

# Untersuchungen zur Auswirkung einer ermüdungsbedingten Betondegradation im Fahrbahndeckenbeton auf die schädigende Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor-Ingenieur  
der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Ruhr-Universität Bochum

von  
Enno Krütt  
geb. am 07.02.1986  
in Kassel

Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher  
Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Birgit Meng  
Univ.-Prof. Dr. techn. Günther Meschke

Berlin, 2020



# Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) in den Jahren 2016 bis 2020. Hierdurch bestand die Möglichkeit, die umfangreiche Ausstattung der BAM zu nutzen, wofür ich dankbar bin.

Grundlage dieser Arbeit ist die von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderte AKR-Forschergruppe 1498, in der ich ab der zweiten Förderperiode von 2016 bis 2019 mitwirken durfte. Den in der Forschergruppe mitarbeitenden Kollegen der Ruhr-Universität Bochum, des Karlsruher Instituts für Technologie und der Bauhaus-Universität Weimar möchte ich für die gute und konstruktive Zusammenarbeit danken. Der DFG gilt mein Dank für die finanzielle Förderung.

Der größte Teil der experimentellen Arbeit entstand im Rahmen der Bearbeitung des Teilprojektes 4 der AKR-Forschergruppe „Bewertung des Einflusses einer mechanisch induzierten Rissbildung auf den Verlauf der schädigenden AKR mit innovativen Prüftechniken“ unter der hauptsächlichen fachlichen Leitung von Herrn Dr.-Ing. Frank Weise. Für die Unterstützung bei der Durchführung der experimentellen Arbeiten sowie die zahlreichen fachlichen Diskussionen und Korrekturen der Arbeit möchte ich allen Beteiligten der BAM danken. Des Weiteren möchte ich mich bei Herrn Dr.-Ing. Andreas Rogge, Leiter der Abteilung 7 „Bauwerkssicherheit“ der BAM, für das Vertrauen und die Eröffnung der Möglichkeit bedanken, die Arbeit auch über die Laufzeit des Projektes hinaus bearbeiten und schlussendlich fertigstellen zu können.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher vom Lehrstuhl für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum für seine Bereitschaft, die Erstbetreuung der Arbeit zu übernehmen sowie als erster Gutachter zu fungieren. Für die Übernahme der Zweitbetreuung und -begutachtung danke ich Frau Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Birgit Meng, Leiterin des Fachbereiches 7.1 „Baustoffe“ der BAM. Zudem danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr. techn. Günther Meschke, Leiter des Lehrstuhls für Statik und Dynamik an der Ruhr Universität Bochum, als drittem Gutachter dieser Arbeit.

Schließlich möchte ich meiner Familie und meiner lieben Freundin für die redaktionelle Unterstützung danken.



# Abstract

In recent years the German motorway network has seen an increase of damage with an involvement of the alkali-silica-reaction (ASR). Besides the ASR-provoking influence of de-icing agents which brings alkalis into the concrete, road surfaces are subjected to cyclic mechanical loading resulting from traffic and climatic exposure. Previously developed ASR performance-tests already comprise a supply of external alkalis. The influence of mechanically-induced fatigue-damage is not yet taken into consideration during these tests. Therefore the question arises, whether a fatigue-induced damage has an impact on the ASR-process and has to be considered during ASR-testing for road surfaces. The hypothesis is that the mechanical loading leads to a degradation in form of microcracks which results in increased transport of moisture and ions. This in turn accelerates and/or intensifies the ASR-process. This question is pursued experimentally in the present work.

The experimental concept of this work follows a sequential approach. In a first step, large-scale concrete specimens are subjected to cyclic mechanical loading. To achieve different stadiums of degradation, two different loadings are executed. On the one hand, cyclic four-point-bending tests with a maximum load of 50 % of the bending tensile strength and on the other hand cyclic compression tests with a maximum load of 82.5 % of the compressive strength are carried out. The four-point-bending tests attempt to simulate a practical mechanical loading as a combination of traffic and climatic exposure. The compression tests serve to achieve an increased degree of damage without provoking a failure of the specimens. This pre-damaging scenario should simulate possible stress peaks, which may occur for example in malfunctioning joint constructions. The degradation is characterised by various non-destructive evaluation methods during the fatigue tests and also afterwards by means of microscopic analyses and air-permeability tests. Subsequently, smaller samples are obtained from the large-scale test specimens and also from reference specimens which were not exposed to mechanical loading. The smaller samples are used to carry out capillary suction tests with deionized water and a sodium-chloride solution to determine the impact of the fatigue loading on moisture and ion transport. On the other hand, various ASR-provoking storages with and without an external alkali supply are executed on the smaller samples to investigate possible effects of the degradation on the ASR.

As expected, the results of the fatigue tests show that the degradation caused by cyclic compressive loading is increased compared to the cyclic four-point-bending tests. The microscopic analyses and air-permeability tests confirm the outcome of the more distinct damage. Concerning mass transport, it has to be differentiated between moisture and ion transport. The penetration depth of the moisture is always ahead of that of the sodium and chloride ions due to interactions of the ions with the hydrated cement. The more severe degradation of the cyclic compression tests leads to a more pronounced impact on the moisture transport, whereas the influence of the cyclic four-point-bending load on the penetration of moisture is only moderate. While there is a very small increase in ion penetration due to the degradation resulting from cyclic compression loading, the cyclic four-point-bending tests does not effect ion transport notably. The results of the ASR-provoking storages show, that the smaller degradation due to the cyclic four-point-bending tests only have effects on the ASR, when it comes to a performance test with external

alkali supply and heavy environmental loading in the form of a lot of temperature changes called the climate change storage. In the other cases, which are the 60 °C concrete prism test with and without external alkali supply, pre-damaged and reference samples does not differ noticeably. In contrast, the more distinct degradation due to the cyclic compression tests shows an impact in the 60 °C concrete prism test with and without external alkali supply. The influence is more pronounced with the external application of alkalis in this case.

The results of this experimentally based work indicates that the fatigue-induced concrete degradation plays a rather subordinate role in the absence of tension peaks due to voids under the concrete slabs or non-functioning joint constructions. However, if there are stress peaks somewhere in the concrete that occur cyclically, the mechanically-induced degradation can play a significant role concerning the ASR-damaging process. It shall be noted that transferability to practice is only possible to a limited extent due to the sequential approach. In the future, the tensions occurring in concrete slabs should be investigated in practice in order to obtain a better overview of the mechanical stresses road surfaces are subjected to and to better evaluate the experimental results of this work. Furthermore, a simultaneous or intermittent testing of mechanical loading and ASR-provoking storage seems a promising approach for better understanding the interaction between mechanical damaging and the ASR-process. In addition, these investigations can contribute to reduce the gap between practice and experimental laboratory work.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort</b> . . . . .	<b>III</b>
<b>Abstract</b> . . . . .	<b>V</b>
<b>1 Einleitung</b> . . . . .	<b>1</b>
1.1 Einführung und Motivation . . . . .	1
1.2 Zielstellung und Arbeitshypothese . . . . .	2
<b>2 Grundlagen</b> . . . . .	<b>3</b>
2.1 Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) . . . . .	3
2.1.1 Chemische Reaktion und Voraussetzungen . . . . .	4
2.1.2 Einflussfaktoren . . . . .	5
2.1.2.1 Alkalische Umgebung . . . . .	5
2.1.2.2 Feuchte . . . . .	7
2.1.2.3 Alkalireaktive Gesteinskörnung . . . . .	7
2.1.3 Modellvorstellungen zum Schadensmechanismus . . . . .	10
2.1.4 Regelwerke und Prüfverfahren . . . . .	14
2.2 Stofftransport . . . . .	17
2.2.1 Wasserhaushalt . . . . .	17
2.2.1.1 Feuchtespeicherung . . . . .	17
2.2.1.2 Feuchttransport . . . . .	19
2.2.2 Ionentransport . . . . .	22
2.3 Betonfahrbahnen . . . . .	24
2.3.1 Aktuelle Bauweisen und Regelwerke . . . . .	26
2.3.2 Lastunabhängige Einwirkungen . . . . .	27
2.3.2.1 Lastfall Temperatur . . . . .	27
2.3.2.2 Lastfall Feuchte . . . . .	30
2.3.3 Lastabhängige Einwirkungen - Verkehrslasten . . . . .	30
2.3.4 Ermüdung . . . . .	32
2.3.5 AKR an Betonfahrbahnen . . . . .	34
2.4 Bisherige Untersuchungen zur Interaktion von mechanischer Ermüdungsbelastung und AKR . . . . .	36
<b>3 Untersuchungsprogramm und -methoden</b> . . . . .	<b>41</b>
3.1 Versuchskonzept . . . . .	41
3.2 Probenmaterial . . . . .	44
3.2.1 Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzung . . . . .	44
3.2.2 Herstellung und Lagerung . . . . .	45
3.2.3 Frisch- und Festbetoneigenschaften . . . . .	48
3.2.4 Charakterisierung der Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie . . . . .	49
3.3 Mess- und Versuchstechnik . . . . .	51
3.3.1 Dehnungsmessung . . . . .	51
3.3.2 Ultraschallmessung . . . . .	52

