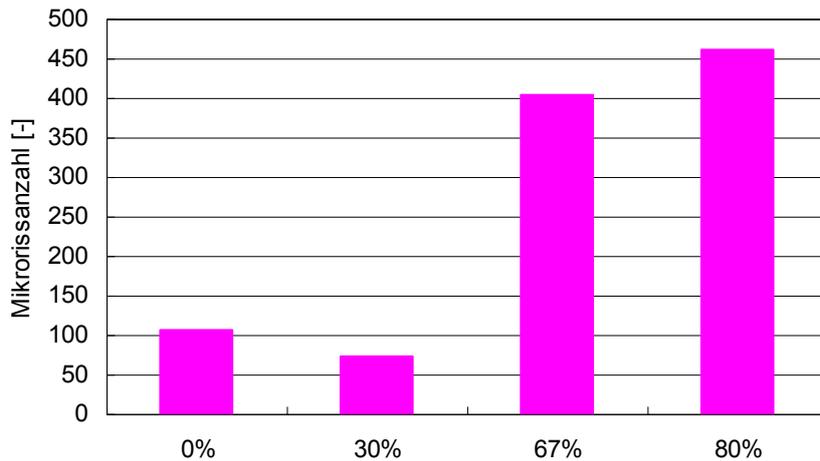


Abb. 192: Gesamtsumme der Mikrorisse in Mörtelmatrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

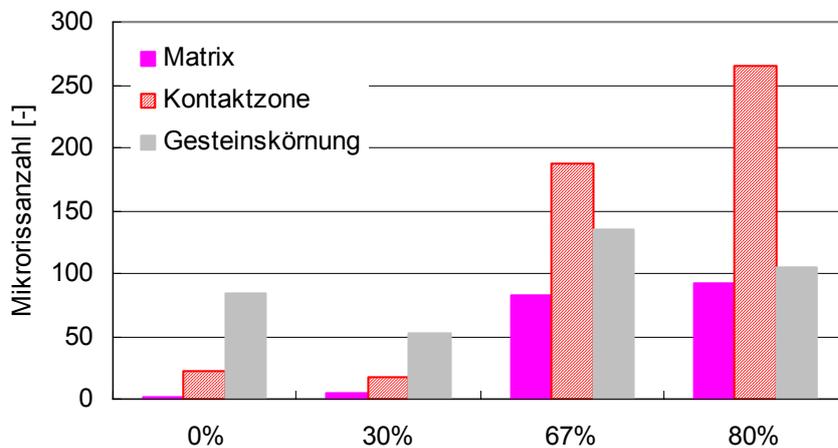


Abb. 193: Anzahl der ermittelten Mikrorisse aufgeteilt nach Mikrorissen in der Mörtelmatrix, in der Kontaktzone und in der Gesteinskörnung der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Die Mikrorisslänge in der **Mörtelmatrix** der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper (Abb. 194) variiert ohne eine Korrelation zur Mikrorissflächensumme oder der Mikrorissanzahl aufzuweisen. Ein deutliches Maximum zeigt sich bei 30 % Vorbelastung mit einer durchschnittlichen Mikrorisslänge von 2,27 mm. Die Mikrorissbreite verringert sich deutlich von 45  $\mu\text{m}$  bei 0 % Vorbelastung auf 20  $\mu\text{m}$  bei 30 % Vorbelastung, bleibt dann aber mit zunehmender Vorbelastung auf diesem Niveau. Die Mikrorissflächensumme weist von 0 % Vorbelastung bis 67 % ähnliche Werte von 0,10 bis 0,13  $\text{mm}^2$  auf und steigt mit 80 % Vorbelastung auf das sechsfache mit 0,67  $\text{mm}^2$ .

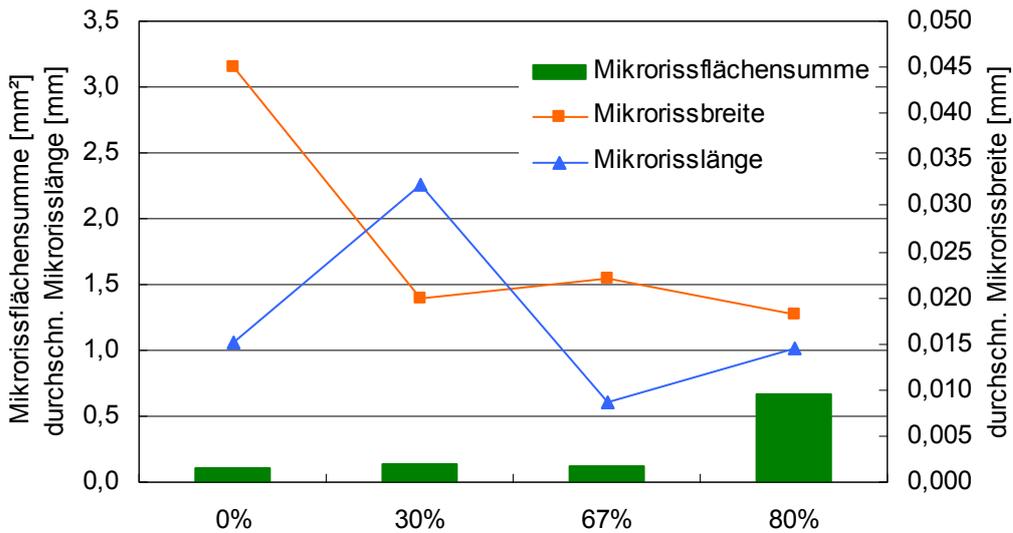


Abb. 194: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mikrorisse in der **Mörtelmatrix** der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Die ermittelten durchschnittlichen Längen der Mikrorisse in der **Kontaktzone** (Abb. 195) zeigen Werte im Bereich zwischen 2,12 und 2,36 mm mit Ausnahme des Minimums bei 67 % Vorbelastung mit 1,28 mm. Die durchschnittliche Mikrorissbreite weist mit zunehmender Vorbelastung jeweils geringere Werte auf. Die Unterschiede sind vernachlässigbar klein. Die Mikrorissflächensumme der Mikrorisse in der Kontaktzone ist mit 67 % Vorbelastung minimal und weist bei 80 % Vorbelastung ein deutliches Maximum mit 3,23 mm<sup>2</sup> auf.

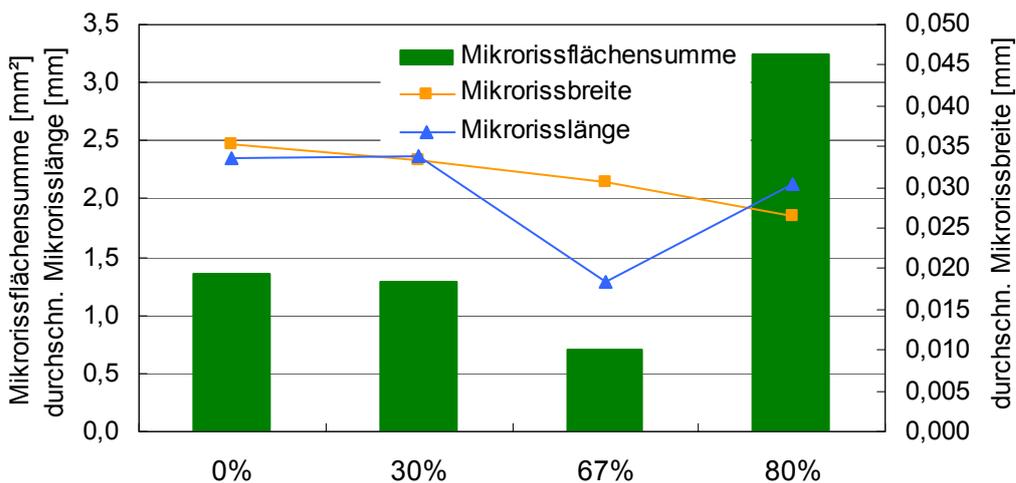


Abb. 195: Mikrorissflächensumme, Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Mikrorisse in der **Kontaktzone** der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Abb. 196, Abb. 197 und Abb. 198 zeigen die Mikrorissanzahl aufgeteilt in die verschiedenen Mikrorisslängen in Matrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung. In Abb. 199, Abb. 200 und Abb.

201 ist der prozentuale Anteil der unterschiedlichen Mikrorissslängen an der jeweiligen Gesamtanzahl der in der Matrix, in der Kontaktzone oder in der Gesteinskörnung vorhandenen Mikrorisse angegeben.

Mit zunehmender Vorbelastung verringert sich der Anteil langer Mikrorisse in der **Mörtelmatrix** und der Anteil kurzer Mikrorisse (0 bis 1 mm und 1 bis 4 mm) steigt an (Abb. 196 und Abb. 199). Zu beachten ist hier allerdings die geringe Anzahl an Mikrorissen vor allem bei den Mischungen 0 % und 30 %, die zu gering ist, um eine repräsentative Abhängigkeit ablesen zu können.

Beim Vergleich der sich einstellenden Mikrorissslängen in der **Kontaktzone** (Abb. 197 und Abb. 200) kann festgestellt werden, dass schon bei relativ geringer Belastung (von Mischung 0 % zu 30 %) der Anteil langer Mikrorisse anteilmäßig zurückgeht und im Gegenzug der Anteil kurzer Mikrorisse zunimmt. Bei weiterer Belastungssteigerung (30 % zu 67 %) ging der Anteil der mittleren Rissslängen (1 bis 4 mm) etwas zurück. Dafür stiegen die Anteile kurzer Risse (0 bis 1 mm) und langer Risse (4 bis 7 mm, größer 7 mm) gleichermaßen an. Bei 80 % Vorbelastung dominieren die kurzen Mikrorisse bis 1 mm deutlich.

Die unterschiedlichen Anteile der Mikrorissslängen in der **Gesteinskörnung** sind in Abb. 198 und Abb. 201 dargestellt und zeigen keine klare Abhängigkeit von der Höhe der Vorbelastung der Probekörper.

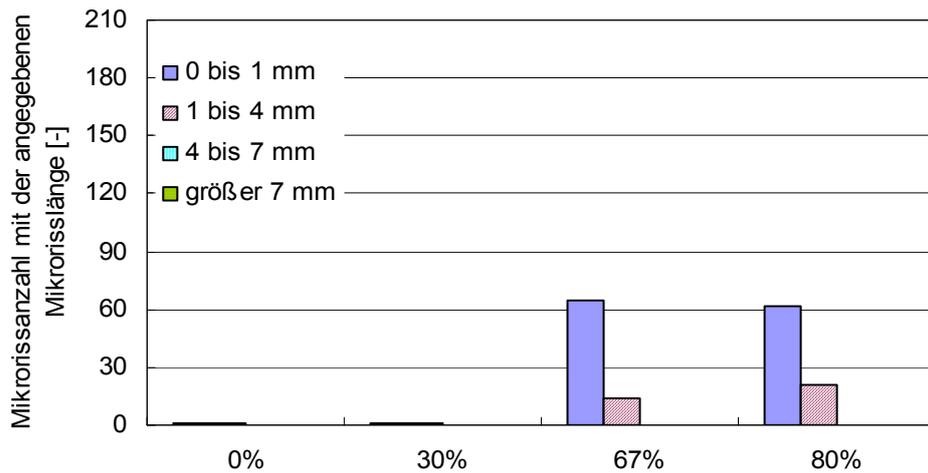


Abb. 196: Mikrorisse in der **Matrix**: absolute Verteilung der Anzahl auf die angegebenen Längenbereiche

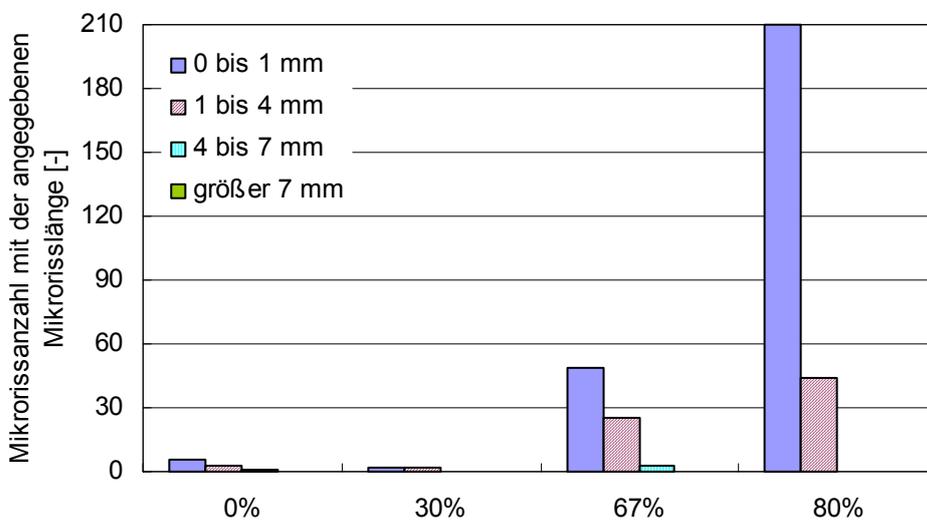


Abb. 197: Mikrorisse in der **Kontaktzone**: absolute Verteilung der Anzahl auf die angegebenen Längenbereiche

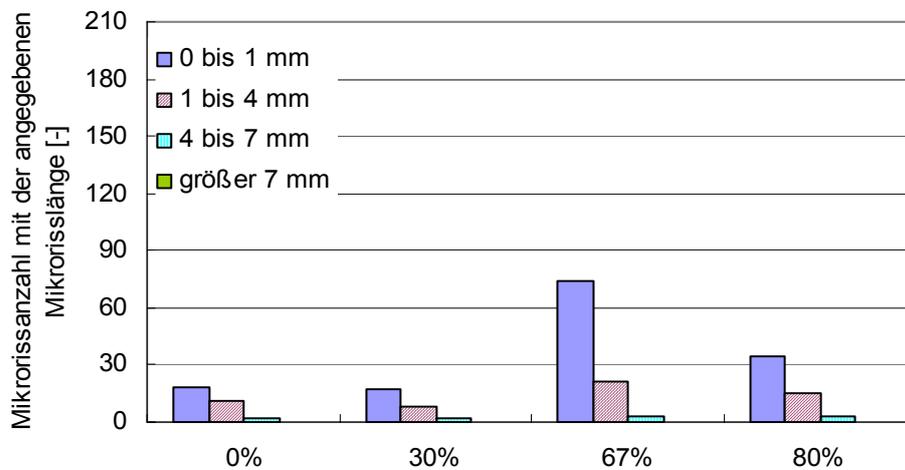


Abb. 198: Mikrorisse in der **Gesteinskörnung**: absolute Verteilung der Anzahl auf die angegebenen Längenbereiche

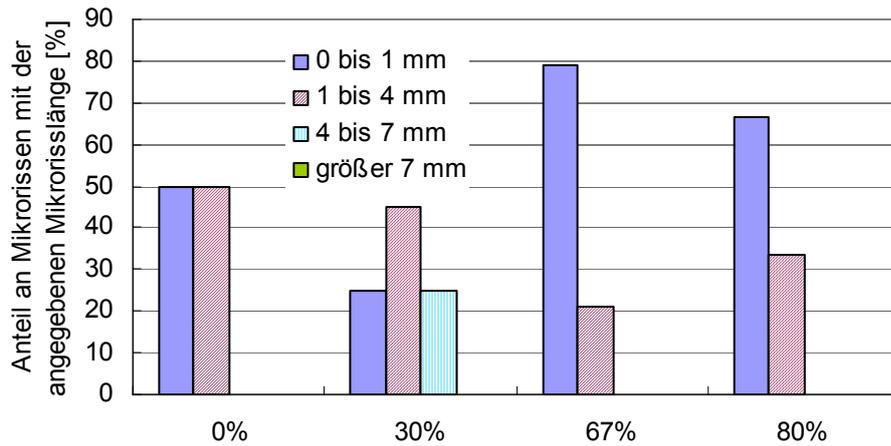


Abb. 199: Prozentualer Anteil der Mikrorisslängen an der Gesamtanzahl der in der **Matrix** vorhandenen Mikrorisse

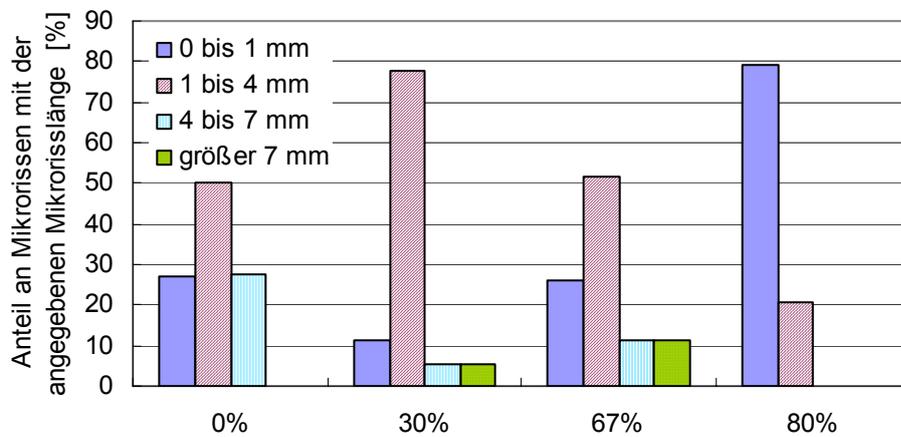


Abb. 200: Prozentualer Anteil der Mikrorisslängen an der Gesamtanzahl der in der **Kontaktzone** vorhandenen Mikrorisse

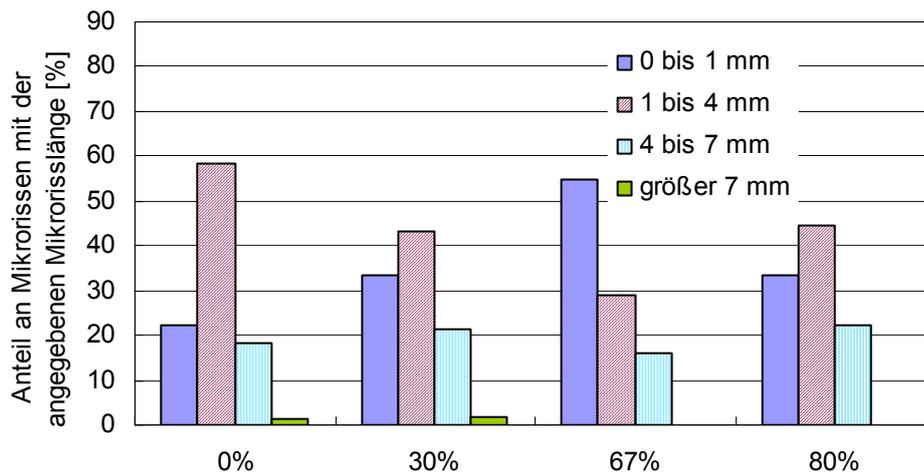


Abb. 201: Prozentualer Anteil der Mikrorisslängen an der Gesamtanzahl der in der **Gesteinskörnung** vorhandenen Mikrorisse

Der Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Mikrorissanzahl ist im Diagramm in Abb. 202 aufgetragen. Die Werte der Mikrorissflächensumme und der Mikrorissanzahl korrelieren bei den Mikrorissen in der Matrix besser als bei den Mikrorissen in der Kontaktzone, streuen aber in beiden Fällen stark.

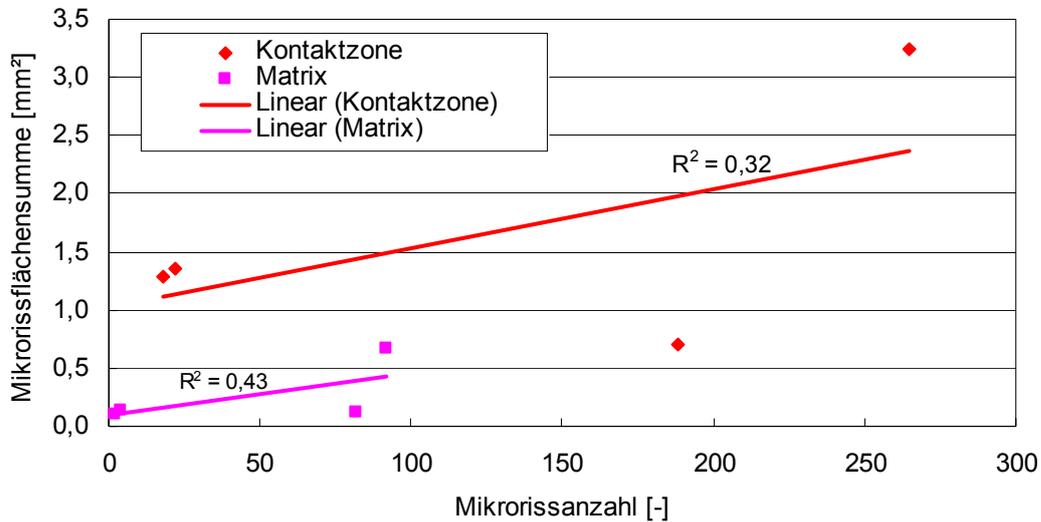
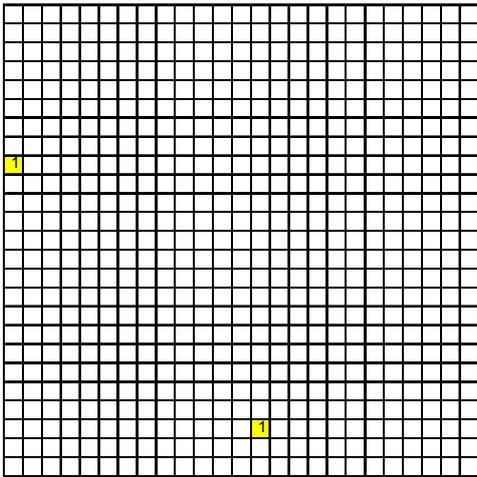


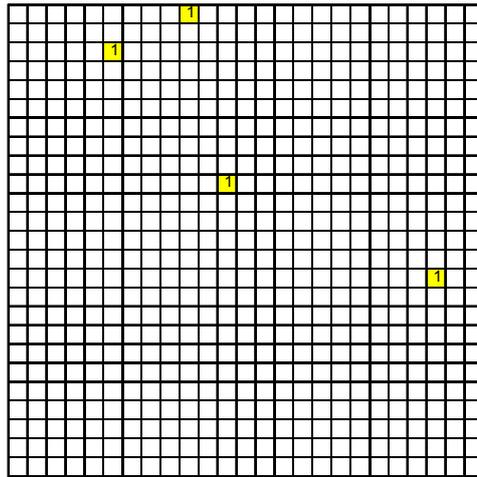
Abb. 202: Zusammenhang zwischen Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme der Mikrorisse in Matrix und Kontaktzone der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Die Verteilung der Mikrorisse in der **Mörtelmatrix** über den Querschnitt der Proben (Abb. 203) ist gleichmäßig ohne Anhäufungen von Mikrorissen im Probeninneren oder am Probenrand. Die Einfüllrichtung ist hier wie bei allen Mikrorissprobekörpern rechts und die Belastung erfolgte von oben. Keine dieser beiden möglichen Einflüsse auf die Mikrorissverteilung spiegelt sich in Abb. 203 deutlich wieder. Lediglich bei der Vorbelastungsstufe 80 % sind die entstandenen Mikrorisse nie an den Seiten der Lasteinleitung (Ober- oder Unterseite), sondern vielmehr in der Probenmitte und am seitlichen Rand.

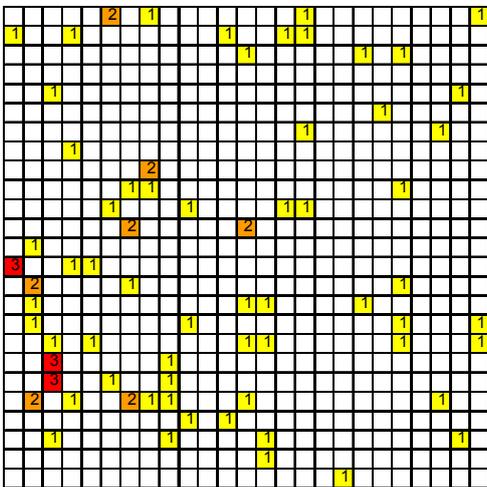
In Abb. 204 ist die Verteilung über den Probenquerschnitt der Mikrorisse in der **Kontaktzone** dargestellt. Die Mikrorisse sind bei 0 % und 30 % gleichmäßig über den Probenquerschnitt verteilt. Bei den beiden oberen Laststufen sind die Mikrorisse im mittleren Bereich und an den beiden Seitenflächen häufiger als an Ober- und Unterseite. Vor allem bei der 67 % Vorbelastung zeigt die Verteilung der Mikrorisse in der Kontaktzone eine Konzentration der Mikrorisse am linken Probenrand.



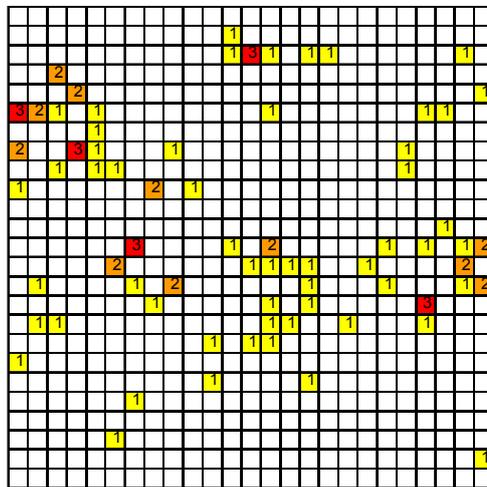
0%



30%

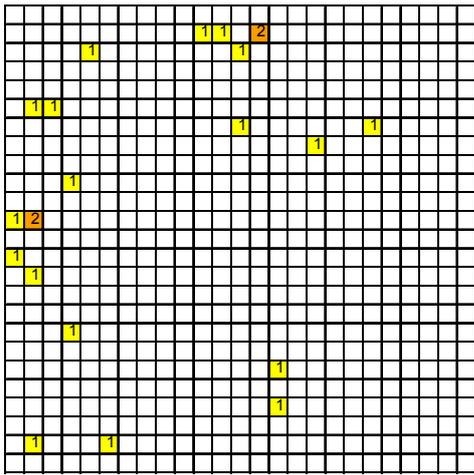


67%

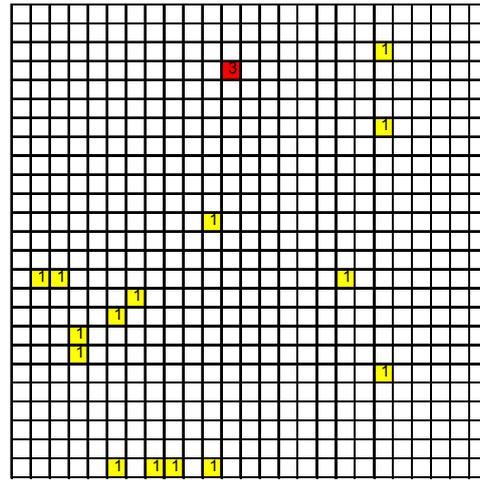


80%

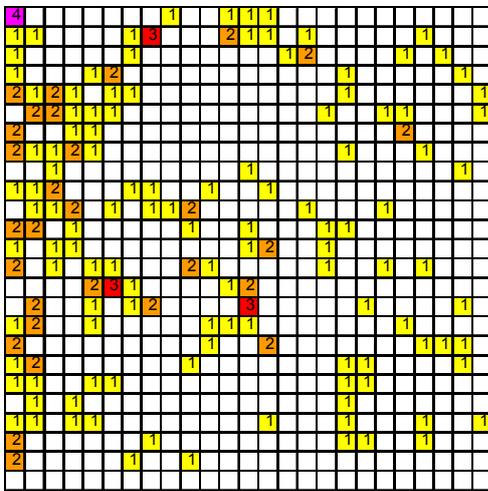
Abb. 203: Verteilung der Mikrorisse in der **Mörtelmatrix** über den Probenquerschnitt unterschiedlich vorbelasteter Probekörper



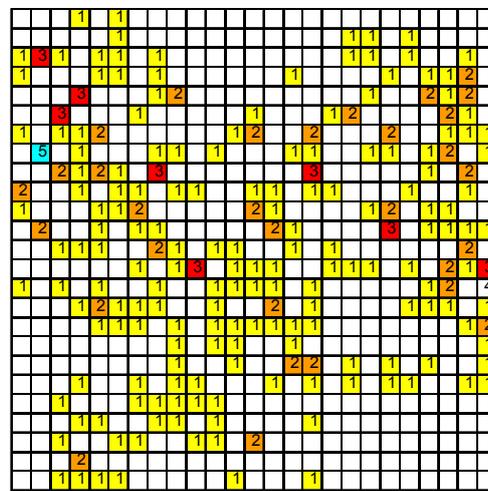
0%



30%



67%

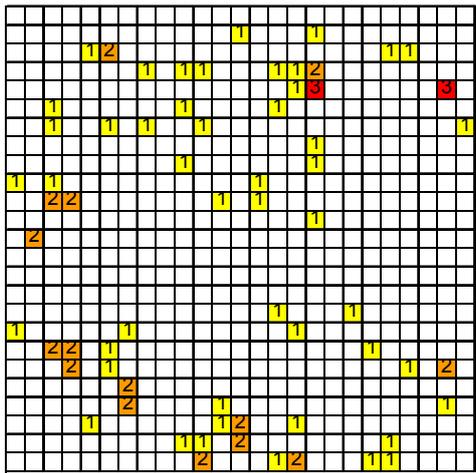


80%

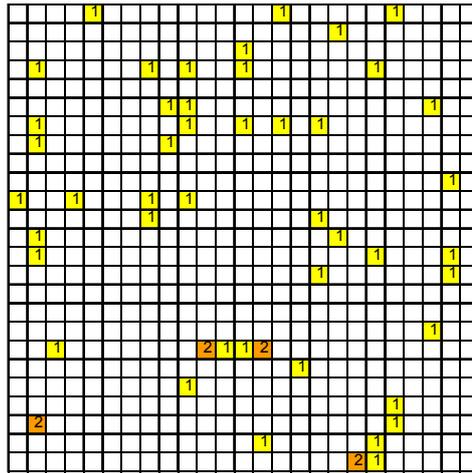
Abb. 204: Verteilung der Mikrorisse in der **Kontaktzone** über den Probenquerschnitt unterschiedlich vorbelasteter Probekörper

Die Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt in der **Gesteinskörnung** zeigt Abb. 205. Zwischen den einzelnen Vorbelastungsstufen sind nur geringe Unterschiede erkennbar, die unabhängig von der Höhe der Vorbelastung auftreten.

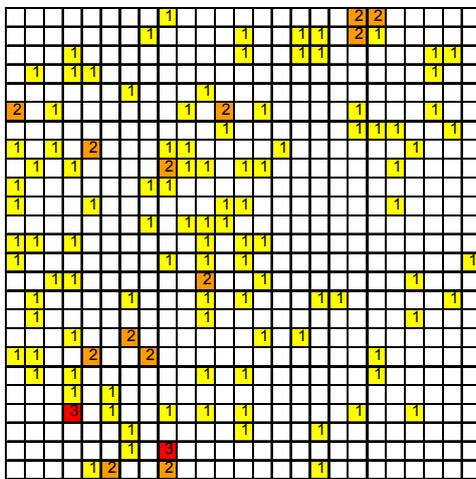
Die Verteilung aller Mikrorisse über den Probenquerschnitt aufsummiert über Matrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung sind im Anhang in Abb. A 22 zu entnehmen.



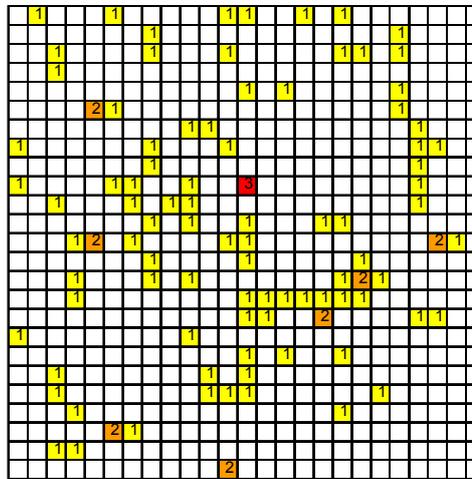
0%



30%



67%



80%

Abb. 205: Verteilung der Mikrorisse in der **Gesteinskörnung** über den Probenquerschnitt unterschiedlich vorbelasteter Probekörper

#### 4.5.2.4.2 Versuchsergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte

Die Mischungen der unterschiedlichen Vorbelastungsstufen sind aus logistischen Gründen einzeln hergestellt worden und weisen deshalb Unterschiede in Frisch- und Festbetonkennwerten auf, die unabhängig vom hier untersuchten Parameter der Vorbelastung sind. Die Ergebnisse der Frisch- und Festbetonkennwerte sind im Anhang in Tabelle A 10 einzeln dargestellt. Zwischen den Frischbeton- und den Mikrorisskennwerten ist kein eindeutiger Zusammenhang erkennbar.

Die Ermittlung des **Elastizitätsmoduls** fand an nicht vorbelasteten Prüfzylindern statt. Die Ergebnisse weisen die Schwankungen der unterschiedlichen Betonmischungen auf. Es ist deshalb keine Zuordnung oder ein Vergleich mit dem Parameter der Vorbelastung möglich.

Durch die Vorbelastung hat sich die **Druckfestigkeit** aller Mischungen verringert. Die Ergebnisse vor und nach der Vorbelastung sind ebenso im Anhang in Tabelle A 14 dargestellt. Der mit 30 % vorbelastete Probewürfel hat den größten Festigkeitsverlust und zeigt auch die geringste Druckfestigkeit. Die Mischung mit 67 % Vorbelastung verliert ebenso wie die mit 80 % Vorbelastung sehr wenig an Druckfestigkeit im Vergleich zur Mischung mit 30 % Vorbelastung. Die höchsten Werte der Druckfestigkeit werden von Mischung 0 % und 80 % erreicht. In Abb. 206 ist die Druckfestigkeit vor und nach Vorbelastung sowie die ermittelte Mikrorissanzahl in Matrix und Kontaktzone nach der entsprechenden Vorbelastung dargestellt.

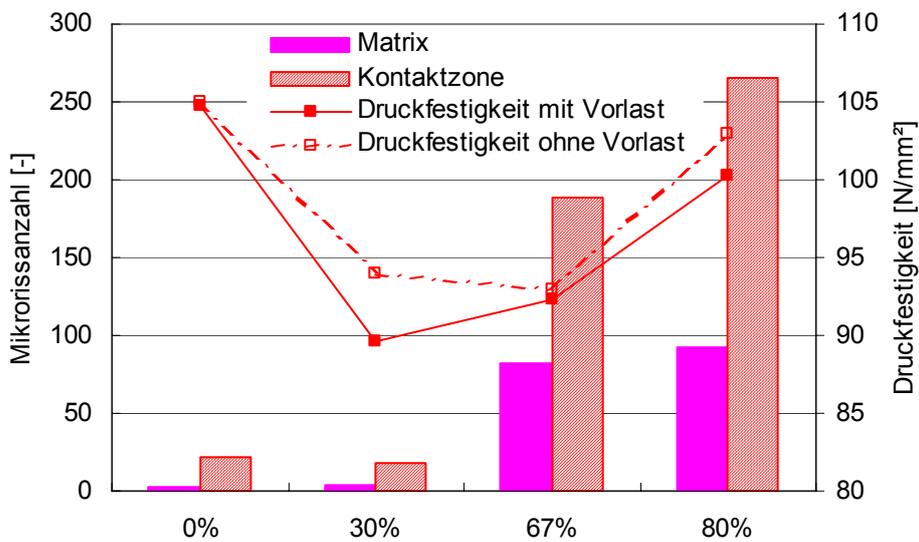


Abb. 206: Mikrorissanzahl und Druckfestigkeitswerte der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper im Vergleich

Weder der Vergleich der Mikrorissanzahl noch der der Mikrorissflächensumme (Abb. 207) mit den erreichten Druckfestigkeitswerten zeigen eine Korrelation miteinander.

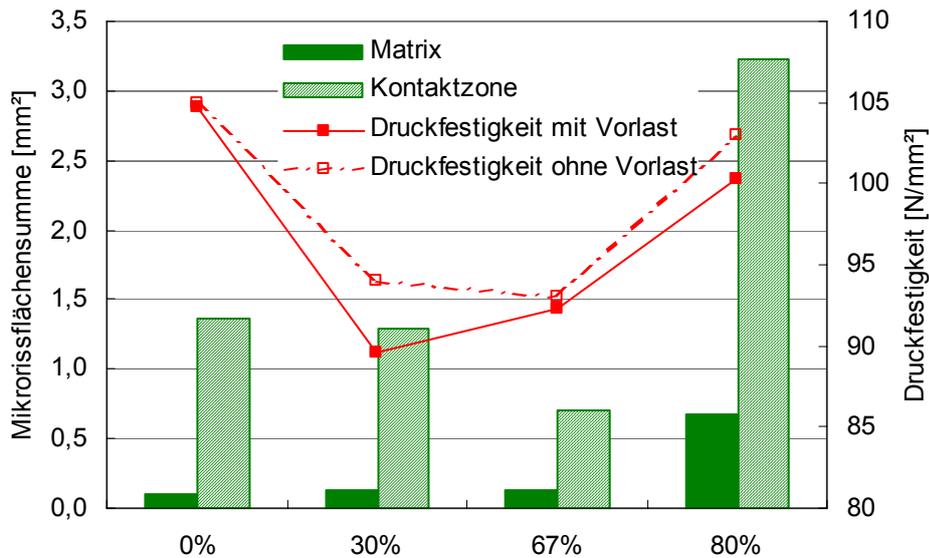


Abb. 207: Mikrorissflächensumme in Matrix und Kontaktzone sowie Druckfestigkeitswerte der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper im Vergleich

Bei den **Spaltzugfestigkeit**sergebnissen ergeben sich nur geringe Unterschiede. Den geringsten Wert mit 5,6 N/mm<sup>2</sup> weist die unbelastete Probe auf, den höchsten mit 6,0 N/mm<sup>2</sup> die 80 % vorbelastete Probe. Die maximale Abweichung der drei Einzelwerte vom Mittelwert betrug 0,5 N/mm<sup>2</sup> (Abb. 208).

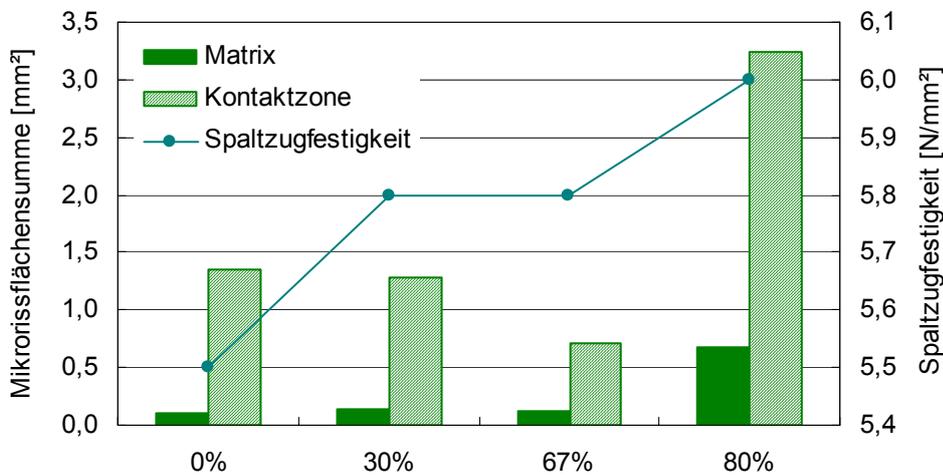


Abb. 208: Mikrorissflächensumme in Matrix und Kontaktzone sowie Spaltzugfestigkeitswerte der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper im Vergleich

Der direkte Zusammenhang zwischen Spaltzugfestigkeit, Druckfestigkeit und Mikrorissflächensumme ist in Abb. 209 für die Mörtelmatrix und Abb. 210 für die Kontaktzone dargestellt. Bei beiden Diagrammen ist keine Abhängigkeit zwischen diesen Kennwerten zu erkennen. Die Einzelwerte liegen weit entfernt von der eingetragenen Trendlinie und lassen keine klare Abhängigkeit erkennen.