## Inhaltsverzeichnis

3.3.3	Schallemissionsanalyse . . . . .	54
3.3.4	Permeabilitätsmessung . . . . .	55
3.3.5	Lichtmikroskopie . . . . .	56
3.3.6	Bestimmung der Eigenfrequenz nach Impulsanregung . . . . .	57
3.3.7	Zeitbereichsreflektometrie . . . . .	59
3.3.8	Kernspinresonanzspektroskopie . . . . .	62
3.3.9	Laserinduzierte Plasmaspektroskopie . . . . .	65
3.4	Angewandte AKR-provozierende Lagerungen . . . . .	67
3.4.1	60 °C-Betonversuch . . . . .	67
3.4.2	Nebelkammerlagerung . . . . .	68
3.4.3	Klimawechselagerung . . . . .	69
3.4.4	60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr . . . . .	70
<b>4</b>	<b>Versuchsdurchführung . . . . .</b>	<b>73</b>
4.1	Mechanische Ermüdungsbelastungen . . . . .	73
4.1.1	Vorgeschaltete zyklische Vier-Punkt-Biegezugbelastung . . . . .	73
4.1.2	Vorgeschaltete zyklische Druckbelastung . . . . .	76
4.2	Gefügeuntersuchungen . . . . .	78
4.2.1	Luftpermeabilitätsuntersuchungen . . . . .	79
4.2.2	Mikroskopische Rissanalysen . . . . .	80
4.3	Stofftransportuntersuchungen . . . . .	82
4.3.1	Kapillare Saugversuche . . . . .	82
4.3.2	Untersuchung der Interaktion von Stofftransport und mechanischer Belastung . . . . .	84
4.4	Untersuchungen zum Einfluss auf die AKR . . . . .	87
4.4.1	Reiner Einfluss der Degradation . . . . .	87
4.4.2	Einfluss von Degradation und externem Alkalieintrag . . . . .	89
4.4.2.1	Zyklische Biegezugbelastung . . . . .	89
4.4.2.2	Druckschwellbelastung . . . . .	91
<b>5</b>	<b>Darstellung und Diskussion der Ergebnisse . . . . .</b>	<b>93</b>
5.1	Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfungen während der Belastungsversuche 93	
5.1.1	Vorgeschaltete zyklische Vier-Punkt-Biegezugbelastung . . . . .	93
5.1.2	Vorgeschaltete zyklische Druckbelastung . . . . .	96
5.2	Auswirkungen der mechanischen Belastung auf das Betongefüge . . . . .	99
5.2.1	Ergebnisse der Luftpermeabilitätsuntersuchungen . . . . .	99
5.2.2	Ergebnisse der mikroskopischen Rissanalysen . . . . .	100
5.3	Auswirkungen der mechanischen Belastung auf den Stofftransport . . . . .	102
5.3.1	Ergebnisse der kapillaren Saugversuche . . . . .	102
5.3.1.1	Zyklische Biegezugbelastung . . . . .	102
5.3.1.2	Druckschwellbelastung . . . . .	106
5.3.2	Interaktion von Stofftransport und mechanischer Belastung . . . . .	109
5.4	Auswirkungen auf den Ablauf der AKR . . . . .	113
5.4.1	Reiner Einfluss der Degradation . . . . .	113
5.4.1.1	Zyklische Biegezugbelastung . . . . .	113
5.4.1.2	Druckschwellbelastung . . . . .	115

5.4.2	Einfluss von Degradation und externem Alkalieintrag . . . . .	118
5.4.2.1	Zyklische Biegezugbelastung . . . . .	118
5.4.2.2	Druckschwellbelastung . . . . .	127
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung . . . . .</b>	<b>129</b>
<b>7</b>	<b>Schlussfolgerungen und Ausblick . . . . .</b>	<b>133</b>
	<b>Literatur . . . . .</b>	<b>135</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis . . . . .</b>	<b>147</b>
	<b>Tabellenverzeichnis . . . . .</b>	<b>153</b>
<b>A</b>	<b>Zusätzliche Messergebnisse . . . . .</b>	<b>157</b>
<b>B</b>	<b>Tabellarische Messergebnisse . . . . .</b>	<b>163</b>



# 1 Einleitung

## 1.1 Einführung und Motivation

Je nach Art und Umgebung sind Bauten aus Beton verschiedensten Einwirkungen bzw. Einflüssen ausgesetzt. Hierzu gehören statische und dynamische mechanische Einwirkungen in Form von aufgeprägten Lasten, klimatische Einflüsse, die zu Zwangsspannungen führen, aber auch chemische Angriffe. Obwohl Betonbauteile im Allgemeinen als unzerstörbare, extrem solide und dauerhafte Strukturen gelten, können diese Einwirkungen je nach Dauer, Art und Höhe, zur Verminderung der Lebensdauer bzw. im Extremfall zum Versagen des Bauteils führen. Zudem treten die einzelnen Einwirkungen unter Umständen kombiniert auf und können sich dadurch verstärken.

Zu den chemischen Angriffen auf den Beton gehört unter anderem die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR). Hierbei kann es durch die Reaktion von bestimmten Gesteinskörnungen mit Alkalien in der Porenlösung zur Schädigung des Betongefüges kommen. Nicht nur aus dem Zement oder der Gesteinskörnung stammende, sondern auch von außen eingebrachte Alkalien können an der Reaktion beteiligt sein. Diese können z.B. bei Bauwerken in Meerwassernähe durch die salzhaltige Umgebung oder auch bei Verkehrsflächen bzw. Fahrbahndecken durch den Einsatz von Taumitteln in den Beton eingebracht werden.

Die Mechanismen der AKR werden schon seit langem erforscht. Mittlerweile existieren zahlreiche Prüfverfahren, alkalireaktive Gesteinskörnungen zu identifizieren und somit durch Ausschluss dieser Gesteinskörnungen beim Bauen in AKR-gefährdeter Umgebung Schäden zu verhindern. Zudem können bestimmte Betonrezepturen mit sogenannten Performance-Prüfverfahren im Hinblick auf ihr Verhalten bezüglich einer AKR überprüft werden. Dennoch haben Schadensfälle mit einer vermutlichen AKR-Beteiligung an Betonfahrbahndecken im deutschen Autobahnnetz in den letzten 10 bis 20 Jahren stark zugenommen [1, 2]. Dabei sind vor allem Abschnitte betroffen, deren Errichtung auf den Zeitraum vor der Einführung der allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 15/2005 und Nr. 12/2006 Mitte der 2000er Jahre zurückgeht, durch die die Verwendung bestimmter AKR-gefährdeter Gesteinskörnungen im Straßenbau grundsätzlich ausgeschlossen ist. Die Schadensindikatoren reichen von einfachen Dunkelfärbungen im Fugenbereich bis hin zu Ausbrüchen und der Verschotterung der Fahrbahn. Betroffen sind nicht selten Abschnitte, die ihre geplante Nutzungsdauer von 30 Jahren noch nicht erreicht haben. Betonfahrbahnen werden neben der AKR-fördernden Einwirkung durch Taumittel zusätzlich durch hohe, zyklische mechanische Lasten beansprucht. Diese resultieren vor allem aus dem überrollenden Verkehr und klimatischen Einflüssen wie Feuchte- und Temperaturänderungen. Diese Feuchte- und Temperaturänderungen führen zu Zwangsspannungen, wenn sich im Bauteil ein Gradient ausbildet oder die hervorgerufenen Verformungen von Außen behindert werden. Durch die permanenten mechanischen Belastungen kommt es im Betongefüge zu ermüdungsbedingten Degradationsprozessen. Auch bei Meeresbauwerken wie z. B. Windkraftanlagen tritt durch Wellenschlag und Windeinwirkung eine Ermüdungsbelastung des Betons auf. Keines der bisher entwickelten AKR-Prüfverfahren bezieht diese zusätzliche zyklische mechanische Belastung mit ein. Daher stellt sich die Frage, ob

## 1 Einleitung

und welchen Einfluss ein ermüdungsbedingter Degradationsprozess im Betongefüge auf die schädigende AKR hat.

### 1.2 Zielstellung und Arbeitshypothese

Ziel dieser Arbeit ist es, den möglichen Einfluss einer Ermüdungsbelastung auf den Verlauf einer schädigenden AKR im Fahrbahndeckenbeton herauszuarbeiten. Hierbei wird folgende Hypothese aufgestellt, der experimentell nachgegangen wird:

Durch eine zyklische Belastung kommt es im Betongefüge zu einer ermüdungsbedingten Degradation, welche sich durch die Bildung von Mikrorissen äußert. Durch diese Mikrorissbildung entstehen zusätzliche Zugänglichkeiten, die einen erhöhten Stofftransport durch das Betongefüge ermöglichen. Hierdurch können sowohl von außen einwirkende Alkalien, als auch die für die AKR notwendige Feuchtigkeit schneller bzw. verstärkt in den Beton eindringen. Zudem wird der Stofftransport im Inneren verstärkt, wodurch Feuchtigkeit und Alkalien schneller zum Reaktionsort im Betongefüge gelangen. Infolge des erhöhten Stofftransportes läuft der Schadensprozess der AKR schneller und auch stärker ausgeprägt ab.

Aus der zuvor beschriebenen Hypothese lassen sich folgende einzelne Fragestellungen ableiten:

- Welches sind sinnvolle mechanische **Belastungsszenarien**?
- Welche Auswirkung hat eine zyklische mechanische Belastung auf das **Betongefüge**?
- Welchen Einfluss hat eine ermüdungsbedingte Degradation im Betongefüge auf den **Stofftransport**?
- Wie wirkt sich die **reine Degradation** auf den **Schädigungsprozess der AKR** aus?
- Welche Rolle spielt ein **externer Alkalieintrag** im Zusammenwirken mit der Degradation beim **Schädigungsprozess der AKR**?

## 2 Grundlagen

### 2.1 Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)

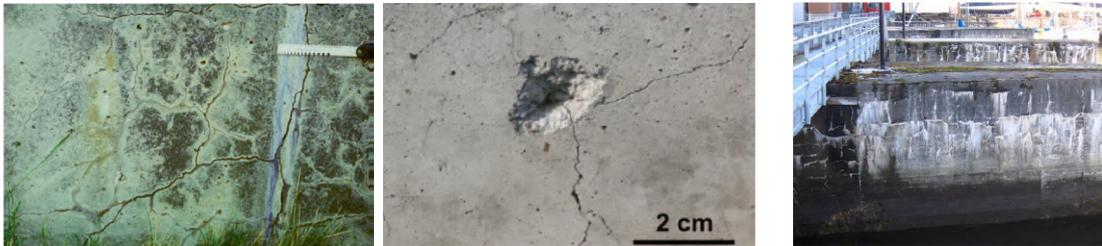
Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) beschreibt einen Prozess, der unter bestimmten Voraussetzungen im Betongefüge abläuft und je nach Ausprägung massive Schäden hervorrufen kann. Hierbei kommt es zur chemischen Reaktion von alkalireaktiven Gesteinskörnungen, Alkalien ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) und Wasser [3]. Die Reaktionsprodukte nehmen ein größeres Volumen ein als die Ausgangsstoffe, wodurch es zum Aufbau von Spannungen kommen kann, die die Zugfestigkeit des Betons erreichen und so zu Rissbildung führen. Mitunter kann es Jahrzehnte dauern, bis eine Schädigung infolge dieser Reaktion sichtbar wird. Im internationalen Sprachgebrauch wird oft allgemein von der „alkali-aggregate-reaction“ (AAR) gesprochen, also der Alkali-Gesteinskörnungsreaktion. In der Literatur erfolgt häufig eine Unterteilung der Reaktion von Alkalien mit der Gesteinskörnung in Alkali-Silica-Reaktion, Alkali-Silicat-Reaktion und Alkali-Carbonat-Reaktion [4]. Mittlerweile gilt als gesichert, dass es sich bei der Alkali-Silicat-Reaktion um den gleichen Mechanismus handelt wie bei der Alkali-Silica-Reaktion, weshalb diese Unterscheidung heute nicht mehr gemacht wird [5]. Im deutschen Sprachgebrauch wird für die Alkali-Silica-Reaktion in der Regel der Begriff der Alkali-Kieselsäure-Reaktion verwendet. Bei der Alkali-Carbonat-Reaktion, die bei der Verwendung von bestimmten Kalk- oder Dolomitgesteinen beschrieben wird, handelt es sich um eine Kombination von Entdolomitierung und der Alkali-Silica-Reaktion, also der eigentlichen AKR. Bei der Entdolomitierung wird  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$  unter Einwirkung von Alkalihydroxiden zu Calciumcarbonat, Alkalicarbonat sowie Magnesiumhydroxid umgesetzt [6]. Es wird die Meinung vertreten, dass die Entdolomitierung zu keiner Schädigung führt, weshalb die gesonderte Bezeichnung der Alkali-Carbonat-Reaktion umstritten ist bzw. abgelehnt wird [7, 8]. Dennoch gibt es einige offene Fragen zu dieser Unterteilung, die noch nicht abschließend geklärt sind [9], worauf die vorliegende Arbeit jedoch nicht weiter eingeht.

Erste Schäden in Beton, die mit der AKR in Verbindung gebracht werden, sind in der Literatur aus den 20er und 30er Jahren des 20. Jahrhunderts beschrieben [4, 10]. Als erste wichtige Forschungsarbeit zur AKR gilt ein im Jahr 1940 von T. E. Stanton veröffentlichter Beitrag [11], in dem er verschiedene Schadensfälle der AKR in Kalifornien beschreibt und ein Laborverfahren vorstellt, mit welchem das Schadensbild innerhalb relativ kurzer Zeit (z.B. 12 Monate) nachstellbar ist. Aus den folgenden Jahren gibt es, über die ganze Welt verteilt, immer mehr Berichte über das Auftreten eines AKR-Schadens [4]. Als erster bekannter Schadensfall in Deutschland gilt die 1964 errichtete Lachwehrbrücke in Lübeck, die bereits wenige Jahre nach ihrem Bau aufgrund massiver Schäden wieder abgerissen werden musste [3].

Makroskopisch kann sich eine AKR durch netzartig verlaufende Risse (Abbildung 2.1a), trichterförmigen Abplatzungen über nah an der Oberfläche liegenden Gesteinskörnern (Abbildung 2.1b), oder, vor allem bei senkrechten Flächen, durch sichtbare Gelausscheidungen/Gelfahnen an Rissen oder Lunkern äußern (Abbildung 2.1c) [4]. Abgesehen von den Gelausscheidungen können die makroskopischen Merkmale auch anderen Schadensursa-

## 2 Grundlagen

chen zugeschrieben werden. Daher erfordert die Bestätigung eines AKR-Schadens in der Regel eine mikroskopische Untersuchung.



(a) Netzrisse [4]

(b) Abplatzung [4]

(c) Gelausscheidungen [12]

Abbildung 2.1: Makroskopische Erscheinungsbilder der Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Das mikroskopische Erscheinungsbild eines AKR-Schadens kann sehr vielseitig sein und erfordert einige Erfahrung, um es eindeutig identifizieren zu können. Giebson sieht unter dem Mikroskop beobachtbare, angelöste und/oder gerissene Gesteinskörnungen, in die Matrix hineinlaufende Risse und das Auffinden von AKR-Gel in Rissen und Poren als eindeutige Hinweise auf eine AKR [3]. Zudem wird das Fehlen von möglichen anderen schädigenden Phasen Neubildungen genannt. Weiterhin bilden sich teilweise Reaktionssäume um die Gesteinskörnungen, die auf eine AKR hinweisen können [4]. Beispiele für mikroskopische AKR-Schadensbilder sind in Abbildung 2.2 gegeben.



(a) Getrocknetes, schollenartig gerissenes AKR-Gel in der Pore eines geschädigten Betons [3]

(b) Mikrorisse in Gesteinskörnern und der angrenzenden Matrix, teilweise mit AKR-Gel gefüllt [3]

(c) Opalsandsteinkorn mit Reaktionssaum und AKR-Gel in angrenzender Pore (Marke=1,8 mm) [4]

Abbildung 2.2: Mikroskopische Erscheinungsbilder der Alkali-Kieselsäure-Reaktion

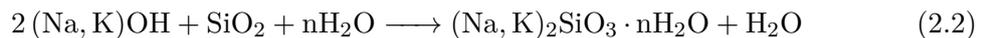
### 2.1.1 Chemische Reaktion und Voraussetzungen

Der Ablauf der Reaktion wird in der Literatur häufig wie folgt beschrieben, wobei durch diese zwar plausible, jedoch recht einfache Darstellung der ablaufenden Prozesse nicht alle Phänomene erklärt werden können: Bei der Hydratation von Zement entsteht neben den hauptsächlich die Festigkeit beeinflussenden C-S-H Phasen unter anderem Portlandit ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), welches zu einem stark alkalischen Milieu in der Porenlösung führt [13]. Durch ihre gute Löslichkeit gehen die im Zement enthaltenen Alkalisulfate ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ,  $\text{K}_2\text{SO}_4$ ) sofort in Lösung und reagieren mit dem vorhandenen Calciumhydroxid zu Calciumsulfat

und Alkalihydroxiden nach Gleichung 2.1 [4], was den pH-Wert noch weiter nach oben treibt.



Im weiteren Verlauf diffundieren die Alkali- und Hydroxidionen zu amorphen, kryptokristallinen oder gittergestörten  $\text{SiO}_2$ -Bestandteilen der Gesteinskörnung und bilden dort ein Alkali-Silicat-Gel [14]:



Die Produkte dieser Reaktion haben ein größeres Volumen als die Ausgangsstoffe, wodurch Spannungen im Betongefüge entstehen. Darüber hinaus kann das gebildete Gel unter Wasseraufnahme quellen, was zu zusätzlichen Spannungen führt [4]. Erreichen die Spannungen die Zugfestigkeit des Betons, kommt es zur Rissbildung und damit zur Zerstörung des Betongefüges. Die lokale Ausdehnung führt makroskopisch zu einer Dehnung des Betons. Dieser Umstand dient bei vielen AKR-Prüfverfahren zur Beurteilung der Reaktivität bzw. des Reaktionsgrades, indem die Höhe der Dehnung als Beurteilungskriterium herangezogen wird. Aus dem zuvor beschriebenen Sachverhalt lassen sich die drei Grundvoraussetzungen für eine AKR ableiten:

- Alkalireaktive Gesteinskörnung (amorphe, kryptokristalline oder gittergestörte  $\text{SiO}_2$ -Bestandteile).
- Alkalische Umgebung ( $\text{OH}^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ).
- Ausreichendes Feuchteangebot.

## 2.1.2 Einflussfaktoren

### 2.1.2.1 Alkalische Umgebung

Wie bereits oben beschrieben, ist für die alkalische Umgebung im Beton bzw. der Porenlösung vor allem die Übersättigung mit Calciumhydroxid aus der Hydratation des Zementes verantwortlich. Eine gesättigte  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung hat einen pH-Wert von ca. 12,5 [6]. Zusätzlich zu Alkalien, die aus dem Zement selbst stammen, können sie auch von außen, z.B. durch Tausalze oder salzhaltige Meeresluft, in den Beton eingebracht werden. Abhängig vom Alkaligehalt des Zementes und von, von außen eindringenden Alkalien kann der pH-Wert der Porenlösung auf über 13,5 ansteigen [4]. Während von außen eindringende Alkalien in den meisten Fällen nicht beeinflusst werden können, ist der Alkaligehalt des Zementes eine steuerbare Größe. Er wird in der Regel als  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent in M.-% angegeben und berechnet sich aus dem Natrium- und Kaliumgehalt nach folgender Gleichung [6]:

$$\text{Na}_2\text{O} - \ddot{A}qu. = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \cdot \text{K}_2\text{O} \quad (2.3)$$

Hierbei sind  $\text{Na}_2\text{O}$  und  $\text{K}_2\text{O}$  der Natrium- und Kaliumgehalt des Zementes in Oxidform, angegeben in M.-%. Der Faktor 0,658 ergibt sich aus dem Verhältnis der molaren Massen von  $\text{Na}_2\text{O}$  zu  $\text{K}_2\text{O}$  [15]. Neben dem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent des Zementes spielt im Beton der Zementgehalt eine entscheidende Rolle im Hinblick auf das zur Verfügung stehende Alkaliangebot. Der Einfluss des Alkaligehaltes des Zementes auf die AKR zeigt sich beispielsweise an Untersuchungen von Borchers und Müller [16]. Hierbei wurden Betone mit

## 2 Grundlagen

verschiedenen Gesteinskörnungen und jeweils unterschiedlichen  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalenten untersucht. Vor allem während der AKR-provozierenden Lagerung im  $60^\circ\text{C}$ -Betonversuch nach der Alkali-Richtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) [17] zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit der AKR-induzierten Dehnungen vom  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent. Mit steigendem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent nahmen auch die Dehnungen zu (vgl. Abbildung 2.3). Zudem ist an den dargestellten Dehnungsverläufen zu erkennen, dass das Massenverhältnis von  $\text{K}_2\text{O}$  zu  $\text{Na}_2\text{O}$  ebenfalls einen Einfluss hat. Ein höheres  $\text{K}_2\text{O}/\text{Na}_2\text{O}$ -Verhältnis führt bei gleichem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent zu niedrigeren Dehnungen. Hieraus schließen die Autoren, dass vorhandenes Natriumhydroxid in der Porenlösung höhere AKR-Dehnungen hervorruft als vorhandenes Kaliumhydroxid. Dieser Effekt zeigt sich vor allem bei einem hohen  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent und hat bei Alkaligehalten von  $\leq 1,0$  M.-% kaum noch einen Einfluss.