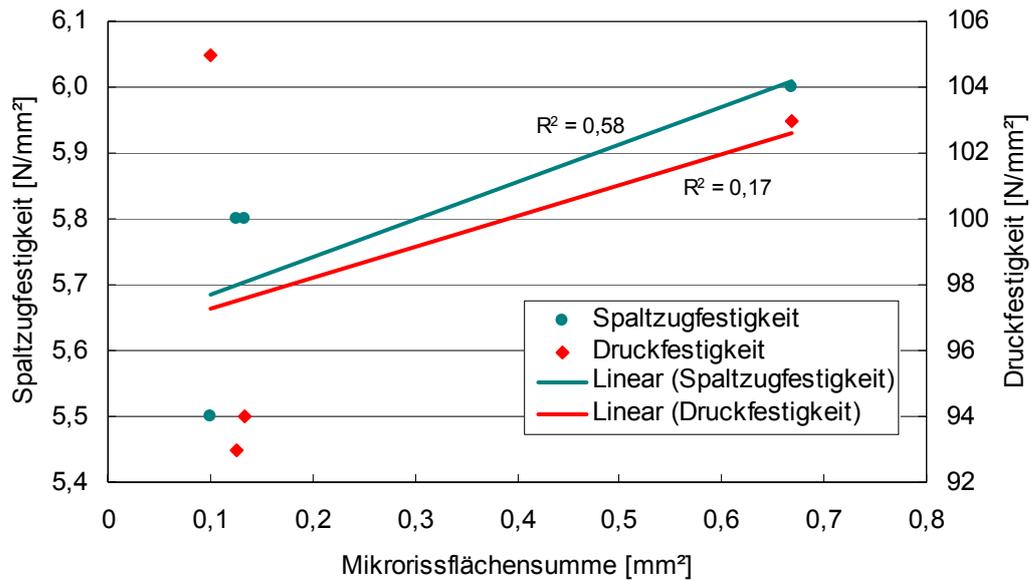


Abb. 209: Zusammenhang zwischen Spaltzugfestigkeit, Druckfestigkeit und Mikrorissflächensumme in der **Mörtelmatrix** der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

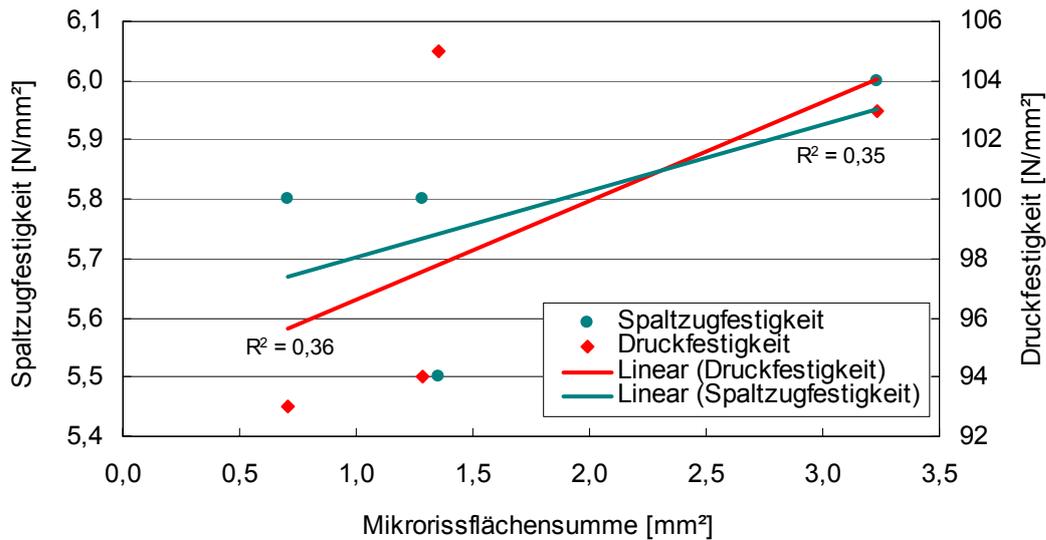


Abb. 210: Zusammenhang zwischen Spaltzugfestigkeit, Druckfestigkeit und Mikrorissflächensumme in der **Kontaktzone** der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Die **maximale Wassereindringtiefe** ist bei den unbelasteten Proben am geringsten und bei den 80 % vorbelasteten am höchsten (Abb. 211). Die Ergebnisse der Mischungen 30 % und 67 % liegen zwischen diesen beiden Extremwerten. Mit steigender Vorbelastung ist eine höhere Wassereindringtiefe wie auch Mikrorissflächensumme sowohl in der Kontaktzone als auch in der Matrix festzustellen (Abb. 212).

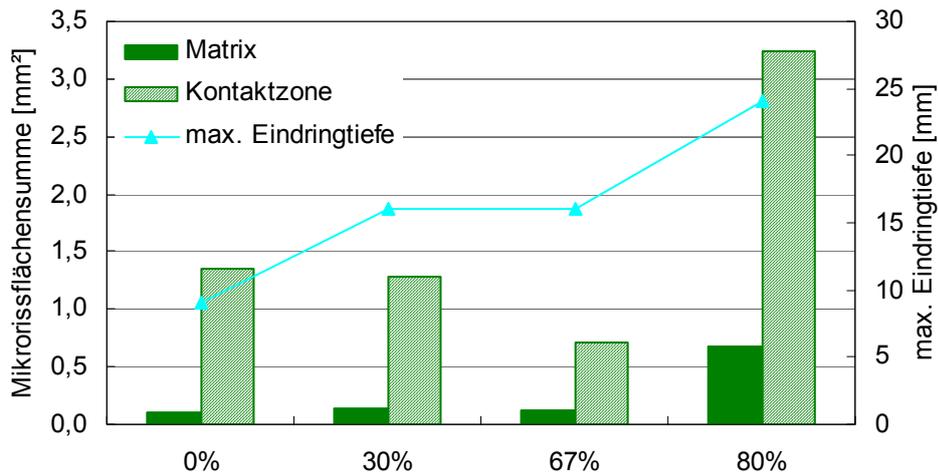


Abb. 211: Mikrorissflächensumme und max. Eindringtiefe der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

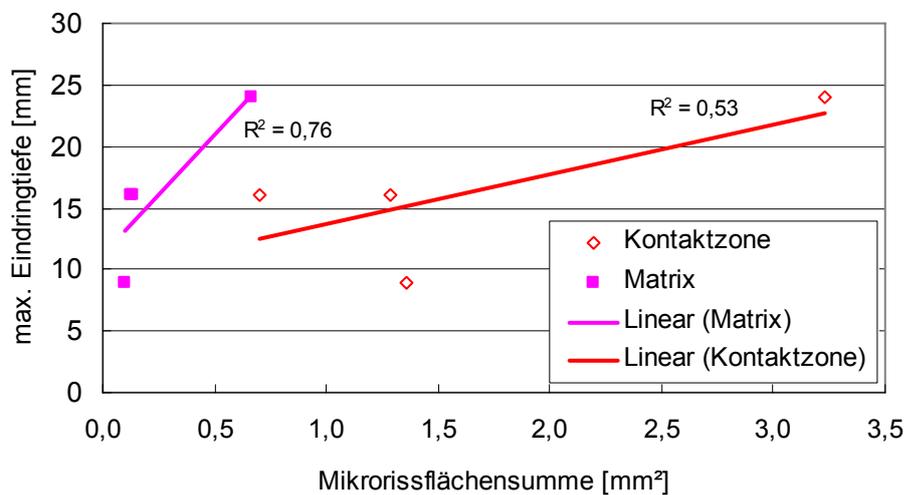


Abb. 212: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme in der Mörtelmatrix und der Kontaktzone und der max. Eindringtiefe in die unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Der Vergleich der maximalen Eindringtiefe mit den Mikrorissen im Randbereich (äußere 12 mm der Probe, ermittelt an der aufsummierten Mikrorissverteilung in Abb. A 22) zeigt kaum eine Korrelation dieser beiden Kennwerte (Abb. 213).

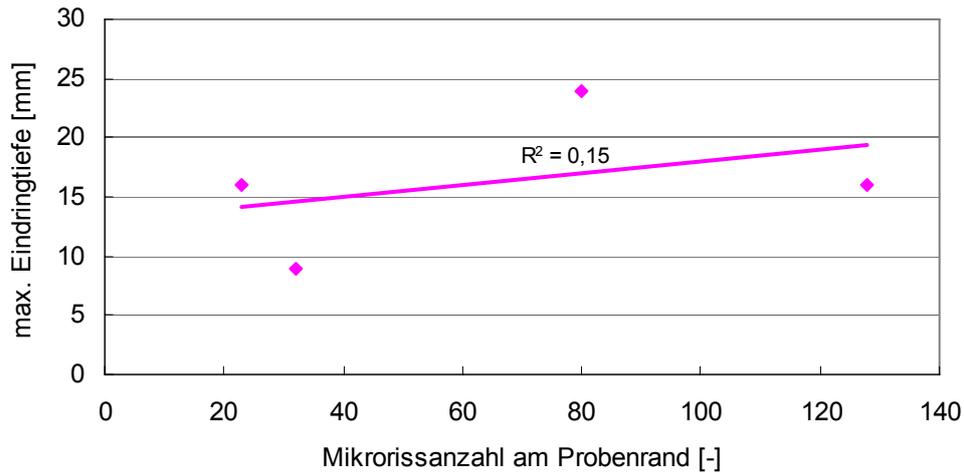


Abb. 213: Zusammenhang zwischen der Mikrorissanzahl am Probenrand und der maximalen Wassereindringtiefe der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

Die Ergebnisse der Untersuchung des **kapillaren Saugens** sind in Abb. 214 in Abhängigkeit der Zeit dargestellt. Die höchste Wasseraufnahme vor allem zu Beginn der Lagerung zeigt die 80 % vorbelastete Probe. Das geringste kapillare Saugen weist über die gesamte Versuchsdauer der 67 % Probekörper auf. Kaum Unterschied besteht zwischen den Mischungen ohne und mit 30 % Vorlast. Die kapillare Wasseraufnahme der unterschiedlich vorbelasteten Proben nach 97 Tagen Lagerung im destillierten Wasserbad zeigt Abb. 215 zusammen mit den Mikrorissflächensummen sowie der Steigung der Kurven der kapillaren Wasseraufnahme zu Beginn. Gute Übereinstimmung zeigt sich zwischen der Mikrorissflächensumme der Mikrorisse in der Kontaktzone und in der Matrix mit der Steigung der Kurve des kapillaren Saugens. Es ergeben sich die Trendlinien wie in Abb. 216 dargestellt mit nur geringen Abweichungen der Einzelwerte. Der Zusammenhang der Steigung des kapillaren Saugens und der Mikrorissanzahl am Probenrand ist in Abb. 217 aufgetragen. Es zeigt sich hier kein Zusammenhang zwischen diesen beiden Kennwerten.

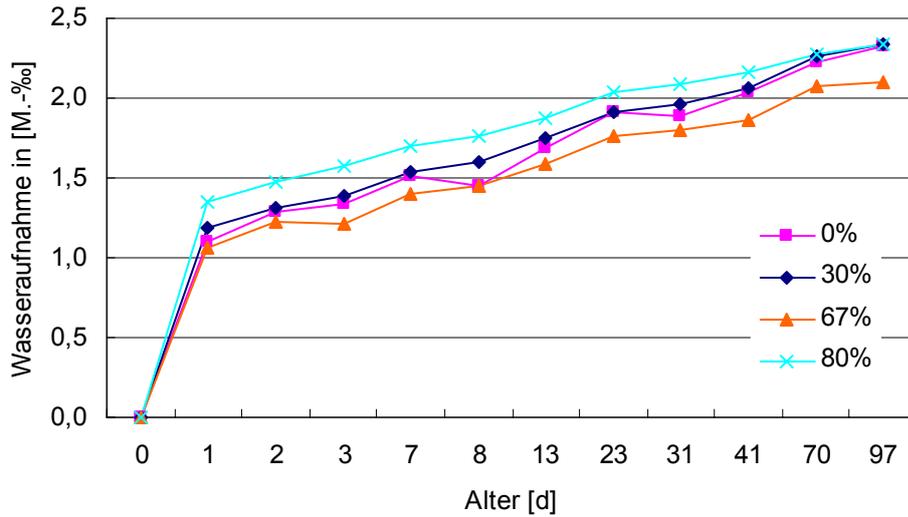


Abb. 214: Zeitlicher Verlauf des kapillaren Saugens der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

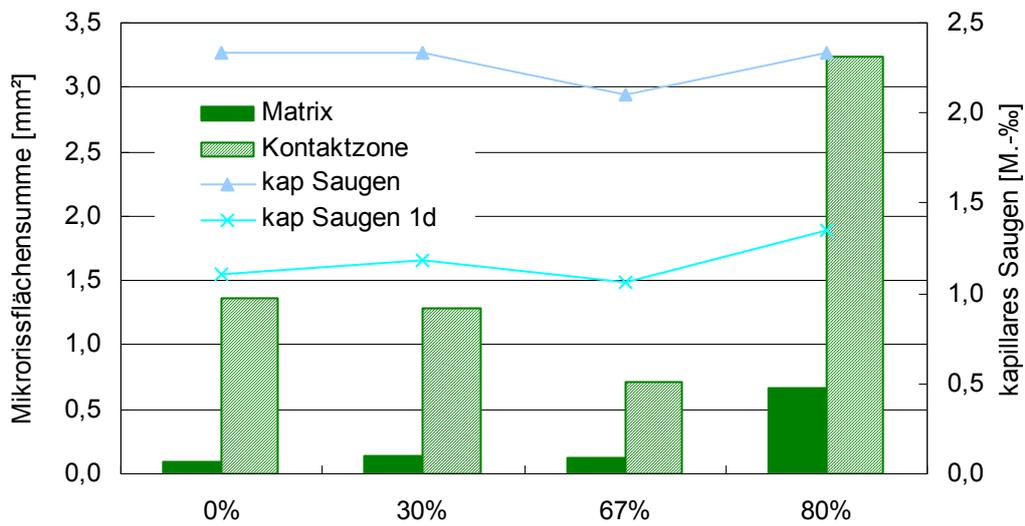


Abb. 215: Mikrorissflächensumme in der Matrix und in der Kontaktzone sowie die zugehörigen Werte des kapillaren Saugens im Prüfalalter von 97 Tagen und dem kapillaren Saugen am ersten Tag

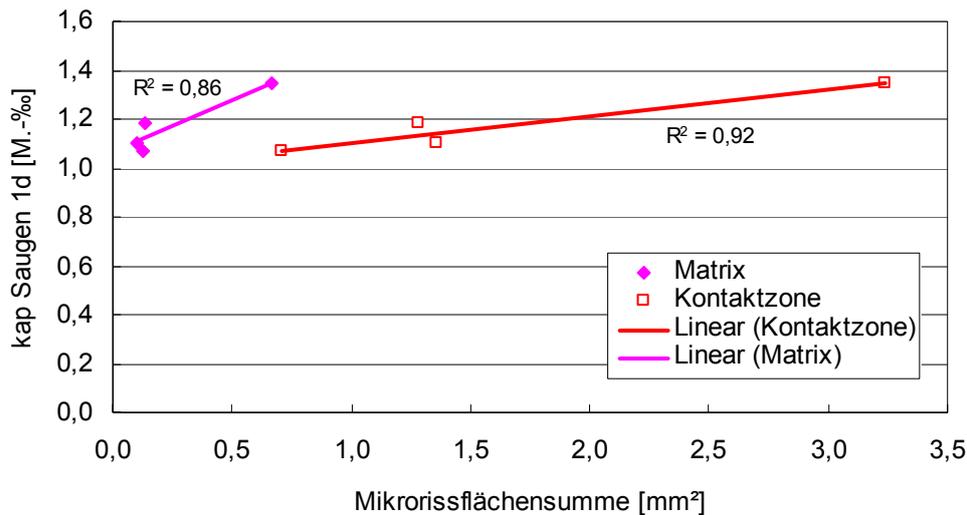


Abb. 216: Zusammenhang zwischen der Mikrorissflächensumme in der Matrix und in der Kontaktzone und der Steigung der Kurve des kapillaren Saugens am ersten Tag der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

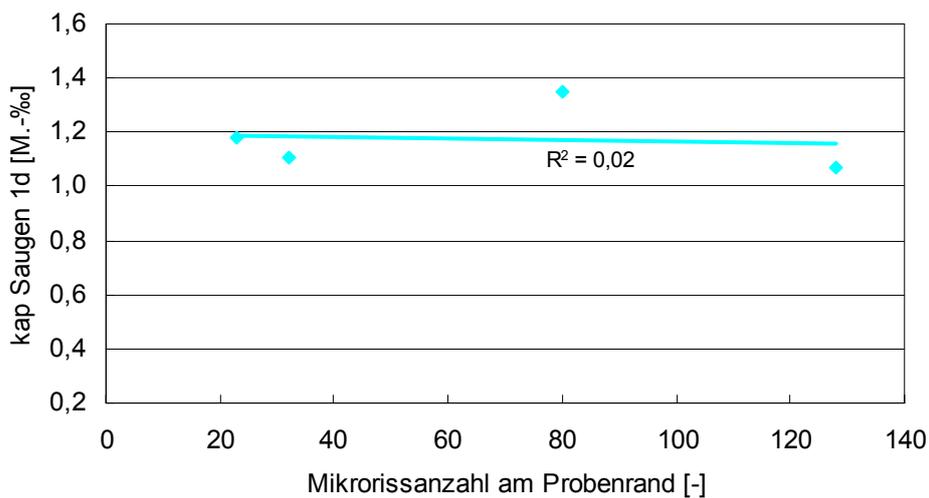


Abb. 217: Zusammenhang zwischen der Mikrorissanzahl am Probenrand und der Steigung der Kurve des kapillaren Saugens am ersten Tag der unterschiedlich vorbelasteten Probekörper

#### 4.5.2.5 Auswertung

##### 4.5.2.5.1 Auswertung der Mikrorissentwicklung unter Belastungseinfluss

Mit zunehmender Höhe der Vorbelastung kommt es bei den untersuchten Probekörpern zu einer steigenden Anzahl von Mikrorissen; vor allem oberhalb 67 % Vorbelastung (Abb. 192). Die geringere Anzahl der Mikrorisse bei 30 % Vorbelastung sind auf die deutlich niedrigere Mikrorissanzahl in der Gesteinskörnung und in der Kontaktzone zurückzuführen.

Die Anzahl der Mikrorisse in der Gesteinskörnung weisen Schwankungen in einer Größenordnung auf, die auf eine zufällige Verteilung unabhängig von der vorangegangenen Belastung schließen lassen (Abb. 193). Es wurde bei der Mikrorissauswertung am Mikroskop kein Mikroriss im Gesteinskorn registriert, der sich in die Mörtelmatrix fortsetzte. Daraus kann geschlossen werden, dass die aufgebrachten Spannungen nicht hoch genug waren, um Mikrorisse in der Gesteinskörnung hervorzurufen und dass die dort vorhandenen Mikrorisse vor dem Einbringen in den Frischbeton bereits existent waren. Diese Beobachtung deckt sich mit den Angaben von /17/, die in ihren Untersuchungen selbst kurz vor Erreichen der Maximallast nahezu keine Mikrorisse im Gesteinskorn feststellten.

Die Mikrorisse im Beton, die ab einem Lastniveau von 67 % deutlich erkennbar auftreten, befinden sich in der Mörtelmatrix und der Kontaktzone. Die Mikrorissanzahl bei 0 % und 30 % Vorlast zeigen geringe Unterschiede, die in Anbetracht der Schwankungen der Mikrorissergebnisse vernachlässigbar klein sind. Dies bestätigt die Versuche von /109, 111/, die unterhalb einer Belastung von 30 % bzw. 50 % der Maximalbelastung keine Gefahr der Mikrorissausbreitung sehen. Die Prüfung des statischen Elastizitätsmoduls wird nach DIN 1045 /152/ unter 30 % der vorher ermittelten Druckfestigkeit durchgeführt. Ziel ist es, im elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungslinie zu prüfen. Die hier ermittelten Ergebnisse bestätigen, dass bis zu diesem Lastniveau von 30 % keine erkennbare Schädigung durch Mikrorissbildung im Beton entsteht und die aufgebrachte Spannung elastisch abgetragen wird.

Die höhere Mikrorissanzahl in der Kontaktzone im Vergleich zur Mörtelmatrix entspricht den Erwartungen, da diese die Schwachstelle im Gefüge der hier untersuchten Betone darstellt. Nach /17, 3/ nehmen die Mikrorisse in der Kontaktzone (Hafrisse) bereits bei einer Laststeigerung auf 40 bis 50 % der Druckfestigkeit zu. Trotz der Zugabe von Silikastaub, die zu einer deutlich dichteren Kontaktzone führt (2.1.5), bleibt diese die Schwachstelle, an der sich bei zunehmender Belastung zuerst der Verbund zwischen Gesteinskorn und Matrix löst, bevor der Mikroriss in der Mörtelmatrix auftritt.

Die Mikrorissflächensumme in der Mörtelmatrix steigt erst bei einer Vorlast von 80 % deutlich an. Bei geringerer Vorlast ist kein bemerkenswertes Mikrorisswachstum zu verzeichnen, was /3/ entspricht, der ab einer kritischen Spannung von 75 bis 90 % der Druckfestigkeit von Mikrorissen in der Matrix spricht, die von Hafrissen in der Kontaktzone ausgehen. In der Kontaktzone weist die Probe mit 67 % Vorlast sogar eine minimale Mikrorissflächensumme auf, was mit den dort besonders kurzen Mikrorissen zusammenpasst. Dies wird bestätigt durch /110/, der im Bereich dieses Lastniveaus ein Volumenminimum der geprüften

Probekörper gemessen hat. Vergleicht man das mit der Anzahl der Mikrorisse, so ist bei einer hohen Anzahl an Mikrorissen eine besonders kleine Mikrorissflächensumme mit kurzen Mikrorissen zu verzeichnen. Die deutlich höhere Mikrorissflächensumme in der Kontaktzone im Vergleich zur Matrix ist ebenso mit der Struktur der Kontaktzone zu begründen. Auch hier zeigt sich, dass trotz der verbesserten Gefügestruktur im Hochfesten Beton die Kontaktzone die Schwachstelle darstellt, die als erstes zum Versagen d. h. zur Mikrorissbildung neigt.

Sowohl bei den Mikrorissen in der Matrix wie auch in der Kontaktzone werden die durchschnittlichen Mikrorissbreiten mit zunehmender Vorbelastung schmaler. Bei den Mikrorissen in der Matrix ist die Verringerung der Mikrorissbreite v. a. zwischen den unbelasteten und den vorbelasteten Probekörpern zu beobachten. Die Spannungen verteilen sich infolge der Inhomogenitäten im Betongefüge nicht gleichmäßig über den Querschnitt und konzentrieren sich an einzelnen Fehlstellen wie Luftporen, Gesteinskörnungskanten oder auch an der Kontaktzone. Erreicht die Spannung eine bestimmte Größenordnung, die zwischen 0 und 30 % der Druckfestigkeit liegt, stellt sich eine gleichmäßigere Spannungsverteilung ein und es kommt zu einer größeren Anzahl von Mikrorissen mit geringeren Mikrorissbreiten. Die geringere durchschnittliche Breite der Mikrorisse in der Matrix im Vergleich zu den Mikrorissen in der Kontaktzone ist auf die Randbedingungen der Mikrorisse zurückzuführen. Die Rissufer der Mikrorisse in der Kontaktzone bestehen aus unterschiedlichem Material, Gesteinskorn und Zementstein. An diesen Trennflächen entstehen zum einen mehr Mikrorisse, auch bei einem niedrigeren Spannungsniveau, und zum anderen entwickeln sich größere Mikrorissbreiten als in der Matrix.

Die durchschnittliche Mikrorisslänge zeigt unabhängig von der Vorbelastung große Unterschiede. Aufgrund der unterschiedlichen Verteilung der Mikrorisslängen sowie der prozentualen Aufteilung der Mikrorisslängen kann gefolgert werden, dass mit zunehmender Mikrorissanzahl oder mit zunehmender Vorbelastung die entstehenden Mikrorisslängen kürzer werden. Stellen sich, wie von /8/ beschrieben, unterhalb von 30 % der maximal aufnehmbaren Belastung keine Mikrorisse ein, so wäre die Abnahme der Mikrorisse von 30 % nach 67 % eine Folge der Belastung. Zu Beginn der Mikrorissbildung infolge von Belastung nehmen die Längen der Mikrorisse ab und die Anzahl der Mikrorisse zu. Es wäre denkbar, dass die Länge der Mikrorisse ab dem Punkt wieder zunimmt, ab dem die Mikrorisse über den Querschnitt der Probekörper gleichmäßig verteilt sind. Kurze Mikrorisse schließen sich zu längeren Mikrorissen zusammen. Das würde den Anstieg der festgestellten durchschnittlichen Risslänge der 67 % vorbelasteten Mischung zu Mischung 80 % erklären.

Die Verteilung der unterschiedlichen Mikrorisslängen in der Gesteinskörnung bei den einzelnen Laststufen (Abb. 198) bestätigen, dass die in den Gesteinskörnungen enthaltenen Mikrorisse weitgehend unabhängig von der hier untersuchten Vorbelastung sind.

Die Verteilung der Mikrorisse über den Probenquerschnitt in der Mörtelmatrix zeigt ebenso wie bei der Kontaktzone, dass die Lasteinleitungsplatten durch Reibungswiderstand den entstehenden Querkzugspannungen entgegenwirken. Die Mikrorisse entstehen verstärkt in der Probenmitte und am seitlichen Probenrand, aber kaum an den Seiten der Lasteinleitung oben und unten. Die Querkzugspannungen, die durch die Vorbelastung entstehen, führen auch zu einer Orientierung der entstehenden Mikrorisse in vertikaler Richtung (z. B. bei 67 % Vorbelastung Matrix, Abb. 203). Die Anhäufung von Mikrorissen an der linken Probenseite bei 67 % Vorbelastung in der Kontaktzone ist mit dem Einfluss der Einfüllseite zu begründen. Da auch an dieser Seite die Mikrorisse in der Gesteinskörnung verstärkt auftreten, ist davon auszugehen, dass eine leichte Entmischung vorlag und sich deshalb mehr grobe Gesteinskörner an der Unterseite ansammelten. Folglich kommt es dort zu höheren Gefügespannungen durch unterschiedliches Verformungsverhalten der Komponenten des Betons, die sich dann mit der Querkzugspannung aus Belastung überlagern und zu einer vermehrten Mikrorissbildung führen.

#### 4.5.2.5.2 Auswertung der Mikrorissbildung und deren Auswirkungen auf Festbetonkennwerte

Zwischen den Ergebnissen der Druckfestigkeitsprüfung und den ermittelten Mikrorisskennwerten besteht kein Zusammenhang. Der Anstieg der Druckfestigkeitswerte mit zunehmender Mikrorissflächensumme ist in den Schwankungen der Druckfestigkeitswerte der einzeln hergestellten Mischungen zu suchen, was sich an den unbelasteten Proben zeigt. Die Druckfestigkeitsdifferenz zwischen unbelasteten und vorbelasteten Probekörpern ist ebenso nicht in Beziehung zu den Mikrorissergebnissen zu setzen. Die zunehmende Spaltzugfestigkeit um  $0,5 \text{ N/mm}^2$  ist mit der zunehmenden Mikrorissflächensumme und auch der zunehmenden Mikrorissanzahl als zufällig anzusehen, da die Schwankungen der Spaltzugfestigkeit in der Regel höher als der hier verzeichnete Anstieg sind. Überdies ist aufgrund der Art der Prüfung nicht zu erwarten, dass die Vorbelastung durch Druck Einfluss auf die Spaltzugprüfung hat. Die Spaltzugprüfung induziert an den Prüfplatten der Presse Druck und in der Mitte der Probekörper - zwischen den Druckplatten im Probeninneren - Zugspannungen. Die Vorschädigung durch die Vorbelastung ist hauptsächlich auf halber Höhe des Probekörpers an den seitlichen Probenrändern aufgrund der entstehenden

Querzugspannungen zu suchen. Diese werden durch die Zugspannungen beim Spaltzugversuch nicht verstärkt.

Mit ansteigender Vorbelastung ist ein Anstieg der maximalen Wassereindringtiefe festzustellen. Als Ursache dafür ist die Zunahme der Mikrorisse mit zunehmender Vorbelastung anzusehen. Besonders die Mikrorissflächensumme in der Matrix korreliert gut mit der maximalen Wassereindringtiefe. Ebenso steht die kapillare Wasseraufnahme in deutlicher Relation zur Mikrorissflächensumme in Matrix und Kontaktzone. Die Steigung der Kurve des kapillaren Saugens zu Beginn der Einlagerung ins Wasserbad korreliert sehr stark mit den Mikrorissen in der Matrix und in der Kontaktzone. Die Anzahl der Mikrorisse am Probenrand zeigen dagegen kaum einen Zusammenhang mit den Ergebnissen der WU-Prüfung und auch des kapillaren Saugens. Dies lässt darauf schließen, dass nicht die Mikrorisse an der Oberfläche für die starke Wasseraufnahme ursächlich sind, sondern die Mikrorisse im gesamten Probekörper. Durch den niedrigen w/b-Wert, der in dieser Probenserie verwendet wurde, kann von einem inneren Austrocknen im Hochfesten Betonprobekörper ausgegangen werden. Dies führt zu einem starken Konzentrationsgefälle der Feuchte im Inneren des Probekörpers im Vergleich zur mit Wasser beaufschlagten Prüffläche. Sind nun geringe Verbindungen durch Kapillaren oder Mikrorisse dazwischen vorhanden, kann es zusätzlich zum kapillaren Saugen zur Wasserdampfdiffusion kommen. Überdies ist davon auszugehen, dass mit zunehmender Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme die Vernetzung der Mikrorisse enger wird und dadurch das Wasser tiefer und leichter in den Beton eindringen kann.

## 5 Modellversuche und numerische Modellierung

Um die im Versuch ermittelten Ergebnisse rechnerisch zu erfassen und den Einfluss einzelner Parameter systematisch untersuchen zu können, wurden stark abstrahierte Versuchsprobekörper entwickelt und experimentell und rechnerisch untersucht. An hierfür hergestellten Modellprobekörpern wurde das Verhalten des Betons im Zusammenspiel der Komponenten Zementsteinmatrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung im Versuch vereinfacht abgebildet und dieses Verhalten numerisch untersucht. Mittels des FEM-Programms ADINA 8.0 wurden die Modellprobekörper nachgebildet, verschiedene Parameter variiert und die Entstehung von Mikrorissen mit den errechneten Zugspannungen verglichen. Diese Modellierung ist ein erster Schritt in die Modellierung von Beton auf dieser Betrachtungsebene und die Basis für zukünftige, detailliertere Untersuchungen. Das hier vorliegende Kapitel stellt somit eine Ergänzung zum vorangegangenen experimentellen Teil der Arbeit dar.

### 5.1 Modellversuche

Bei der experimentellen Untersuchung wurden Modellprobekörper mit Gesteinskörnern unterschiedlicher Größe und geometrischer Form hergestellt und hinsichtlich der Mikrorissbildung untersucht. Den Modellprobekörpern liegt die Modellvorstellung eines kleinen Ausschnitts aus dem Gefüge des Betons, bestehend aus einem einzelnen Gesteinskorn und dem ihn umgebenden Zementstein zugrunde.

#### 5.1.1 Modellgesteinskörnung

Es wurden acht Modellprobekörper mit gleichen Außenabmessungen, aber unterschiedlichen geometrischen Formen und Größen des Gesteinskorns hergestellt (Tabelle 7). Die verwendete Modellgesteinskörnung wurde aus Großkörnern aus Münchener Moränenkies herausgearbeitet. Die Modellgesteinskörnung wurde auf die entsprechenden Abmessungen gesägt und geschliffen (Abb. 218).

Tabelle 7: Übersicht über die Modellbetonprobekörper und deren Bezeichnung

Modellnummer	Gesteinskörnungsform	Breite [cm]	Höhe [cm]	Bezeichnung
	in der zweidimensionalen Ansicht			
1	Quadrat	6	6	Modell_60X60
2	Quadrat	5	5	Modell_50X50
3	Quadrat	4	4	Modell_40X40
4	Quadrat	3	3	Modell_30X30
5	Rechteck	2	4	Modell_20X40_stehend
6	Rechteck	4	2	Modell_40X20_liegend
7	Raute	4	4	Modell_40X40_Raute
8	Kreis	Durchmesser: 4		Modell_Kreis_D40
9	-	-		Modell_Matrix

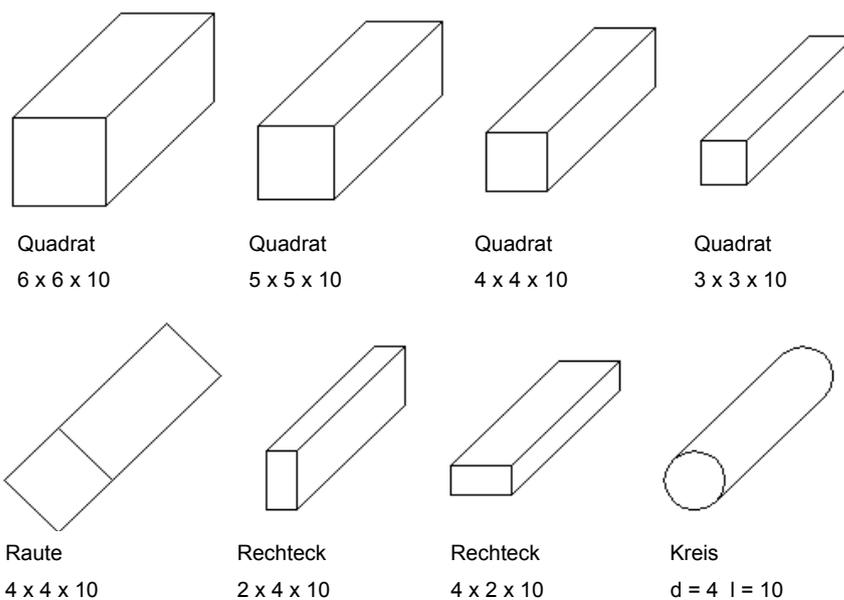


Abb. 218: Gesteinskörnungsgeometrien in den einzelnen Modellbetonprobekörpern (Maße in cm)

### 5.1.2 Herstellung der Modellprobekörper

Die Modellgesteinskörnung wurde mithilfe einer seitlichen Kunststoffauflagerung in einer Würfelschalung mit 10 cm Kantenlänge fixiert, so dass sie jeweils mittig im Probekörper lag und mit Frischmörtel vergossen werden konnte (Abb. 219 a, b und c). Zur Bestimmung der Mikrorissbildung in der ungestörten Mörtelmatrix wurde als Referenzprobekörper ein Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm aus reinem Mörtel ohne Gesteinskörnung größer 4 mm

erstellt (Modell\_Matrix). Die Rezeptur des verwendeten Mörtels ist in Tabelle A 7 im Anhang: Beton- und Mörtelrezepte angegeben. Der Mörtel entspricht der Zusammensetzung des Mörtels der Mischung A im Kapitel 4.4.1 bis zu einem Größtkorn von 4 mm.



a  
Abb. 219: a: Gesteinskörnung in der Schalung vor Einfüllen des Mörtels am Modell\_40x40\_Raute  
b: Befüllen der Form mit Frischmörtel  
c: Modellprobekörper nach dem Ausschalen mit der anhaftenden Kunststoffauflagerung

Anschließend wurden die Modellprobekörper analog zu Kap. 3.1.1 präpariert, so dass eine Scheibe als zweidimensionaler Modellprobekörper entstand (Abb. A 23 links und rechts).

### 5.1.3 Bestimmung der Werkstoffparameter des Modellbetons

Parallel zu den Modellprobekörpern für die Mikrorissuntersuchung wurden, entsprechend den Prüfungen für Festbeton (siehe Kap. 4.2) Festmörtelprüfungen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle A 15 im Anhang: Frisch- und Festbetonkennwerte dargestellt. Die Werkstoffparameter der Modellgesteinskörnung wurden ebenso im Laborversuch als Mittelwert aus drei Prüfungen ermittelt und sind in Tabelle A 16 aufgeführt.

### 5.1.4 Problematik der Untersuchung und Auswertung der Modellprobekörper

Bei der Auszählung der Mikrorisse sind verschiedene Aspekte zu beachten. Durch die unterschiedliche Größe der verwendeten Modellgesteinskörnung im stets gleichen Modellprobekörper kann nicht die ganze Fläche der jeweils unterschiedlich großen Mörtelmatrix als Grundlage der Auswertung herangezogen werden. Um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, müssten die Mikrorisse auf eine Flächeneinheit bezogen werden. Diese Art der Auswertung vermischt aber den Einfluss der verwendeten Modellgesteinskörnung mit dem der umgebenden Mörtelmatrix, die zudem verschiedene Dicken aufweist. Alternativ wurde angedacht, immer die gleiche Anzahl an Kästchen (siehe hierzu Kapitel 0) rund um das Modellgesteinskorn zur Auswertung heranzuziehen. Dies führt

aber durch die unterschiedlichen Modellgesteinskorngrößen zu unterschiedlichen Flächen, die ausgewertet und verglichen werden. Überdies käme es zu Problemen bei der Berechnung der durchschnittlichen Mikrorisslänge und Mikrorissbreite. Vor diesem Hintergrund wurde die Ergebnisdarstellung und die Auswertung der Mikrorisse in den Modellprobekörpern, wie im nachfolgenden Abschnitt beschrieben, vorgenommen.

#### 5.1.5 Ergebnisse der Untersuchung der Mikrorisse an den Modellprobekörpern

Die Untersuchung der Mikrorisse erfolgte an Probekörpern, deren Probenvorbereitung und Auswertung analog zu Kap. 3.1 erfolgte. Im Unterschied zu den Probekörpern, die Gegenstand der vorangegangenen Kapitel war, war hier die Präparation der Außenfläche nicht sinnvoll, so dass die Summe von allen drei Innenflächen (gesägte Flächen) der Modellprobekörper zur Mikrorissuntersuchung und -auswertung herangezogen werden konnte. In die Ergebnisse der Mikrorissuntersuchung gingen nur die Mikrorisse in der Mörtelmatrix ein. Risse und Mikrorisse im Gesteinskorn wurden nicht berücksichtigt. Im hier vorliegenden Kapitel werden nur die Mikrorisse dargestellt, die vom Modellgesteinskorn ausgehen oder sich in unmittelbarer Umgebung des enthaltenen Modellgesteinskorns befinden. So ist es möglich, den Zusammenhang zwischen Mikrorissbildung und Gesteinskörnungsform bzw. Gesteinskörnungsgröße klar darzustellen. Außerhalb des betrachteten Bereichs liegt eine zufällige Verteilung der Mikrorisse im Zementstein vor. Als Vergleich dafür wurde eine Probe aus reinem Mörtel hergestellt (Modell\_Matrix). Die Modellgesteinskörnung ist in der Darstellung der Mikrorissverteilung grau hinterlegt (siehe Abb. 220 bis Abb. 223). Die Ergebnisse der Mikrorisszählung sind in Tabelle A 24 im Anhang: Mikrorisskennwerte zu entnehmen. Die Einfüllrichtung des Betons bei der Herstellung der Probekörper ist bei den hier untersuchten Probekörpern an der Oberseite, wie in Abb. 220 dargestellt.

Das **Modell\_Matrix** weist die in Abb. A 24 im Anhang: Modellierung dargestellte Mikrorissverteilung über den Probekörper auf. Die Mikrorisse verteilen sich homogen auf die gesamte Fläche der Probe. Sie beginnen entweder an einem Gesteinskorn (Größtkorn 4 mm) oder an einer Luftpore und enden in der Matrix oder verbinden zwei Gesteinskörner miteinander. Bei den Gesteinskörnungen bilden sich die Mikrorisse vorwiegend an den Ecken, d. h. an den Stellen mit Richtungswechseln der Geometrie (siehe Abb. A 25 a und b).

Bei **Modell\_60x60** wurden jeweils, ausgehend von den Eckpunkten der enthaltenen Gesteinskörnung, Mikrorisse festgestellt, die sich diagonal zu den Probekörperecken

verbreiten (Abb. A 26). Ebenso verlaufen mehrere Mikrorisse ausgehend von der Mitte an drei Kanten des Modellgesteinskorns senkrecht zu den Probenaußenkanten hin (Abb. 220 links).

Bei **Modell\_50x50** traten die Mikrorisse ebenso an den Eckpunkten der Modellgesteinskörnung auf. Am unteren linken Eckpunkt der Gesteinskörnung zeigt sich bei diesem Modell kein Mikroriss. Ein Mikroriss verläuft ähnlich wie bei Modell\_60x60 senkrecht von einer Kante der Modellgesteinskörnung zu der Probenoberfläche (Abb. 220 rechts). Die Mikrorissflächensumme und die Mikrorissanzahl liegen deutlich unter den Werten des Modell\_60x60.

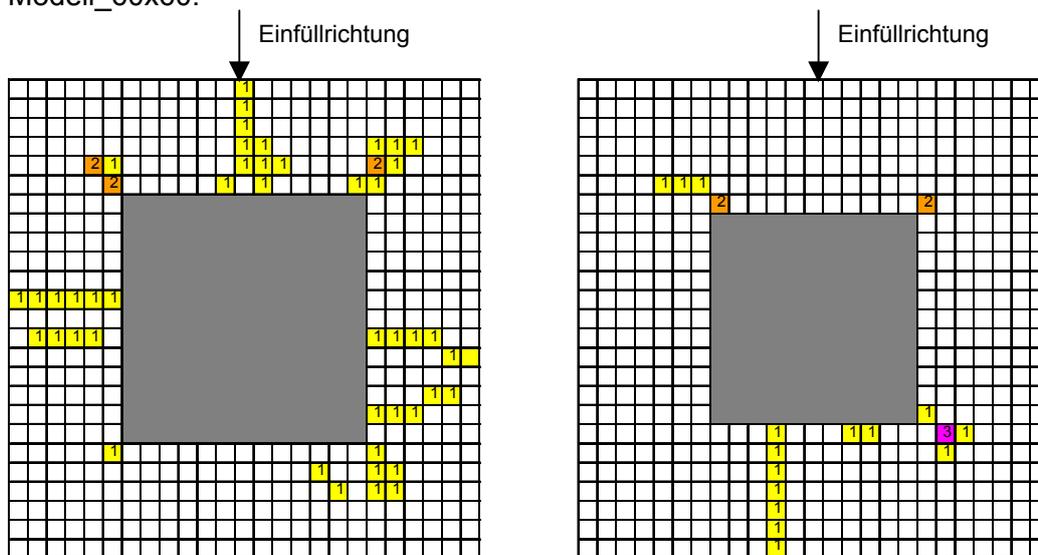


Abb. 220: Mikrorissverteilung der Mikrorisse um die Gesteinskörnung der Modelle 60x60 und 50x50

Am **Modell\_40x40** sind die Mikrorisse ebenso an den Eckpunkten der Modellgesteinskörnung wie bei den beiden vorherigen Modellen zu beobachten. Ein Mikroriss geht senkrecht von einer Kante der Modellgesteinskörnung aus und endet nach zwei Kästchen, also nach 8 mm. Die ermittelten Mikrorisskennwerte (Tabelle A 24, Abb. 225, Abb. 226) sind geringer als bei den vorangegangenen Modellen (Abb. 221 links).