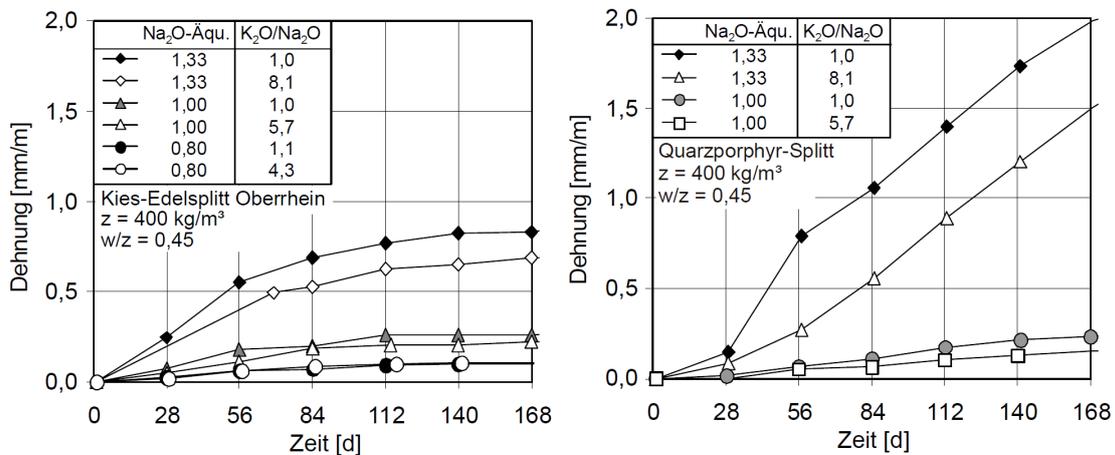


Abbildung 2.3: Dehnungen von Betonen mit verschiedenen Gesteinskörnungen, verschiedenen  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalenten und unterschiedlichen  $\text{K}_2\text{O}/\text{Na}_2\text{O}$ -Verhältnissen im  $60^\circ\text{C}$ -Betonversuch [16]

Die Beobachtungen zum unterschiedlichen Einfluss von Na und K auf die AKR werden auch durch Untersuchungen von Leemann und Lothenbach bestätigt [18]. Auch hier zeigen sich geringere Dehnungen bei gleichem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent und höherem K/Na-Verhältnis. Die Autoren schließen daraus, dass das  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent als Parameter zur Beschreibung der Alkaliaktivität eines Zementes bzw. einer Betonzusammensetzung in manchen Fällen irreführend bzw. nicht genau genug sein kann. Einen weiteren Einfluss auf den Anteil der zur Verfügung stehenden Alkalien können bestimmte Gesteinskörnungen haben, die mit der Zeit Alkalien freisetzen. Untersuchungen zeigen, dass beispielsweise bei der Verwendung verschiedener Arten von Feldspäten und Graniten im Beton Alkalien an die Porenlösung abgegeben werden können [19, 20]. Sind diese Gesteinskörnungen gleichzeitig alkaliempfindlich, bzw. werden gleichzeitig andere alkaliempfindliche Gesteinskörnungen verwendet, erhöht sich auch das AKR-Schädigungspotential [21]. Dies gilt insbesondere für Zemente mit niedrigem Alkaligehalt und fällt bei der Verwendung von Zementen mit höheren Alkaligehalten weniger ins Gewicht.

### 2.1.2.2 Feuchte

Ein ausreichendes Wasser- bzw. Feuchteangebot spielt für die AKR aus verschiedenen Gründen eine Rolle. Zum einen bildet es die alkalische Porenlösung, die für den Löseprozess des  $\text{SiO}_2$  entscheidende Bedeutung hat [3]. Zum anderen ist es sowohl Transportmedium für die an der AKR beteiligten Ionen als auch Reaktant der Reaktion selbst und mit für den Quellprozess des Gels verantwortlich [22]. Untersuchungen zeigen die deutliche Abhängigkeit der Dehnungen infolge der AKR von der relativen Feuchte im Beton. Nach Poole kommt es unterhalb einer relativen Luftfeuchte von 70 % im Beton kaum zu Dehnungen, während die Dehnungserscheinungen oberhalb von 80 bis 85 % relativer Luftfeuchte stark zunehmen [23] (vgl. Abbildung 2.4). Auch Untersuchungen von Poyet et al. [22] zeigen diese Abhängigkeit (Abbildung 2.5). Hierfür lagerten Mörtelproben mit einer reaktiven und nicht reaktiven Gesteinskörnung bei 60 °C und verschiedenen relativen Luftfeuchten. Die AKR-Dehnungen ergaben sich aus den Dehnungsdifferenzen zwischen reaktiven und nicht reaktiven Probekörpern. Durch diese Untersuchungen wird deutlich, dass die erhöhten Dehnungen bei höheren relativen Feuchten nicht lediglich auf die höheren hygrischen Dehnungen zurückzuführen sind. Die geringere Dehnung der bei 100 % relativer Luftfeuchte gelagerten Proben im Vergleich zu den bei 96 % relativer Luftfeuchte gelagerten Proben wird nach den Autoren auf das Auslaugen von Alkalien infolge der Kondensation von flüssigem Wasser an der Probenoberfläche zurückgeführt.

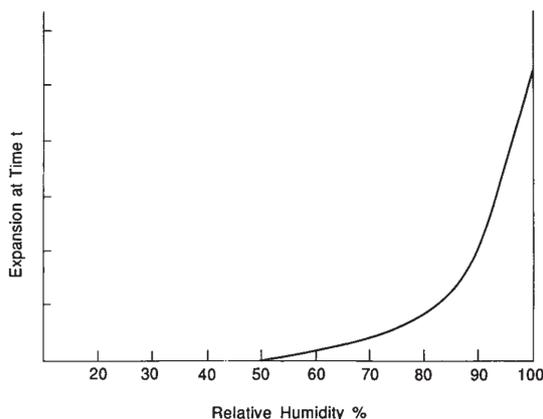


Abbildung 2.4: Schematischer Einfluss der relativen Feuchte auf die AKR bedingten Dehnungen im Beton [23]

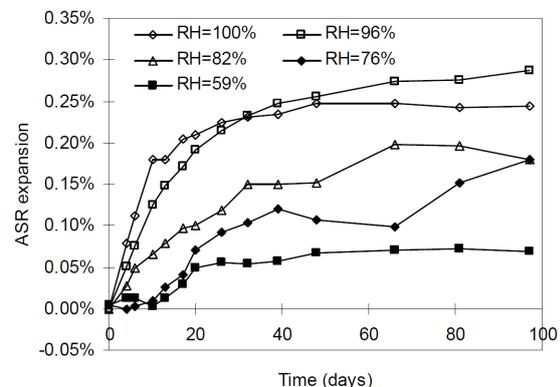


Abbildung 2.5: AKR-Dehnungen bei verschiedenen konstant gehaltenen relativen Luftfeuchten der Umgebung [22]

### 2.1.2.3 Alkalireaktive Gesteinskörnung

Bei der Alkalireaktivität einer Gesteinskörnung spielt die Löslichkeit und Löserate des in ihr enthaltenen  $\text{SiO}_2$  eine entscheidende Rolle, da dieses zunächst gelöst werden muss, um an der Reaktion teilnehmen zu können. Die Löslichkeit wiederum ist maßgeblich vom kristallinen Zustand des  $\text{SiO}_2$  abhängig. Dies zeigt sich beispielsweise an der deutlich höheren Löslichkeit von amorphem  $\text{SiO}_2$  (120 mg/l) im Vergleich zu kristallinem Quarz (2,9 mg/l) in Wasser bei 25 °C [15]. Zudem hängt die Löslichkeit von der Temperatur und

## 2 Grundlagen

dem pH-Wert ab [4]. Mit steigender Temperatur erhöht sich auch die Löslichkeit des  $\text{SiO}_2$  (Abbildung 2.6).

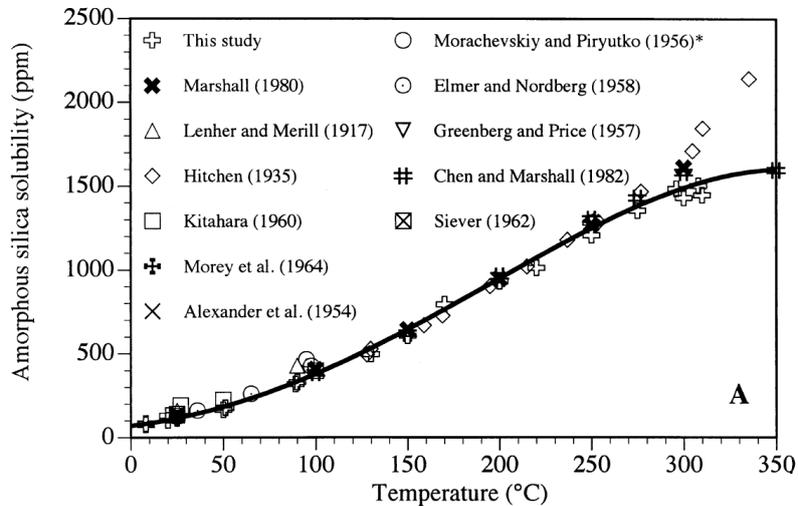


Abbildung 2.6: Einfluss der Temperatur auf die Löslichkeit von amorphem  $\text{SiO}_2$  [24]

Beim Löseprozess des  $\text{SiO}_2$  in der alkalischen Porenlösung wirken die  $\text{OH}^-$ -Ionen als Katalysator [25]. An die mit Silanolgruppen belegte Oberfläche des  $\text{SiO}_2$ -Korns lagern sich weitere  $\text{OH}^-$ -Ionen an, was zur Schwächung und letztendlich zum Aufbrechen der Siloxanverbindungen ( $\text{Si-O-Si}$ ) nahe der Oberfläche führt (vgl. Abbildung 2.7).