Die Mikrorisse zeigen sich bei **Modell\_30x30** an drei Gesteinskörnungsecken. Die durchschnittliche Mikrorissbreite, -länge sowie die Mikrorissflächensumme und auch die Mikrorissanzahl sind deutlich geringer als bei den größeren Quadratmodellen (Abb. 221 rechts).

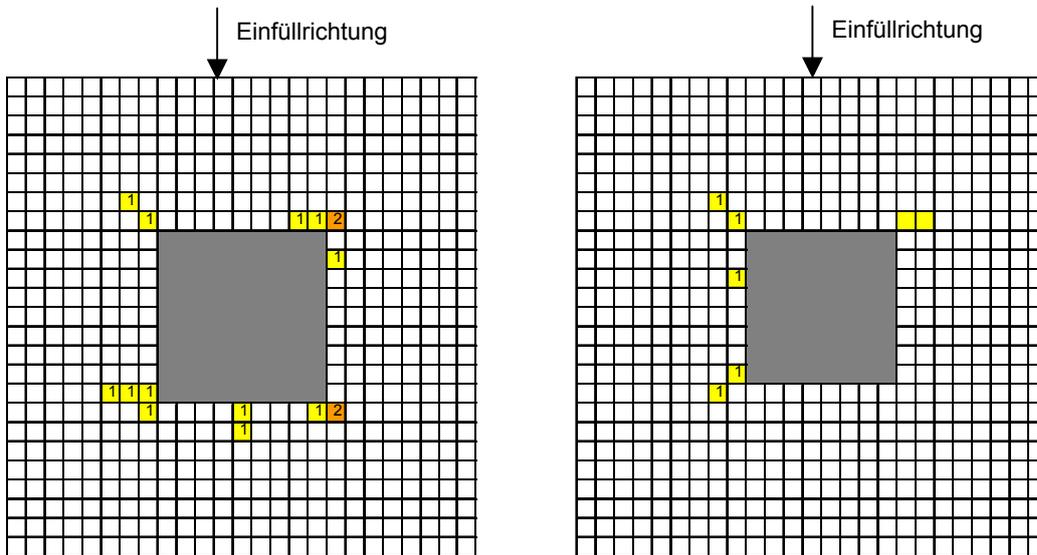


Abb. 221: Mikrorissverteilung der Mikrorisse um die Gesteinskörnung der Modelle 40x40 und 30x30

Die Modelle 40x20\_liegend und 20x40\_stehend weisen im Unterschied zu den bisher behandelten Modellen eine Geometrie der Modellgesteinskörnung mit unterschiedlichen Kantenlängen auf. Die Form mit dem Seitenlängenverhältnis von 2:1 stellt eine Simulation eines ungünstig geformten Kornes nach DIN EN 12 360 /153/ dar. Die Mikrorisse treten, genauso wie bei den quadratischen Modellen, an den Ecken der Gesteinskörnung auf und verlaufen diagonal in Richtung der Probekörperecken (Abb. 222). Beim **Modell\_40x20\_liegend** sind deutlich weniger und kürzere Mikrorisse zu erkennen als beim **Modell\_20x40\_stehend**. Das parallel der Einfüllrichtung ausgerichtete Gesteinskorn ist mit einer Vielzahl von Mikrorissen umgeben, die von den Kanten des Kornes in Richtung Probekörperrand verlaufen (Abb. A 27 a, b, c und d).

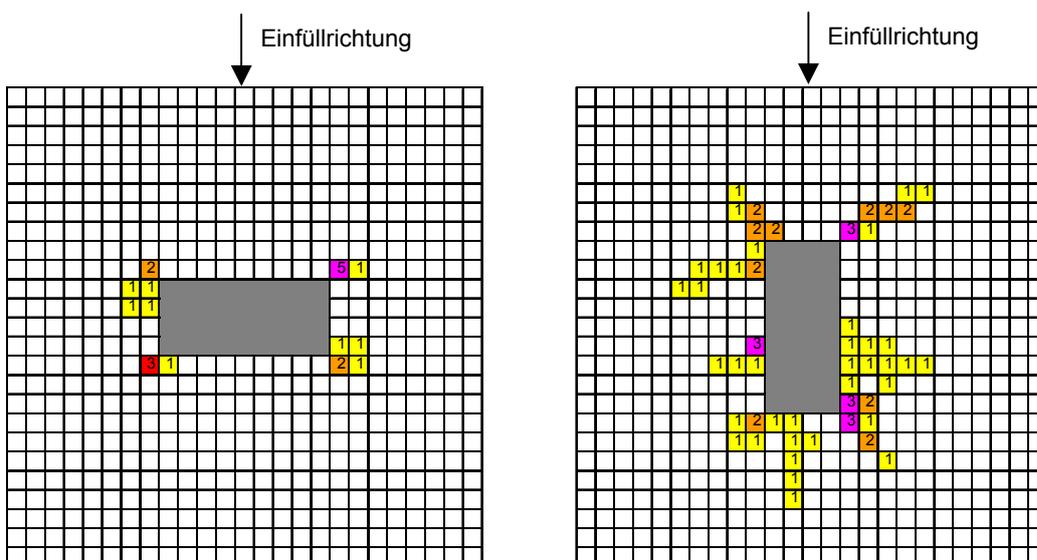


Abb. 222: Mikrorissverteilung der Mikrorisse um die Gesteinskörnung der Modelle 40x20\_liegend und 20x40\_stehend

Das **Modell\_40x40\_Raute** ist ähnlich dem Modell\_40x40, wobei die Gesteinskörnung um 45° gedreht wurde. Die entstandenen Mikrorisse, die im Kontakt mit der Gesteinskörnung stehen, beginnen an den Ecken der Gesteinskörnung und verlaufen senkrecht oder waagrecht auf die Probekörperaußenkanten zu (Abb. 223 links). An zwei Gesteinskörnungsecken verlaufen Mikrorisse mehrfach bis an den Probekörperperrand, bzw. zur Einfüllseite nach oben (Abb. A 28 a und b).

Das **Modell\_Kreis\_D40** mit der kreisförmigen Gesteinskörnung stellt eine Abstraktion einer optimal geformten Kornes mit der gewünschten gedrunenen Form dar. Es weist mehr Mikrorisse auf als die anderen Modelle mit ähnlich großer Fläche im Querschnitt. Die Mikrorisse beginnen an der Gesteinskörnung und verlaufen radial nach außen, nahezu immer senkrecht zur Tangente des Ausgangspunktes auf dem Kreisumfang (Abb. A 29). Ein Mikroriss verläuft vom Modellgesteinskorn bis zur Einfüllseite nach oben (Abb. 223).

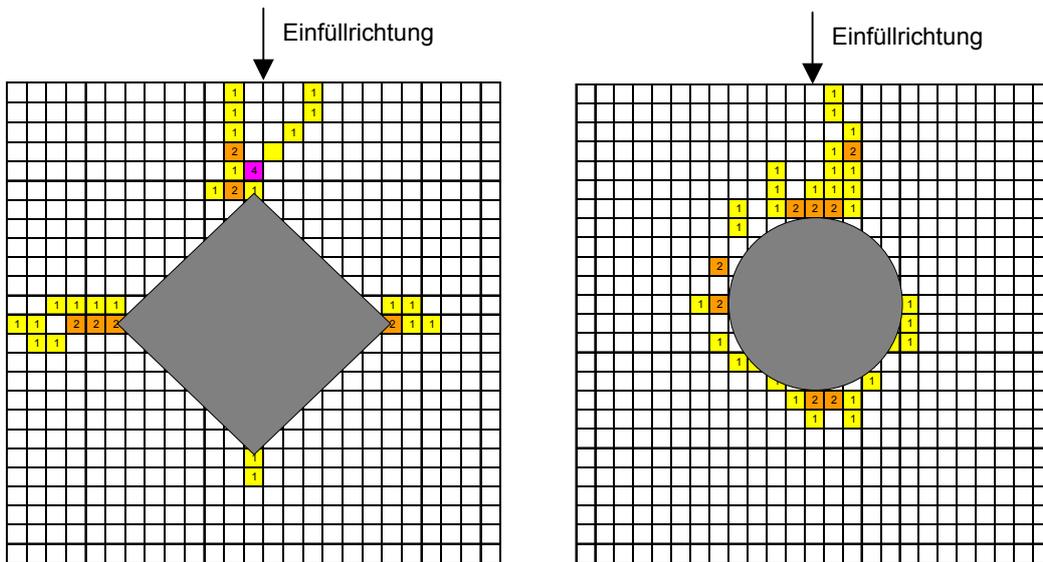


Abb. 223: Mikrorissverteilung der Mikrorisse um die Gesteinskörnung der Modelle 40x40\_Raute und Kreis\_D40

Die ermittelte Anzahl an Mikrorissen in direkter Umgebung der Modellgesteinskörnung ist in Abb. 224 dargestellt. Die höchste Anzahl an Mikrorissen weist das Modell\_20x40\_stehend auf, die geringste das Modell\_30x30. Mit abnehmender Größe der Modellgesteinskörnung nimmt auch die Anzahl der Mikrorisse ab, insbesondere zwischen dem Modell\_60x60 und Modell\_50x50. Das Modell\_Kreis\_D40 zeigt ähnlich viele Mikrorisse wie das Modell\_40x40\_Raute, während das Modell\_40x20\_liegend nur rund halb so viele entwickelt wie Raute und Kreis und nur knapp ein Drittel der Mikrorissanzahl des Modells\_20x40\_stehend.

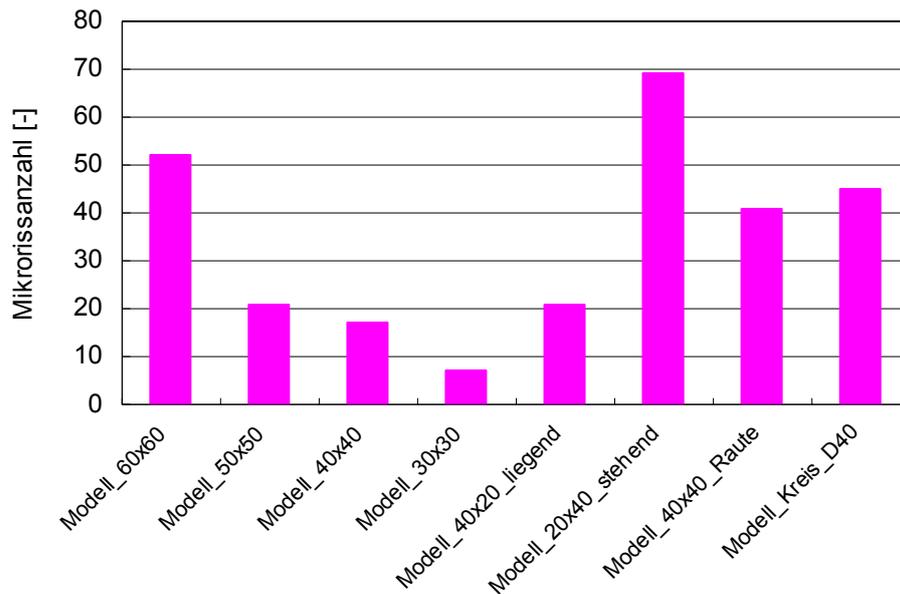


Abb. 224: Mikrorissanzahl der Modellprobekörper mit unterschiedlichen Geometrien der Modellgesteinskörnung

Der Vergleich der durchschnittlichen Mikrorissbreite, Mikrorisslänge und der Mikrorissflächensumme der Modellprobekörper mit quadratischer Modellgesteinskörnung zeigt analoges Verhalten aller Mikrorisskennwerte. Mit abnehmender Kantenlänge der Modellgesteinskörnung werden die Mikrorisse schmaler, kürzer und folglich die Mikrorissflächensumme geringer (Abb. 225). Besonders stark ist die Abnahme der Kennwerte des Modells\_60x60 und 50x50.

Die geringste Mikrorissflächensumme der Modellprobekörper mit unterschiedlichen geometrischen Formen der Modellgesteinskörnung weisen Modell\_40x40 und Kreis\_D40 auf (Abb. 226). Die rechteckigen und rautenförmigen Modelle zeigen höhere Werte. Die durchschnittliche Mikrorisslänge ist bei Modell\_40x40 und Modell\_40x20\_liegend gleich, während Modell\_20x40\_stehend und 40x40\_Raute rund doppelt so lange und Modell\_Kreis\_D40 die kürzesten Mikrorisse zeigt. Die durchschnittliche Schwankungsbreite der Mikrorissbreite beträgt ca. 5  $\mu\text{m}$ . Die Modelle\_40x20\_liegend und 40x40\_Raute zeigen die größten Mikrorissbreiten.

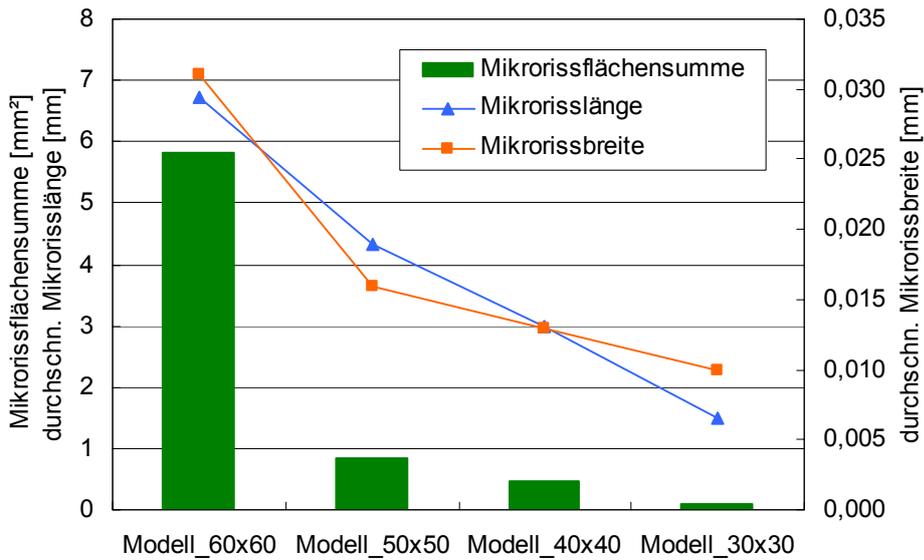


Abb. 225: Mikrorissflächensumme, durchschnittliche Mikrorisslänge und Mikrorissbreite der Modellprobekörper mit unterschiedlichen Größen der quadratischen Modellgesteinskörnung

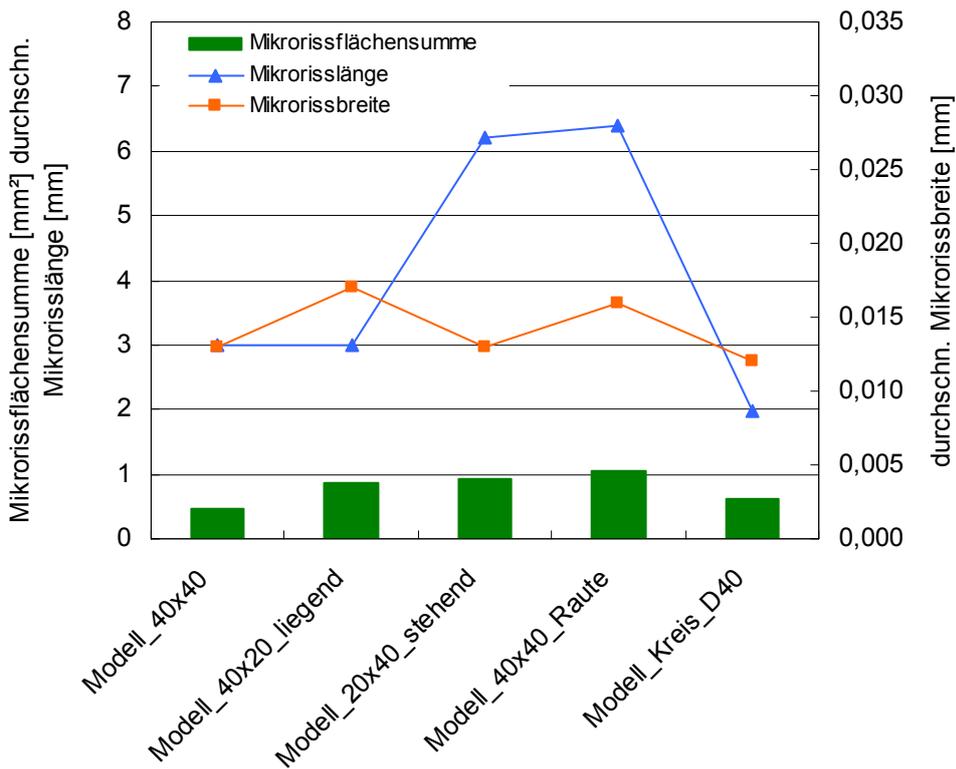


Abb. 226: Mikrorissflächensumme, durchschnittliche Mikrorisslänge und Mikrorissbreite der Modellprobekörper mit unterschiedlichen Geometrien der Modellgesteinskörnung



Die Mikrorisse treten bei den Modellen 20x40\_stehend und 40x20\_liegend analog zu den Modellen mit quadratischer Gesteinskörnung, an den Ecken aufgrund der erhöhten Zugspannungen durch die Kerbwirkung auf. Die großen Unterschiede in Mikrorisslänge und Mikrorissflächensumme, die beim Modell 20x40\_stehend auftreten, im Vergleich zur gedrehten Gesteinskörnung des Modells 40x20\_liegend, können mit dem Einfluss der Einfüllrichtung begründet werden. Der eingefüllte Frischmörtel kann durch Nachsacken später abrutschen und Sackungsrisse ähnlich, wie beim Baustellenbeton an Bewehrungsstäben verursachen. Zusätzlich ist auch hier der kurze Abstand zwischen Gesteinskörnung und Probekörperoberfläche begünstigend für das Mikrorisswachstum aufgrund von Schwindverformungen zu nennen - vor allem an der feinemörtelreichen Einfüllseite. Überdies ist ein verstärktes Austrocknungsschwinden an der Betonieroberfläche im Vergleich zu den Schalungsflächen im jungen Alter möglich.

Beim Modell 40x40\_Raute ist die auffallend große durchschnittliche Mikrorisslänge vor allem auf die durchgehenden Mikrorisse, die von den Rautenecken der Gesteinskörnung ausgehen und bis zur Einfüllseite oder bis zum Probenrand des Modellprobekörpers verlaufen, zurückzuführen (Abb. A 28). Dieses Modell weist dieselbe Geometrie auf wie das Modell\_40x40, und infolgedessen kann von einem gleich hohen Niveau der auftretenden Zugspannungen ausgegangen werden. Jedoch ist der Abstand der Gesteinskörnungsecke zur Außenseite des Modellprobekörpers Modell\_40x40\_Raute kleiner, und der Widerstand, der den gleich hohen Beanspruchungen entgegengesetzt wird, geringer. Verstärkt wird dieser Einfluss durch die Nebenwirkungen der Einfüllrichtung des Frischbetons von oben. Die im Vergleich zu den anderen Seiten feinteilreichere Matrix an der Einfüllseite neigt zum größeren Schwinden und bewirkt stärkere Mikrorissbildung durch die vorherrschenden Kerbspannungen an der oberen Rautenecke.

Trotz der hohen Mikrorissanzahl weist das Modell\_Kreis\_D40 eine ähnlich hohe Mikrorissflächensumme auf wie Modell\_40x40. Dies ist mit der geringeren Mikrorissbreite und -länge beim Modell Kreis\_D40 und der Geometrie des Kreises zu begründen. Die fehlende Kerbwirkung bei der Kreisform - im Vergleich zu den Modellen mit eckiger Gesteinskörnung - führt zu geringeren Zugspannungen und vor allem zu keinen Spannungsspitzen an den einspringenden Ecken in der Mörtelmatrix (siehe auch Abb. 228).

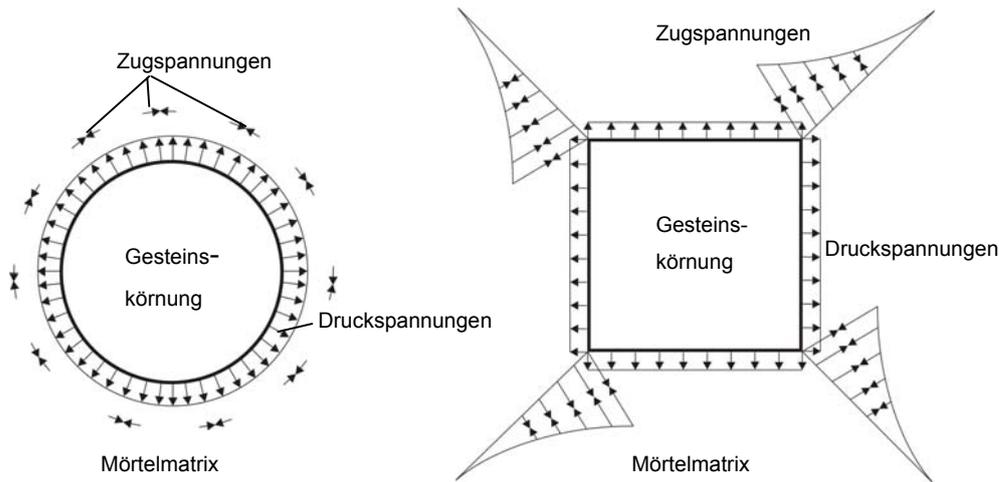


Abb. 228: Schematische Spannungsverteilung an kreisförmiger und quadratischer Gesteinskörnung in der Mörtelmatrix

### 5.1.7 Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Modellbetonversuchen

Bei der experimentellen Untersuchung der Mikrorissbildung am Modellbeton wurden acht Modelle mit einer Modellgesteinskörnung unterschiedlicher Form und Größe hergestellt und auf Mikrorissbildung untersucht. Folgende Beobachtungen wurden gemacht:

- Die Mörtelmatrix weist einen geringeren Elastizitätsmodul und ein höheres Schwinden auf als die Gesteinskörnung. Somit erfährt die Mörtelmatrix eine Volumenverringerng, während die steife Gesteinskörnung sich nicht verformt. Es kommt zu Spannungen in der Kontaktzone und bei Überschreitung der Zugfestigkeit zur Mikrorissbildung.
- Kanten und Ecken der Gesteinskörnung führen bei Schwindverformung zu Kerbspannungen in der Mörtelmatrix und bewirken eine vermehrte Mikrorissbildung.
- Gesteinskörnung mit gekrümmter Oberfläche führen zu Mikrorissen mit deutlich geringerer Mikrorissbreite und Mikrorisslänge als Gesteinskörnungen mit kantiger Oberfläche.
- Betone mit Gesteinskörnung gedrungener Form weisen kürzere und somit geringere Mikrorissflächensummen auf als mit Gesteinskörnung ungünstiger länglicher Kornform.
- Je größer die Gesteinskörnung ist und je geringer die Schichtdicke der umgebenden Mörtelmatrix, umso länger und breiter sind die von ihr ausgehenden Mikrorisse. Ausgangspunkt für die Mikrorisse ist die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein, insbesondere an Ecken und Kanten.

- Bei Modellbetonen deren Gesteinskörnung mit ihren Kanten oder Spitzen in der Nähe der Oberfläche des Modells, also an der Einfüllseite lagen, hat die Mikrorissbreite Werte erreicht, die im Bereich von Makrorissen liegen. Als Ursache hierfür ist der Einfluss der Einfüllrichtung zu sehen.

## 5.2 Numerische Abbildung und Vergleich mit Modellbeton

Bei der numerischen Berechnung wurden die Modellbetone der experimentellen Untersuchung mittels der FE-Software ADINA 8.0 /155, 156/ abgebildet. Die numerische Modellierung des Modellbetons bestehend aus Mörtelmatrix, Gesteinskörnung, Kontaktzone und der Belastung konnte mittels der experimentellen Ergebnisse kalibriert werden. Die untersuchten Parameter sind in Tabelle A 26 angegeben.

### 5.2.1 Geometrisches und mechanisches Modell

Die Probekörper wurden durch 2D-Modelle nachgebildet, bei denen ebene Schnitte als Scheiben modelliert wurden. Insgesamt wurden - wie bei der experimentellen Untersuchung - acht geometrische Modelle untersucht. In jedem Modell wurde die Mörtelmatrix, die Gesteinskörnung und die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Mörtelmatrix durch geeignete Elemente abgebildet. In Abb. 229 ist beispielhaft das geometrische Modell mit einer quadratischen Gesteinskörnung mit den drei Komponenten dargestellt. Um die Spannung analog zu den Modellprobekörpern des experimentellen Teils darstellen zu können, wurde auf die Ausnutzung der Symmetrie verzichtet. Lediglich beim Modell Kreis\_D40 wurde die Symmetrie des Probekörpers aus programmtechnischen Gründen ausgenutzt und ein Viertelkreis abgebildet (siehe hierzu auch unter Lastmodell).

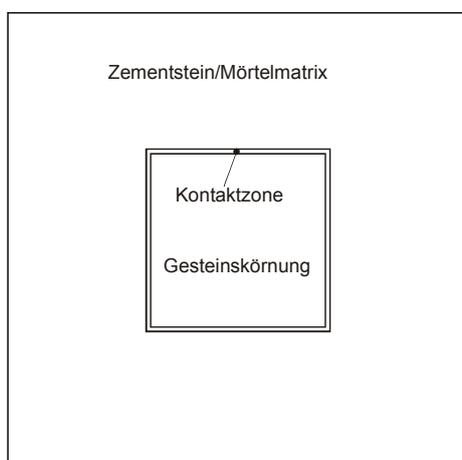


Abb. 229: Modellierung der Geometrie am Beispiel eines Modells mit quadratischer Gesteinskörnung

Die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein weist nach Kap. 2.1.5 eine Breite von 40  $\mu\text{m}$  bis 50  $\mu\text{m}$  auf. Um sie bei der Modellierung anschaulich zu machen, wurde sie mit 1 mm Dicke abgebildet. Eine dünnere Kontaktzone zeigte in der Modellierung im Programm ADINA keine erkennbaren Unterschiede im Ergebnis, im Vergleich zur Modellierung ohne Kontaktzone. Eine Untersuchung mit unterschiedlichen Elementgeometrien ergab bei den hier vorliegenden Probekörperabmessungen eine sinnvolle Modellierungsbreite der Kontaktzone von 1 mm.

Für die Netzgenerierung wurden drei Elementgruppen gebildet. Elementgruppe 1 für den Zementstein bzw. die Mörtelmatrix, Elementgruppe 2 für die Gesteinskörnung und Elementgruppe 3 für die Kontaktzone. Um den Einfluss der Größe und der Form der Netzelemente auf das Berechnungsergebnis zu ermitteln, wurde eine Netzstudie durchgeführt. Die Elementlänge wurde zwischen zwei und 15 mm variiert. Da sich bei den Berechnungsergebnissen kaum Unterschiede zeigten, wurde das Netz des Zementsteins bzw. der Mörtelmatrix und der Kontaktzone aus Gründen der Geometrie mit dreiecksförmiger Einteilung verwendet. Bei der Gesteinskörnung wurde eine quadratische Einteilung gewählt. Die Kantenlänge der quadratischen und der dreieckigen Elemente betrug 5 mm.

### 5.2.2 Lastmodell

Als Belastung wurde eine Verschiebung gewählt, d. h. das Schwinden des Festmörtels bzw. Zementsteins wurde als Flächenänderung auf den 2D-Modellprobekörper aufgebracht. Mittels definierter Lastschritte wurde der modellierten Probe eine stetige Verschiebung der Randknotenpunkte aufgezwungen und die resultierenden Spannungen betrachtet. Die Verschiebungen infolge des Schwindens ergeben sich aus zwei Komponenten. An den Außenkanten wirkt das Austrocknungsschwinden und die Hälfte des Wertes des autogenen Schwindens auf den Zementstein, an der Innenseite der Kontaktzone wirkt nur autogenes Schwinden in Richtung Zementstein (Abb. 230).

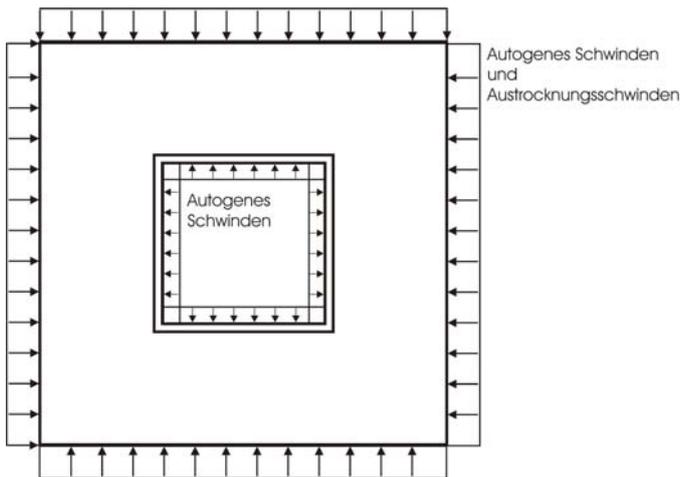


Abb. 230: Lastmodell mit unterschiedlicher Schwindverformung von innen und außen (displacement) an einem Modell mit quadratischer Modellgesteinskörnung

Beim Modell\_Kreis\_D40 wurde der Viertelkreis gewählt, da es im Programm ADINA nicht möglich war, die Verschiebung radial von innen aufzubringen. Das Belasten vonseiten der Gesteinskörnung her über die Einteilung in Einzelsegmente zeigte am Vollkreis extreme Spannungsspitzen im Ergebnis (Abb. A 30 links). Beim Viertelkreis war es näherungsweise möglich diese Verschiebung radial nach außen wirken zu lassen und eine gleichmäßigere Spannungsverteilung über den Kreisumfang zu erhalten (Abb. A 30 rechts).

Zusätzlich zur Schwindverformung wurde als Belastung die Wärmeentwicklung durch Hydratation als Temperaturbelastung auf den Modellprobekörper aufgebracht. Die hierzu notwendigen Kennwerte (vgl. Tabelle A 1) wurden in Versuchen ermittelt (siehe auch Kap. 4.4.1) oder aus der Literatur entnommen. Abb. A 31 zeigt das Ergebnis der Berechnung mit dem Berechnungsprogramm ADINA-T nach Aufbringen einer konstanten Temperaturlast durch Hydratation auf die Mörtelmatrix und die Kontaktzone. Dieses Ergebnis dient als Grundlage für die weitere Berechnung in ADINA mit der sonst verwendeten Verschiebung durch die Schwindverformung.

### 5.2.3 Materialmodell

Die zur Modellierung verwendeten Werkstoffparameter sind teilweise aus der experimentellen Untersuchung und teilweise aus der Literatur übernommen worden. In Tabelle A 28 und Tabelle A 29 sind die verwendeten Materialkennwerte aller Parameterstudien mit Hinweis auf ihre Herkunft aufgelistet. Die Gesteinskörnung wurde bei allen Modellierungsvarianten als linear elastisch abgebildet. Zementstein und Kontaktzone wurden mit dem Materialmodell „Beton“ berechnet, um dieses Materialmodell auf seine Tauglichkeit zu erproben.

Das Programm ADINA 8.0 errechnet sich aus den in Tabelle A 28 angegebenen Werten eine Spannungs-Dehnungslinie aus mit im Programm vorgegeben Krümmungen, die die eingegebenen Punkte durch eine Kurve verbindet. Abb. 231 zeigt die Spannungs-Dehnungslinie mit den angepassten Werten für die einachsiale Bruchdehnung der hier verwendeten Mörtelmatrix.

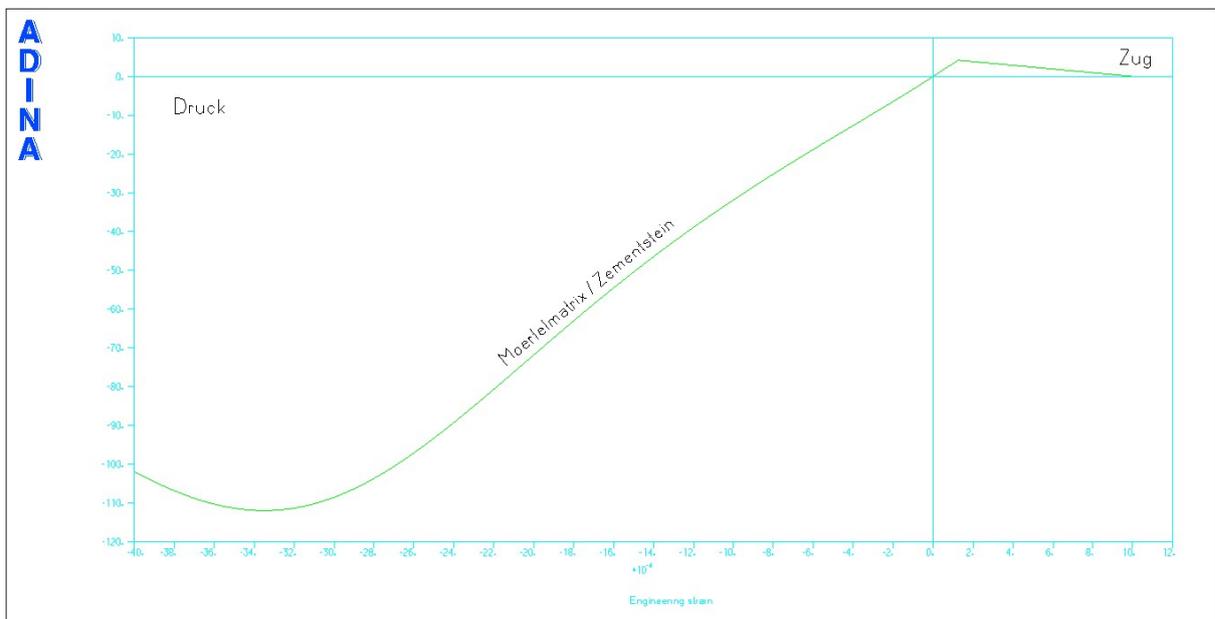


Abb. 231: Spannungs-Dehnungsdiagramm der Mörtelmatrix bzw. des Zementsteins der numerischen Modellierung

Die Werkstoffeigenschaften der Kontaktzone wurden in prozentualer Abschwächung des ungestörten Zementsteins bzw. der ungestörten Mörtelmatrix dargestellt. Die Ergebnisse mehrerer Berechnungen zeigten, dass eine Abschwächung der Kontaktzone im Vergleich zum ungestörten Zementstein mit 60 % der Werkstoffkennwerte realitätsnah ist.

#### 5.2.4 Ergebnisse der Modellierung

Analog zur experimentellen Untersuchung werden nach Berechnung über das ADINA-Ausgabemodul die Ergebnisse jedes Modells einzeln aufgeführt. Es werden hier keine Mikrorisse gezählt oder vermessen, weil das Programm ADINA die Mikrorissbildung mit den hier eingegebenen Werten nicht darstellt. Die auftretenden Zugspannungswerte sind offensichtlich zu niedrig, um in diesem Programm zur Rissbildung zu führen. Deshalb werden zur Auswertung die Ergebnisse der Gesamtzugspannung herangezogen und mit den Ergebnissen aus den Modellversuchen verglichen. Dazu werden von allen Spannungen in

allen Richtungen an einem Punkt die Resultierenden gebildet und betragsmäßig - wie in Gleichung 7 angegeben - ermittelt /155/.

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2} ((\tau_{xx} - \tau_{yy})^2 + (\tau_{xx} - \tau_{zz})^2 + (\tau_{yy} - \tau_{zz})^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2))} \quad \text{Gleichung 7}$$

Bei den berechneten Spannungsmaxima werden nur die Zugspannungen (positive Werte) betrachtet. Hierbei ist bei der Ergebnisdarstellung auf die nebenstehende Legende zu achten. Diese weist stets die gleiche Farbskala von blau bis rot, unabhängig vom Maximal- und Minimalwert auf, und somit bedeuten gleiche Farben in der Spannungsverteilung nicht zwangsläufig gleiche Spannungswerte.

#### Parameterstudie Form und Größe der Gesteinskörnung

In der numerischen Simulation wurden die gleichen abstrahierten Modellprobekörper untersucht, wie im vorangegangenen Kapitel bei den experimentellen Modellversuchen. Die Berechnungsergebnisse der Spannungsmaxima sind zu allen Modellen Tabelle A 30 dargestellt. Alle Modelle zeigen eine symmetrische, gleichmäßige Spannungsverteilung (Abb. A 32 bis Abb. A 35). In der Ergebnisdarstellung und der Auswertung wird deshalb stets nur ein Ausschnitt des Modellprobekörpers (siehe Abb. A 40 bis Abb. A 47) betrachtet.

Bei allen Modellen mit **quadratischer** Gesteinskörnung liegen die errechneten Spannungsmaxima an den Gesteinskörnungsecken im Bereich der Kontaktzone (Abb. A 40 bis Abb. A 43). In Abb. 232 sind die maximal aufgetretenen Zugspannungen dargestellt. Hier sieht man, dass die Gesamtzugspannung mit abnehmender Größe der Gesteinskörnung geringer wird.

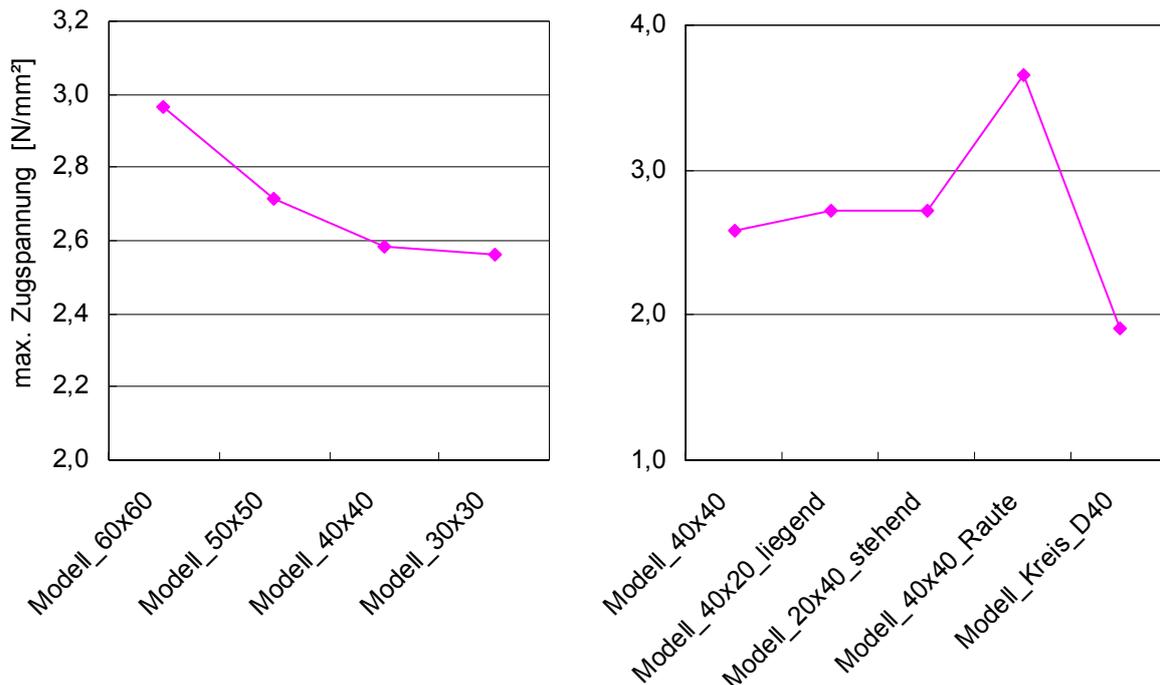


Abb. 232: Maximal berechnete Zugspannungswerte der Modelle mit unterschiedlicher Größe (links) und Form (rechts) der Gesteinskörnung

Die Modelle mit **rechteckiger** Form der Gesteinskörnung, Modell\_40x20\_liegend und Modell\_20x40\_stehend weisen nahezu die gleichen Werte für die berechneten Zugspannungen auf (Abb. 232). Das Modell Kreis\_D40 weist etwas geringere Zugspannungen auf als Modelle\_40x40.

Die deutlich höchsten Zugspannungswerte weist das Modell\_40x40\_**Raute** auf. Im Vergleich zu den anderen Modellen übersteigen die für die Raute berechneten Zugspannungsmaxima die Werte der anderen Modelle um das bis zu 1,5-fache (Abb. 232). Die max. Spannungen im Bereich des Zementsteins bzw. der Mörtelmatrix treten wiederum an den Ecken der Gesteinskörnung auf.

Die Berechnungsergebnisse des Modells\_**Kreis**\_D40 weisen die geringsten Zugspannungswerte auf, wie in Abb. 232 erkennbar. Die Verteilung der Gesamtspannung (Abb. A 47) über den Querschnitt ist bei diesem Modell unrealistisch konzentriert an zwei Punkten, was aber auf die genäherte Methode der radialen Lastaufbringung zurückzuführen ist (siehe hierzu auch unter Lastmodell).

## 5.2.5 Auswertung und Vergleich mit den Modellbetonen

### 5.2.5.1 Einfluss der Größe der Gesteinskörnung

Die Auswertung der Mikrorissflächensummen und der durchschnittlichen Mikrorisslängen der Modellbetone mit unterschiedlicher Größe der Modellgesteinskörnung wird in Abb. 233, die durchschnittlichen Mikrorissbreiten im Vergleich mit den berechneten Zugspannungsmaxima in Abb. 234 dargestellt. Es zeigt sich eine recht gute Korrelation zwischen den berechneten Spannungen und den Mikrorisskennwerten, die alle mit geringerer Gesteinskörnungsgröße auch geringere Werte aufweisen (Abb. A 36, Abb. A 37). Allerdings sind die Unterschiede der Zugspannungsmaxima gering verglichen mit dem Maximalwert, den der Modellprobekörper Raute erreicht (Abb. 232).

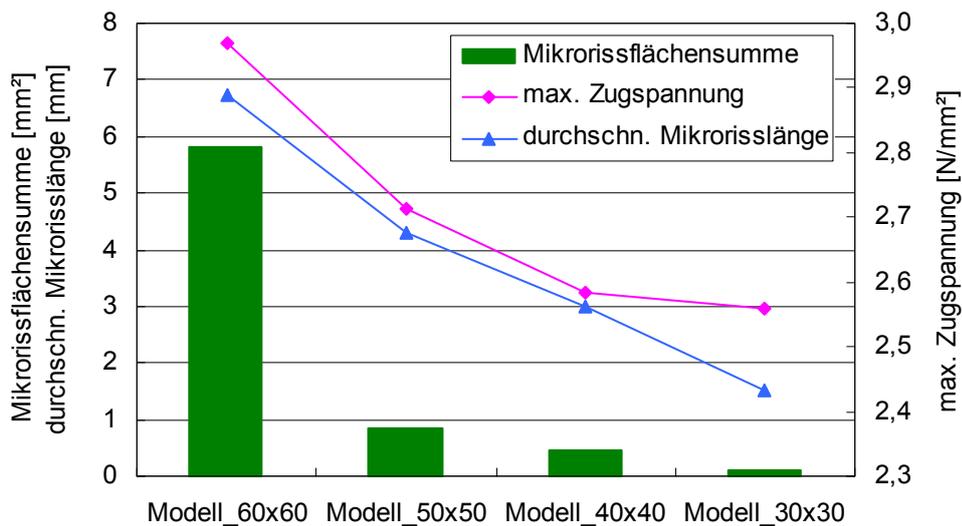


Abb. 233: Vergleich der Mikrorissflächensumme und der durchschnittlichen Mikrorisslänge der Modellbetone mit unterschiedlicher Größe der Modellgesteinskörnung mit den berechneten maximalen Zugspannungswerten

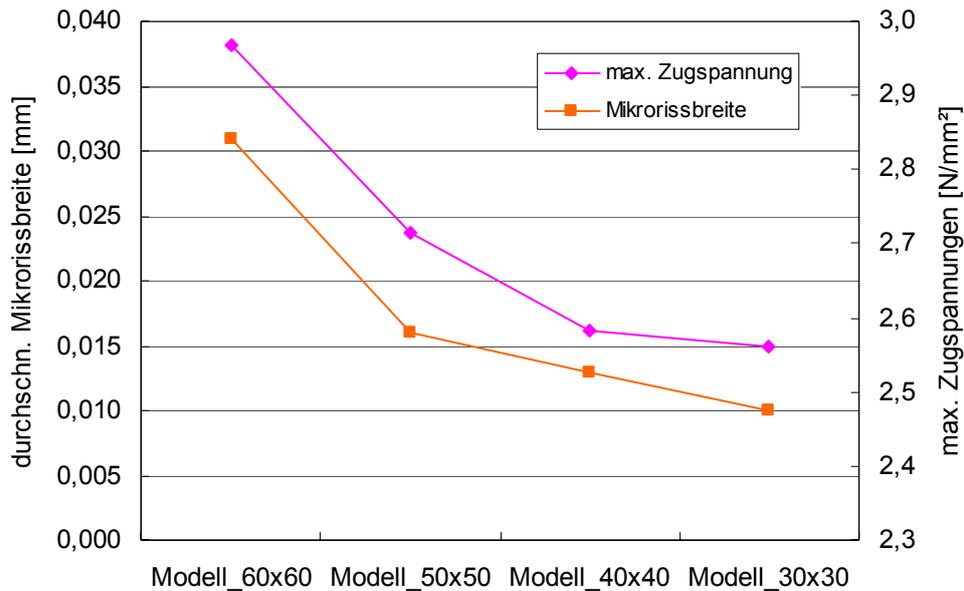


Abb. 234: Vergleich der durchschnittlichen Mikrorissbreite der Modellbetone mit unterschiedlicher Größe der Modellgesteinskörnung mit den berechneten maximalen Zugspannungswerten

Die Abbildung der Gefügespannungen aufgrund der unterschiedlichen Größe der Gesteinskörnung wird von der numerischen Modellierung qualitativ gut erfasst. Die berechneten Spannungsverteilungen über den Querschnitt (Abb. A 40 bis Abb. A 43) entsprechen den Ergebnissen der experimentellen Versuche gut und die Kerbspannungen an den Ecken der Gesteinskörnungen werden realitätsnah erfasst.

#### 5.2.5.2 Einfluss der Ausrichtung der Gesteinskörnung

Die numerische Berechnung mittels ADINA mit dem verwendeten isotropen Materialmodell (Materialmodell Beton) unterscheidet nicht in die Ausrichtung der Gesteinskörnung, wie bei den Modellen mit rechteckigem Querschnitt, 20x40\_liegend und 40x20\_stehend zu erkennen ist (Abb. 235, Abb. A 44 und Abb. A 45). Die Ursachen, die zu den unterschiedlichen Mikrorissflächensummen und Mikrorisslängen beim Modellbeton führen, sind in der Modellierung schwierig nachzuvollziehen. Der Einfluss der Einfüllrichtung des Betons und der damit einhergehenden veränderten Materialparameter nahe der Betonoberfläche werden im hier verwendeten Materialmodell nicht berücksichtigt. Das verstärkte Austrocknungsschwinden, das an der Einfüllseite bei unzureichender Nachbehandlung auftreten kann, wird im verwendeten Lastmodell ebenfalls vernachlässigt. Für weitergehende numerische Untersuchungen zu diesem Thema ist es notwendig, das Materialmodell für die

Mörtelmatrix entsprechend der tatsächlichen Materialeigenschaften z. B. unter Berücksichtigung von Einfüllseite und erhöhtem Feinanteil zu modifizieren.

Der Vergleich des Modells\_40x40 mit dem Modell\_40x40\_Raute zeigt bei den errechneten Spannungsmaxima deutliche Unterschiede und weist eine gute Korrelation zur experimentell ermittelten durchschnittlichen Mikrorisslänge und Mikrorissflächensumme auf (Abb. 235 und Abb. 236). Die durchschnittliche Mikrorissbreite mit ihren unregelmäßigen Schwankungen lässt keinen eindeutigen quantitativen Bezug zur Gesamtzugspannung herstellen (Abb. 237 und Abb. A 38, Abb. A 39). Die entstehenden Zugspannungen an den Ecken der Gesteinskörnung (siehe auch Abb. A 42 und Abb. A 46) werden von der numerischen Modellierung gut erfasst. Der deutliche Unterschied der Ergebnisse mit den beiden Modellgesteinskörnungen mit gleichem Querschnitt, aber unterschiedlicher Ausrichtung ist auf die unterschiedliche maßgebliche Querschnittslänge zurückzuführen. Die Kantenlänge des Quadrats im Modell\_40x40 mit 4 cm steht im Vergleich zur Diagonalen des Quadrats der 40x40\_Raute mit  $4 * \sqrt{2}$  cm in Kombination mit dem sich daraus ergebenden geringen Abstand zum Probekörpertrand. Daraus ergibt sich eine größere Spannungsspitze und auch eine höhere Mikrorissflächensumme und Mikrorisslänge an der Rautenecke im Vergleich zur Ecke des Quadrats beim Modell\_40x40.

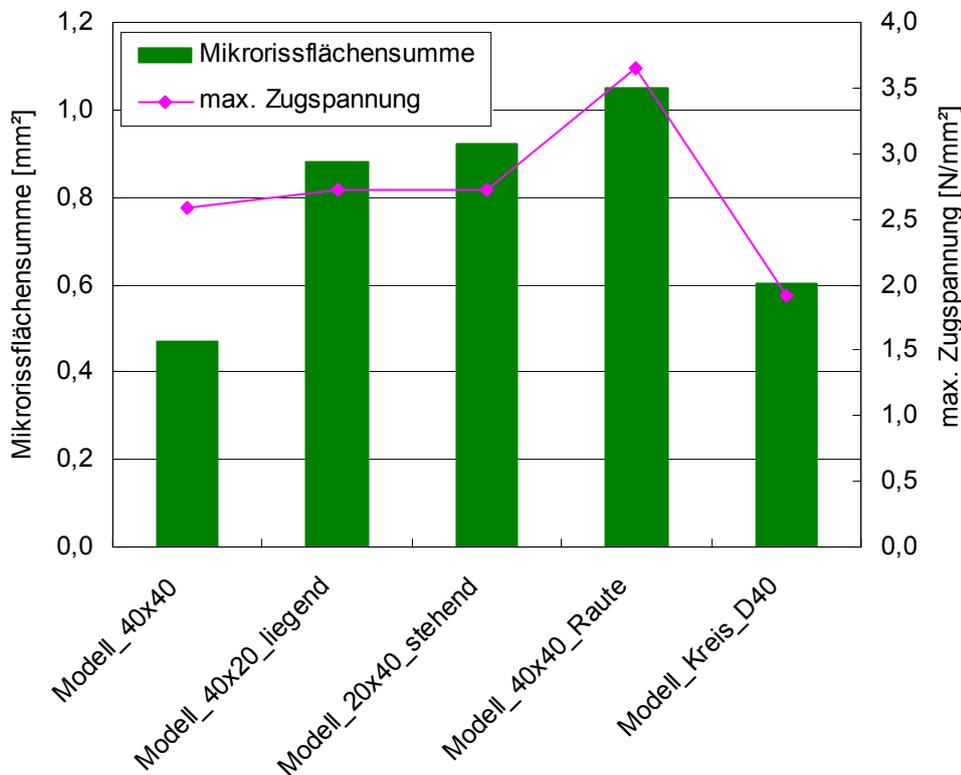


Abb. 235: Vergleich der Mikrorissflächensumme der Modellbetone mit unterschiedlicher Form der Modellgesteinskörnung mit den berechneten maximalen Zugspannungswerten

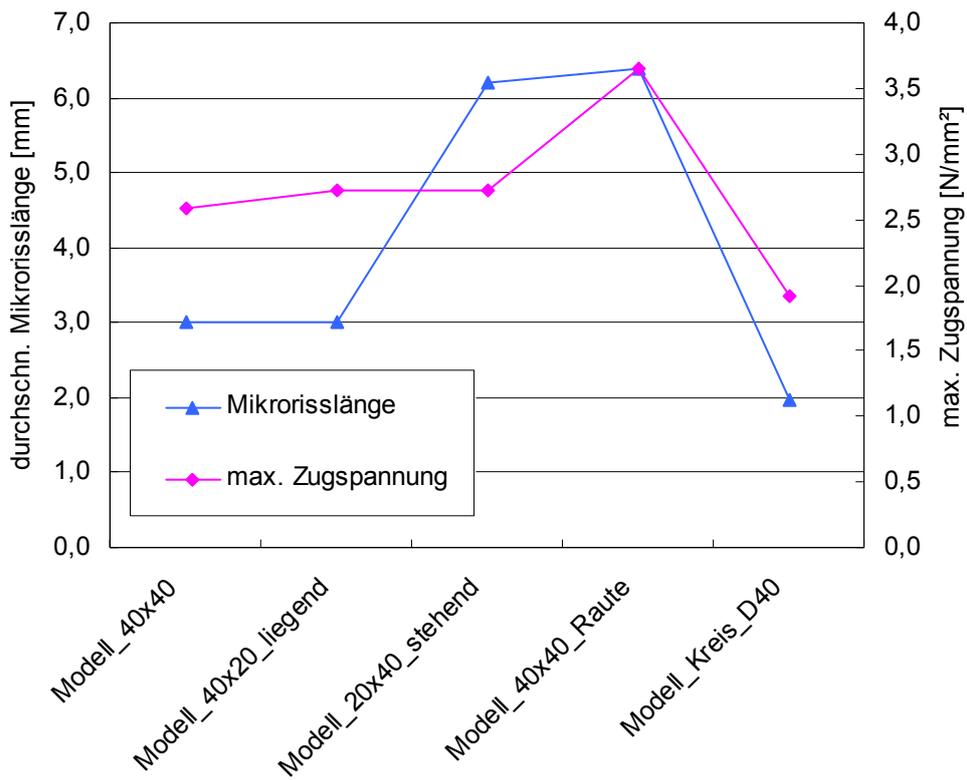


Abb. 236: Vergleich der durchschnittlichen Mikrorisslänge der Modellbetone mit unterschiedlicher Form der Modellgesteinskörnung mit den berechneten maximalen Zugspannungswerten

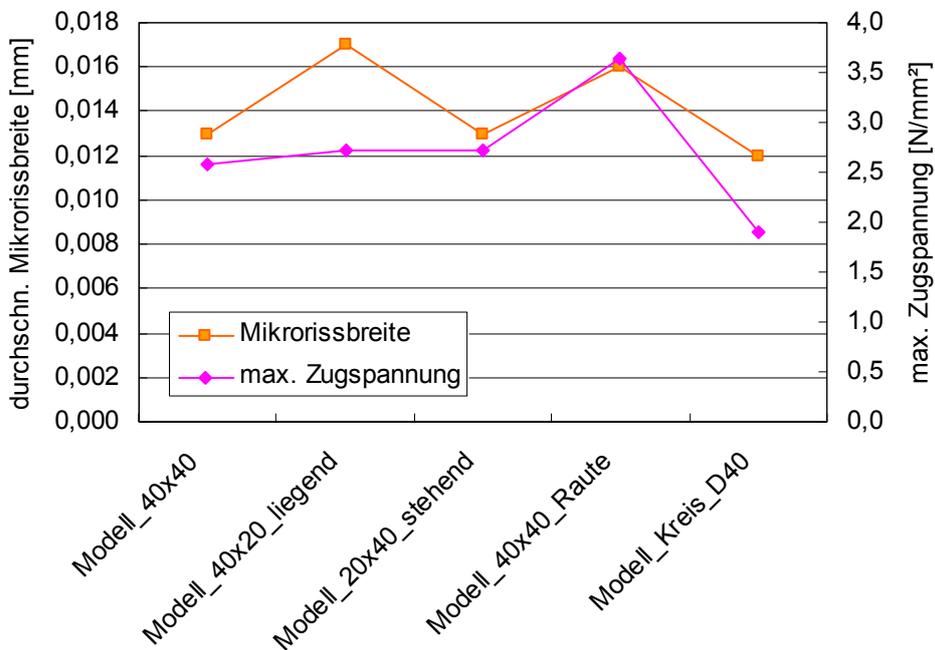


Abb. 237: Vergleich der durchschnittlichen Mikrorissbreite der Modellbetone mit unterschiedlicher Form der Modellgesteinskörnung mit den berechneten maximalen Zugspannungswerten

### 5.2.5.3 Einfluss der Form der Gesteinskörnung

Die Modelle Kreis\_D40 und 40x40 weisen analog zu den Modellversuchen geringere Spannungsmaxima auf als das Modell\_40x40\_Raute (Abb. 234). Die berechneten Zugspannungsmaxima sind bei den Modellen Kreis\_D40 und Modell\_40x40 nahezu gleich. Mit Aufbringen einer radialen Verschiebung auf den Zementstein beim Modell\_Kreis\_D40, wären theoretisch die entstehenden Spannungen gleichmäßiger über den Umfang der Gesteinskörnung verteilt und die Spannungsmaxima wären geringer als beim Modell\_40x40 mit quadratischem Querschnitt. Der rein zufällige Ort der Mikrorissentwicklung bei der Kreisform kann mit den hier verwendeten Eingaben in das numerische Programm nicht realistisch nachgebildet werden. Hierzu wäre es notwendig, Schwankungen in den Materialeigenschaften zufällig verteilt für eine Komponente des Modells einzugeben. Die Spannungsmaxima befinden sich hier aufgrund der Lasteinleitung der Verschiebung an den Viertelpunkten (Abb. A 35 rechts). Die Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen (Abb. A 47) zeigt, dass die Modellierung bei der gedrungenen Kreisform der Gesteinskörnung keine Spannungskonzentrationen an der Kontaktzone entwickelt.

### 5.2.6 Parameter Belastung: Schwinden und Temperaturverformung

Bei der Überlagerung des Lastfalls Temperatur (Abb. A 31) mit den Schwindverformungen zeigt sich das Ergebnis wie in Abb. A 48. dargestellt. Die Überlagerung der Temperatur - mit der Schwindverformung ergibt ein um  $0,020 \text{ N/mm}^2$  höheres Spannungsmaximum, als unter reiner Schwindverformung (Abb. A 49).

Aufgrund der kleinen Probekörpergröße (10 cm x 10 cm) kann davon ausgegangen werden, dass die Hydratationswärme nahezu ungestört abfließen kann und es so zu einem sehr geringen Spannungsgradienten im Probekörper aus der Temperaturbelastung kommt (Abb. A 31). Bei der Überlagerung beider Lastfälle ergeben sich folglich kaum Unterschiede (Abb. A 50 und Abb. A 51).

### 5.2.7 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Modellierung

Die Ergebnisse der numerischen Simulation aus der Berechnung mit ADINA zeigen, dass die resultierenden Spannungen im Gefüge des Betons von der Gesteinskörnungsgröße und von der Gesteinskörnungsform abhängig sind.

- Mit abnehmender Größe der Gesteinskörnung im Beton und zunehmender Dicke der Mörtelmatrixschicht werden die berechneten Zugspannungen in der Mörtelmatrix kleiner. Genauso verhalten sich die ermittelte Mikrorissflächensumme, die durchschnittliche Mikrorissbreite und Mikrorisslänge der Modellbetone (Abb. A 36, Abb. A 37).
- Der Einfluss der Ausrichtung der Gesteinskörnung wird mit den Modellen Raute\_40x40 und Modell\_40x40 auch numerisch gut abgebildet. In den numerischen Berechnungen konnten mit den eingegebenen Werkstoffkennwerten die entstehenden Spannungszustände gut abgebildet werden (Abb. A 37, Abb. A 38). Die Unterschiede, die sich bei den Modellen mit den ungünstig geformten Körnern der Modelle 20x40\_stehend und 40x20\_liegend durch die Einfüllrichtung ergaben, konnten mit dem isotropen Materialmodell für die Mörtelmatrix bzw. den Zementstein nicht abgebildet werden.
- Die günstige Form des Kreises als Kornform zeigt numerisch eindeutig die geringsten Spannungen.
- Die berechneten maximalen Zugspannungen weisen beim Parameter der Form der Gesteinskörnung eine wesentlich größere Breite auf als beim Parameter Größe der Gesteinskörnung (Abb. 232). Dies lässt darauf schließen, dass die Form der Gesteinskörnung die Zugspannungen und damit die Mikrorissentwicklung deutlich stärker beeinflusst als die Größe der Gesteinskörnung.
- Die Temperaturbelastung durch Hydratation führt bei den hier durchgeführten numerischen Berechnungen zu kaum einem Temperaturgradienten über den Querschnitt.
- Die Spannungen aus Temperaturbelastung aus Hydratation erhöhen die Zugspannungen aus der reinen Schwindbelastung nur geringfügig.

## 6 Überblick über den Zusammenhang zwischen Mikrorissen und Festbetoneigenschaften

Die in den einzelnen Kapiteln aufgeführten Mikroriss- und Festbetonkennwerte wurden alle zusammen ungeachtet der variierten Parameter gegeneinander aufgetragen (vgl. Abb. A 52 bis Abb. A 61). Der Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Mikrorissanzahl aller Probekörper ist in Abb. 238 aufgetragen. Die verhältnismäßig gute Übereinstimmung von Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme erlaubt den Verzicht auf die Auswertung der Zusammenhänge zwischen beiden Mikrorisskennwerten und den jeweils zugehörigen Festbetoneigenschaften. Die einzelne Werte, die deutlich von der Trendlinie abweichen, zeigen dieses Verhalten auch in den einzelnen Kapiteln und sollten nicht überbewertet werden.

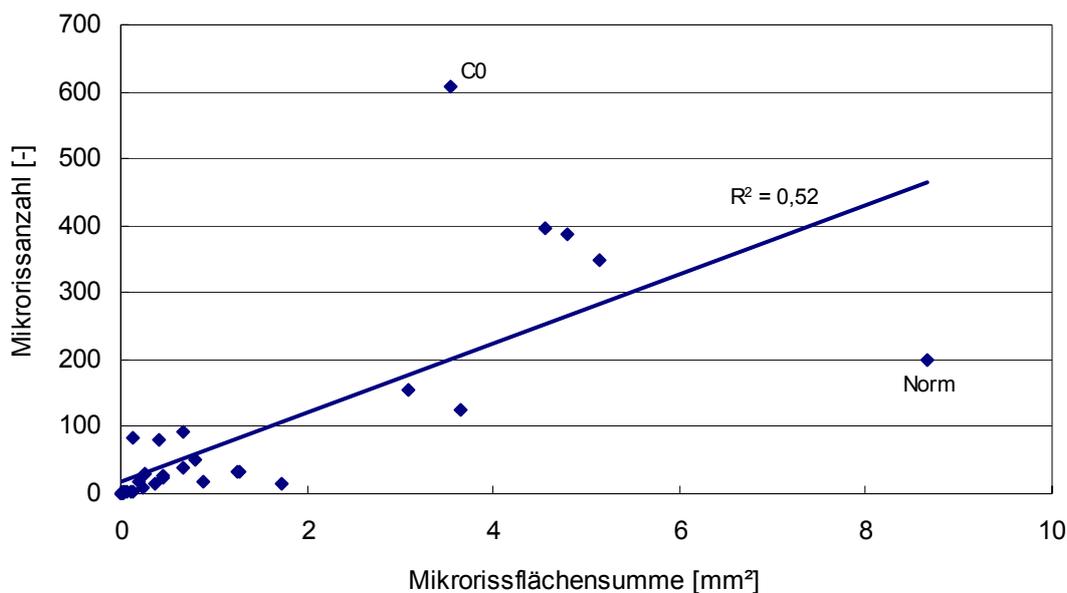


Abb. 238: Zusammenhang zwischen Mikrorissflächensumme und Mikrorissanzahl aller in dieser Arbeit untersuchten Probekörper

Beim Vergleich zwischen Festbetonkennwerten und Mikrorissanzahl, Mikrorissflächensumme, durchschnittlicher Mikrorisslänge oder -breite ergab sich in keinem Fall ein nennenswerter Zusammenhang. Die Abweichungen der Einzelwerte von den ermittelten Trendlinien sind teilweise sehr groß. Die Bestimmtheitsmaße der Trendlinien liegen zwischen 0,03 und 0,18. Daraus lässt sich schließen, dass die Abhängigkeiten, die sich bei der Untersuchung von Einzelparametern ergaben, nicht von den Mikrorissen abhängen, sondern andere Ursachen haben, die die Mikrorisse in gleicher Weise beeinflussen.

Bei allen untersuchten Parametern außer der Nachbehandlung zeigt sich eine indirekte Abhängigkeit zwischen Mikrorissflächensumme und dem Elastizitätsmodul. Durch Prüfablauf der Elastizitätsmodulprüfung mit seiner mehrfachen Vorbelastung können die ermittelten Werte als von den Mikrorissen unabhängig angesehen werden. Überdies sind die Unterschiede der Elastizitätsmodulwerte gering, so dass keine weiteren Schlüsse daraus gezogen werden.

Die Druckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit zeigen keine klaren Abhängigkeiten zu den ermittelten Mikrorisskennwerten. Bei einigen Versuchen korrelieren große durchschnittliche Mikrorisslängen mit geringeren Werten der Druckfestigkeit, was Aussagen der Literatur bestätigt. Da die Unterschiede in den Festbetonkennwerten überwiegend gering waren, sind einzelne Abhängigkeiten bei den untersuchten Parametern nicht über zu bewerten.

Der Zusammenhang zwischen der Wasseraufnahme und den Mikrorissen im Beton wird vor allem bei den Versuchen zum kapillaren Saugen deutlich. Hier zeigt sich häufig eine direkte Abhängigkeit zwischen der Menge an aufgenommenem Wasser am ersten Tag und der Mikrorissflächensumme im Beton. Entsprechend der Kapillarwirkung wurde bei geringerer durchschnittlicher Mikrorissbreite ein höheres kapillares Saugen ermittelt. Der Vergleich der Wasseraufnahme mit den Mikrorissen am Probenrand (oberste 12 mm) ergab keine Korrelation.

## 7 Zusammenfassung

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die **Einflüsse auf die Mikrorissbildung** im Beton zu untersuchen und deren **Auswirkungen auf Festbetoneigenschaften** näher zu beleuchten. Überdies wurden **Modellversuche** durchgeführt und diese mit einer numerischen Simulation der Mikrorissbildung verglichen.

Bereits ohne äußere Einwirkungen sind Mikrorisse im Beton enthalten. Als Ursache dafür werden unterschiedliche Temperaturschwankungen und Elastizitätsmoduln sowie unterschiedliches Schwinden der einzelnen Komponenten im Beton angesehen. Dies führt zu Gefügespannungen im Beton, die beim Überschreiten der Zugfestigkeit zu Mikrorissen führen.

Zur Durchführung der hier vorliegenden Untersuchungen wurde ein Verfahren entwickelt, die Mikrorisse optisch sichtbar zu machen, zu vermessen und diese anschließend auszuwerten. Dazu werden Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm in Scheiben gesägt. Die sich ergebenden Schnittflächen werden getrocknet, geschliffen und mit einem niedrig viskosen Gießharz vergossen. Nach Aushärten des Harzes wird dieses exakt bis auf die Betonoberfläche abgeschliffen. Die fertig präparierten Probekörper werden anschließend unter dem Lichtmikroskop auf Mikrorisse untersucht, die nach ihrer Lage im Gefüge in Mikrorisse in der Kontaktzone, in der Gesteinskörnung und in der ungestörten Mörtelmatrix unterschieden werden. Mit einer digitalen Mikroskopkamera werden die Mikrorisse fotografiert und mittels einer speziellen Software auf Länge und Breite vermessen. Die Auswertung im Rahmen dieser Arbeit erfolgt über die Mikrorissanzahl, die durchschnittliche Mikrorisslänge und -breite sowie die Mikrorissflächensumme.

Zur Modellierung der Mikrorissentwicklung wurden stark abstrahierte Versuchsprobekörper experimentell und rechnerisch untersucht. Die Modellprobekörper bestehen jeweils aus einem einzelnen Modellgesteinskorn, welches von einer Mörtelmatrix mit 4 mm Größtkorn umgeben ist. Die Modellgesteinskörnung wurde in Form und Größe variiert und deren Einfluss auf die Mikrorissbildung entsprechend der vorangegangenen Kapitel untersucht. Mittels des FEM-Programms ADINA 8.0 wurden die Modellprobekörper mit den Komponenten Zementsteinmatrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung nachgebildet und die Entstehung von Mikrorissen mit den errechneten Zugspannungen verglichen.

Die wichtigsten Ergebnisse der Arbeit sind im Folgenden zusammengefasst:

- Bei den Versuchen zur potenziellen Vorschädigung durch das Sägen der Probekörper stellte sich heraus, dass Probekörper mit bis zu zwei Sägeschnitten eine ähnliche Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme haben. Drei- und vierfaches Sägen führt zu einer erhöhten Schädigung, die sich in deutlich erhöhter Mikrorissanzahl und Mikrorissflächensumme äußert. Die verwendete zweifache Sägebelastung liefert vergleichbare Ergebnisse für die weitere Auswertung der Mikrorisse im Rahmen dieser Arbeit.
- Die Dauer der Verdichtung des Frischbetons steht in direktem Zusammenhang mit den im Beton enthaltenen Luftporen. Je mehr Luftporen im Frischbeton enthalten waren, umso mehr Mikrorisse zeigten sich im Festbeton. Dies bestätigt die Theorie, dass Fehlstellen im Gefüge, wie z. B. Luftporen, Ausgangspunkt für Mikrorisse im Beton sind. Als günstige Verdichtungszeit mit dem geringsten Luftporen- und Mikrorissgehalt hat sich beim hier verwendeten Beton eine Dauer von mindestens 90 Sekunden herausgestellt, die für die weiteren Untersuchungen verwendet wurde.
- Die vergleichende Untersuchung der Mikrorisse in Probekörpern im Alter von sieben und 28 Tagen zeigt, dass der Beton im Alter von sieben Tagen durch die mechanische Beanspruchung der Probenvorbereitung deutlich mehr geschädigt wird als im Alter von 28 Tagen. In dieser Arbeit wird daher als Standard-Probenalter zur Mikrorissuntersuchung ein Alter von 28 Tagen verwendet.
- Zur Ermittlung des Einflusses unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzungen wurden Hochfeste Betone mit drei verschiedenen Zementen mit und ohne Silikastaub, mit Metakaolin, sowie mit unterschiedlichen Anteilen an Silikastaub untersucht. Bei der Mikrorissuntersuchung ergaben sich bei den Betonmischungen mit den Zementen mit reinem Portlandzementklinker weniger Mikrorisse als beim Beton mit dem inerten Füller Kalksteinmehl. Die Zugabe des Zusatzstoffs Silikastaub oder Metakaolin führt zu einer geringeren Mikrorissbildung mit größeren durchschnittlichen Mikrorissbreiten als bei Betonen ohne Zusatzstoff. Durch die puzzolanische Reaktion verdichtet sich das Gefüge. Die dichtere Kontaktzone dient in geringerem Maße als Ausgangspunkt für Mikrorisse, als das bei Betonen ohne Zusatzstoff der Fall ist. Mit zunehmender Menge an Silikastaub im Beton steigt die Mikrorissbildung an, was auf das verstärkte autogene Schwinden silikastaubhaltiger Betone zurückzuführen ist.

- Bei den Versuchen zum Einfluss der Bindemittelzusammensetzung wurde zusätzlich die Hydratationswärme, das autogene Schwinden und das Austrocknungsschwinden gemessen und mit den Mikrorisskennwerten verglichen. Mischungen mit hoher und schneller Hydratationswärmeentwicklung wiesen hierbei die höchste Mikrorissanzahl auf. Ebenso geht ein hohes autogenes Schwinden mit einer hohen Mikrorissanzahl einher. Zwischen dem Austrocknungsschwinden und den entstandenen Mikrorissen im Beton wird kein Zusammenhang gefunden.
- Bei der Untersuchung des Einflusses der Nachbehandlung auf die Mikrorissentwicklung wurden die Proben einer unter Wasser Lagerung, einer Trocknung bei 40 °C im Ofen und unter 40 °C warmem Wind, sowie einer Lagerung sieben Tagen unter Wasser und anschließend im Klima 20 °C/65 % r. F. unterzogen. Die feuchte Nachbehandlung führte zu vermehrter Mikrorissbildung im Vergleich zu den Proben, die trocken bei 40 °C gelagert wurden. Dies ist mit einem Feuchtegradienten zu begründen, der sich über den Probenquerschnitt - bei dem hier verwendeten niedrigen w/b-Wert - einstellt. In der Hochfesten Betonprobe kommt es zum inneren Austrocknen, während an der Oberfläche eine hohe Feuchtigkeit vorhanden ist. Dies führt zu Zugspannungen im Inneren, die sich dann in erhöhter Mikrorissbildung äußern.
- Mit abnehmendem Durchmesser des verwendeten Größtkorns verringert sich die Anzahl der entstehenden Mikrorisse im Betongefüge. Das unterschiedliche Verhältnis von Volumen Gesteinskorn zu Volumen des diesen umgebenden Zementsteins führt bei großem Größtkorn zu höheren Gefügespannungen als bei einem Größtkorn geringen Durchmessers. Das unterschiedliche Verformungsverhalten wie Elastizitätsmodul, Temperatureausdehnung und Schwinden von Beton und Gesteinskörnung führt vor allem in der Kontaktzone zu großen Spannungen und schließlich zu Mikrorissen. Mikrorisse in der Gesteinskörnung beeinflussen die Mikrorisse in Matrix und Kontaktzone nicht.
- Der Vergleich von Betonen mit Rundkorn und gebrochenem Korn zeigte, dass sich die Spannungen im Zementstein an den Ecken und Kanten des gebrochenen Korns akkumulieren und zu längeren und breiteren Mikrorissen führen, aber nicht zu einer größeren Anzahl als bei Betonen mit runder Gesteinskörnung.

- Zur Ermittlung des Randeinflusses von Probekörpern wurden aus Würfeln mit drei verschiedenen Kantenlängen die in dieser Arbeit verwendeten Scheiben mit 10 cm Kantenlänge herausgearbeitet. Es wurde bei dem hier untersuchten Hochfesten Beton kein Zusammenhang zwischen der ursprünglichen Probengröße und den Ergebnissen der Mikrorissauswertung festgestellt.
- Um den Einfluss einer Druckbelastung zu untersuchen, wurden Probewürfel vor der Präparation zwei Stunden lang jeweils 0 %, 30 %, 67 % und 80 % der maximal ertragbaren Spannung unterworfen. In diesen Versuchen wurden die Mikrorisse getrennt nach ihrer Lage in Matrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung aufgenommen. Bis zur Vorbelastung von 30 %, also im elastischen Bereich des Betons, zeigt sich keine deutliche Veränderung der Mikrorisse im Gefüge. Die Mikrorisse in der Gesteinskörnung zeigen kaum eine Beeinflussung durch die aufgebrachte Druckvorbelastung. Bei der Laststufe 67 % steigt die Mikrorissanzahl in Matrix und Kontaktzone deutlich mit zunehmender Belastung. Bei allen Laststufen ist die Kontaktzone die Schwachstelle im Betongefüge mit einer höheren Mikrorissanzahl und auch einer höheren Mikrorissflächensumme als in der Matrix. Die Kontaktzone, als Zone mit der geringsten Festigkeit im Betongefüge, ist somit – entsprechend der hier durchgeführten Untersuchungen – auch im Hochfesten Beton als Ausgangspunkt für Mikrorisse in der Matrix anzusehen.
- Bei allen untersuchten Parametern zeigt sich mit Ausnahme der Nachbehandlung eine indirekte Abhängigkeit zwischen Mikrorissflächensumme und dem Elastizitätsmodul. In Anbetracht des Prüfablaufs der Elastizitätsmodulprüfung mit seiner mehrfachen Vorbelastung ist aber von einer Unabhängigkeit der ermittelten Werte von den Mikrorissen auszugehen. Zwischen den Werten der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit sowie den ermittelten Mikrorisskennwerten ergeben sich keine klaren Relationen. Da die Unterschiede in den Festbetonkennwerten stets gering waren, werden einzelne Abhängigkeiten bei den untersuchten Parametern nicht überbewertet.
- Der Zusammenhang zwischen der Wasseraufnahme und den Mikrorissen im Beton wird vor allem bei den Versuchen zum kapillaren Saugen deutlich. Hier zeigt sich häufig eine direkte Abhängigkeit zwischen der Menge an aufgenommenem Wasser und der Mikrorissflächensumme im Beton. Die Wasseraufnahme ist jedoch

unabhängig von den Mikrorissen am direkten Probenrand (oberste 12 mm), vielmehr zeigt sie sich abhängig von den Mikrorissen im gesamten Probekörper.

- Die errechneten Spannungen zeigten gute Übereinstimmung mit den Mikrorissen, die sich bei den Modellversuchen einstellten. Hierbei zeigte die Kornform einen größeren Einfluss auf die entstehenden Zugspannungen in der Matrix als die Korngröße. Der Lastfall der Hydratationswärme zeigte kaum eine Erhöhung des Ergebnisses aus reiner Schwindverformung.

## 8 Schlussfolgerungen und Ausblick

Als Hauptursache für die Mikrorisse im Beton können die unterschiedlichen Verformungseigenschaften der Komponenten Gesteinskörnung und Zementstein angesehen werden. Die Bindemittelzusammensetzung und die Nachbehandlung haben großen Einfluss auf die entstehende Hydratationswärme und das autogene Schwinden des Betons und infolgedessen verhält sich die Mikrorissentwicklung ähnlich.

Maßnahmen, die das innere Austrocknen des Betons verringern, wie z. B. die innere Nachbehandlung /4/ erscheinen folglich besonders geeignet auch die Mikrorissentwicklung im Beton zu verringern und sollten in weiterführenden Experimenten untersucht werden.

Die Verwendung von großem Größtkorn und von gebrochener Gesteinskörnung führt zu Gefügespannungen im Beton, die zu vermehrter Mikrorissbildung mit großer Länge und Breite führt. Die Kontaktzone ist beim hier untersuchten Hochfesten Beton die Schwachstelle im Gefüge und Ausgangspunkt für Mikrorisse in der Matrix.

Die Auswirkungen der Mikrorisse auf die Festbetoneigenschaften sind bei den hier gemachten Versuchen gering. Lediglich das kapillare Saugen am ersten Tag hängt von der Mikrorissanzahl bzw. Mikrorissflächensumme ab. Hauptaugenmerk dieser Arbeit war die Untersuchung der lastunabhängigen Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen. Die Auswirkungen auf die Festbetonkennwerte kommen mit den hier untersuchten Hochfesten Betonen nicht ausreichend zum Tragen, da die Festbetonkennwerte zu nah beieinander lagen. Zur Ermittlung der Einflüsse von Mikrorissen im Beton auf die Festbeton- und Dauerhaftigkeitseigenschaften sind weitere Versuche notwendig. Hierzu wäre es sinnvoll, gezielt die zu untersuchenden Eigenschaften wie z. B. Elastizitätsmodul des Betons, der Gesteinskörnung und des Zementsteins separat zu variieren und die Mikrorisse entsprechend mit zu untersuchen.

Weiterhin erscheint es sinnvoll, den Einfluss der Mikrorisse auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften wie Gaspermeabilität, Karbonatisierung, Widerstand gegen aggressive Medien sowie Frost- und Frost-Taumittel-Widerstand näher zu untersuchen. Beim Frostangriff ist zu beachten, dass Luftporen sich in dieser Arbeit häufig als Auslöser für Mikrorisse herausgestellt haben. Je mehr Luftporen im Frischbeton enthalten waren, umso höhere Mikrorissflächensumme wurde ermittelt. Die als Entspannungsräume für den

Gefrierdruck gezielt in den Beton eingebrachten Luftporen könnten hier u. U. gegenläufige Effekte erzielen. Es sollte untersucht werden, ob die Luftporen und die damit einhergehenden Mikrorisse den somit erzielten Frost- bzw. Frosttaumittelwiderstand u. U. wieder zunichte machen oder verschlechtern.