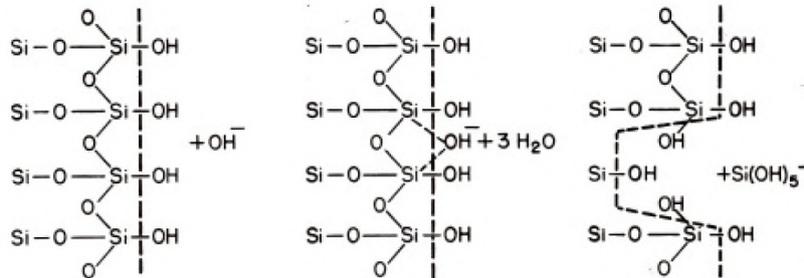


Abbildung 2.7: Schematischer Ablauf des Löseprozesses des  $\text{SiO}_2$  in alkalischer Lösung [25]

Allgemein kann die Lösereaktion von  $\text{SiO}_2$  in Wasser nach folgender Gleichung beschrieben werden [26]:

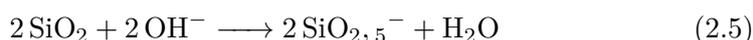


Es wird davon ausgegangen, dass die gebildete Orthokieselsäure ( $\text{H}_4\text{SiO}_4$ ) infolge erhöhter pH-Werte (hohe  $\text{OH}^-$ -Ionen Konzentration) zu weiteren Kieselsäurespezies deprotoniert [25]. Die Teilreaktionen in Abhängigkeit vom pH-Wert sind in Tabelle 2.1 dargestellt. Da das feste  $\text{SiO}_2$  nur mit der Orthokieselsäure im Lösungsgleichgewicht steht, kann durch die Deprotonierung weiteres  $\text{SiO}_2$  gelöst werden [3, 26]. Hierdurch erklärt sich die erhöhte Löslichkeit bei hohen pH-Werten. Den grundsätzlichen Einfluss des pH-Wertes auf die Löslichkeit des  $\text{SiO}_2$  stellt Abbildung 2.8 dar. Es ist zu erkennen, dass die Löslichkeit bei hohen pH-Werten, wie sie in der Porenlösung des Betons vorherrschen, stark ansteigt.

Tabelle 2.1: Bildung von Kieselsäurespezies in Abhängigkeit vom pH-Wert [3]

pH-Wert	Teilreaktion
$\leq 9$	$\text{SiO}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{H}_4\text{SiO}_4^\circ$
$> 9$	$\text{H}_4\text{SiO}_4^\circ + \text{OH}^- \rightleftharpoons \text{H}_3\text{SiO}_4^- + \text{H}_2\text{O}$
$> 12$	$\text{H}_3\text{SiO}_4^- + \text{OH}^- \rightleftharpoons \text{H}_2\text{SiO}_4^{2-} + \text{H}_2\text{O}$
$> 13$	$\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-} + \text{OH}^- \rightleftharpoons \text{HSiO}_4^{3-} + \text{H}_2\text{O}$
$> 13$	$\text{HSiO}_4^{3-} + \text{OH}^- \rightleftharpoons \text{SiO}_4^{4-} + \text{H}_2\text{O}$

Eine weitere Betrachtungsweise stellt den Löseprozess in zwei Schritte unterteilt dar [27]. Zunächst werden erste Si–O–Si-Verbindungen durch den Angriff von Hydroxidionen aufgebrochen (Gleichung 2.5). Dieses Aufbrechen ist verbunden mit einer Umwandlung von Q<sub>4</sub>- zu Q<sub>3</sub>-Spezies und der Entstehung einer negativen Ladung der Oberfläche. In der Porenlösung wird diese negative Ladung durch Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup> oder Ca<sup>2+</sup> neutralisiert. Im nächsten Schritt kommt es durch weiteren Angriff der OH<sup>-</sup>-Ionen zum Herauslösen des Siliziums und zur Bildung von Kieselsäure (Gleichung 2.6).



Die Q<sub>4</sub>-Spezies beschreibt den Fall, dass alle vier um das Siliziumatom angeordneten Sauerstoffatome eine Verbindung zu einem weiteren Siliziumatom herstellen [28]. Grenzt eines der vier Sauerstoffatome nicht an ein weiteres Siliziumatom, sondern z.B. an ein Wasserstoffatom, wie dies bei den Silanolgruppen der Fall ist, handelt es sich um eine Q<sub>3</sub>-Spezies. Bei einer Konfiguration, bei der nur noch zwei bzw. nur noch ein Sauerstoffatom eine Brücke zu einem weiteren Siliziumatom schlagen, handelt es sich um eine Q<sub>2</sub>- bzw. Q<sub>1</sub>-Spezies. Folglich wird durch eine reine Q<sub>4</sub>-Konfiguration eine dreidimensionale, unendlich ausgedehnte Struktur beschrieben. Bei einer überwiegenden Q<sub>3</sub>-Konfiguration bilden sich Ebenen aus und bei einer Q<sub>2</sub>-Konfiguration Ketten [29]. Die Umwandlung von Q<sub>4</sub> zu geringer verknüpften SiO<sub>2</sub>-Konfigurationen zeigt sich beispielsweise an Untersuchungen von Hamoudi et al. [30]. Hierbei wurde amorphes SiO<sub>2</sub> im Ausgangszustand und nach dem Ablauf einer AKR untersucht. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.9 dargestellt. Während das noch nicht reagierte SiO<sub>2</sub> einen deutlichen Q<sub>4</sub>-Peak aufweist, zeigt das reagierte SiO<sub>2</sub> eine klar erkennbare Verschiebung der Peaks zu geringeren Bindungskonfigurationen.

Neben den beschriebenen Einflüssen aus kristallinem Zustand, Temperatur und pH-Wert kann sich die Löslichkeit zusätzlich durch weitere Bestandteile der Porenlösung erhöhen. Dies wird vor allem auf die Bildung von Komplexen der Orthokieselsäure mit den weiteren Bestandteilen der Porenlösung zurückgeführt [26]. Durch die Komplexbildung kann weiteres SiO<sub>2</sub> nachgelöst werden, da das feste SiO<sub>2</sub> wie bereits oben beschrieben, nur mit der Orthokieselsäure im Lösungsgleichgewicht steht. Die Alkalireaktivität einer Gesteinskörnung hängt, zusätzlich zum kristallinen Zustand und damit der Löslichkeit, entscheidend vom Anteil und der Verteilung des in ihr enthaltenen SiO<sub>2</sub> ab [32]. Zudem spielt die Menge und Korngröße der verwendeten Gesteinskörnung eine Rolle. Prinzipiell wird in Abhängigkeit von der Reaktivität bzw. der Geschwindigkeit des AKR-Schädigungsprozesses zwischen schnell und langsam/spät („slow/late“) reagierenden Gesteinskörnungen unterschieden. Prominente Vertreter der schnell reagierenden Gesteinskörnungen sind z.B. Opalsandstei-

## 2 Grundlagen

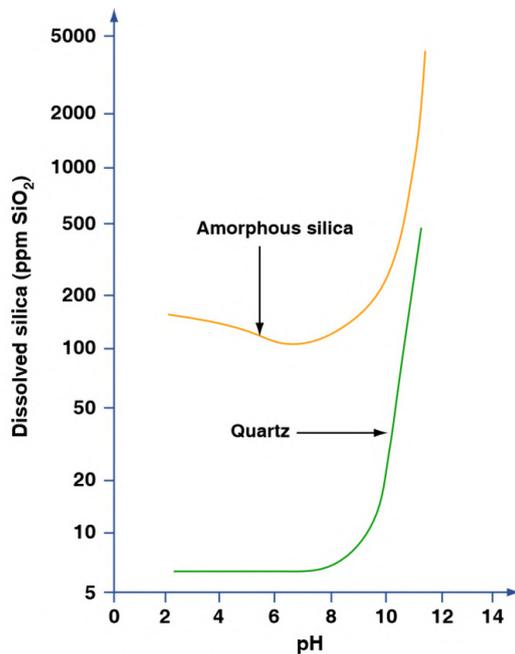


Abbildung 2.8: Einfluss des pH-Wertes auf die Löslichkeit von amorphem SiO<sub>2</sub> und Quarz bei 25 °C [31]

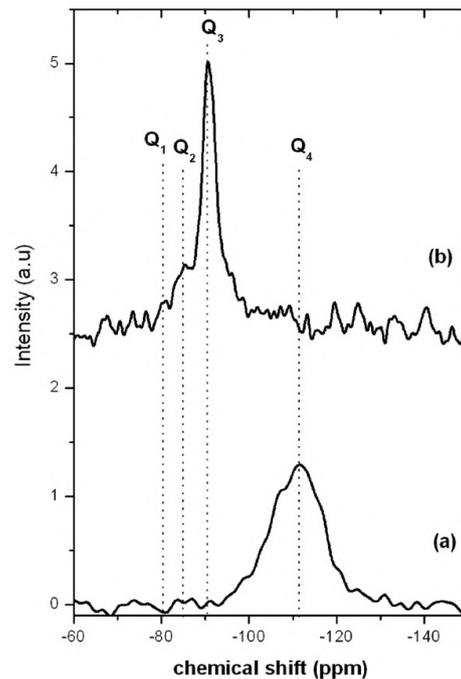


Abbildung 2.9: <sup>29</sup>Si-MAS-NMR-Spektren von (a) nicht reagiertem und (b) reagiertem, amorphem SiO<sub>2</sub> [30]

ne, Flint oder Kieselkalke. Zu den langsam reagierenden Gesteinskörnungen werden z.B. gebrochene Rhyolithe, Grauwacken, Quarzite, aber auch Kiese mit AKR-reaktiven Bestandteilen wie z.B. auch Stressquarz gezählt [4].

Aufgrund der zuvor beschriebenen vielseitigen Einflüsse kann die Ausprägung und das Erscheinungsbild einer AKR im Betongefüge sehr unterschiedlich ausfallen. Dies erschwert die einheitliche Beschreibung der ablaufenden Prozesse.

### 2.1.3 Modellvorstellungen zum Schadensmechanismus

Seit dem Beginn der AKR-Forschung in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts werden verschiedenste Modellvorstellungen entwickelt, die versuchen, den AKR-Schädigungsablauf zu erklären. Einige ausgewählte Modelle sollen an dieser Stelle aufgezeigt werden.

Powers und Steinour [33, 34] beschrieben bereits 1955 eine detaillierte Modellvorstellung zum Ablauf der AKR an Opal. Dabei entsteht im ersten Schritt eine dünne Schicht eines Calcium-Alkali-Silicat-Komplexes um das reaktive Korn. Dieser Komplex gilt als nicht quellfähig und trennt das reaktive Korn von den Alkalien und dem Ca(OH)<sub>2</sub> in der Porenlösung. Durch die Schicht diffundieren nach und nach Ca<sup>2+</sup>-, Na<sup>+</sup>-, K<sup>+</sup>- und OH<sup>-</sup>-Ionen zum nicht reagierten Korninneren. Ist die Alkalikonzentration in der Porenlösung hoch, ist die Alkali-Diffusionsrate im Vergleich zur Ca<sup>2+</sup>-Diffusionsrate hoch. Hierdurch kommt es am reaktiven Gesteinskorn zur Bildung eines quellfähigen Alkali-Silicat-Komplexes, der unter Wasseraufnahme zu zerstörenden Quelldrücken führen kann. Dies wird durch die Autoren als schädliche („unsafe“) Reaktion bezeichnet. Ist hingegen die Alkalikonzentration in der Porenlösung gering, überwiegt die Diffusion von Ca<sup>2+</sup>-Ionen und es kommt zur

Bildung eines nicht quellfähigen Calcium-Alkali-Silicat-Komplexes, der als unschädliche („safe“) Reaktion beschrieben wird. Demnach spielt die Konzentration von Alkalien in der Porenlösung eine entscheidende Rolle. Ist die Konzentration zu hoch, kommt es zu einer Schädigung.

Chatterji et al. [35, 36] gingen in den 1980er Jahren davon aus, dass  $\text{Ca}^{2+}$ -,  $\text{Na}^+$ -,  $\text{K}^+$ - und  $\text{OH}^-$ -Ionen zum reaktiven Gesteinskorn transportiert werden und in dieses eindringen. Die Eindringgeschwindigkeit und -menge sind abhängig von der Größe der hydratisierten Ionen. Das Eindringen der Ionen führt zum Aufbrechen der Struktur des reaktiven Korns, wodurch sich weitere Zugänglichkeiten ergeben. Gleichzeitig wird  $\text{SiO}_2$  gelöst und wandert teilweise in die Zementsteinmatrix. Die Autoren sind der Meinung, dass es zu einer Dehnung bzw. zum Aufbau eines Druckes kommt, wenn mehr Ionen in das reaktive Korn eindringen als es verlassen. Im Falle einer niedrigen Alkalikonzentration ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) in der Porenlösung, dringen aufgrund des großen Hydratradiuses des  $\text{Ca}^{2+}$ -Ions nur wenige Ionen in das Korn ein. Zudem wird das Eindringen durch die Bildung von C-S-H-Produkten mit dem gelösten  $\text{SiO}_2$  weiter behindert. Bei hoher Alkalikonzentration in der Porenlösung dringen die kleiner hydratisierten Alkaliionen verstärkt in das reaktive Korn ein. Zusätzlich gehen die Autoren davon aus, dass das Herauswandern des  $\text{SiO}_2$  umgekehrt proportional zur  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Konzentration ist. Ist wenig  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  vorhanden, kann das  $\text{SiO}_2$  aus dem reaktiven Gesteinskorn abwandern und es kommt nicht zum Aufbau eines schädigenden Druckes. Damit liefert diese Modellvorstellung des Mechanismus eine Erklärung zum reaktionssteigernden Einfluss einer NaCl-Zufuhr, die die Autoren bereits zuvor beschreiben. Zudem spielt im Rahmen dieser Vorstellung zum Ablauf der Reaktion das  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  erstmals eine entscheidende Rolle. Auch dies wurde von den Autoren zuvor beobachtet [37].

1989 beschrieb Diamond [38] die Notwendigkeit des Vorhandenseins von Calcium für eine schädigende AKR. In von ihm beschriebenen Modellversuchen zeigt sich, dass es bei der Abwesenheit einer Calciumquelle in Alkali-Hydroxidlösungen lediglich zum Auflösen von reaktivem  $\text{SiO}_2$  kommt und keine Gelbildung zu beobachten ist. Bei Anwesenheit von Calciumhydroxid hingegen bilden sich amorphe Gelstrukturen und es ergeben sich kaum reine Löseprozesse des  $\text{SiO}_2$ .

Wang und Gillot beschrieben 1991 ihre Modellvorstellung des AKR-Ablaufes und gingen dabei ebenfalls gezielt auf die Rolle des Calciums ein [39]. Zunächst zeigten sie experimentell, dass es durch die Zugabe von zusätzlichem  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  bei der Herstellung von Mörtelproben mit reaktivem Opal zu einer Erhöhung der AKR-bedingten Dehnungen kommt. Die von den Autoren postulierte Modellvorstellung zum Reaktionsablauf eines Opals ist schematisch in Abbildung 2.10 dargestellt. Die an der ungestörten Oberfläche des Opals (a) befindlichen Protonen werden beim Kontakt mit der Porenlösung durch  $\text{Ca}^{2+}$ -,  $\text{Na}^+$ - oder  $\text{K}^+$ -Ionen ersetzt (b). Auf Grund der hohen  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration in der Porenlösung, kommt es im weiteren Verlauf zum Aufbrechen von inneren Si-O-Si-Bindungen (c). Wegen des erhöhten Angebotes an  $\text{Na}^+$ - oder  $\text{K}^+$ -Ionen (auf Grund der deutlich höheren Löslichkeit gegenüber dem Calciums) und des im Vergleich zum  $\text{Ca}^{2+}$ -Ion geringeren hydraulischen Radius, diffundieren Alkaliionen verstärkt in das Korninnere und ersetzen die Protonen der neu entstandenen Silanolgruppen sukzessive (d). Durch die hohe Wasseraffinität der entstandenen Alkali-Silicat-Gruppen kann der entstandene Komplex quellen und betonschädigende Drücke aufbauen. Das Quellen erzeugt nach den Autoren zusätzliche Zugänglichkeiten, sodass auch  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen weiter ins Korninnere vordringen können. Wegen der höheren elektrostatischen Energie der Ca-O-Bindungen gegenüber den Na/K-

## 2 Grundlagen

O-Bindungen werden die Alkalien in vielen Fällen durch  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen ersetzt (e), wodurch die frei werdenden Alkalien für potentielle weitere Reaktionen zur Verfügung stehen. Die Autoren schreiben dem  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  zwei entscheidende Rollen für den AKR-Mechanismus zu. Zum einen dient es als Puffer, um eine hohe  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration für den Löseprozess des  $\text{SiO}_2$  aufrecht zu erhalten. Zum anderen ist der Austausch der Alkaliionen durch  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen dafür verantwortlich, dass die Alkalien für die weitere Reaktion zur Verfügung stehen.

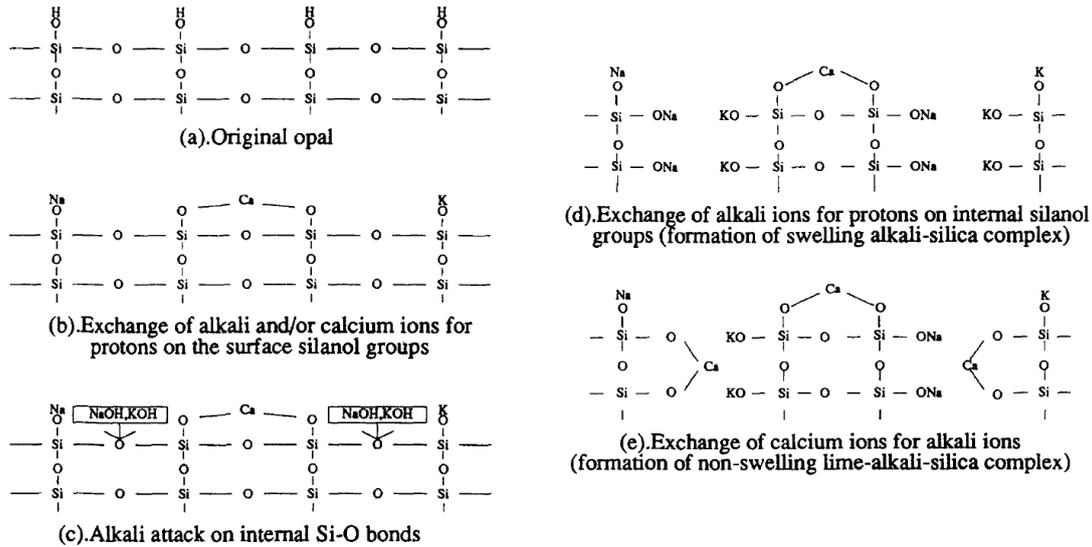


Abbildung 2.10: Schematische Darstellung des AKR-Ablaufes und der Rolle des Calciums nach Wang und Gillot [39]