## 9 Literatur

- /1/ König G.; Tue, V. T.; Zink, M.: Hochleistungsbeton - Bemessung, Herstellung und Anwendung. Universität Leipzig, Ernst & Sohn 2001
- /2/ Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rissprozesszone. Schriftenreihe, MPA Braunschweig, 2000
- /3/ Rostásy, F.S.: Baustoffe. Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart, 1983
- /4/ Weber, S.: Nachbehandlungsunempfindlicher Hochleistungsbeton. Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe des Bauwesens, Universität Stuttgart, 1996/2
- /5/ Dahl, K.: A Failure Criterion for Normal and High Strength Concrete. Dissertation TU Lynbgy, Dänemark, 1992 zitiert nach /1/
- /6/ Mechtcherine, V.: Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie, Prof. S. Müller et al., 2000
- /7/ Schießl, P.; Spengler, A.; Wiegrink, K.-H.: Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton. Beton – Bau+Technik. 2/2003, 53. Jahrgang, S. 62-65
- /8/ Tasdemir C.: Microstructural Effects on the brittleness of High Stength Concrete. Fracture Mechanics of Concrete Structures, pp. 125-134, 1995
- /9/ Guse, U.; Hilsdorf, H. K.: Dauerhaftigkeit hochfester Betone. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 487, Beuth Verlag Berlin, 1998
- /10/ Fehlhaber, T.; Reinhardt, H.-W.: Transport organischer und anorganischer Flüssigkeiten und Gase in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 416, Beuth Verlag, Berlin, 1991
- /11/ Schießl, P.; Reuter, C.: Durchlässigkeit von gerissenem Beton gegenüber Flüssigkeiten und Gasen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 416, Beuth Verlag, Berlin, 1991
- /12/ Junggunst, J.: Der Einfluss von Trichlorethylen auf zementgebundene Systeme mit geringen Wasser-Bindemittel-Werten. Berichte aus Wissenschaft und Praxis, Institut für Werkstoffe des Bauwesens Universität München, Heft 1/1998
- /13/ Wiens, U.; Schröder, P.; Meng, B.; Schießl, P.: Mikrorissbildung im Hochleistungsbeton – vom Modell zu den Auswirkungen auf Betoneigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 36. Forschungskolloquium, RWTH Aachen, S. 234-247, Oktober 1998
- /14/ Schröder, P.; Müller, C.; Schießl, P.: Hochleistungsbeton mit Steinkohlenflugasche, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Fachtagung RWTH Aachen, S. 140-148. 1998
- /15/ Martschuk, V.; Rudert, V.: Schwindreduzierte Bindemittel für Hochleistungsbeton. Betonwerk & Fertigertechnik S. 78-90, 5/ 2000
- /16/ Zhu, X.: Transport organischer Flüssigkeiten in Betonbauteilen mit Mikro- und Biegerissen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 475, Beuth Verlag, Berlin, 1997
- /17/ Hsu T. T. C.; Slate, F.; Sturman, G.; Winter, G.: Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 60, 1963, pp. 209-224

- /18/ Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Bd. 2 (Beton, Mauerwerk). Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1993
- /19/ Thielen, G.; Spanka, G.: Selbstreinigung von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 416, Beuth Verlag, Berlin, 1991
- /20/ Edvardsen, C. K.: Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 455, Beuth Verlag Berlin, 1996
- /21/ Wischers, G.; Richartz, W.: Einfluss der Bestandteile und der Granulometrie des Zements auf das Gefüge des Zementsteins. Beton, Heft 9/10, 1982
- /22/ Zement-Taschenbuch 2002. 50. Ausgabe. Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.), Düsseldorf. Verlag Bau+Technik, 2002
- /23/ Plannerer, M.: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. Berichte aus dem Baustoffinstitut, TU München, Heft 2/1998
- /24/ Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk. F.A. Finger Institut Bauhaus Universität Weimar, Verlag Baupraxis Birkhäuser, Berlin, 2000
- /25/ Stark, J.; Möser, B.; Eckart, A.: Neue Ansätze zur Zementhydratation. Teil 1 und 2; ZKG International; Volume 54, 1 und 2/2001 S. 52 – 60 und 114 - 119
- /26/ Schrage, I.: Hochfester Beton. Sachstandsbericht, Teil 1, Betontechnologie und Betoneigenschaften, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 438, Beuth Verlag Berlin, 1994
- /27/ Mills, R. H.: Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes. ACI-SP60, Washington, pp. 406-424
- /28/ Stein, H. N.; Stevels, J. M.: Influence of Silica on the Hydration of  $C_3S$ . Journal of Applied Chemistry 14 (1964), pp. 338-344
- /29/ Wu, Z.-Q.; Young, J. F.: The Hydration of Tricalcium Silicate in the Presence of Colloidal Silica. Journal of Material Science 19 (1984) Nr. 11 pp. 3477-3484
- /30/ Hilsdorf, H. K.; Reinhard, H.-W.: Beton, Betonkalender Teil1. Ernst und Sohn, 1999
- /31/ Härdtl, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 448, Beuth, Berlin 1995
- /32/ Büchel: Steinkohlenflugasche im Beton. 5/91, S. 246-250
- /33/ Schießl, P.: Wirkung von Steinkohlenflugasche im Beton. Beton 40 (1990) Heft 12; S. 519-523
- /34/ Grübl, P.; Weigler H.; Karl, S.: Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst und Sohn, 2. Auflage, 2001
- /35/ Zimbelmann, R.; Junggunst, J.: Hochleistungsbeton mit hohem Flugaschegehalt. Beton- und Stahlbetonbau, Sonderdruck aus Heft 2/99
- /36/ Krenkler, K.: Chemie des Bauwesens. Bd. 1, Springer, Berlin, 1980
- /37/ Heuschkel, H.; Musche, K.: ABC Keramik VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1974

- /38/ De Silva, P.S., Glasser, F.P.: Hydratation of cements based on metakaolin: thermochemistry. *Advances in Cement Research* (1990), Nr.3, pp.167-177
- /39/ van Olphen, H.; Fripiat, J. J.: *Data Handbook for Clay Materials and other Non-Metallic Minerals* Pergamon Press (1979)
- /40/ Locher, F.: *Zement - Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Bau + Technik, 2000
- /41/ Jones, J.R.; Asbridge, A.H.: *New puzzolanic Materials for the Concrete*. Industry - Use of metastar for the Production of highly durable Concretes and Mortars. ECC International Ltd.
- /42/ Simard, M.-A.; Nkinamubanzi, C.; Jolicoeur, C.: *Calorimetry, Rheology and compressive Strength of Superplasticized Cement Paste*. *Cement and Concrete Research*. Vol. 23, pp. 939-950, 1993
- /43/ Ramachandran, V. S.; Lowery, M. S.: *Effect of a Phosphonate- Based Compound on Hydration of Cement and Cement Components*. 4. CANMET/ ACI International Conference on Superplasticizers and other Chemical Admixtures in Concrete, Proceedings (Ed.: V.M. Malhotra) SP-148 (131-151), 1994
- /44/ Bergner, H.: *Rissbreitenbeschränkungen zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 482, 1997
- /45/ Zimbelmann, R.; Budelmann, H.: *Die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein als Komponente des Betongefüges*. in *Technologie und Anwendung der Baustoffe*, Berlin 1991
- /46/ Rehm, G.; Diehm, P.; Zimbelmann, R.: *Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 283, Ernst und Sohn Berlin, 1977
- /47/ Keil, F.: *Zement – Herstellung und Eigenschaften*. Springer Verlag Berlin, 1971
- /48/ Powers, T.C.: *Causes and Control of Volume Change*. *Journal of the PCA research and Development Laboratories* (1959), pp. 29-39 zitiert nach /55/
- /49/ Hilsdorf, H. K.: *Austrocknen und Schwinden von Beton*. *Stahlbetonbau- Berichte aus Forschung und Praxis*, Verlag Ernst & Sohn, 1969, S.17-30
- /50/ Rostásy, F. S.: *Theoretische und experimentelle Beiträge zur Erforschung des Schwindens und der Schwindspannungen des Betons*. Dissertation an der TH Stuttgart, 1958
- /51/ Setzer M. J.: *Einwirkung von Kohlendioxid, Schwefeldioxid und Wasser auf Beton*. Fachtagung Langzeitverhalten und Instandsetzen von Ingenieurbauwerken aus Beton, Baustoffinstitut TU München 1987, S.1-4
- /52/ Hiller, E.: *Auswirkung von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken*. Schriftenreihe TU München, 2001.
- /53/ Weber, R.; Tegelaar, R.: *Guter Beton – Ratschläge für die richtige Betonherstellung*. Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 20. Auflage, 2001
- /54/ Hiller, E.; Sodeikat, C.: *Stoffgesetze für Schwinden und Quellen von Zement und Feinmörtel und Beton*. Forschungsbericht, Baustoffinstitut TU München, 1996

- /55/ Fleischer, W.: Zum Nachweis von Eigenspannungen in Beton. Baustoffe. Festschrift Rupert Springenschmid, Baustoffinstitut TU München, 1990, S. 130-145
- /56/ Schrage, I.; Breitenbücher, R.: Experimentelle Ermittlung lastunabhängiger Spannungen in jungem Beton. in Festschrift Rupert Springenschmid, Baustoffe – Forschung, Anwendung, Bewährung, BSI TU München, 1990
- /57/ Czernin, W: Zementchemie für Bauingenieure. Bauverlag e.V., 1964
- /58/ Catharin, P.: Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung. Teil 1, Betonwerk & Fertigteiltechnik (1978), Heft 10, S. 539-544
- /59/ Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme, Dissertation, TU München, 1988.
- /60/ Rastrup, E.: heat of Hydration in Concrete. Magazine of Concrete Research. Vol. 6 (1954), Nr. 17, pp. 79 - 92
- /61/ Reinhardt, H.-W.: Hochleistungsbeton High Performance Concrete. Concrete Precasting Plant and Technology; Issue 1/1995, pp. 62-68
- /62/ Vorläufiges Merkblatt für die Messung der Temperaturerhöhung des Betons mit dem adiabatischen Kalorimeter. Ausgabe 12/1970, Beton 20 (1970), Heft 12, S. 545-549
- /63/ Basalla, A.: Wärmentwicklung im Beton. in Zementtaschenbuch1964/1965 VDZ Wiesbaden Bauverlag, S.275-304, 1963 nach /22/
- /64/ Dettling, H.: Die Wärmeausdehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Dissertation TH Stuttgart, 1961
- /65/ Sodeikat, C.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Schriftenreihe TU München, BSI 2001
- /66/ DIN 1045 Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ausgabe Juli 2001
- /67/ Hansen, P. F.; Jennssen, O. M.: Selfdessionication Shrinkage in Low Porosity Cement-Slika Mortar. Nordic Concrete Research 1989, Publ. No. 8, pp. 89-102
- /68/ Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchung über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton und Stahlbetonbau 9/1973, S.221-226
- /69/ Schöppel, K.: Entwicklung der Zwangsbeanspruchung im Beton wähen der Hydratation. Dissertation, Berichte aus der Baustoffinstitut TU München Heft 1/1993
- /70/ Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Dissertation TU München, 1994
- /71/ Rostasy F.S.: Zur Theorie der Austrocknung und des Schwindens zementgebundener Massen. Zement – Kalk – Gips 13 (1960), Heft 3, S. 93-103
- /72/ Springenschmid, R.: Die Ermittlung von Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. Beton und Stahlbeton 79, Heft 10, S. 263-269, 1984

- /73/ Fleischer, W.: Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation, Berichte aus dem Baustoffinstitut TU München, Heft 1/1992
- /74/ Hiller, E.; Vogel, A.: Baustellenbegleitende Untersuchungen zum Einfluß des Zements auf die Entstehung von Oberflächenrissen in Betonfahrbahndecken. Forschungsbericht, TU München 1998
- /75/ Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Untersuchungen der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betonfahrbahndecken. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 651, Bonn-Bad Godesberg, 1993
- /76/ Jensen, O.; Hansen, P.: Autogeneous Deformation and Change of the relative Humidity in Silica-Fume Modifieds Cement Paste. ACI Materials Journal, Nov-Dec. 1996, pp. 539-543
- /77/ Volkwein, A.: Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton. Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1/1991
- /78/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton-Richtlinie für hochfesten Beton. Beuth Verlag Berlin, August 1995
- /79/ Schießl, P.; Plannerer, M.; Brandes, Chr.: Influence of binders and admixtures on autogeneous shrinkage of high performance concrete; RILEM Workshop in Paris, Oktober 2000
- /80/ Tazawa, E.: Autogenous Shrinkage of Concrete. Proceedings of International Workshop organized by JCI, Hiroshima, June 1998
- /81/ Bentur, A.; Goldmann, A.: Curing effects, Strength and Physical Properties of High Strength Silica Fume Concretes. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 46-58, February 1989
- /82/ Wiegink, H.H. et al.: Shrinkage Cracking of High Strength Concrete. ACI Materials Journal, pp. 409-415, Sept.-Okt. 1996
- /83/ Hobbs, D. W.: Influence of Aggregate Restraint on the Shrinkage of Concrete. ACI Journal, September, pp.445-450, 1974
- /84/ Pickett, G.: Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete and a Hypothesis Concerning Shrinkage. Journal of the American Concrete Institute (1956), H. January, pp. 581-590
- /85/ Springenschmid, R.; Schrage, I.: Hochfester Beton: Zeitabhängige Verformungen, Rissempfindlichkeit und Widerstand gegen chemische Einwirkungen. Vortragsband der DBV-Arbeitstagung, Juni 1993 in Wiesbaden, Deutscher Beton Verein e. V., S. 46-50
- /86/ Neville, A. M.: Properties of Concrete. University of Dundee, Longman Scientific & Technical 3<sup>rd</sup> Edition, 1981
- /87/ Hwang, C.-L.; Young, I. F.: Drying Shrinkage of Portland Cement Pastes, I. Microcracking During Drying Cement and Concrete Research, (1984). 14, pp. 585-594
- /88/ Stöckl, S.: Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Rand- und Kernzonen von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 185. Beuth Verlag Berlin Wien Zürich, 1966
- /89/ Manns, W.: Rissvermeidung bei der Betonherstellung. Beton 10/93, S. 504-510, Stuttgart, 1993

- /90/ Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton, Dissertation, Universität – Gesamthochschule – Essen, 1993
- /91/ DIN EN 12390-Teil 8: Prüfung von Festbeton. Wassereindringtiefe unter Druck, Februar 2001
- /92/ Manns, W.; Wischers, G.: Ursache für das Entstehen von Rissen im jungen Beton. Betontechnische Berichte; Forschungsinstitut der Zementindustrie, S.167-171, 1973
- /93/ Lusche, M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Schriftenreihe der Zementindustrie, Düsseldorf, Heft 39/1972
- /94/ Klemt, K.; Dörr, J.; Riedl, S.: A Method to visualize mechanical microcracks by injecting fluorescent epoxy resin. Darmstadt Concrete Vol. 14, pp. 244-255, 1999
- /95/ Griffith A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, Communicated by G.I. Taylor F.R.S (1920)
- /96/ Brameshuber, W.: Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 5, Universität Karlsruhe, 1988.
- /97/ Irwin, G. R.: Fracturing of metals: A Seminar held during the 29. National Metal Congr. American Society of Metals Reprint., 1952, Cleveland, Ohio
- /98/ Kaplan, M.: Crack Propagation and Fracture of Concrete. ACI Journal, Vol. 58, 1961
- /99/ Grimm, R.: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. Dissertation, TH Darmstadt, 1996
- /100/ Wittmann F.: Fracture Mechanics of Concrete. Developments in Civil Engineering, 7, Elsevier Science Publishers, Amsterdam Netherlands, 1983
- /101/ Hilsdorf, H.; Ziegeldorf, S.: Fracture Energy of Concrete. Eindhoven University, 1981, pp. 101-124
- /102/ Schorn, H.: Damage process and fracture mechanism of uniaxially loaded concrete. Proceedings of JMX 13: Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites, C. Huet, Lausanne, 1993
- /103/ Middel, M.: Zentrische Zuguntersuchungen zur Bestimmung lastabhängiger und lastunabhängiger Rissbildungen von Betonen, Dissertation Ruhr-Universität Bochum, 1995
- /104/ Bascoul, A.; Turatsinze, A.: Microstructural characterization of mode I crack opening in mortar. Materials and Structures, 27, pp. 71-87, 1994
- /105/ Sunderland, H.; Tolou, A.; Huet, C.: Multilevel Numerical Microscopy and Tri- Dimensional Reconstruction of Concrete Microstructure. Proceedings of JMX 13: Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites, C. pp. 171-179, pp. 35-43, Huet, Lausanne, 1993
- /106/ Duda, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 419, Beuth Verlag Berlin, 1991
- /107/ van Mier, J. G. M.: Mode I Fracture of Concrete: Discontinuous Crack Growth and Crack Interface Grain Bridging. Cement and Concrete Research Vol. 21, pp. 1-15, 1991

- /108/ Ringot, E.: Development of the map cracking in concrete under compressive loading. Cement and Concrete research, vol 18 pp. 933-942, 1988
- /109/ Loo, Y. H.: Propagation of microcracks in concrete under uniaxial compression. Magazine of Concrete Research, 47, No. 170, S. 83-91, 1995
- /110/ Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 229, Verlag Ernst und Sohn, Berlin – München - Düsseldorf, 1973
- /111/ Landis, E. N.; Shah, S. P.: The Influence of Microcracking on the mechanical Behaviour of cement based Materials. Advanced Cement based materials, V.2, N. 3, pp. 105-118; 1995
- /112/ Darwin, D.: Concrete in Compression. Concrete International, pp. 82-85, August 1999
- /113/ Hillerborg, A.: Analysis of one single crack. Fracture Mechanics of Concrete, edited by F. Wittmann, Lausanne Switzerland, Elsevier 1983
- /114/ Cornelissen, H.; Hordijk, D.; Reinhardt, H.W.: Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. HERON 31, No. 2, Fracture Mechanics and Structural Aspects of Concrete, (1986)
- /115/ Bazant, Z. P.; Cedolin, L.: Blunt crack band propagation in finite element analysis. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 105, No. EM2, Proc. Paper 14529, 1979, pp. 297-315 zitiert nach /6/
- /116/ CEB-FIP Model Code 1990, CEB Bulletin D'information No. 213/214, Lausanne, 1993
- /117/ Wittmann, F.: Fracture Mechanics of Concrete Structures. Proc. Sec., Aedificatio, 1995
- /118/ König, G.; Rimmel, G.: Tensile behaviour of high-strength-Concrete (HSC). Fracture Mechanics of Concrete Structures, Z. P. Bazant (ed.), Elsevier Applied Science, London/ New York, 1992, pp. 470-475
- /119/ Kan, Y.-C.; Swartz, S. E.: The effects of mix variables on Concrete Fracture Mechanics parameters. Fracture mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2, Aedificatio Verlag, Freiburg 1995, pp. 111-118
- /120/ Thienel, K.-Ch.; Kustermann, A.; Junggunst, J.; Zimbelmann, R.: Properties of High Strength Concrete Using a High Fly Ash Content. Proceedings of the American Concrete Institute's 7<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Washington DC. vorr. Juni 2005
- /121/ Hordijk, D.A.: Local approach to fatigue of concrete, Doctoral thesis, Delft University of Technology, 1991 zitiert nach /6/
- /122/ Schießl, P.: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 370, Beuth Verlag Berlin, 1986
- /123/ Brauer, N.: Analyse der Transportmechanismen für wassergefährdende Flüssigkeiten in Beton zur Berechnung des Medientransportes in ungerissene und gerissenen Betondruckzonen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 538, Beuth Verlag Berlin, 2002

- /124/ Fehlhaber, T. et al.: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 416, Beuth Verlag Berlin, 1991
- /125/ Schlangen, E.; van Mier, J. G. M.: Experimental and Numerical Analysis of Micromechanisms of Fracture of cement-based Composites. Cement & Concrete Composites 14, pp. 105-118, 1992
- /126/ Elzafranry, M.; Soroushian, P.: Assessment of microcrack development in concrete materials of different strengths. Materials and Structures Vol. 37, December 2004, pp. 724-731
- /127/ Nemati, K. M.; Stroeven, P.: Stereological analysis of micromechanical behaviour of concrete. Materials and Structures Vol. 34, October 2001, pp. 486-494
- /128/ Attiogbe, E. K.; Darwin, D.: Strain due to Submicrocracking in Cement Paste and Mortar. ACI Materials Journal, Jan - Feb 1988, pp. 3-11
- /129/ Blaschke, F.: Zugtragverhalten von Beton. Dissertation Gesamthochschule Kassel Universität, 1993
- /130/ Slate, F.; Olsefski, S.: X-Ray for Study of internal Structure and Microcracking of Concrete. Journal of the American Concrete Institute, No. 5, Proceedings, Vol. 60, May 1963, pp. 575-588
- /131/ Ansari, F.: Mechanism of Microcrack Formation in Concrete. ACI Marterials Journal, September – October 1989, pp. 459-464
- /132/ Ziegeldorf, S.; Müller, J.; Plöhn, J.; Hilsdorf, H.K.: Autogeneous Shrinkage and Crack Formation in young Concrete. RILEM Int. Conference on concrete on early ages, Volume I, pp. 83-88, Edition Anciens ENCP, Paris, 1982
- /133/ Ziegeldorf, S.; Müller, H. S.; Hilsdorf, H. K.: 4. Int. Conference on Fracture, Cannes 1981, pp. 2243-2252 zitiert nach /132/
- /134/ Hsu, T. T. C.: Mathematical Analysis of shrinkage stresses in a model of hardened concrete. American Concrete Institute, No. 3, Proceedings, Vol. 60, 1963
- /135/ Hsu, T. T. C.: Microcracks between Coarse Aggregates and Paste Mortar in Concrete. PhD Thesis, Cornell University, June 1962 zitiert nach /134/
- /136/ Suarjana, M.; Besari, M. S.; Abipramono, R.: Two-dimensional concrete models using metal aggregates. Proceedings of 12<sup>th</sup> ACBM/NIST Computer Modelling Workshop, Gaithersburg, Maryland, June 11-14, 2001
- /137/ Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Dissertation TU Braunschweig, 1986.
- /138/ Rossi, P.; Richer, S.: Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach. Materials and Structures, Vol.20, 1987, pp.334-337
- /139/ Roelfstra, P.E.; Sadouki, H.; Wittmann, F.H.: Le beton numerique. Materials and Structures, Vol.18, 1985, pp. 327-335
- /140/ Vonk, E.: Softening of concrete loaded in compression. Doctoral thesis, Eindhoven University of technology, 1992

- /141/ Sadouki, H.; Wittmann, F.H.: Numerical concrete applied to investigate size effect and stability of crack propagation. Fracture Mechanics of Concrete Structures, F.H. Wittmann (ed), Aedificatio Publishers, Freiburg, 1995, pp. 619-634.
- /142/ Bazant, Z.P.; Tabbara, M.R., Kazemi, M.T., Pijaudier-Cabot, G.: Random particle model for fracture of aggregate or fibre composites. Journal of Engineering Mechanics, ASC, Vol.116, 1990, pp. 1686-1705
- /143/ Schlangen, E.; van Mier, J.G.M.: Micro-mechanical analysis of fracture of concrete. International Journal of Damage Mechanics, Vol. 1, 1992, pp. 435-454
- /144/ Klitz, D.: Modellierung der Schädigungsevolution von Bbeton anhand innerer Strukturveränderungen. Festschrift Friedhelm Stangenberg, Ruhr Universität Bochum, S.121-132, Oktober 2002
- /145/ Eierle, B.: Berechnungsmodelle für rissgefährdete Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang. Dissertation TU München, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, TUM, 2000
- /146/ Bazant, Z. P.; Prsannan, S.: Solidification for concrete creep. I. Formulation. II. Verification and Application. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, 8/1989, pp. 1691-1725, ASCE, 1989 zitiert nach /145/
- /147/ Zeitler W.: Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen infolge Hydratation. Dissertation, TH Darmstadt, 1983
- /148/ DIN 1048-Teil 1; Teil 5, Prüfverfahren für Beton, Frischbeton; Festbeton gesondert hergestellter Probekörper. Juni 1991
- /149/ Greim, M.: Schwind- und Dehnmessungen. <http://www.schleibinger.com>, 2003
- /150/ Persönlicher Kontakt mit Dr. H. Möller, Schwenk Zement; April 2004
- /151/ Schachinger, I.; Schmidt, K.; Heinz, D.: Relaxation und Rissempfindlichkeit von ultrahochfestem Beton infolge behinderter autogener Verformungen. Workshop: Schwinden von Baustoffen, Augsburg, September 2002
- /152/ DIN 1045 Teil 3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 3 Bauausführung, Juli 2001
- /153/ DIN EN 12 620: Gesteinskörnungen für Beton. 4/2004
- /154/ Petersen, C.: Stahlbau. 2. Auflage, Frier. Vieweg & Sohn, Braunschweig / Wiesbaden, 1990
- /155/ ADINA Theory and Modelling Guide, Report ARD 02-7, User Interface, Users Guide, Report ARD 02-1, ADINA R&D Inc. September 2002
- /156/ Bathe, K.-J.: Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1982
- /157/ Wittmann, F.: Crack Formation and Fracture Energy of Normal and High Strength Concrete. Sadhana, Volume 27, Part 4, India, August 2002, pp. 413-423



## 10 Anhang

### 10.1 Anhang: Beton- und Mörtelrezepte

Tabelle A 1: Betonrezept zum Kapitel 4.3.1 Sägen als Mikrorissursache, zum Kapitel 4.4.2 Nachbehandlung und 4.5.1 Probekörpergröße

Zusammensetzung in [kg/m <sup>3</sup> ]	Sägen als Mikrorissursache/Nachbehandlung/Probekörpergröße
w/b-Wert	0,33
Zement CEM I 42,5 R*	414
Silikastaub	36
Fließmittel	4,5
Wasser	144
0/4 Moränenkalk	871
4/8 Moränenkalk	354
8/16 Moränenkalk	670

\*) Schwenk Mergelstetten

Tabelle A 2: Betonrezept zum Kapitel 4.3.2 Verdichtungszeit

Zusammensetzung [kg/m <sup>3</sup> ]	
w/b-Wert [-]	0,30
Zement	305
Steinkohlenflugasche	131
Fließmittel	14
Wasser	132
Sand 0/4	928
Kies 4/8	304
Kies 8/16	678

Tabelle A 3: Betonrezepte zum Kapitel 4.3.2.1 Probenalter und 4.5.2 Belastungseinfluss

Zusammensetzung [kg/m <sup>3</sup> ]	
w/b-Wert [-]	0,35
Zement	414
Silikastaub	36
Fließmittel	4,5
Wasser	153
Sand 0/4	860
Kies 4/8	330
Kies 8/16	661

Tabelle A 4: Betonrezepte zum Kapitel 4.4.1 Bindemittelzusammensetzung

Zusammensetzung in [kg/m³]	A	B	C	A1	A2	A0	B0	C0
w/b-Wert [-]	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Zement *)	414	414	414	428	428	450	450	450
Silikastaub	36	36	36	22	0	0	0	0
Metakaolin	0	0	0	0	22	0	0	0
Wasser	153	153	153	153	153	153	153	153
Fließmittel	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
0/4 Moränenkalk	860	860	860	860	860	880	880	880
4/8 Moränenkalk	350	350	350	350	350	358	358	358
8/16 Moränenkalk	661	661	661	661	661	676	676	676

\*) Die Mischungsbezeichnung A, B und C bezeichnen unterschiedliche Zementsorten

Tabelle A 5: Phasenanalyse der verwendeten Zemente A und B

Klinkerphasenanteile in [%]	A	B
C <sub>3</sub> S	60	60
C <sub>2</sub> S	14	13
Kubisches C <sub>3</sub> A	0,5	8
Orthorhombisches C <sub>3</sub> A	0	1
C <sub>4</sub> AF	17	7
CaO	<0,5	<0,5
MgO	1,5	0,5

Tabelle A 6: Betonrezepte zum Kapitel 4.4.3 Größtkorn und Kornform

Zusammensetzung [kg/m³]	GK 4	GK 8	GK 16	GK 32	Q_GK 16	uK
w/b-Wert [-]	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
Zement	297	297	297	297	297	297
Wasser	124	124	124	124	124	124
Flugasche	135	135	135	135	135	135
Silikastaub	18	18	18	18	18	18
Fließmittel	12	12	12	12	12	12
0/4 Moränenkalk	1844	1252	850,	647		850
4/8 Moränenkalk	-	596	345	236		345 *)
8/16 Moränenkalk	-	-	653	379		653 *)
16/32 Moränenkalk	-	-	-	576	-	-
0/4 Quarzitbrechsand					581	
4/8 Quarzitsplitt					685	
8/16 Quarzitsplitt					585	

\*) für die bezeichneten Fraktionen wurden ungünstig geformte Gesteinskörnungen ausgesucht

Tabelle A 7: Mörtelrezeptur zum Kapitel 5.1 der Modellbetonprobekörper

Zusammensetzung [kg/m³]	
w/b-Wert	0,33
0/4 Moränenkalk	879
Zement CEM I 42,5 R	414
Wasser	135
Silikastaub	36
Fließmittel	14

\*) Schwenk Mergelstetten

## 10.2 Anhang: Frisch- und Festbetonkennwerte

Tabelle A 8: Frisch- und Festbetonkennwerte der Mischungen zum Kapitel 4.4.1 Sägen als Mikrorissursache

Kennwert (Festbetonalter 28d)		
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,47
Frischbetontemperatur	°C	21

Tabelle A 9: Frisch- und Festbetonkennwerte der Mischungen zum Kapitel 4.4.1 Verdichtungszeit

Kennwert (Festbetonalter 28d)		30	45	60	90	105	120
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,49	2,47	2,48	2,51	2,52	2,51
LP-Gehalt	%	2,30	2,10	1,80	1,60	1,50	1,40
Ausbreitmaß	cm	34	34	34	34	34	34
Frischbetontemperatur	°C	17	17	17	17	17	17
Festbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,49	2,51	2,5	2,52	2,55	2,51
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	84	81	82	81	80	81
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	41600	41100	45300	45200	44900	43300
Spaltzugfestigkeit	N/mm	4,3	4,0	4,0	4,5	4,3	4,3
Wassereindringtiefe	mm	0,3	0,6	0,53	0,8	0,7	0,4

Tabelle A 10: Frisch- und Festbetonkennwerte der Mischungen zum Kapitel 4.3.2.1 Probenalter und 4.5.2 Belastungseinfluss

Kennwert (Festbetonalter 28d)		0% / 28d	30%	67%	80%	7d
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,46	2,40	2,40	2,42	2,33
LP-Gehalt	%	3,7	1,8	1,8	1,9	1,7
Ausbreitmaß	cm	32	42	41	41	43
Frischbetontemperatur	°C	22	21	20	20	19
Festbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,46	2,39	2,40	2,41	2,33
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	105	90	92	100	52
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	43300	37800	39500	40500	-
Spaltzugfestigkeit	N/mm	5,6	5,8	5,8	6,0	5,5
Wassereindringtiefe	mm	9	16	16	24	-
Kapillares Saugen*	M.-‰	2,33	2,33	2,10	2,33	-

Der Elastizitätsmodul, die Wassereindringtiefe und das kapillare Saugen von Mischung 7d wurde nicht ermittelt, da der Prüfkörper bis zum Prüfdatum unter Wasser gelagert wurde und die entsprechenden Prüfungen dann nicht sinnvoll erschienen oder nicht möglich waren

\*) Wert ist im Alter von 97 Tagen ermittelt

Tabelle A 11: Frisch- und Festbetonkennwerte der Mischungen zum Kapitel 4.4.1 Bindemittelzusammensetzung

Kennwert (Festbetonalter 28d)		A	B	C	A1	A2	A0	B0	C0
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,50	2,40	2,40	2,50	2,50	2,51	2,49	2,49
LP-Gehalt	%	3,00	2,70	2,90	1,40	1,70	1,25	1,10	1,25
Ausbreitmaß	cm	63,0	52,5	63,5	66,5	54,0	54,0	40,5	38,0
Frischbetontemperatur	°C	18	17	18	19	18	18	18	20
Festbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,48	2,43	2,43	2,50	2,50	2,49	2,48	2,48
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	109	101	103	103	106	95	89	85
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	40300	41800	39800	41900	42600	39300	39000	38800
Spaltzugfestigkeit	N/mm	6,0	6,0	6,2	6,5	6,4	6,4	6,1	5,8
Wassereindringtiefe	mm	3	12	10	13	7	9	7	6
Kapillares Saugen	mm	-	-	-	-	-	1,85	1,23	1,5



Abb. A 1: Probewürfel für die Temperaturmessung nach Norm bei Unterwasserlagerung mit Messgerät



Abb. A 2: Probewürfel mit 10 cm Kantenlänge für die Temperaturverlaufsmessung bei quasi adiabatischer Lagerung vor dem Einbau

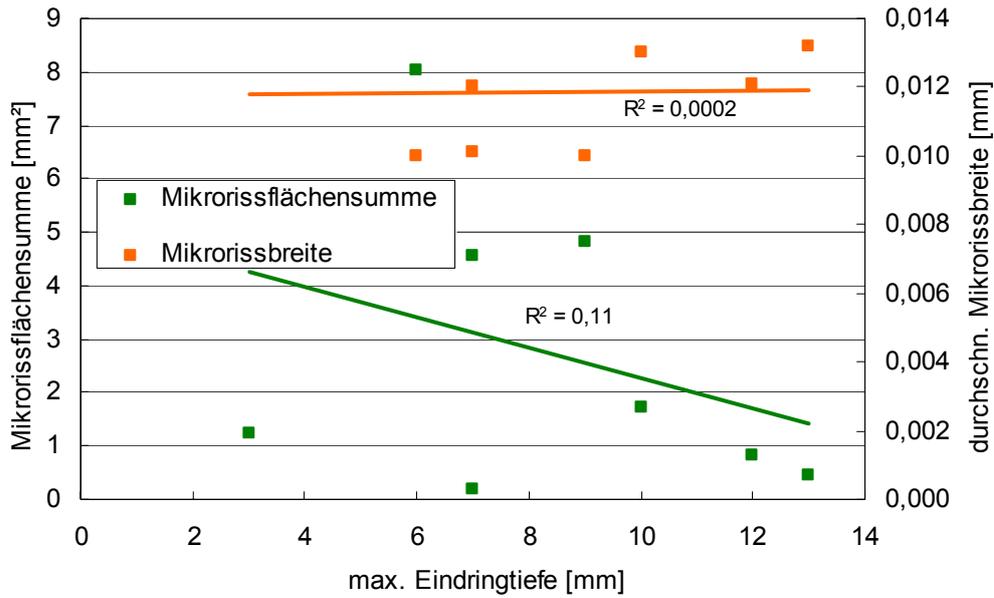


Abb. A 3: Zusammenhang zwischen max. Wassereindringtiefe, Mikrorissflächensumme und der durchschnittlichen Mikrorissbreite der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

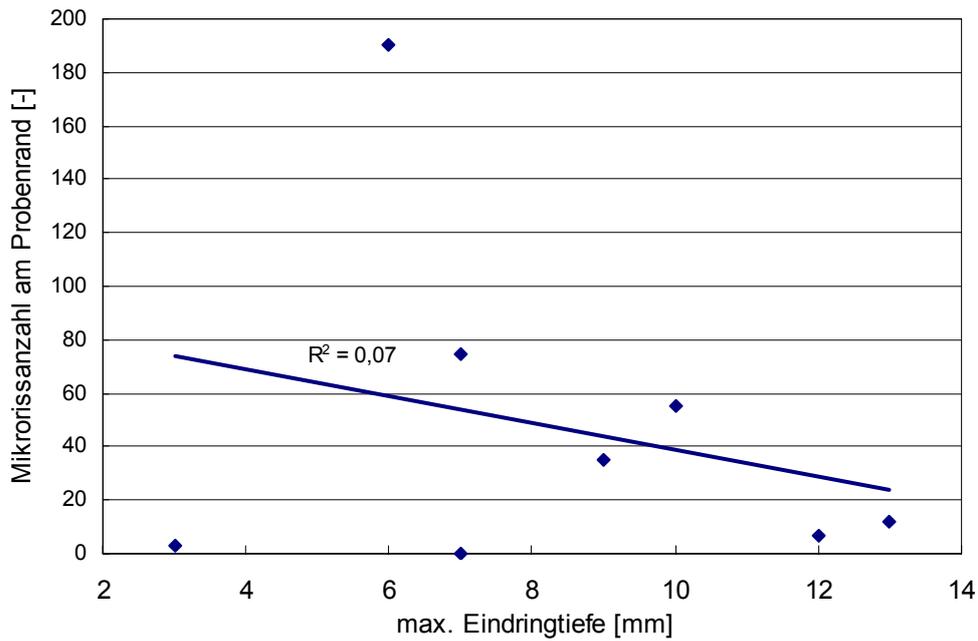


Abb. A 4: Zusammenhang zwischen max. Wassereindringtiefe und der Mikrorissanzahl am Probenrand der Mischungen unterschiedlicher Bindemittelzusammensetzung im Vergleich

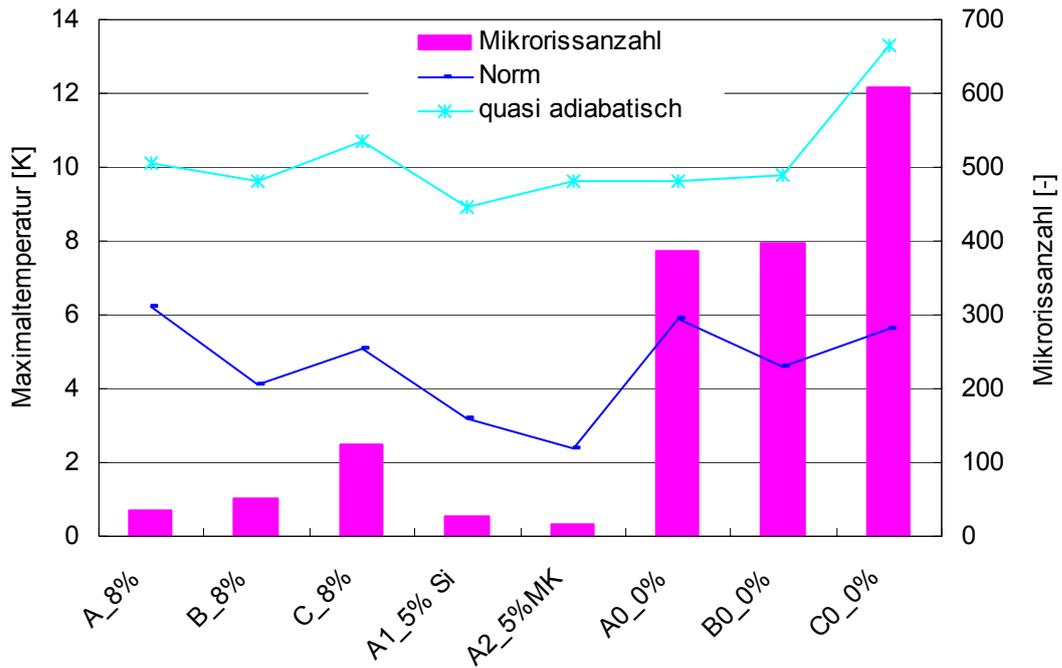


Abb. A 5: Maximalwerte der relativen Temperaturänderung der normgelagerten und quasi adiabatish gelagerten Probekörper im Vergleich mit der ermittelten Mikrorissanzahl

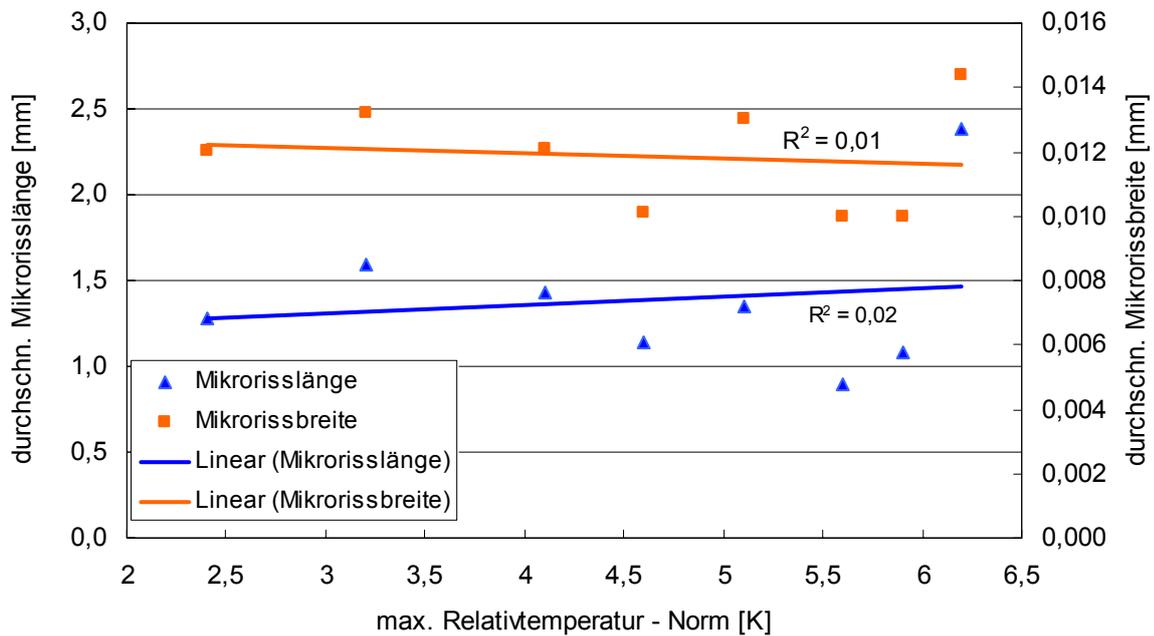


Abb. A 6: Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen Mikrorisslänge und Mikrorissbreite und den maximal erreichten Relativtemperaturen der normgelagerten Probekörper

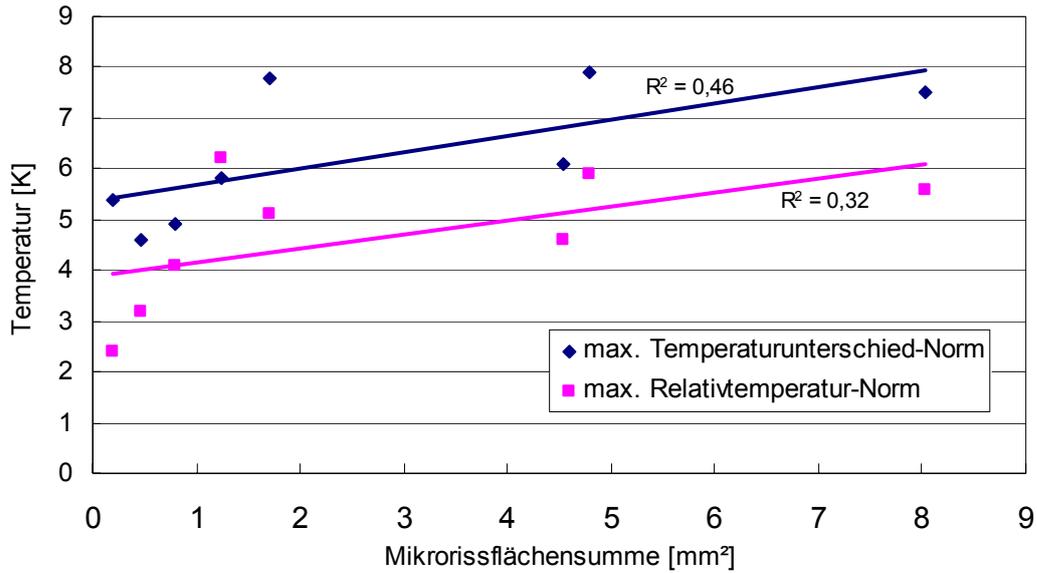


Abb. A 7: Zusammenhang zwischen der ermittelten Mikrorissflächensumme und den maximal erreichten Temperaturen und dem maximalen Temperaturunterschied der normgelagerten Probekörper