Die zuvor beschriebenen Modellvorstellungen gehen in der Regel davon aus, dass sich das reaktive  $\text{SiO}_2$  bereits an oder nahe der Oberfläche des Gesteinskorns befindet, wie es eher bei den schnell reagierenden Gesteinen gegeben ist. Eine differenziertere Sicht auf den Schadensablauf lieferten 1998 Sprung und Sylla [40]. Die Autoren stellten durch Untersuchungen von AKR-geschädigten Betonproben mit verschiedenartigen Zuschlägen fest, dass sich das mikroskopische Erscheinungsbild der geschädigten Proben sehr unterschiedlich darstellt. Die Beobachtungen reichen von starker Gelbildung in Verbindung mit Rissen (Opal), über Reaktionssäume um die Gesteinskörner (Opal) bis hin zu stark ausgeprägter Rissbildung ohne eine signifikante Bildung von AKR-Gel (Grauwacke). Einerseits beschreiben die Autoren den Reaktionsablauf analog zum Modell von Powers und Steinoor [33, 34], bei dem sich zunächst eine semipermeable Schicht um das Gesteinskorn bildet (siehe oben). Andererseits gehen sie auf den Fall ein, dass das Gesteinskorn kein reaktives  $\text{SiO}_2$  an der Oberfläche besitzt, wodurch auch keine semipermeable Schicht entstehen kann. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Diffusion von Alkalien und Wasser in das Korninnere maßgebend für den Reaktionsablauf ist. Treffen Wasser und Alkalien auf reaktive Bestandteile des Kornes, kommt es zur Bildung von quellfähigem Gel, wodurch sich der Innendruck des Kornes erhöht. Erreicht dieser die Zugfestigkeit des Kornes, entstehen Risse. Die Autoren nehmen dabei eine Art Druckwelle an, durch die das Gel aus dem Gesteinskorn geschleudert wird und auch in der angrenzenden Zementmatrix und nahen Gesteinskörnern zu fein verzweigten Rissen führt, die nicht unbedingt mit Gel gefüllt

sein müssen. Das Ausmaß der Rissbildung hängt von der Porosität und Zugfestigkeit der Gesteinskörnungen ab. Einen weiteren Mechanismus beschreiben die Autoren bei sehr porösen Gesteinen, bei welchem das Innere des Kornes durch die Reaktion ausgehöhlt wird. Das entstandene Gel kann zunächst im Porenraum des Kornes gespeichert werden. Erst wenn der Porenraum vollständig gefüllt ist kommt es zur Rissbildung und zum Ausfließen von großen Gelmengen aus dem Gesteinskorn. Mit dieser Modellvorstellung von Sprung und Sylla lassen sich auch die oftmals beobachteten großen AKR-Dehnungen bei geringen Gelmengen erklären.

2006 lieferten Garcia-Diaz et al. einen weitestgehend neuen Erklärungsansatz für den ablaufenden AKR-Schadensmechanismus [41]. Mit Hilfe einer neuen Methode zur Charakterisierung des AKR-Reaktionsgrades führten sie Experimente an Mörteln mit reaktivem Flint durch. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen leiten sie ihren Erklärungsansatz für den Schadensablauf ab, der sich in vier Phasen unterteilen lässt. Die erste Phase ist geprägt durch einen Löseprozess des reaktiven Gesteinskornes, wodurch aus  $Q_4$ - und  $Q_3$ -Spezies  $Q_0$ -Spezies gebildet werden (vgl. hierzu Abschnitt 2.1.2). Die gelösten  $SiO_2$ -Moleküle ( $Q_0$ -Spezies) reagieren mit  $Ca(OH)_2$  und Alkalien zu C-S-H-Phasen oder bilden nicht quellfähige Calcium-Alkali-Silicat-Phasen. Dabei nimmt das Volumen nicht zu. In der zweiten Phase verlangsamt sich der Löseprozess sogar bis zum Stillstand, wobei es jedoch weiter zu einer Umformung von  $Q_4$ - zu  $Q_3$ -Spezies durch weiteres Aufbrechen von Si-O-Si-Verbindungen kommt. In dieser Phase stellen die Autoren eine Zunahme von  $Q_3$ -Spezies fest, die mit einer Volumenzunahme verbunden und für den Quellprozess und die Rissentstehung verantwortlich ist. Das Porenvolumen des Gesteinskornes nimmt drastisch zu und der Dehnungsprozess wird durch die Bildung von Rissen in der Zementsteinmatrix verstärkt. Während der dritten Phase schreitet der Quellprozess fort, es werden aber wieder vermehrt  $Q_0$ -Spezies gebildet, die als C-S-H-Phasen oder Calcium-Alkali-Silicat-Phasen die entstandenen Porenräume ausfüllen. In der vierten Phase verlangsamt sich der Quellprozess, wobei das Porenvolumen sich durch die entstehenden Phasen verringert. Damit ist der Schädigungsprozess laut den Autoren nicht auf das Quellen eines Geles zurückzuführen, sondern wird durch die Volumenzunahme bei der Umformung von  $Q_4$ - zu  $Q_3$ -Spezies verursacht. Auch durch dieses Modell lassen sich Beobachtungen erklären, bei denen es trotz ausgeprägter Dehnungen und Rissbildungen kaum zu einer Gelbildung kommt.

Diese Zusammenstellung von Modellvorstellungen hat keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern soll verdeutlichen, wie komplex und divers der Ablauf einer AKR sein kann. Die Modelle liefern bereits eine gute Grundlage zur Beschreibung der ablaufenden Mechanismen, können jedoch für sich allein nicht alle auftretenden Phänomene erklären. Beispielsweise bleibt die Frage nach der Rolle des Calciums bis heute nur unzureichend beantwortet. Das erklärt auch den noch immer anhaltenden Forschungsbedarf bezüglich des AKR-Schadensmechanismus. Auch neuartige und immer genauere Mess- und Analysemethoden lassen neue Erkenntnisse über die Prozesse zu. Die wesentliche Gemeinsamkeit der zuvor beschriebenen Modelle lässt sich in der dem Einfluss von Transportprozessen zugeschriebenen Bedeutung erkennen. Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Arbeit neben dem Einfluss der Ermüdungsdegradation auf die AKR allgemein, auch ihr Einfluss auf den Stofftransport im Betongefüge näher betrachtet.

### 2.1.4 Regelwerke und Prüfverfahren

Der folgende Abschnitt soll einen groben Überblick über die möglichen AKR-Prüfverfahren sowie die aktuellen nationalen Regelwerke geben. Auf die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten AKR-provozierenden Lagerungen wird in Abschnitt 3.4 genauer eingegangen.

Seit den Anfängen der AKR-Forschung werden Prüfverfahren entwickelt, die zum Ziel haben alkalireaktive Gesteinskörnungen zu identifizieren und somit eine AKR zu vermeiden. Nach Giebson [3] können diese Prüfverfahren in folgende Gruppen eingeteilt werden:

- Löseverfahren an Gesteinskörnungen,
- petrographische Untersuchungen,
- Schnelltests,
- Betonversuche mit Standardzusammensetzung,
- Performance-Prüfverfahren,
- Freiluftlagerung.

Da die Entwicklung einer schädigenden AKR in der Praxis sehr lange Zeiträume (evtl. mehrere Jahrzehnte) in Anspruch nehmen kann, versuchen die entwickelten Prüfverfahren den Ablauf der AKR durch die Verstärkung eines oder mehrerer beeinflussender Faktoren zu beschleunigen [42].

Beispiele für Löseverfahren an Gesteinskörnungen sind die chemische Methode nach ASTM C 289 [43] oder der Natronlaugetest nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb [17]. Die Löseversuche sollen eine möglichst schnelle Einstufung der zu prüfenden Gesteinskörnungen ermöglichen. Hierzu erfolgt in der Regel für kurze Zeit (z.B. 24 Stunden) eine Lagerung der Gesteinskörnung in heißer Natronlauge. Im Anschluss wird im Falle des Natronlaugetests der Massenverlust bzw. bei der chemischen Methode nach ASTM C 289 der Anteil an gelöstem  $\text{SiO}_2$  bestimmt. Diese Methoden eignen sich jedoch nicht für alle Gesteinskörnungen, worauf in den Verfahren auch hingewiesen wird. Auf diese Problematik der Löseverfahren gehen auch andere Autoren ein [23, 44].

Im Rahmen der petrographischen Untersuchungen, z.B. nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb [17] oder RILEM AAR-1 [45], werden Gesteinsarten identifiziert und deren Aufbau, Anteil bzw. Struktur beschrieben. Als Hilfsmittel kommen hier die klassische Lichtmikroskopie und vereinzelt auch die Röntgendiffraktometrie zum Einsatz. Obwohl die petrographischen Untersuchungen einer Gesteinskörnung dazu beitragen ihre Alkalireaktivität detailliert zu charakterisieren, reicht sie in vielen Fällen nicht aus, um gesicherte Aussagen treffen zu können [3, 46].

Schnelltests an Mörtelproben mit der zu testenden Gesteinskörnung werden international weit verbreitet eingesetzt, um in verhältnismäßig kurzen Zeiträumen (z.B. 2 Wochen beim Schnellprüfverfahren nach Alkali-Richtlinie des DAfStb [17]) Aussagen über die Alkalireaktivität zu treffen. Hierzu lagern Mörtelprismen mit einer standardisierten Zusammensetzung unter stark AKR-fördernden Bedingungen (z.B. 80 °C in NaOH-Lösung) und es erfolgt eine Bestimmung ihrer Ausdehnung über den Prüfzeitraum. Den Nachteil dieser Verfahren sehen einige Autoren darin, dass es durch das durchzuführende Brechen der Gesteinskörnung und die extremen Lagerungsbedingungen in manchen Fällen zu Über- aber auch zu Unterschätzungen der Alkalireaktivität kommen kann [47, 48, 49]. Weitere solche Schnelltests sind z.B. in RILEM AAR-2 [50] und ASTM C 1260 [51] geregelt.

Betonversuche mit Standardzusammensetzungen ähneln denen der Schnelltests, mit dem Unterschied, dass die Gesteinskörnung in den Fraktionen getestet wird, in denen sie später zum Einsatz kommen soll. Sie gelten als die zuverlässigsten Prüfverfahren, wobei sie

jedoch mit einer mehrmonatigen Dauer sehr viel Zeit in Anspruch nehmen [4]. Beispiele für Betonversuche sind die Nebelkammerlagerung bei 40 °C und der 60 °C-Betonversuch nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb [17] sowie die Tests nach ASTM C 1293 [52] oder RILEM AAR-4.1 [53]. Die Gemeinsamkeit der Prüfungen liegt darin, dass die nach einer Standardrezeptur mit hohem Alkaligehalt des Zementes hergestellten Betonprismen bei erhöhter Temperatur und hoher Luftfeuchte über mehrere Monate gelagert werden. Der Umstand der langen Lagerungsdauer bringt einen weiteren Nachteil mit sich, nämlich dass es zu einer Auslaugung von Alkalien über den Prüfzeitraum kommt, die dann nicht mehr für eine Reaktion zur Verfügung stehen. Dies wird durch höhere Temperaturen (60 °C) und die sehr hohe Feuchte verstärkt [3, 42, 54].