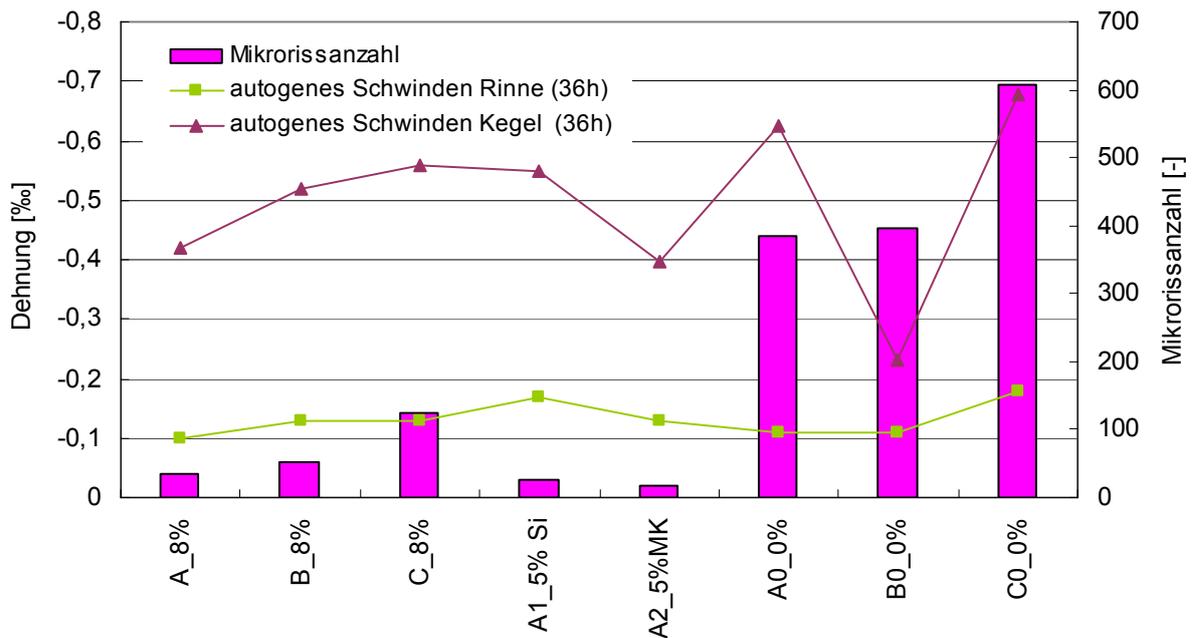


Abb. A 8: Vergleich der ermittelten Mikrorissanzahl mit den Verformungswerten des autogenen Schwindens im Alter von 36 Stunden

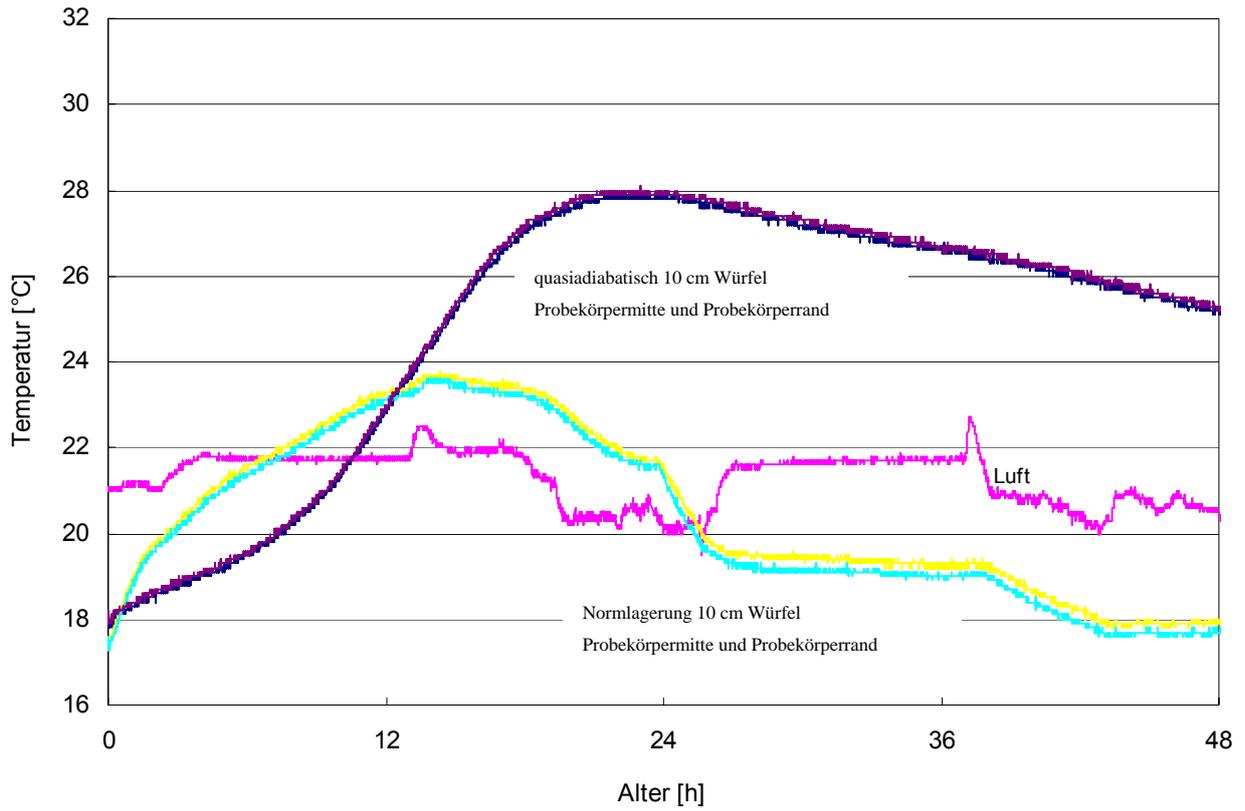


Abb. A 9: Temperaturentwicklung der 4 Messstellen am Probekörper A und die zugehörige Lufttemperatur

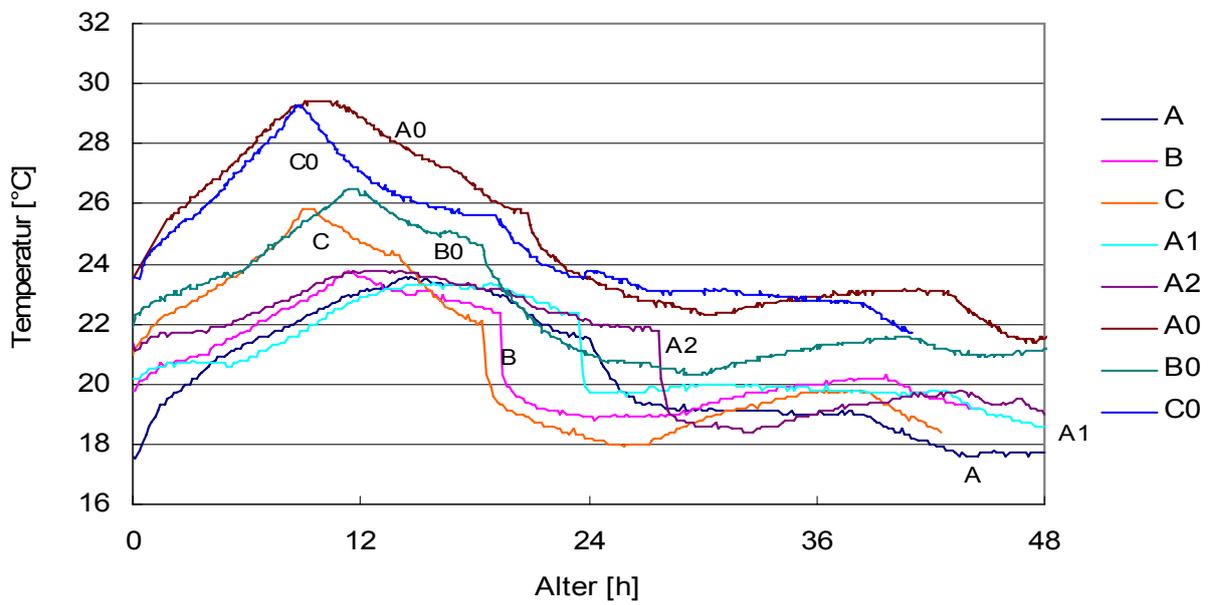


Abb. A 10: Temperaturentwicklung aller Mischungen unter Normlagerung im Probekörpermittepunkt

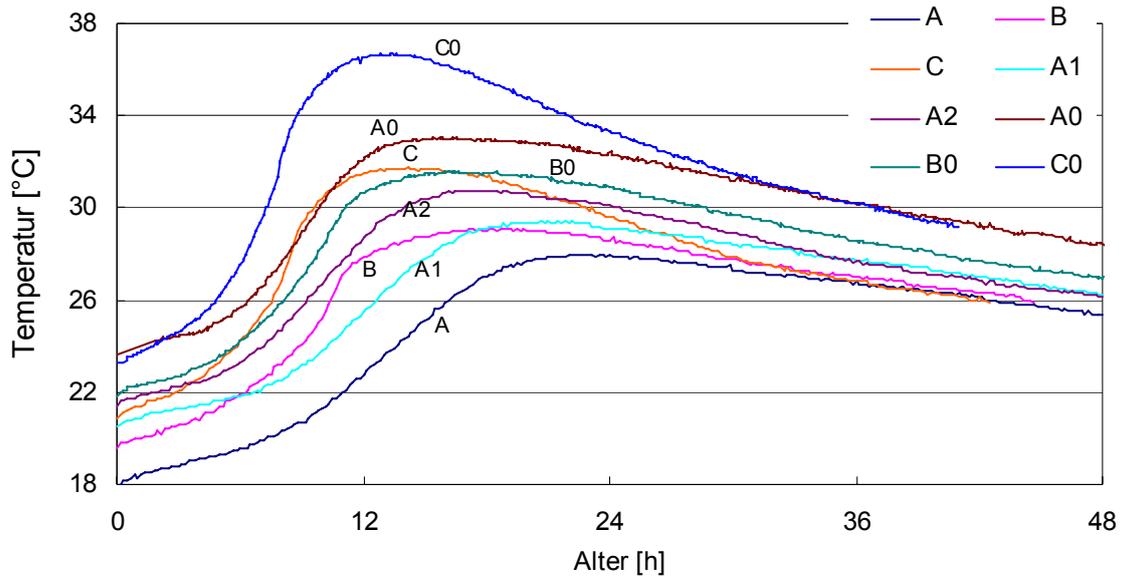


Abb. A 11: Temperaturentwicklung aller Mischungen unter quasi adiabatischer Lagerung am 10 cm-Würfel im Probekörpermittelpunkt

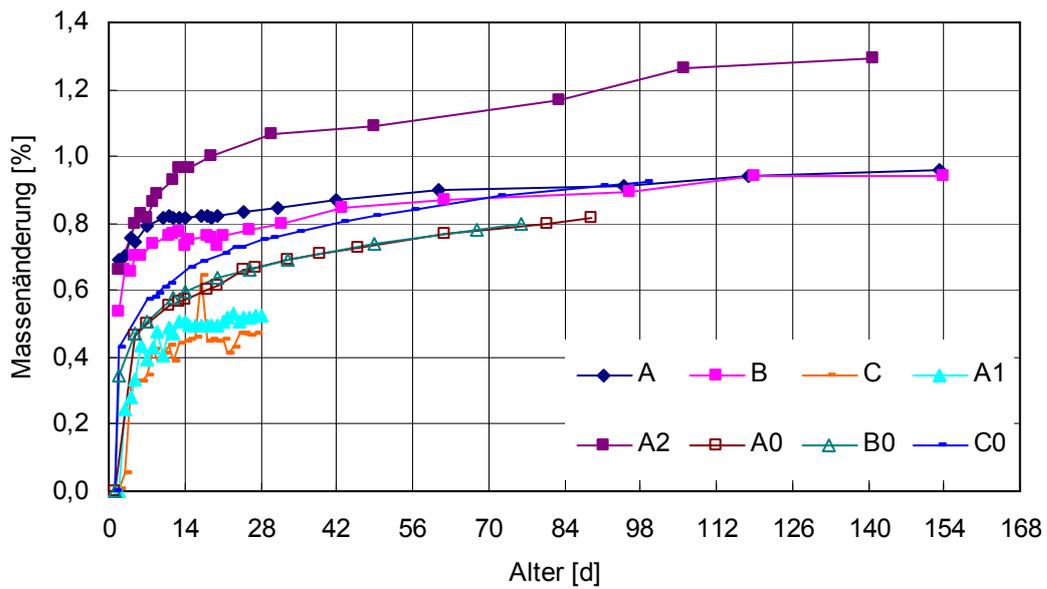


Abb. A 12: Massenänderung der Zylinder zum Messen des Austrocknungsschwindens aller Mischungen unter Wasser Lagerung

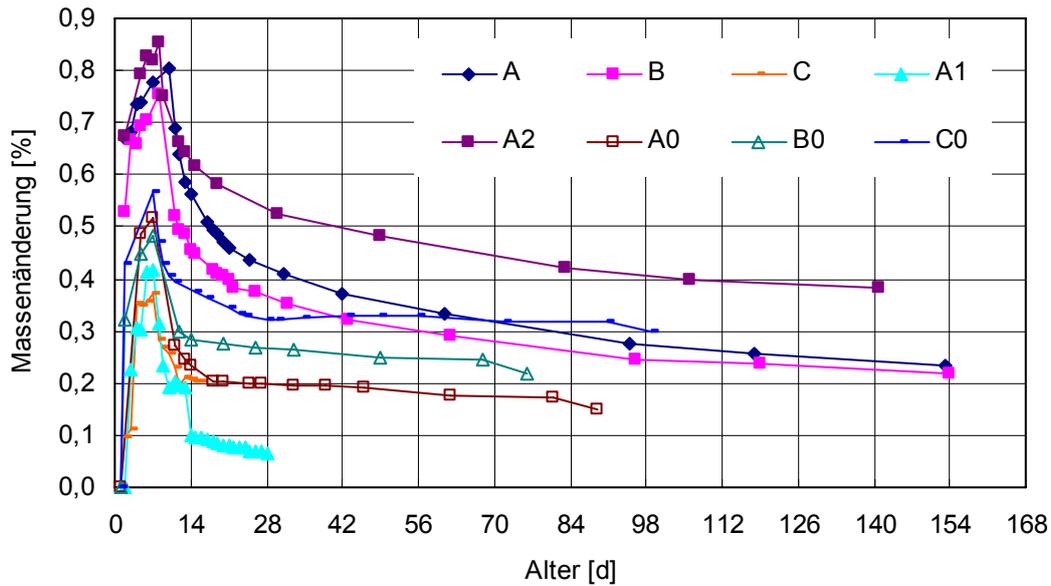


Abb. A 13: Massenänderung der Zylinder zum Messen des Austrocknungsschwindens aller Mischungen unter Klimalagerung

Tabelle A 12: Frisch- und Festbetonkennwerte der Mischungen zum Kapitel 4.4.2 Nachbehandlung

Kennwert (Festbetonalter 28d)		Norm	40°C	unter Wasser	40°C Wind	Sonne
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,46	2,47	2,44	2,49	2,42
LP-Gehalt	Vol.-%	2,1	1,5	1,4	1,2	2,3
Ausbreitmaß	cm	45	43	41	45	37
Frischbetontemperatur	°C	24	23	22	20	23
Festbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,45	2,46	2,46	2,47	2,40
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	106	97	104	91	69
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	42300	40700	41800	39600	38900
Spaltzugfestigkeit	N/mm	5,5	6,0	7,1	5,7	5,9
Wassereindringtiefe	mm	19	16	16	25	16
Kapillares Saugen <sup>*)</sup>	M.-%	2,94	7,16	1,55	7,42	-

\*) Wert nach 118 Tagen

Tabelle A 13: Frisch- und Festbetonkennwerte der Mischungen zum Kapitel 4.4.3 Größtkorn und Kornform

Kennwert (Festbetonalter 28d)		GK 4	GK 8	GK 16	GK 32	Q <sub>GK</sub> 16	uK
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,40	2,44	2,48	2,48	2,433	-
LP-Gehalt	%	1,0	1,1	0,9	0,3	0,8	-
Ausbreitmaß	cm	n.b.*	43	64**	62**	51	
Frischbetontemperatur	°C	19,5	20,0	20,0	19,5	21,0	20,0
Festbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,41	2,47	2,48	2,39	2,47	-
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	73	91	88	75	100	-
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	40500	40900	39800	39800	37900	-
Spaltzugfestigkeit	N/mm	6,0	4,8	6,0	4,8	7,0	-
Wassereindringtiefe	mm	4	10	25	12	4	-
Kapillares Saugen***	M.- % <sub>00</sub>	1,24	1,25	1,37	1,79	1,71	-

\*) n.b. = nicht bestimmbar

\*\*) ohne Schlagen des Ausbreittisches bestimmt

\*\*\*) Wert nach 140 Tagen

Tabelle A 14: Übersicht über aufgebrauchte und ermittelte Druckspannungen zum Kapitel 4.5.2 Belastungseinfluss

Vorbelastung [%]	mittlere Druckfestigkeit ohne Vorbelastung [N/mm <sup>2</sup> ]	Vorbelastungs- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit nach der Vorbelastung [N/mm <sup>2</sup> ]
0	104,7	-	-
30	94,3	28,3	89,6
67	92,7	62,1	92,3
80	103,3	82,6	100,3

Tabelle A 15: Werkstoffparameter des Zementsteins bzw. der Mörtelmatrix der Modelbetonprobekörper, die für die Modellierung verwendet werden

Druckfestigkeit	112 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	4 N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	33 500 N/mm <sup>2</sup>
Rohddichte	2,3 kg/dm <sup>3</sup>

Tabelle A 16: Werkstoffparameter der Modellgesteinskörnung, die für die Modellierung verwendet werden

Druckfestigkeit	221 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	10,5 N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	76 700 N/mm <sup>2</sup>
Rohddichte	2,7 kg/dm <sup>3</sup>



### 10.3 Anhang: Mikrorissbilder

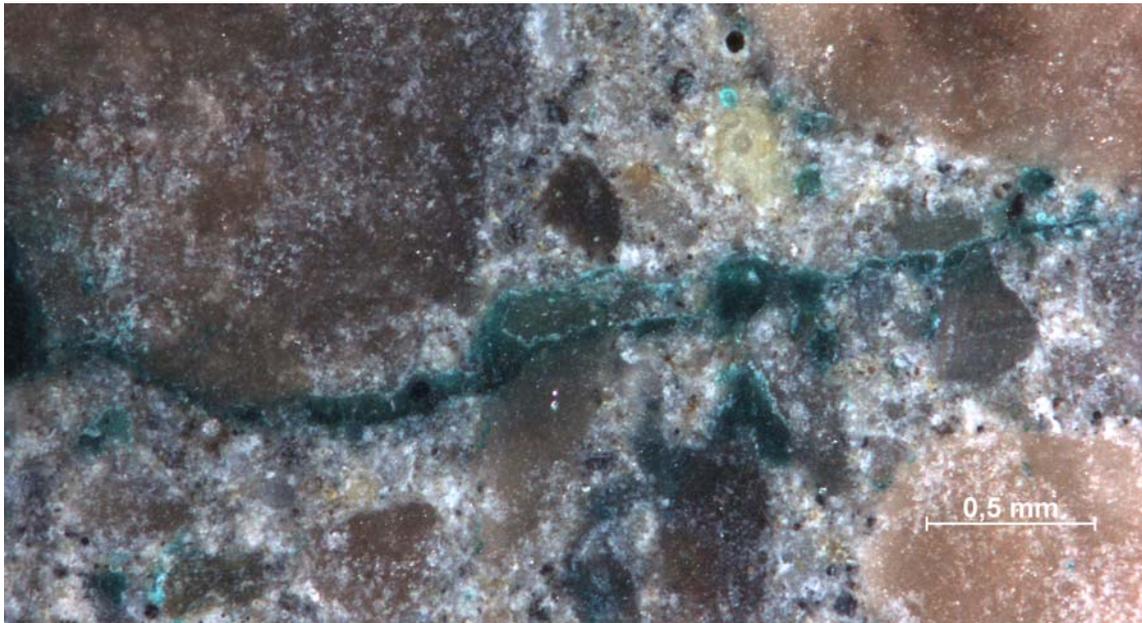


Abb. A 14: Beispiel eines Mikrorisses mit tiefgrüner Rissmitte und blasseren Rissufern

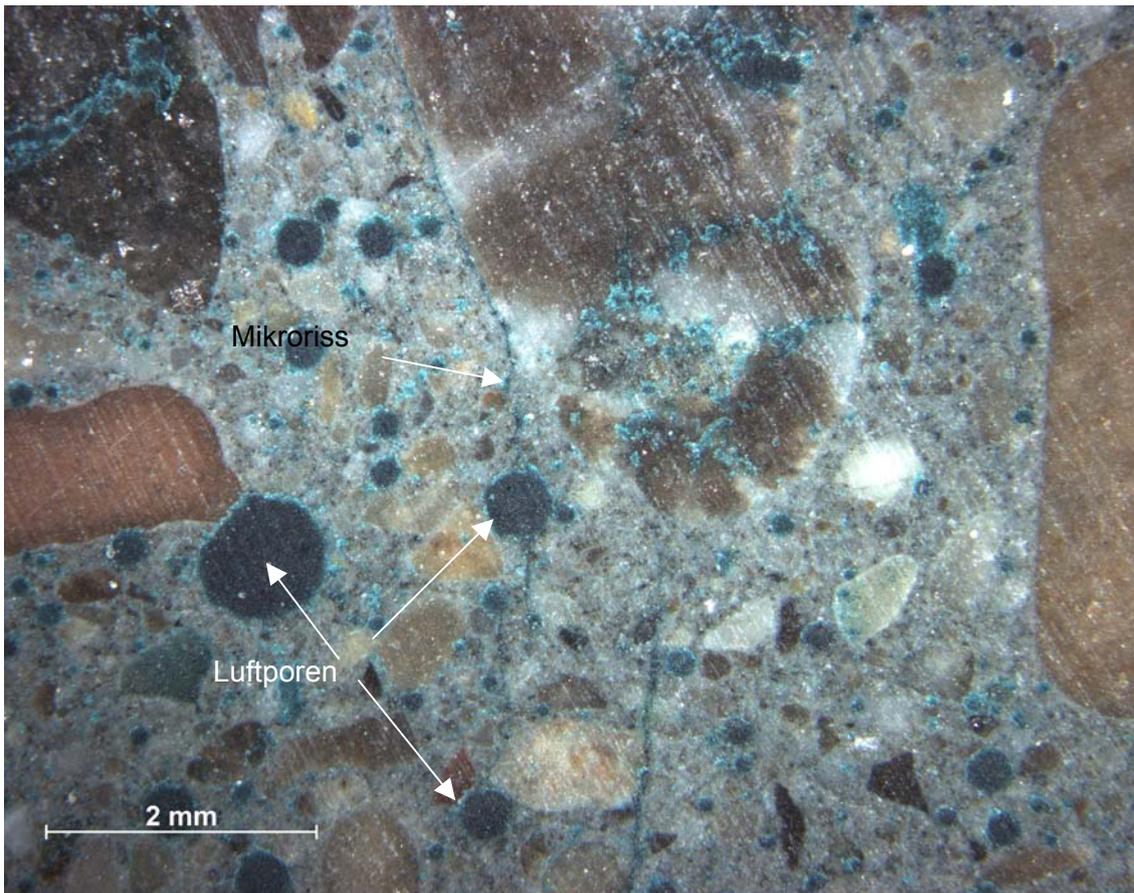


Abb. A 15: Mikroriss ausgehend von einer Kontaktzone in die Matrix durch eine Luftpore hindurch

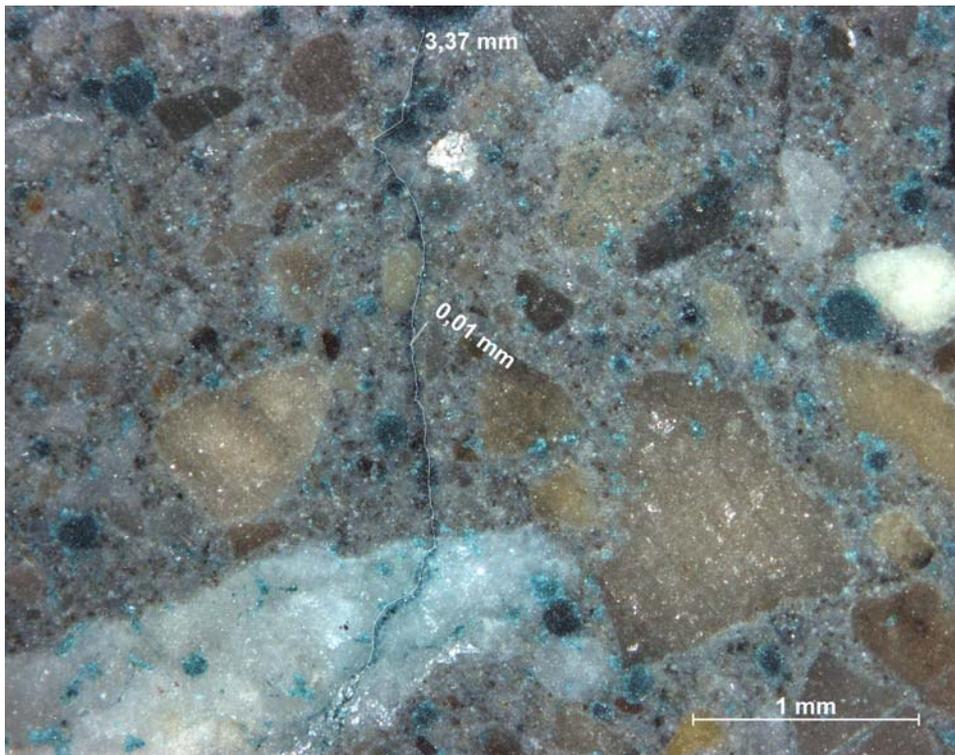


Abb. A 16: Mikroriss in der Matrix und im Gesteinskorn

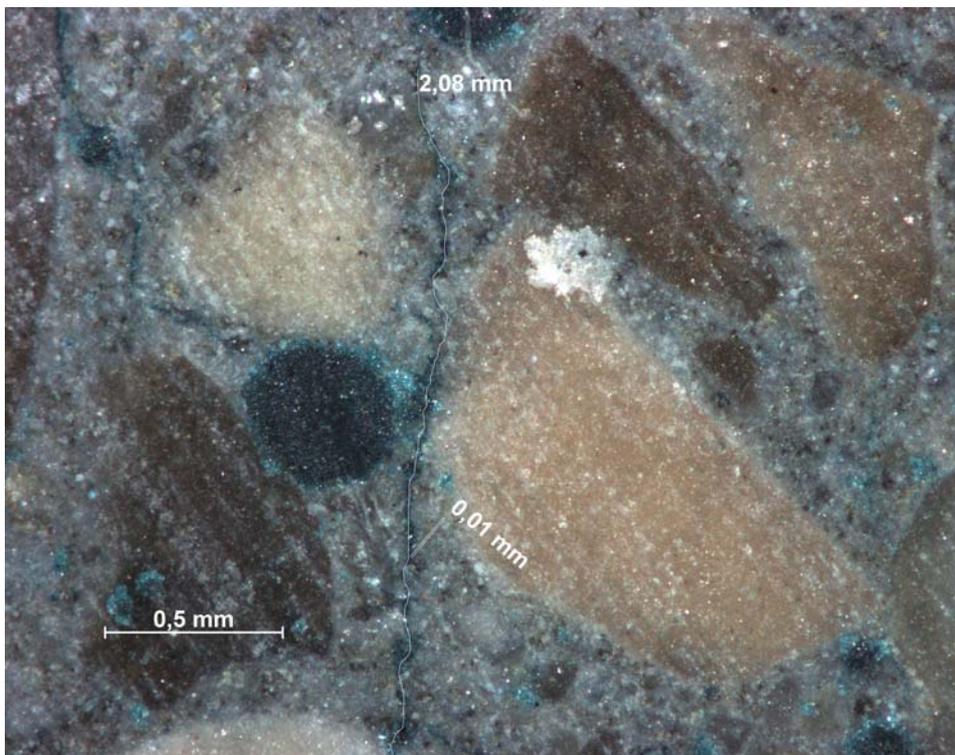


Abb. A 17: Mikroriss von Gesteinskorn zu Luftpore über Kontaktzone verlaufend

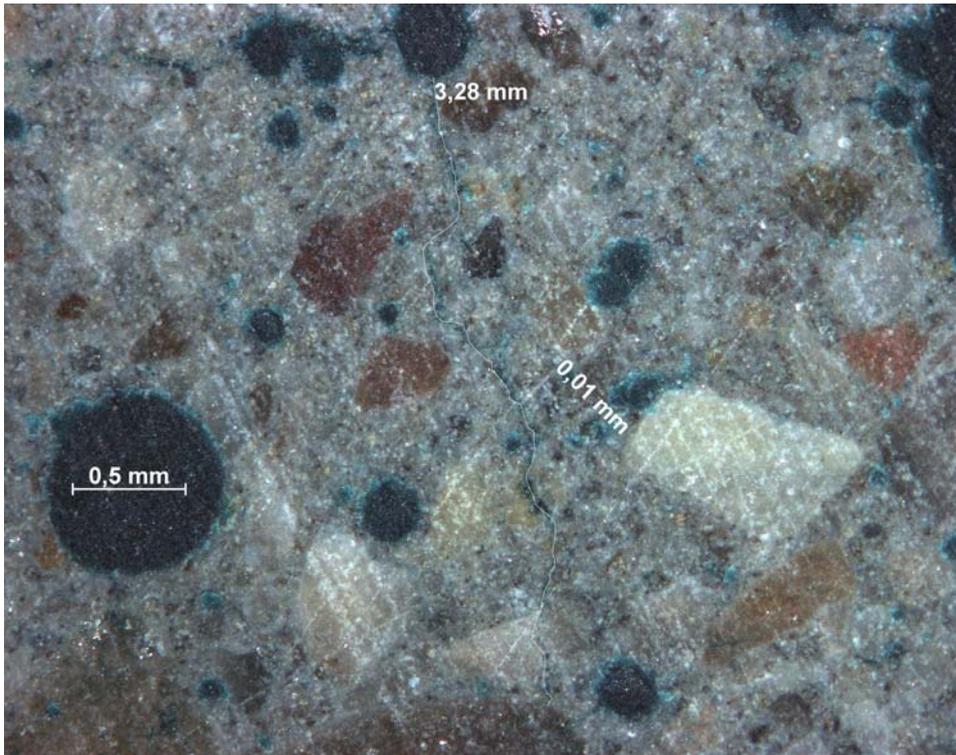


Abb. A 18: Mikroriss in der Matrix von Gesteinskorn zu Luftpore verlaufend

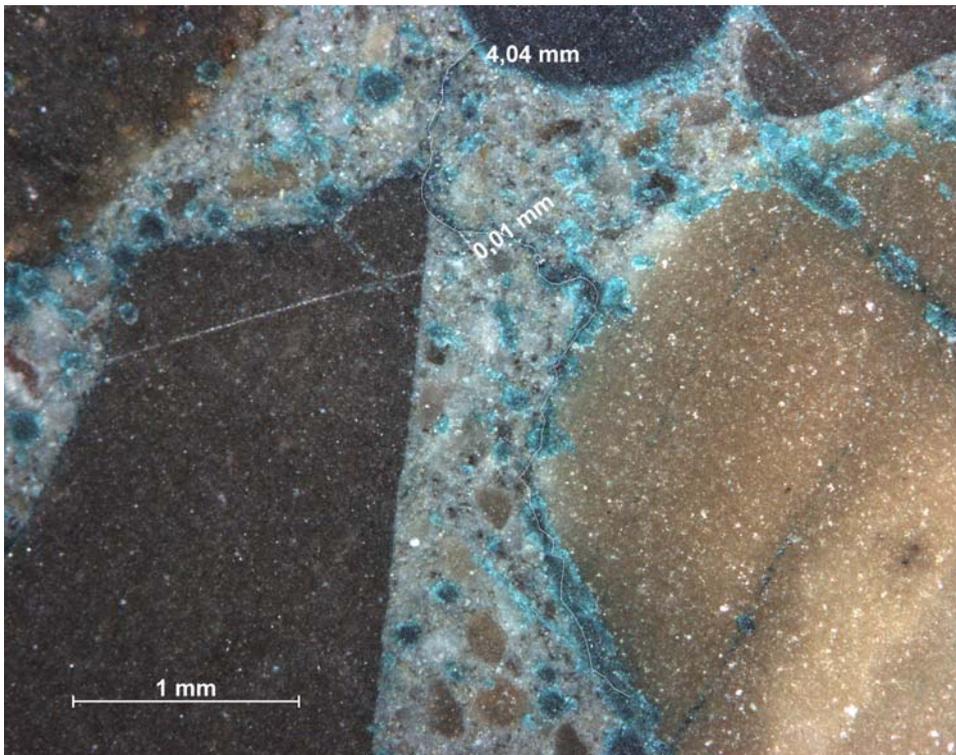


Abb. A 19: Mikroriss von Kontaktzone über Kontaktzone zu Luftpore verlaufend

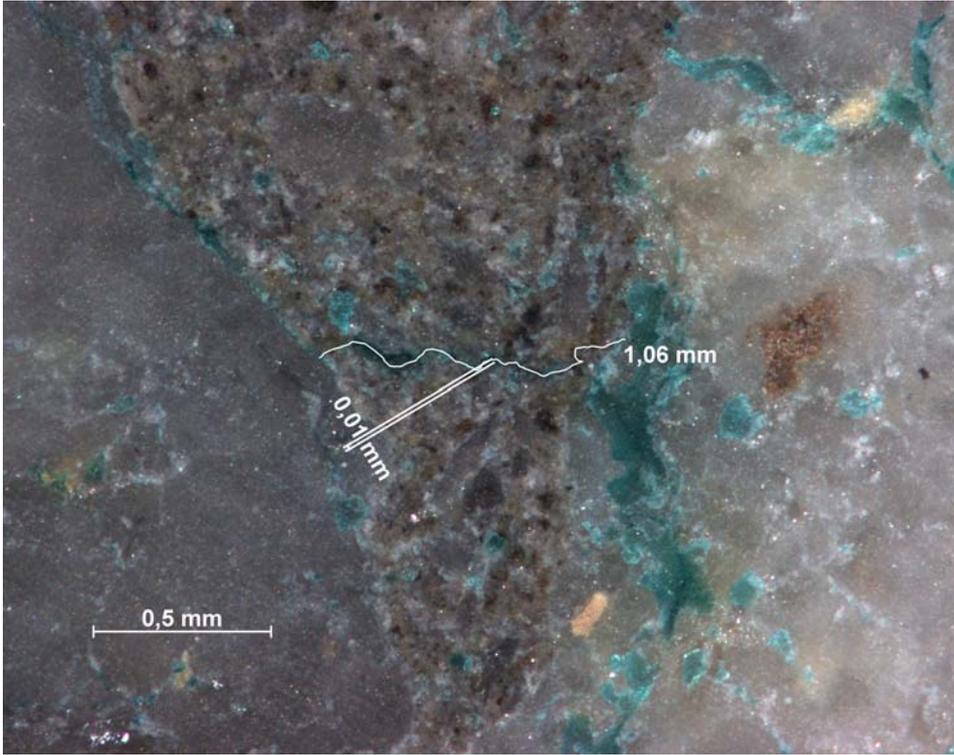


Abb. A 20: Mikrorisse zwischen zwei Gesteinskörnern

## 10.4 Anhang: Mikrorisskennwerte

Tabelle A 17: Mikrorisskennwerte der Mischungen zu Kapitel 4.4.1 Sägen als Mikrorissursache

Kennwert (Alter 28d)		Schnitt 1	Schnitt 2	Schnitt 3	Schnitt 4	1x bearbeitet	2x bearbeitet
Mikrorissanzahl	-	35	52	85	120	108	92
durchschnittliche Mikrorisslänge	mm	0,017	0,018	0,022	-	-	-
durchschnittliche Mikrorissbreite	mm	1,110	0,704	1,026	-	-	-
Mikrorissflächensumme	mm <sup>2</sup>	0,71	0,64	1,94	-	-	-

Tabelle A 18: Mikrorisskennwerte der Mischungen zu Kapitel 4.4.1 Verdichtungszeit

Kennwert (Alter 28d)		30	45	60	90	105	120
Mikrorissanzahl	-	16	17	9	3	3	1
durchschnittliche Mikrorisslänge	mm	4,86	4,81	5,34	0,68	2,25	1,55
durchschnittliche Mikrorissbreite	mm	0,05	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
Mikrorissflächensumme	mm <sup>2</sup>	1,72	0,88	0,23	0,04	0,07	0,03

Tabelle A 19: Mikrorisskennwerte zum Kapitel 4.3.2.1 Probenalter und zum Kapitel 4.5.2 Belastungseinfluss

Kennwert (Alter 28d)			7d	0% / 28d	30%	67%	80%
Mikrorissanzahl	Matrix	-	30	2	4	82	92
	Kontaktzone		43	22	18	188	265
	Gesteinskörnung		62	84	53	135	105
	Summe		135	108	75	405	462
durchschnittliche Mikrorisslänge	Matrix	mm	1,24	1,07	2,27	0,60	1,01
	Kontaktzone		7,94	2,34	2,36	1,28	2,12
	Gesteinskörnung		-	-	-	-	-
durchschnittliche Mikrorissbreite	Matrix	mm	0,057	0,045	0,020	0,022	0,018
	Kontaktzone		0,093	0,035	0,033	0,031	0,026
	Gesteinskörnung						
Mikrorissflächen- summe	Matrix	mm <sup>2</sup>	0,26	0,10	0,13	0,13	0,67
	Kontaktzone		4,96	1,36	1,29	0,71	3,23
	Gesteinskörnung		-	-	-	-	-

Tabelle A 20: Mikrorisskennwerte der Mischungen zu Kapitel 4.4.1 Bindemittelvariationen, Klima gelagert

Kennwert (Alter 28d)		A_KL	B_KL	C_KL	A1	A2	A0_KL	B0_KL	C0_KL
Mikrorissanzahl	-	34	51	124	26	17	386	397	608
durchschnittliche Mikrorisslänge	mm	2,38	1,43	1,35	1,59	1,28	1,08	1,14	0,90
durchschnittliche Mikrorissbreite	mm	0,014	0,012	0,013	0,013	0,012	0,010	0,010	0,010
Mikrorissflächensumme	mm <sup>2</sup>	1,24	0,80	3,65	0,46	0,20	4,80	4,55	3,55

Tabelle A 21: Mikrorisskennwerte der Mischungen zu Kapitel 4.4.1 Bindemittelvariationen, unter Wasser gelagert

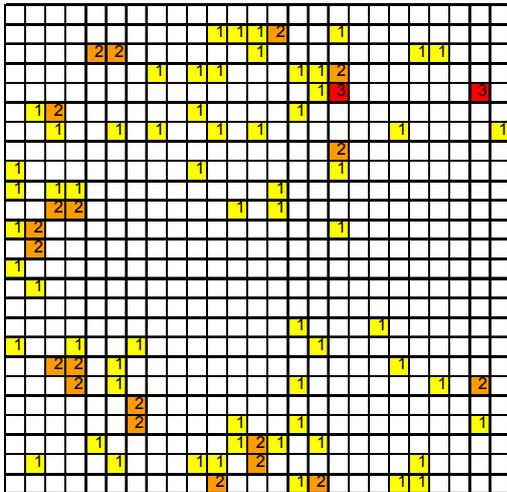
Kennwert (Alter 28d)		A_WL	B_WL	A0_WL	B0_WL	C0_WL
Mikrorissanzahl	-	45	119	293	625	308
durchschnittliche Mikrorisslänge	mm	1,88	2,13	1,62	1,11	1,36
durchschnittliche Mikrorissbreite	mm	0,015	0,011	0,010	0,010	0,010
Mikrorissflächensumme	mm <sup>2</sup>	0,86	2,09	5,19	6,74	3,90

Tabelle A 22: Mikrorisskennwerte der unterschiedlich nachbehandelten Mischungen aus Kapitel 4.4.2

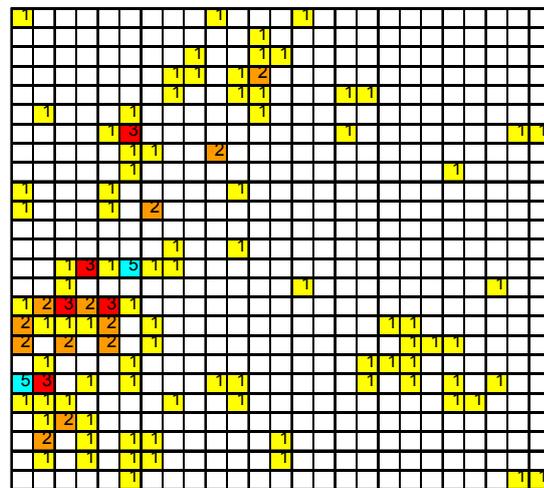
Kennwert (Alter 28d)		Norm	40°C	unter Wasser	40°C Wind	Sonne	Norm ohne Si
Mikrorissanzahl	-	200	155	350	28	40	1174
durchschnittliche Mikrorisslänge	mm	1,61	1,55	1,31	0,95	1,60	2,46
durchschnittliche Mikrorissbreite	mm	0,016	0,011	0,013	0,010	0,010	0,010
Mikrorissflächensumme	mm <sup>2</sup>	8,66	3,10	5,15	0,42	0,68	15,52

Tabelle A 23: Mikrorisskennwerte der Mischungen zum Kapitel 4.4.3 Größtkorn und Kornform

Kennwert (Alter 28d)		GK 4	GK 8	GK 16	GK 32	Q_GK 16	uK
Mikrorissanzahl	-	0	3	26	33	24	14
durchschnittliche Mikrorisslänge	mm	0	0,07	0,071	1,08	0,81	0,928
durchschnittliche Mikrorissbreite	mm	0	0,010	0,012	0,023	0,023	0,029
Mikrorissflächensumme	mm <sup>2</sup>	0	0,02	0,25	1,26	0,46	0,36

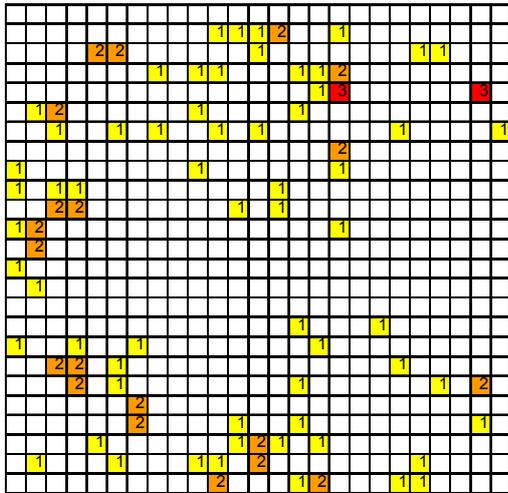


7 Tage

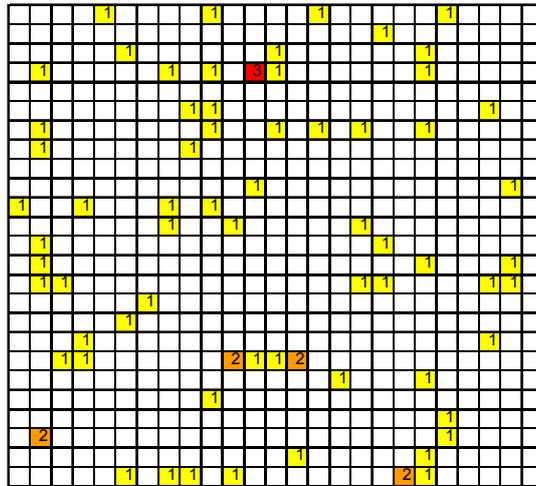


28 Tage

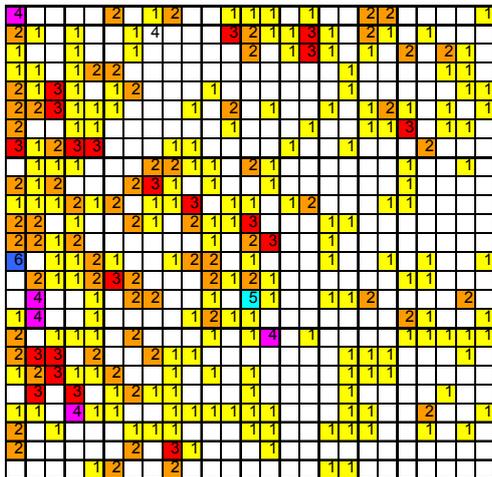
Abb. A 21: Verteilung der aufsummierten Mikrorisse über den Probenquerschnitt in Gesteinskörnung, Kontaktzone und Mörtelmatrix von Proben unterschiedlichen Alters



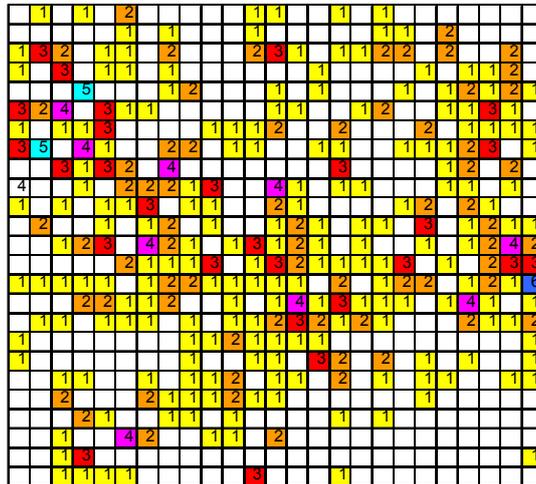
0%



30%



67%



80%

Abb. A 22: Verteilung der aufsummierten Mikrorisse in Gesteinskörnung, Kontaktzone und Mörtelmatrix über den Probenquerschnitt unterschiedlich vorbelasteter Probekörper

Tabelle A 24: Mikrorisskennwerte zum Kapitel 5.1 der Modellprobekörper

Kennwert (Alter 28d)		60x60	50x50	40x40	30x30	40x20_ liegend	20x40_ stehend	40x40_ Raute	Kreis_ D40
Mikrorissanzahl	-	52	21	17	7	21	69	41	45
durchschnittliche Mikrorisslänge	mm	6,74	4,31	3,00	1,50	3,01	6,21	6,39	1,965
durchschnittliche Mikrorissbreite	mm	0,031	0,016	0,013	0,010	0,017	0,013	0,016	0,012
Mikrorissflächensumme	mm <sup>2</sup>	5,81	0,85	0,47	0,09	0,88	0,92	1,05	0,60

Tabelle A 25: Einzelwerte der Mikrorissanzahl der einzelnen Probekörper der untersuchten Parameter

Parameter	Bezeichnung	Probenfläche b	Probenfläche c
Verdichtungszeit	30 s	6	10
	45 s	16	1
	60 s	6	3
	90 s	3	0
	105 s	1	2
	120 s	1	0
Probenalter	7d Matrix	3	27
	7d Kontaktzone	20	23
	7d Gesteinskörnung	29	33
	28d Matrix	2	0
	28d Kontaktzone	7	15
	28d Gesteinskörnung	46	38
Bindemittelvariationen	A_KL	16	18
	A_WL	19	24
	B_KL	26	25
	B_WL	66	53
	C_KL	52	72
	A1	14	12
	A2	10	7
	A0_KL	191	195
	A0_WL	139	154
	B0_KL	2	395
	B0_WL	291	334
	C0_KL	132	476
	C0_WL	230	78
	Nachbehandlung	Norm	112
40 °C		29	53
unter Wasser		149	201
40 °C Wind		83	72
Sonne		25	15
Größtkorn	GK 32	19	22
	GK 16	9	17
	GK 8	3	0
	GK 4	0	0
Kornform	Q_GK 16	11	13
	uK	10	7

Parameter	Bezeichnung	Probenfläche b		Probenfläche c
Probekörpergröße	10 Klima	11		28
	20 Klima	16		13
	30 Klima	16		24
	10 unter Wasser	41		45
	20 unter Wasser	14		6
	30 unter Wasser	17		11
Belastung	0% Matrix	2		0
	0% Kontaktzone	7		15
	0% Gesteinskörnung	46		38
	30% Matrix	1		3
	30% Kontaktzone	11		7
	30% Gesteinskörnung	28		25
	67% Matrix	45		37
	67% Kontaktzone	99		89
	67% Gesteinskörnung	59		76
	80% Matrix	38		54
	80% Kontaktzone	127		138
	80% Gesteinskörnung	52		53
Modellbeton*	Modell_60X60	14	13	25
	Modell_50X50	3	12	6
	Modell_40X40	9	2	6
	Modell_30X30	3	4	0
	Modell_20X40_stehend	28	28	13
	Modell_40X20_liegend	8	7	6
	Modell_40X40_Raute	12	15	14
	Modell_Kreis_D40	19	13	13

\*) Es sind nur Mikrorisse angegeben, die im unmittelbaren Kontakt oder in unmittelbarer Umgebung mit der Modellgesteinskörnung zu finden sind.

## 10.5 Anhang: Modellierung

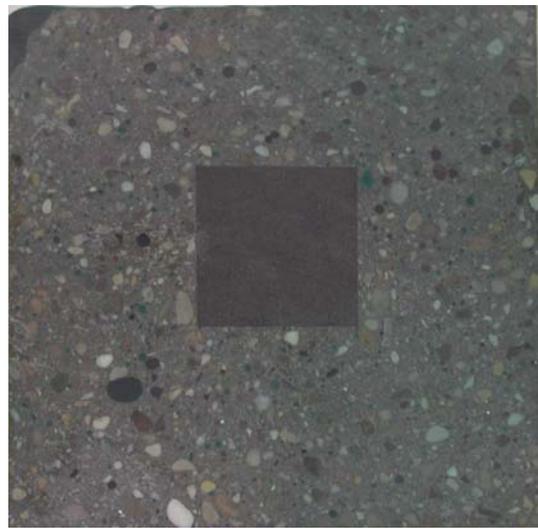
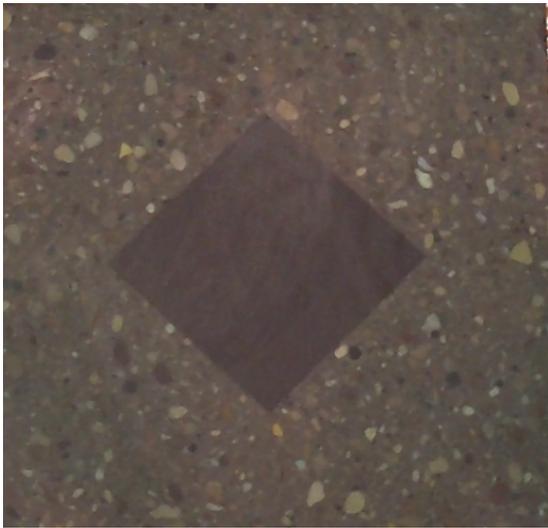


Abb. A 23: Fertig präparierter Mikrorissprobekörper Modell\_40x40\_Raute (links), Modell\_30x30 (rechts)

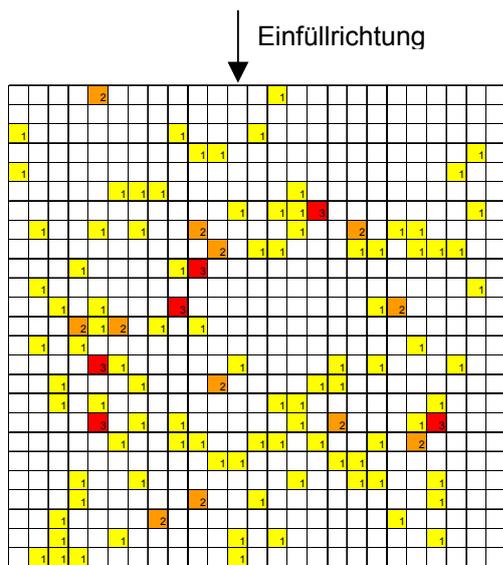
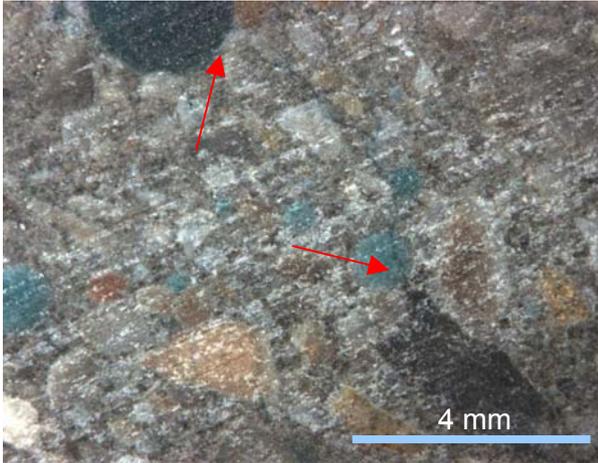


Abb. A 24: Verteilung der Mikrorisse des Modells Matrix



a



b

Abb. A 25: Bildung der Mikrorisse am Modell Matrix; links: von Gesteinskörnung und Luftporen ausgehend; rechts: an den Richtungswechseln der Geometrie der Gesteinskörnung

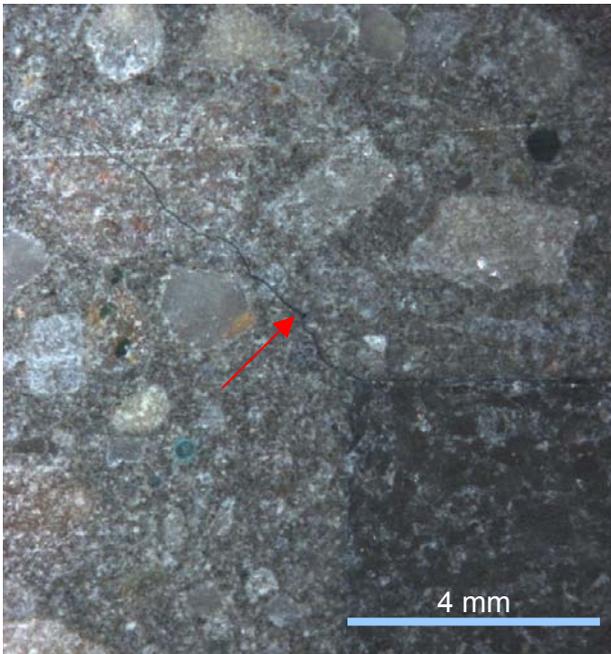
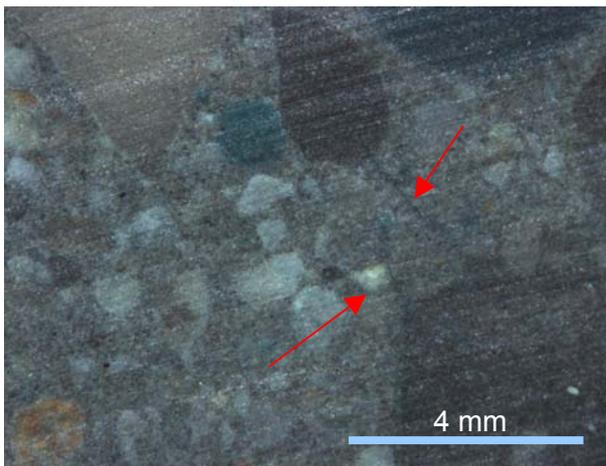
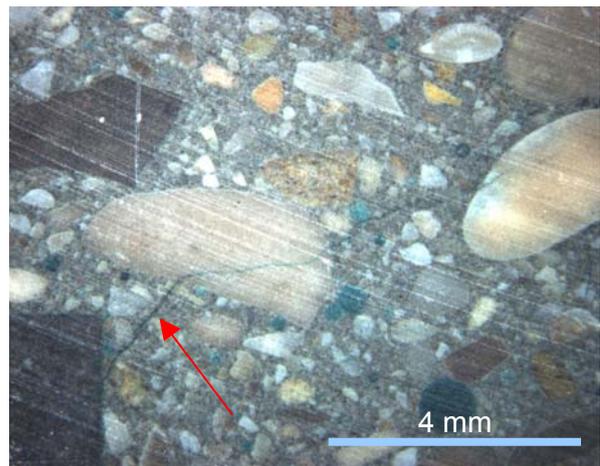


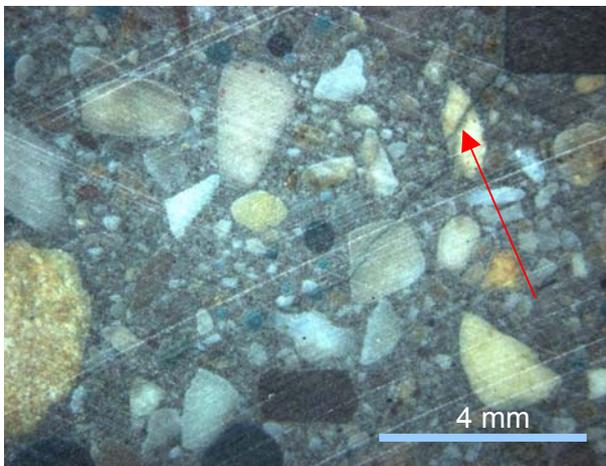
Abb. A 26: Mikrorissbildung an der oberen linken Ecke der Modellgesteinskörnung beim Modell 60x60



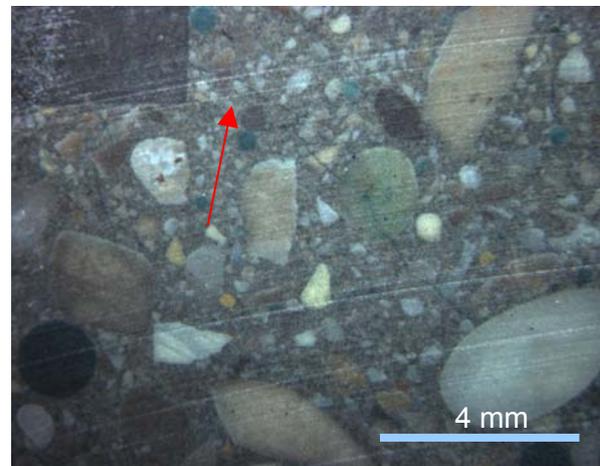
a: obere linke Ecke



c: obere rechte Ecke

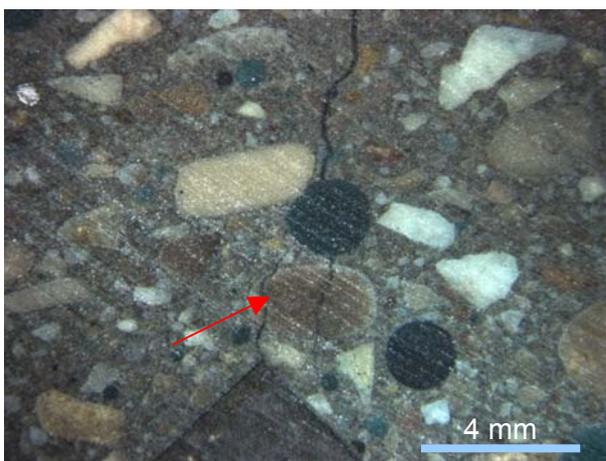


b: untere linke Ecke



d: unter rechte Ecke

Abb. A 27: Mikrorissbildung ausgehend von der Modellgesteinskörnung am Modell 40x20 stehend



a: obere Spitze Richtung Einfüllseite



b: untere Spitze

Abb. A 28: Mikrorissbildung ausgehend von der Modellgesteinskörnung beim Modell 40x40 Raute



Abb. A 29: Mikrorissbildung ausgehend von der Modellgesteinskörnung radial nach außen am Modell Kreis\_D40

Tabelle A 26: Übersicht über die Parameter mit dem Materialmodell „Beton“ für Zementstein / Mörtelmatrix, Kontaktzone und Gesteinskörnung

Parameter	Geometrisches Modell: Form und Größe der Gesteinskörnung	Lastmodell: Schwindverformung und Temperaturbelastung
Modell_60X60	x	
Modell_50X50	x	
Modell_40X40	x	x <sup>1)</sup>
Modell_30X30	x	
Modell_20X40_stehend	x	
Modell_40X20_liegend	x	
Modell_40X40_Raute	x	
Modell_Kreis_D40	x	

<sup>1)</sup> die variierten Eingabewerte sind in Tabelle A 27 angegeben

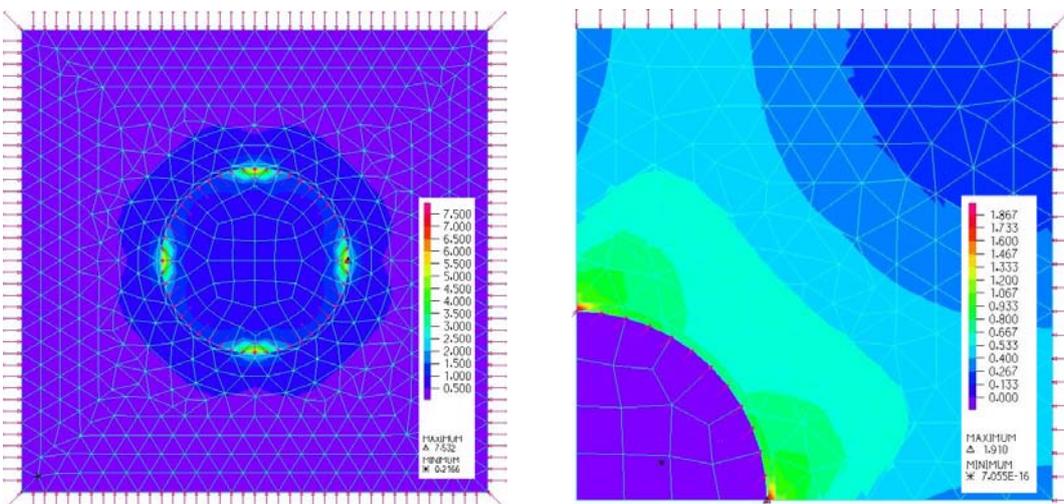


Abb. A 30: Modell\_Kreis\_D40 als Vollkreis (links) und als Viertelkreis (rechts) mit unterschiedlicher Aufbringung des autogenen Schwindens von innen auf die Mörtelmatrix

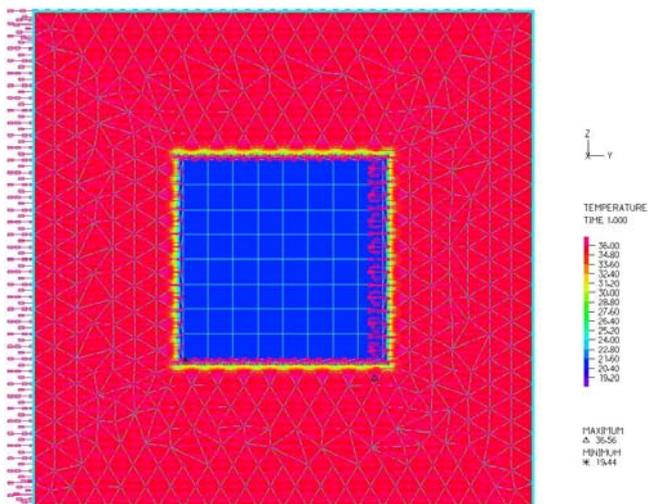


Abb. A 31: Ergebnis der Temperaturberechnung mit ADINA-T nach Einwirkung der Hydratationswärme auf die Mörtelmatrix

Tabelle A 27: Eingabewerte für die Parameterstudie des Lastmodells:  
Schwindverformung/Temperaturbelastung für das Materialmodell Beton am Modell 40x40

Eingabewert	Zementstein/ Mörtelmatrix	Kontaktzone	Gesteinskörnung
Temperaturlast durch Hydratation [K]	35		-
Autogenes Schwinden (50 % Verschiebung von innen) [%]	0,20		-
Austrocknungsschwinden und autogenes Schwinden (50 % Verschiebung von außen) [%]	0,35		-
Wärmeleitfähigkeit [W/mK]*	1,4	0,84	3
Spezifische Wärmekapazität [J/kgK]*	750	450	840
Emissionskoeffizient [-]*	0,2		
Stefan Boltzmann Konstante [W/m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> ]*	5.669e-008		
Wärmeübergangskoeffizient [W/m <sup>2</sup> *K]*	5		

\*) Werte nach Anfrage beim Fraunhofer Institut für Bauphysik festgelegt

Tabelle A 28: Werkstoffparameter des Zementsteins/Mörtelmatrix für das Materialmodell Beton mit dem Lastfall Schwindverformung

Würfeldruckfestigkeit $\beta_{WN150}$	N/mm <sup>2</sup>	112
Spaltzugfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	4,2
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	33 500
Rohdichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,33
Druckdehnung <sup>1</sup>	‰	3,34
Bruchdehnung <sup>2</sup>	‰	4,0
Autogenes Schwindmaß <sup>3</sup>	‰	-0,40
Trocknungsschwindmaß <sup>3</sup>	‰	-0,15
Querdehnzahl <sup>4</sup>	-	0,2
Bruchenergie <sup>4</sup>	N/m	50

<sup>1)</sup> Wert aus den gemessenen Werten errechnet

<sup>2)</sup> Wert entsprechend der Spannungs-Dehnungslinie des Materialmodells ermittelt

<sup>3)</sup> Schwindwerte aus Kap. 4.4.1 entnommen

<sup>4)</sup> Werte die aus der Literatur /141, 157/ übernommen

Tabelle A 29: Werkstoffparameter der Gesteinskörnung für das Materialmodell linear elastisch

Würfeldruckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	221
Spaltzugfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	10,5
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	76 700
Rohdichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,7
Querdehnzahl*	-	0,27

\*) Werte aus der Literatur /141/ übernommen

Tabelle A 30: Ergebnisse der Modellversuche und der numerischen Simulationsberechnungen mit ADINA für die Parameterstudie Form und Größe der Gesteinskörnung mit Materialmodell Beton

	Gesamtspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
Modell_60x60	2,968
Modell_50x50	2,714
Modell_40x40	2,583
Modell_30x30	2,560
Modell_40x20_liegend	2,721
Modell_20x40_stehend	2,721
Modell_40x40_Raute	3,650
Modell_Kreis_D40	1,910

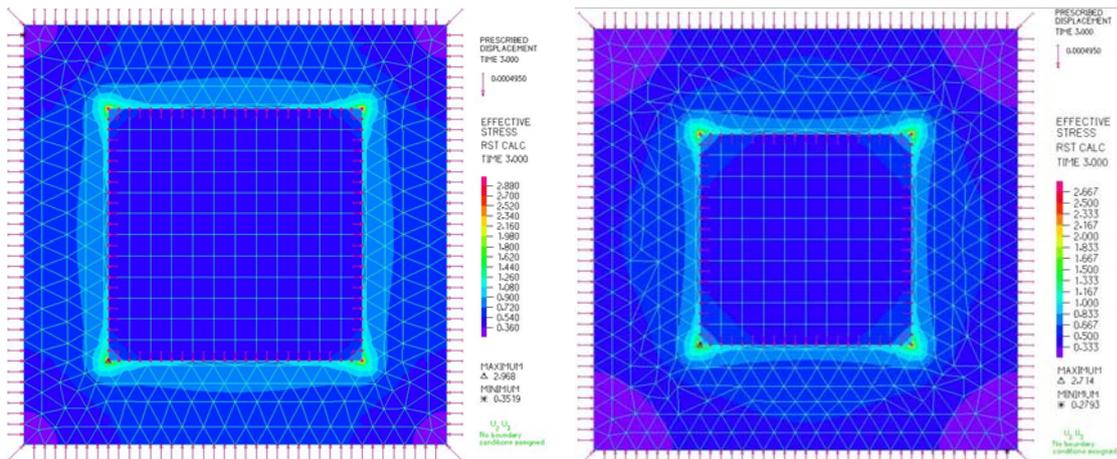


Abb. A 32: Berechnete Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen über die Modelle 60x60 und 50x50

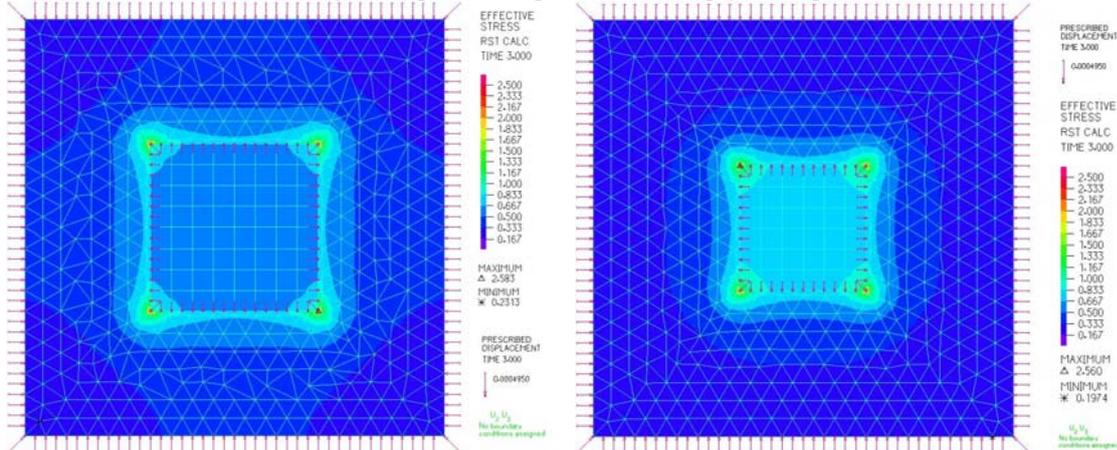


Abb. A 33: Berechnete Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen über die Modelle 40x40 und 30x30

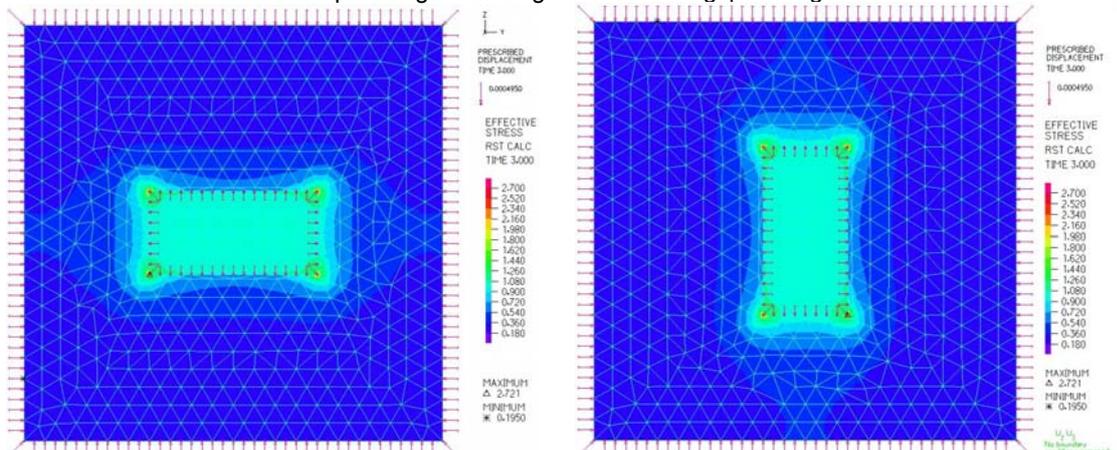


Abb. A 34: Berechnete Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen über die Modelle 20x20\_liegend und 20x40\_stehend

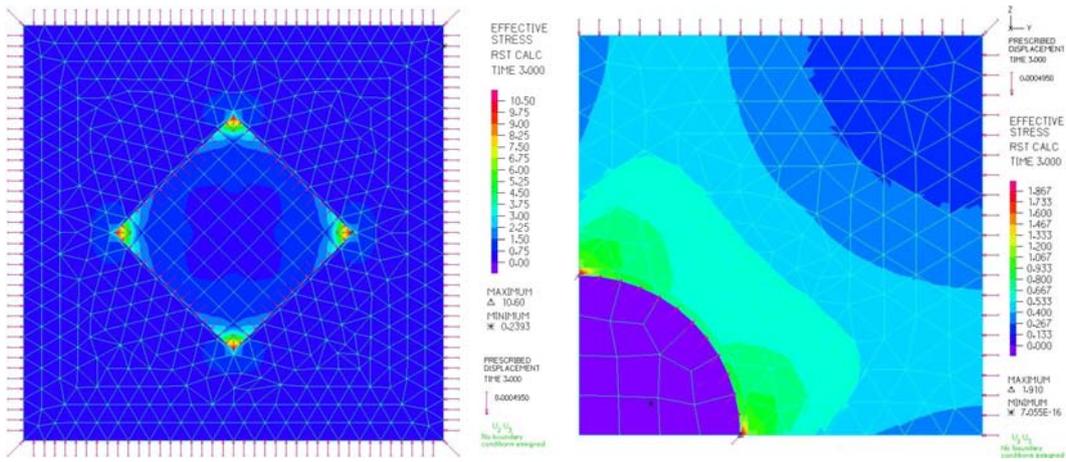


Abb. A 35: Berechnete Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen über die Modelle 40x40\_Raute und Kreis\_D40

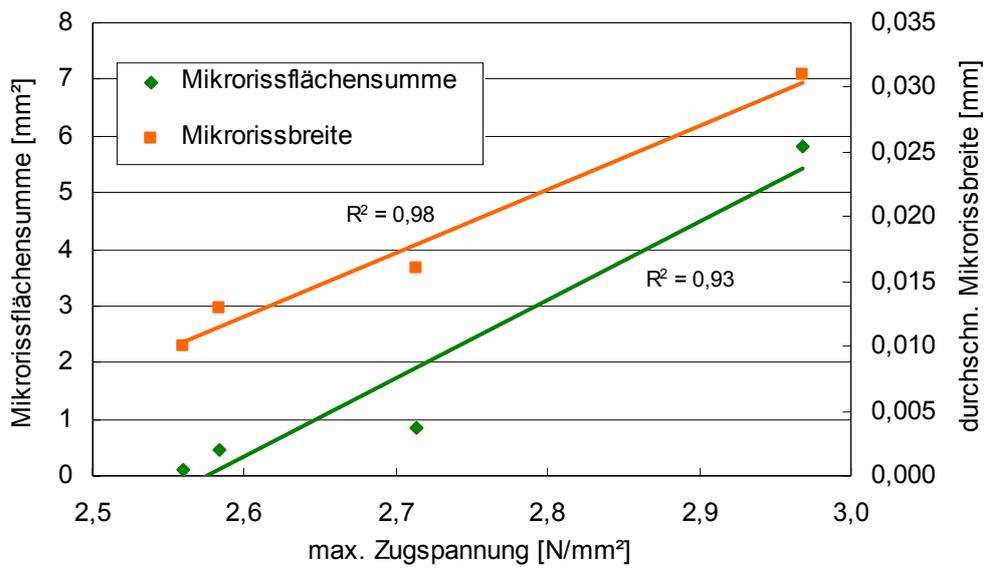


Abb. A 36: Zusammenhang zwischen der maximalen berechneten Zugspannung und der ermittelten Mikrorissflächensumme und durchschnittlichen Mikrorissbreite der Modellprobekörper mit unterschiedlicher Größe der Modellgesteinskörnung

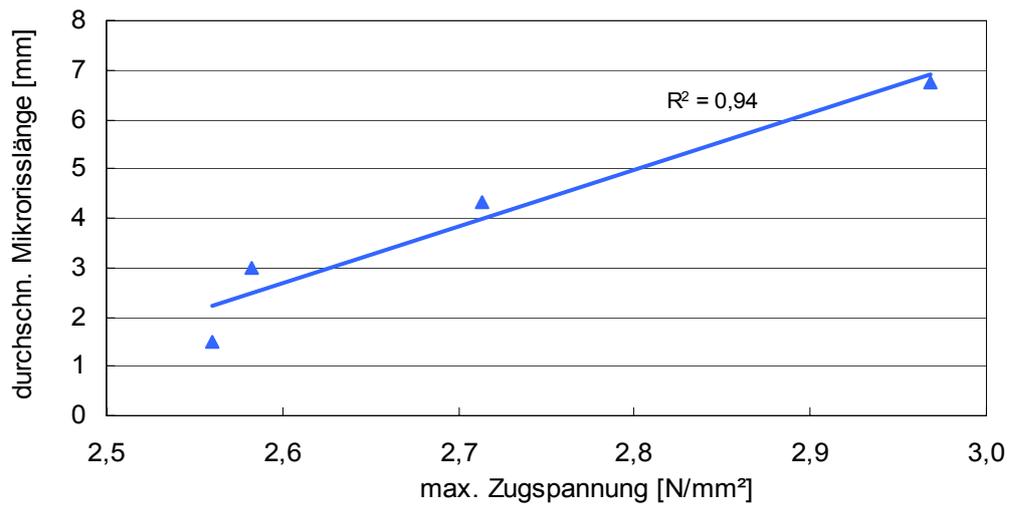


Abb. A 37: Zusammenhang zwischen der maximalen berechneten Zugspannung und der ermittelten durchschnittlichen Mikrorisslänge der Modellprobekörper mit unterschiedlicher Größe der Modellgesteinskörnung

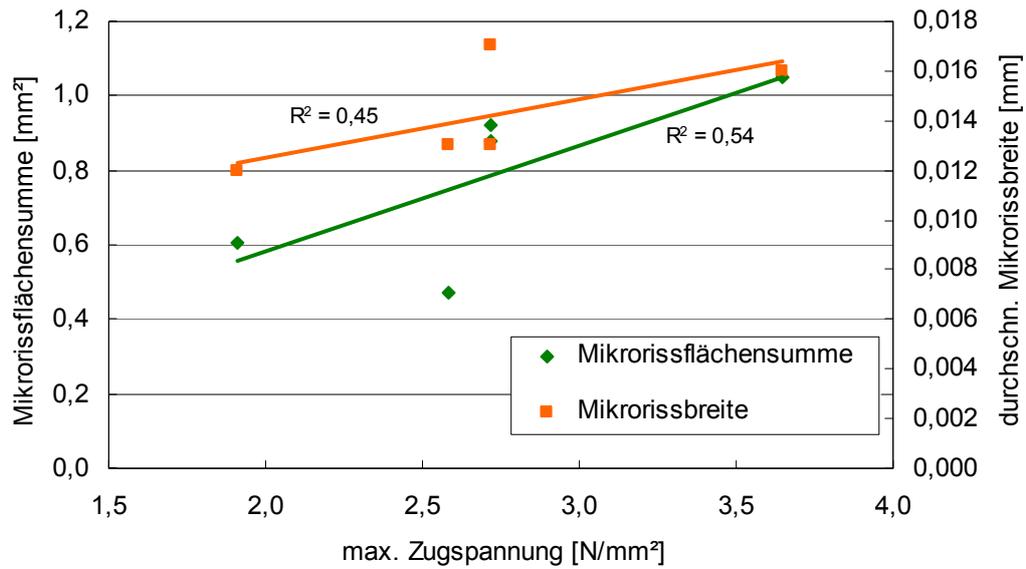


Abb. A 38: Zusammenhang zwischen der maximalen berechneten Zugspannung und der ermittelten Mikrorissflächensumme und durchschnittlichen Mikrorissbreite der Modellprobekörper mit unterschiedlicher Form der Modellgesteinskörnung

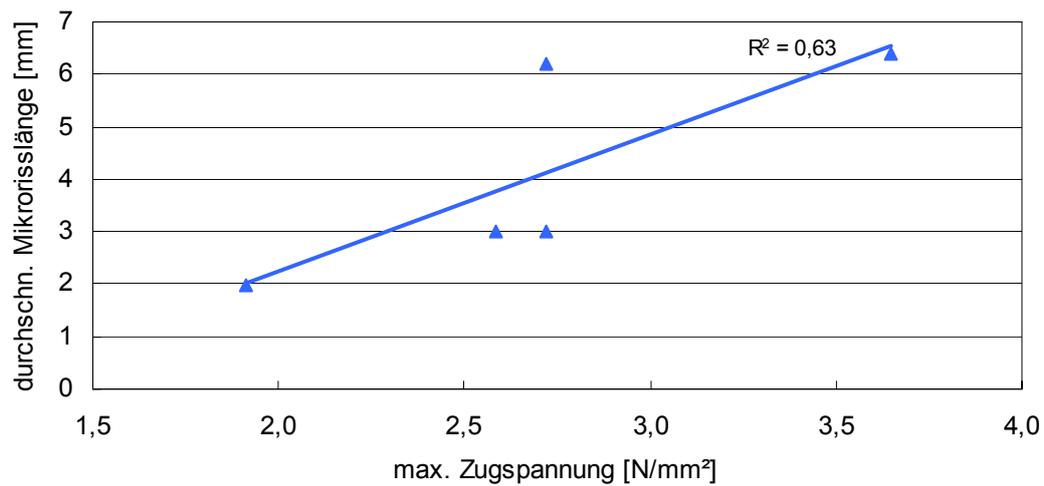


Abb. A 39: Zusammenhang zwischen der maximalen berechneten Zugspannung und der ermittelten durchschnittlichen Mikrorisslänge der Modellprobekörper mit unterschiedlicher Form der Modellgesteinskörnung

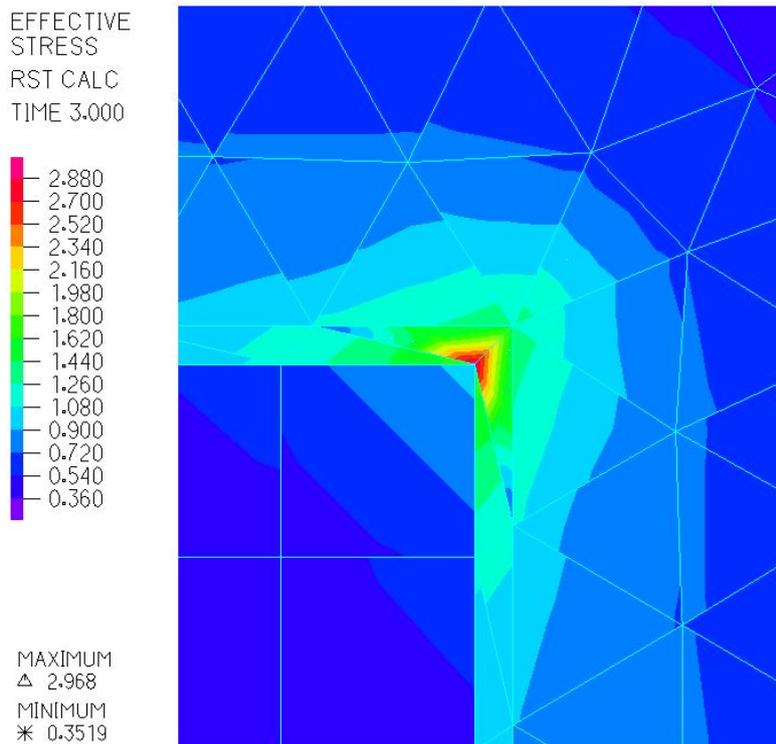


Abb. A 40: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_60x60

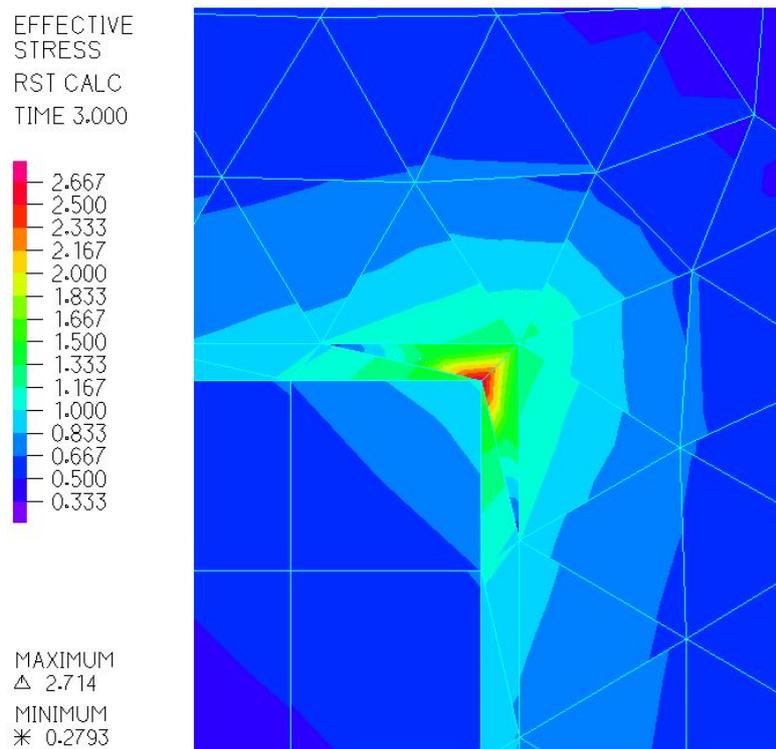


Abb. A 41: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_50x50

EFFECTIVE  
STRESS  
RST CALC  
TIME 3.000

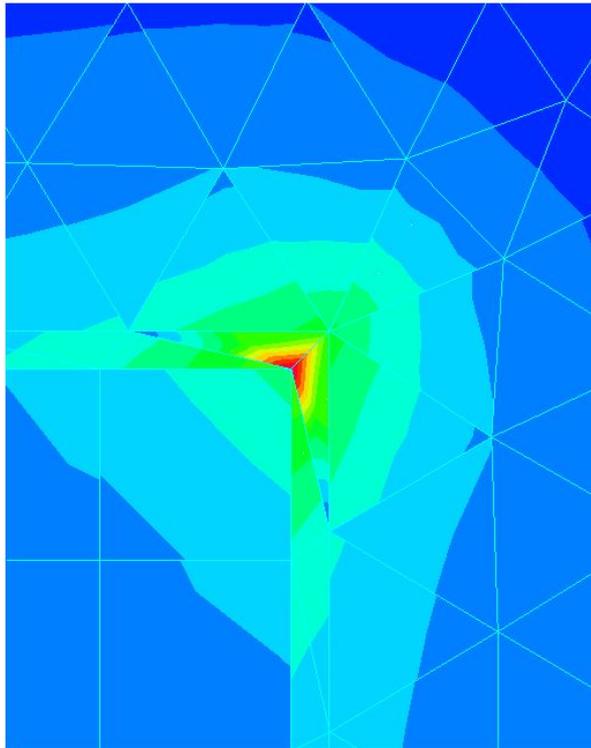
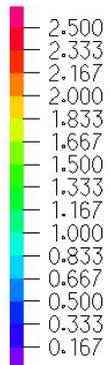


Abb. A 42: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_40x40

EFFECTIVE  
STRESS  
RST CALC  
TIME 3.000

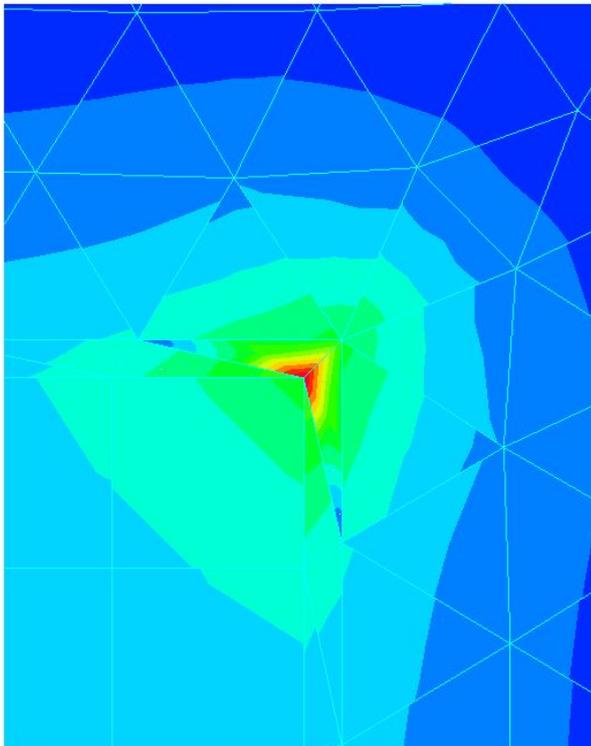
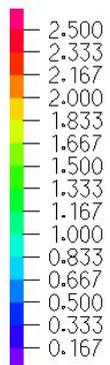
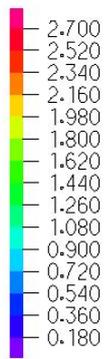


Abb. A 43: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_30x30

EFFECTIVE  
STRESS  
RST CALC  
TIME 3.000



MAXIMUM  
△ 2.721  
MINIMUM  
\* 0.1950

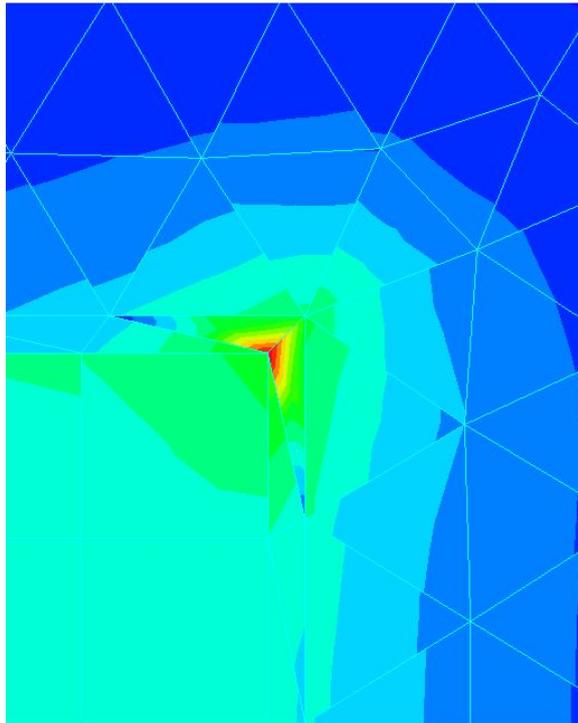
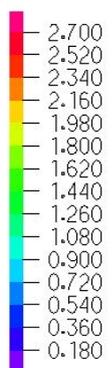


Abb. A 44: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_20x40\_stehend

EFFECTIVE  
STRESS  
RST CALC  
TIME 3.000



MAXIMUM  
△ 2.721  
MINIMUM  
\* 0.1950

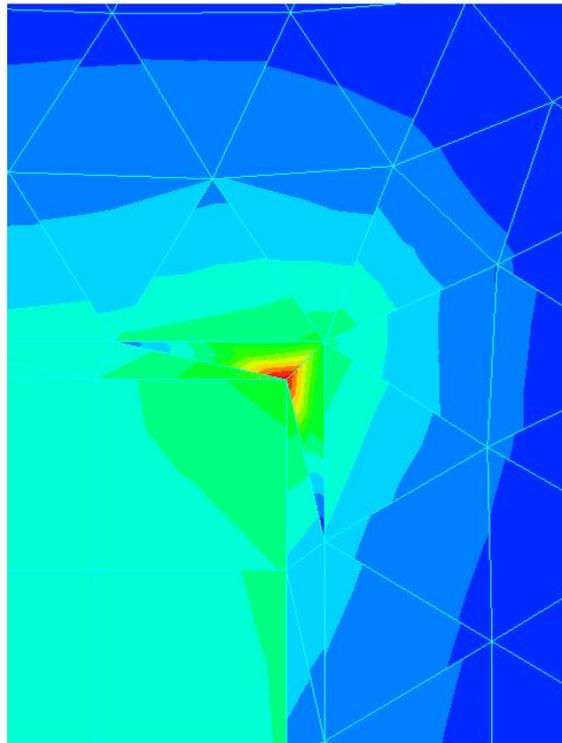


Abb. A 45: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_40x20\_liegend

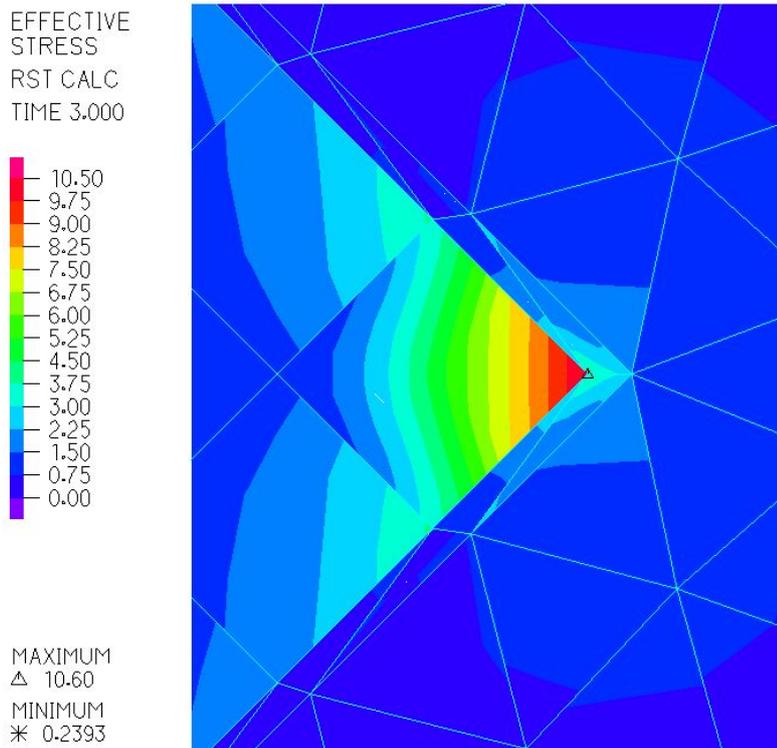


Abb. A 46: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_40x40\_Raute

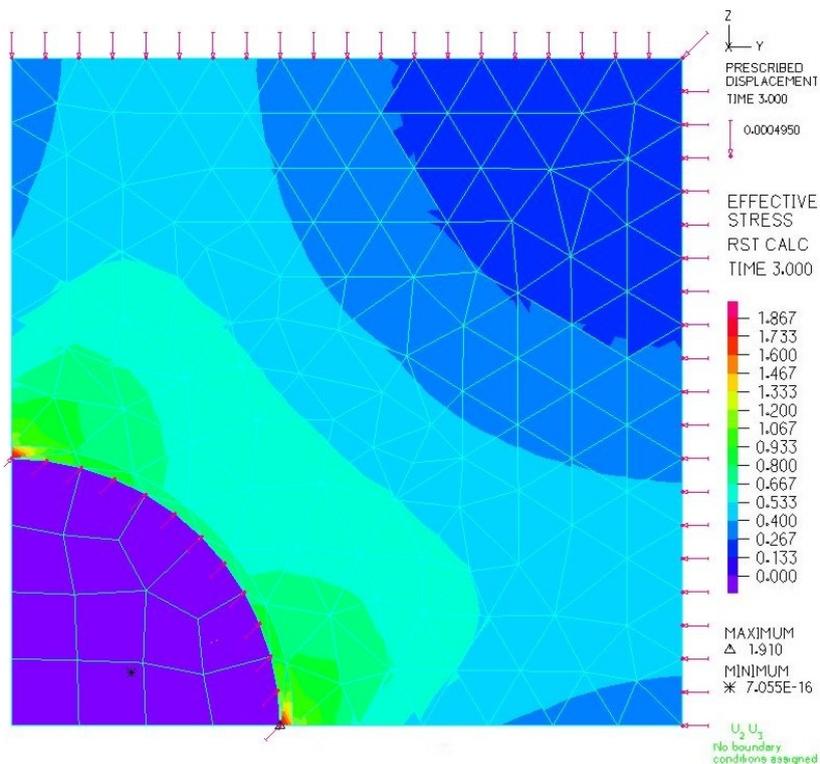


Abb. A 47: Detail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_Kreis\_D40

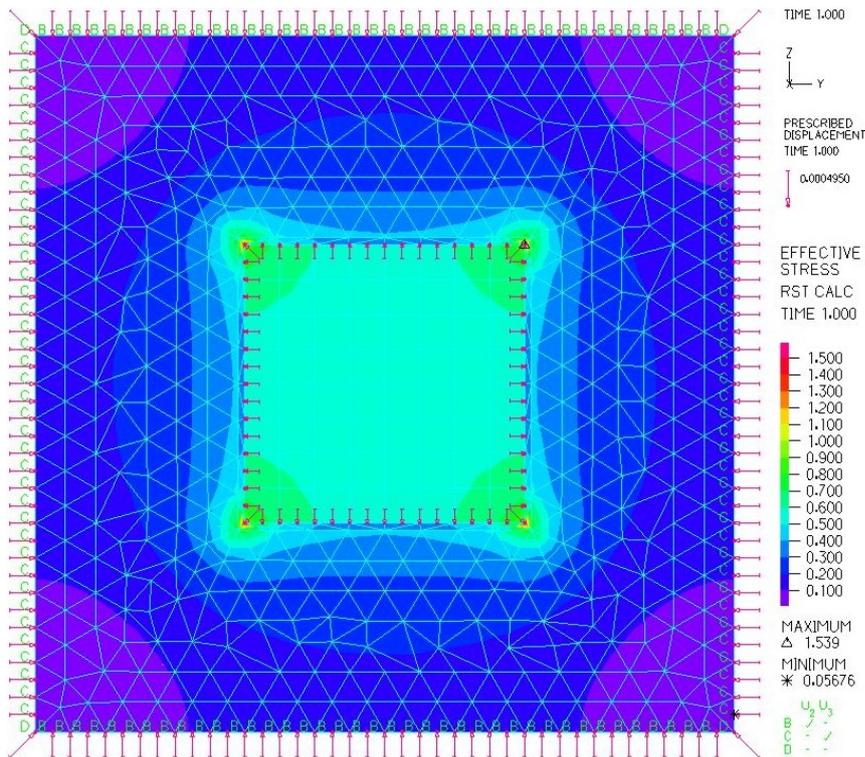


Abb. A 48: Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_40x40 mit Modellgesteinskörnung; Lastfall Temperatur und Schwinden

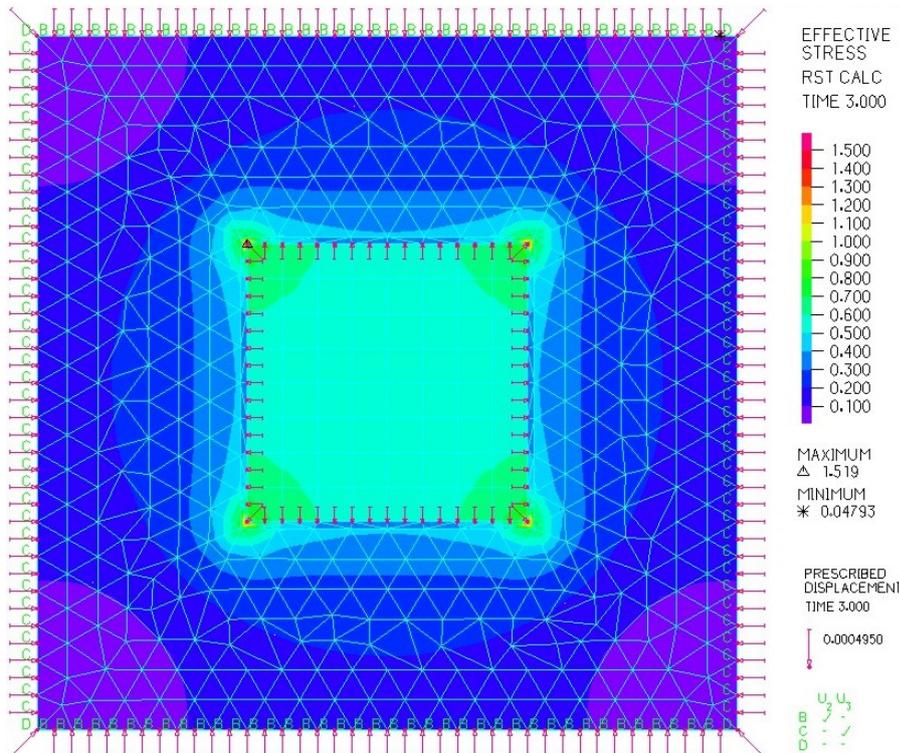
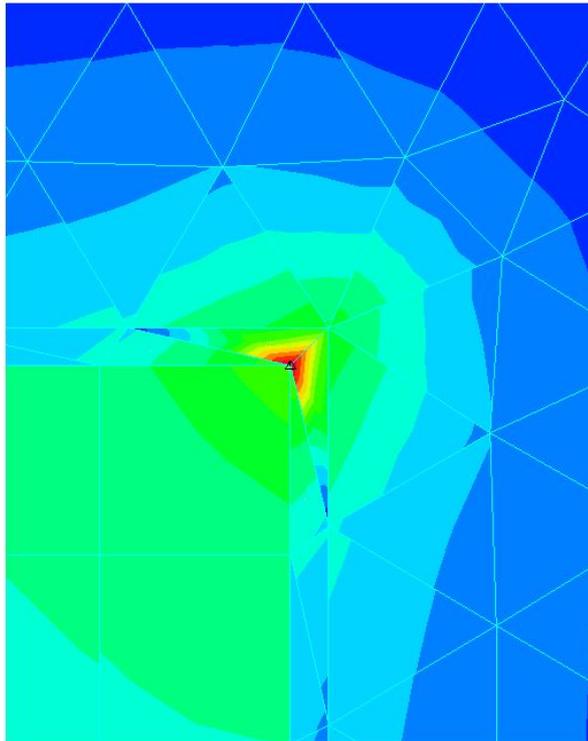
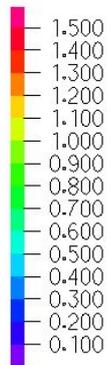


Abb. A 49: Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_40x40 mit Modellgesteinskörnung; Lastfall Schwinden

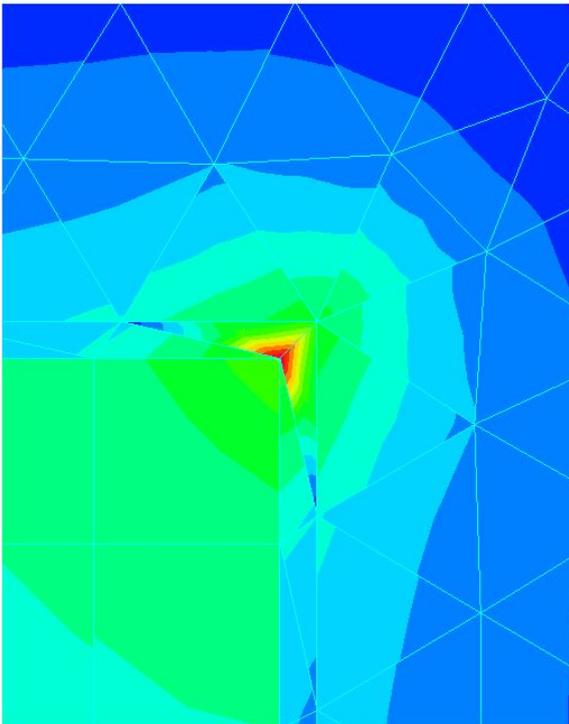
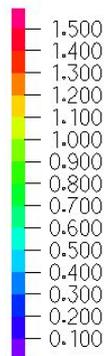
EFFECTIVE  
STRESS  
RST CALC  
TIME 1.000



MAXIMUM  
△ 1.539  
MINIMUM  
\* 0.05676

Abb. A 50: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_40x40 mit Modellgesteinskörnung; Lastfall Temperatur und Schwinden

EFFECTIVE  
STRESS  
RST CALC  
TIME 3.000



MAXIMUM  
△ 1.519  
MINIMUM  
\* 0.04793

Abb. A 51: Eckdetail der Spannungsverteilung der Gesamtzugspannungen des Modells\_40x40 mit Modellgesteinskörnung; Lastfall Schwinden

## 10.6 Anhang: Vergleich Mikrorisskennwerte und Festbetonkennwerte

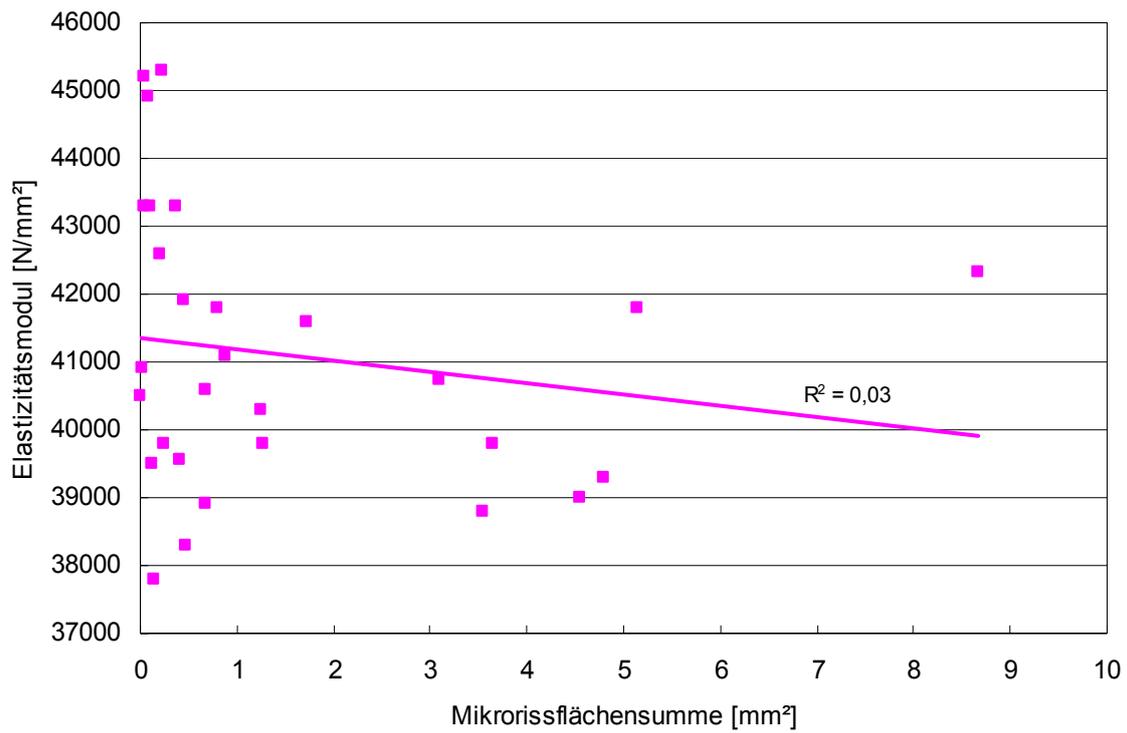


Abb. A 52: Zusammenhang zwischen der Mikrorissflächensumme und dem Elastizitätsmodul der Probekörper aller untersuchten Parameter

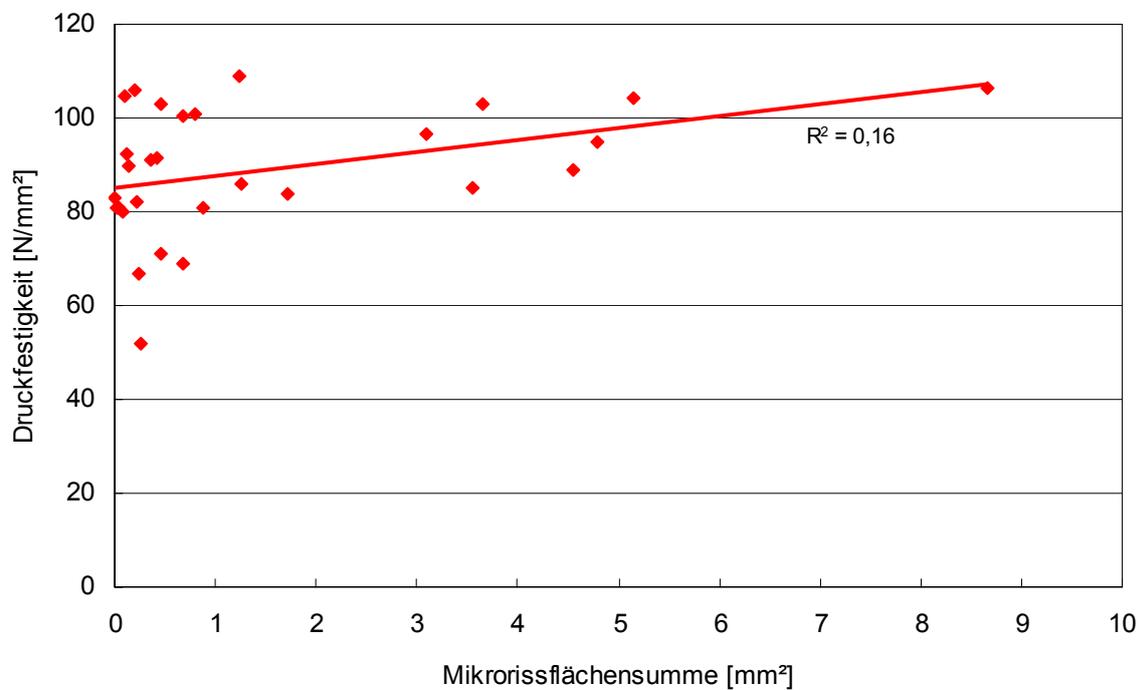


Abb. A 53: Zusammenhang zwischen der Mikrorissflächensumme und der Druckfestigkeit der Probekörper aller untersuchten Parameter



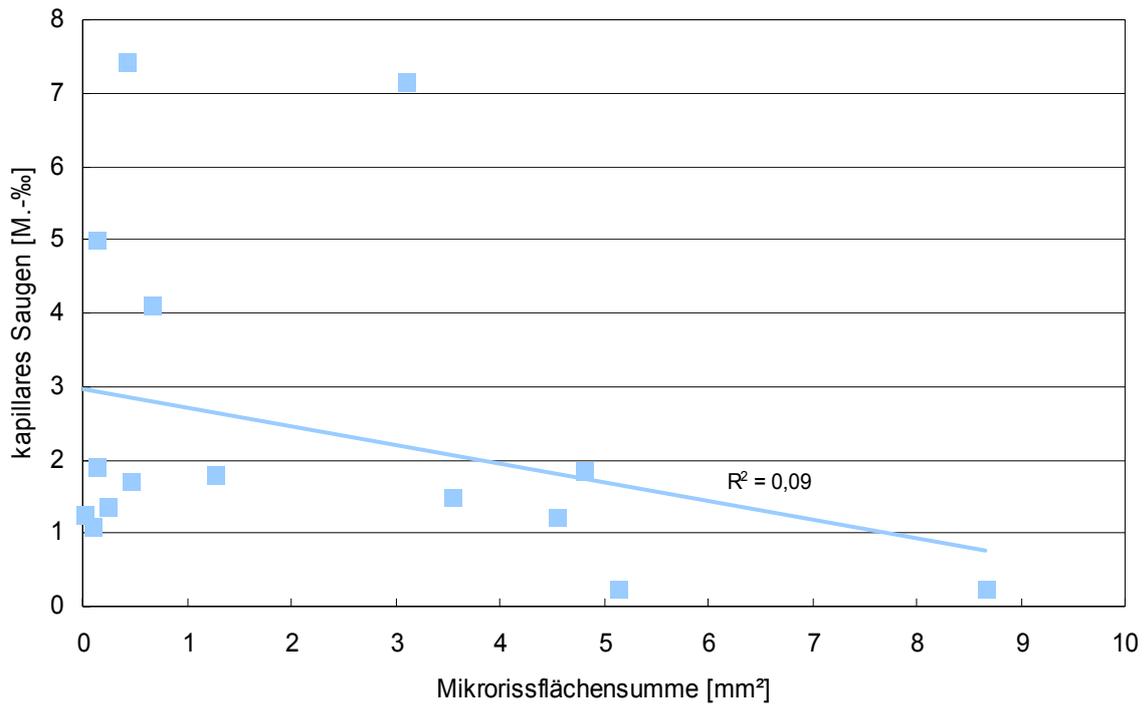


Abb. A 56: Zusammenhang zwischen der Mikrorissflächensumme und dem kapillaren Saugen der Probekörper aller untersuchten Parameter

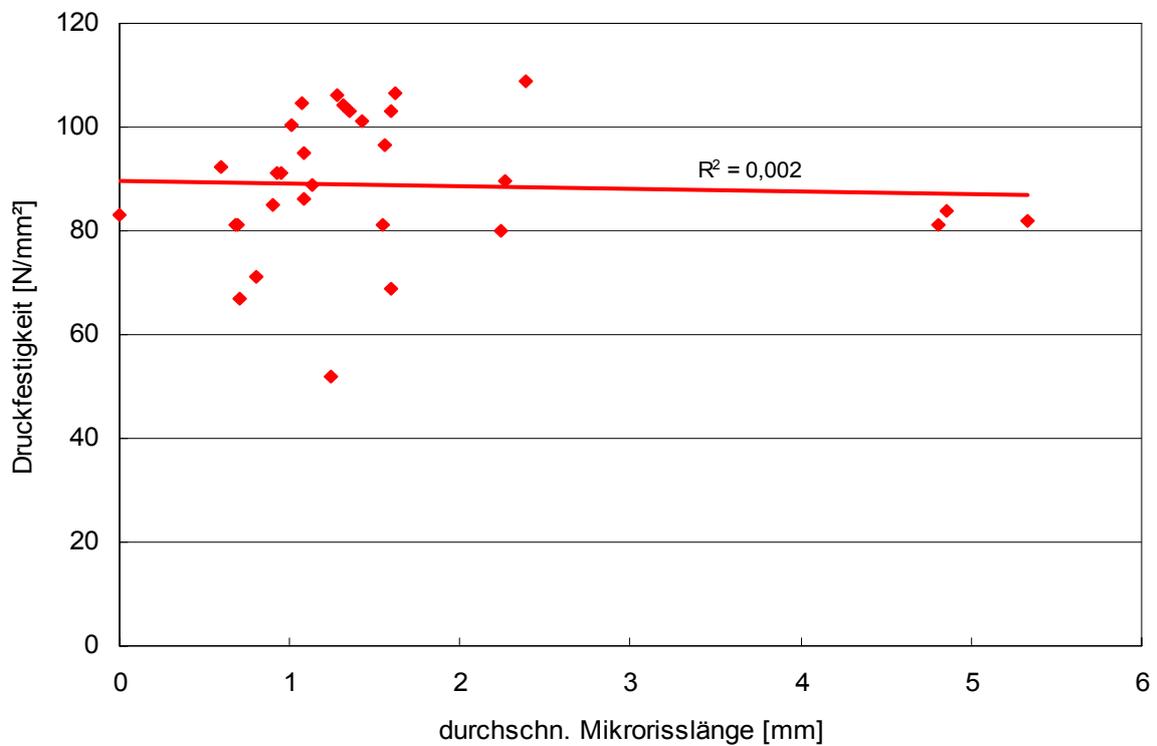


Abb. A 57: Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen Mikrorisslänge und der Druckfestigkeit der Probekörper aller untersuchten Parameter

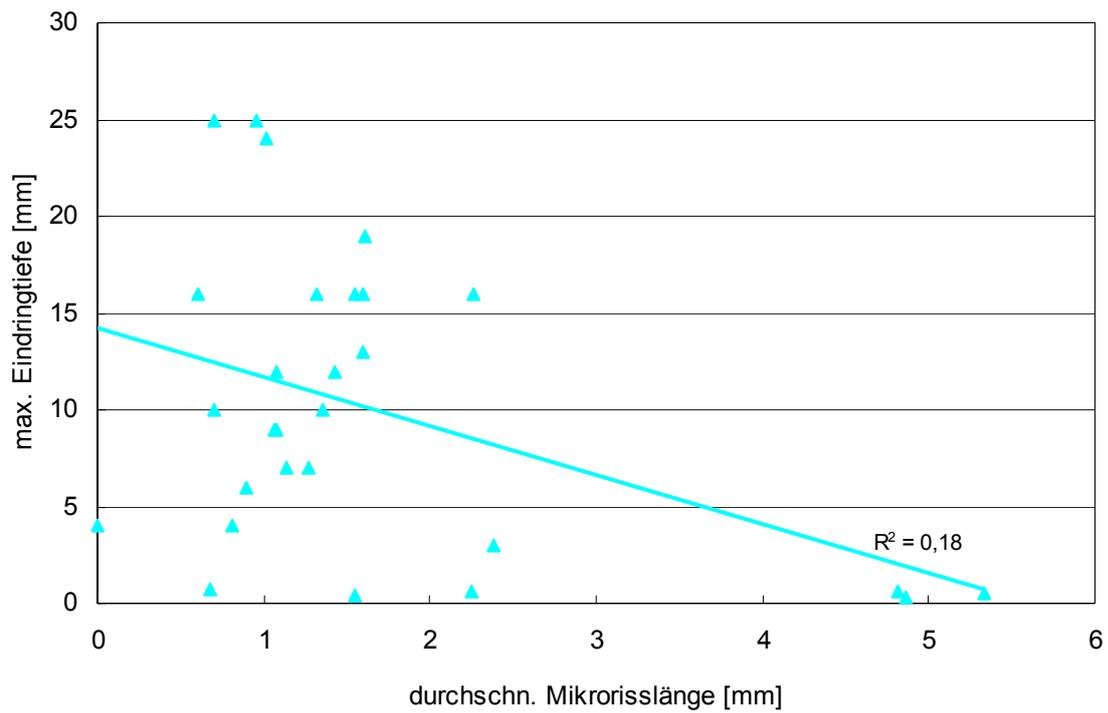


Abb. A 58: Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen Mikrorisslänge und der maximalen Wassereindringtiefe der Probekörper aller untersuchten Parameter

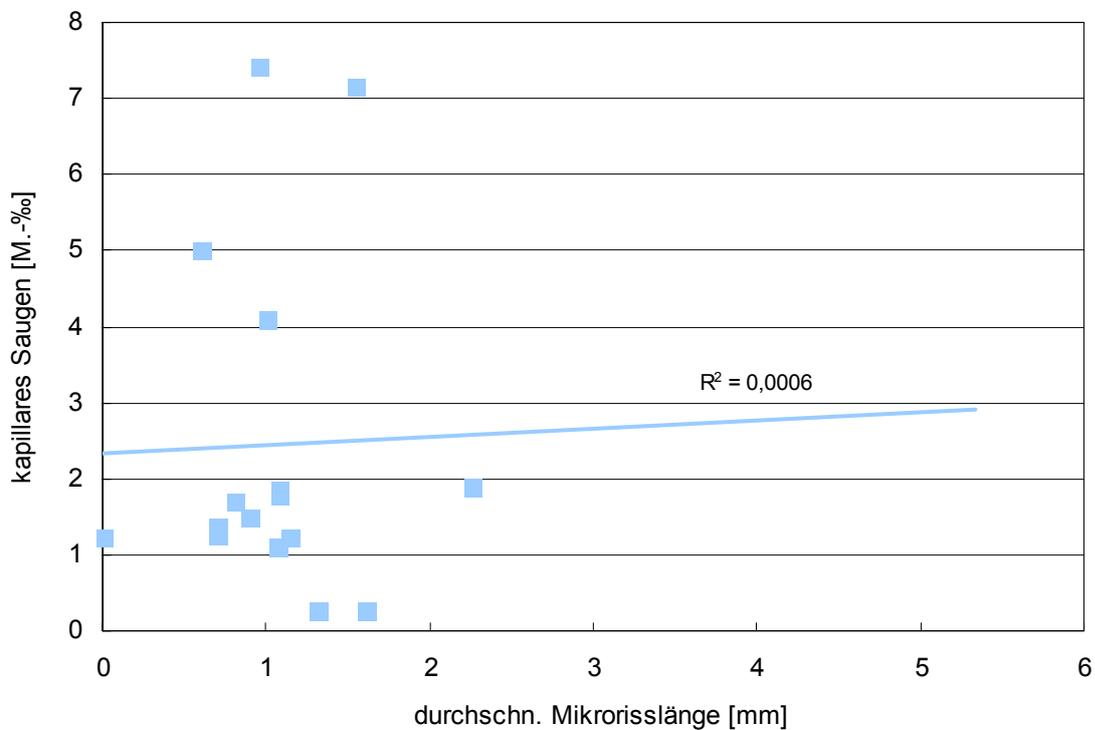


Abb. A 59: Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen Mikrorisslänge und dem kapillaren Saugen der Probekörper aller untersuchten Parameter

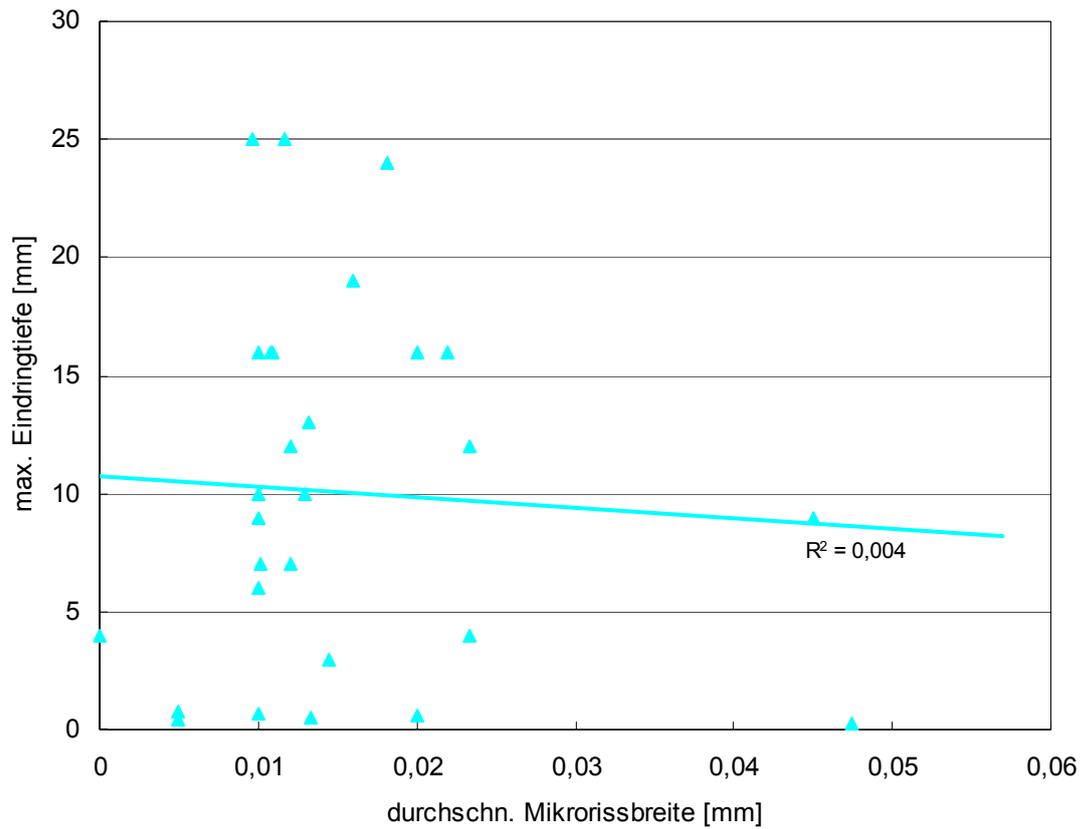


Abb. A 60: Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen Mikrorissbreite und der maximalen Wassereindringtiefe der Probekörper aller untersuchten Parameter

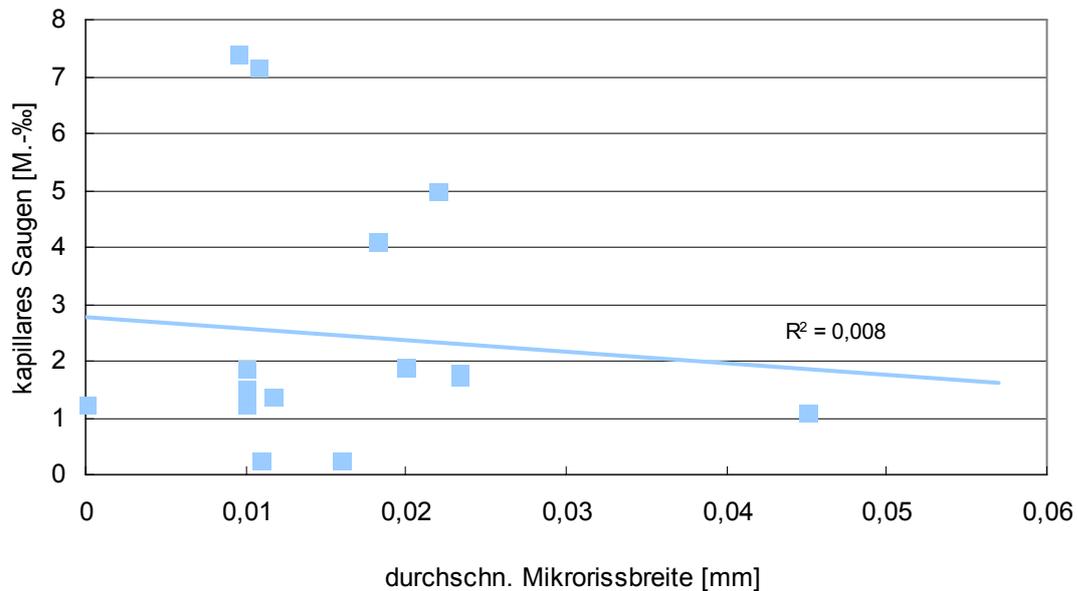


Abb. A 61: Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen Mikrorissbreite und dem kapillaren Saugen der Probekörper aller untersuchten Parameter