Performance Prüfverfahren dienen in der Regel der Beurteilung einer bestimmten, oftmals projektspezifischen Betonrezeptur. Hierbei kommen sehr ähnliche Lagerungsbedingungen wie bei den Betonversuchen zur Anwendung. In den Betonprüfungen werden Zemente mit erhöhtem Alkaligehalt verwendet, wodurch das Auslaugen während des Prüfzeitraumes eine geringere Rolle spielt, da das Alkaliangebot im fortgeschrittenen Prüfalter immernoch recht hoch sein kann. Im Falle der projektbezogenen Betonrezeptur trifft dies nicht zu, was mitunter zu sehr geringen Dehnungen und damit zu einer Unterschätzung des alkalireaktiven Potentials der Rezeptur führen kann [55]. Daher werden auch Prüfverfahren angewandt, die zusätzliche Lagerungsbedingungen wie eine externe Alkalizufuhr vorsehen. Beispiele dafür sind der 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr [47, 56] oder die Klimawechsellaagerung [57, 58].

Die Freiluftlagerungen bilden die in der Praxis vorkommenden Bedingungen in der Regel am realitätsnähesten ab. Dies ist der Grund, warum sie häufig zur Beurteilung anderer, beschleunigter Verfahren herangezogen werden. Sie dienen oftmals auch zur Festlegung von Grenzwerten anderer Verfahren [47]. Ihr Nachteil liegt in der viele Jahre in Anspruch nehmenden Prüfdauer [3].

In Deutschland ist die Bewertung von Gesteinskörnungen für Beton nach DIN EN 12620 [59] im Hinblick auf ihre Alkalireaktivität aktuell in Abhängigkeit von der Feuchtigkeitsklasse nach DIN 1045-2 [60] geregelt. Danach ist in die Feuchtigkeitsklassen WO (trocken), WF (feucht), WA (feucht und Alkalizufuhr von außen) und WS (feucht, direkter Alkalieintrag und hohe dynamische Beanspruchung) zu unterscheiden. Die Vorgehensweise bei den Feuchtigkeitsklassen WO, WF und WA gibt die aktuelle Ausgabe der Alkali-Richtlinie des DAfStb aus Oktober 2013 [17] vor. Dabei wird nach einer Einstufung der Gesteinskörnungen in eine Alkaliempfindlichkeitsklasse festgelegt, ob und wenn ja welche vorbeugenden Maßnahmen bei der Verwendung zu ergreifen sind. Das grundsätzliche Vorgehen bei der Einstufung in eine Alkaliempfindlichkeitsklasse nach Alkali-Richtlinie ist in Abbildung 2.11 dargestellt.

In Abhängigkeit von der geografischen Lage, der Gewinnungsstätte und der Zusammensetzung der zu untersuchenden Gesteinskörnung wird festgelegt, ob sie ohne oder mit weiteren Prüfungen eingestuft werden kann. Erfüllt die Gesteinskörnung alle in Abbildung 2.11 bei \* genannten Kriterien, kann ohne weitere Prüfung eine Einstufung in E I (keine vorbeugenden Maßnahmen erforderlich) erfolgen. Enthält die Gesteinskörnung Opalsandstein, Kieselkreide oder größere Mengen Flint, sind weitere Untersuchungen notwendig. Zu diesen Untersuchungen zählen eine weitere Petrografie sowie die chemische Analyse der Anteile der zuvor genannten Gesteinskörnungen. Im Anschluss erfolgt die Einstufung in die Alkaliempfindlichkeitsklassen E I (keine vorbeugenden Maßnahmen erforderlich), E II oder E III (ggf. vorbeugende Maßnahmen erforderlich) mit den jeweiligen

## 2 Grundlagen

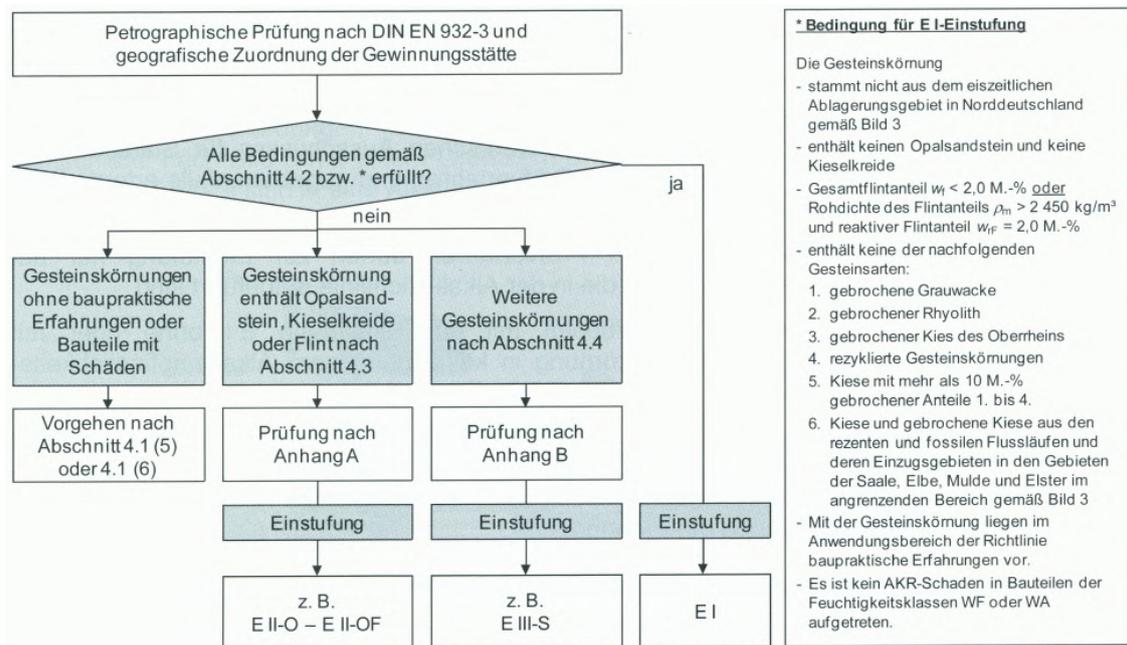


Abbildung 2.11: Vorgehen bei der Einstufung einer Gesteinskörnung nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb [17]

Zusätzen „O“ für Opalsandstein einschließlich Kieselkreide und „F“ für Flint. Enthält die Gesteinskörnung sonstige in Abbildung 2.11 unter \* genannte Gesteinsarten, sind ebenso zusätzliche Prüfungen erforderlich. Zu diesen Prüfungen gehört zunächst das Schnellprüfverfahren an Mörtelproben. Wird dieses Verfahren bestanden, erfolgt die Einstufung in die Klasse E I mit dem Zusatz „S“ für weitere Gesteinskörnungen. Besteht die Gesteinskörnung das Schnellprüfverfahren nicht, kann die Nebelkammerlagerung bei 40 °C oder alternativ der 60 °C-Betonversuch durchgeführt werden. Anhand der Ergebnisse dieser Prüfungen erfolgt dann endgültig die Einstufung in E I-S (keine vorbeugenden Maßnahmen erforderlich) oder E III-S (ggf. vorbeugende Maßnahmen erforderlich). Für den Fall, dass keine baupraktische Erfahrung bzw. bekannte AKR-Schadensfälle mit der entsprechenden Gesteinskörnung vorliegen, enthält die Richtlinie ebenfalls Vorgehensweisen auf die an dieser Stelle jedoch nicht weiter eingegangen werden soll. In Abhängigkeit von der Alkaliempfindlichkeits- und der Feuchtigkeitsklasse können der Richtlinie, im Anschluss an die Einstufung, die notwendigen vorbeugenden Maßnahmen bei der Verwendung der jeweiligen Gesteinskörnung entnommen werden.

Eine Besonderheit stellt die Feuchtigkeitsklasse WS dar. Sie gilt nach dem allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) von 04/2013 [61] für Gesteinskörnungen in Betonfahrbahndecken der Belastungsklassen Bk1,8 bis Bk100 nach RStO 12 [62], während Gesteinskörnungen der Belastungsklassen Bk1,0 und Bk0,3 der Feuchtigkeitsklasse WA zuzuordnen sind und somit nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb beurteilt werden. Das ARS 04/2013 sieht für den Nachweis der Unbedenklichkeit der gewählten groben Gesteinskörnung ( $d \geq 2$  mm) bzw. eines konkreten Fahrbahnbetons für die Feuchtigkeitsklasse WS drei verschiedene Verfahren vor.

Das Verfahren V1 sieht die Bewertung einer konkreten Betonzusammensetzung für ein bestimmtes Bauvorhaben vor. Die Bewertung ist von einem AKR-Gutachter durchzuführen.

ren, der vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) bzw. von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) anerkannt ist. Der Umfang und die Art der Prüfung wird durch den Gutachter bestimmt.

Das Verfahren V2 sieht die Bewertung der groben Gesteinskörnung ( $d \geq 2$  mm) einer bestimmten Lagerstätte vor, die vom jeweiligen Lieferanten bzw. Betreiber der Lagerstätte zu veranlassen ist. Hierfür wird zunächst eine baumaßnahmenunabhängige WS-Grundprüfung an allen für den Bau von Fahrbahndecken vorgesehenen Körnungsfraktionen durchgeführt. Im Falle einer konkreten Baumaßnahme bzw. in regelmäßigen Abständen kommt eine WS-Bestätigungsprüfung zur Anwendung. Für die WS-Grundprüfung erfolgt laut ARS 04/2013 zunächst eine Beurteilung aller Korngruppen nach einem Schnelltest (Schnellprüfverfahren oder Mörtelschnelltest nach Teil 3 der Alkali-Richtlinie von 2007 [63]). Anzumerken ist hierbei, dass die neue Ausgabe der Alkali-Richtlinie des DAfStb von 2013 nur noch das Schnellprüfverfahren als Schnelltest vorsieht und es somit überwiegend zur Anwendung des Schnellprüfverfahrens kommt. Des Weiteren erfolgt eine mineralogisch/petrografische Charakterisierung sowie ein WS-Betonversuch durch einen anerkannten AKR-Gutachter. Als WS-Betonversuche werden AKR-Performance-Prüfverfahren mit einer externen Alkalizufuhr angewandt. Einerseits kann sie mittels 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr [47, 56, 64], andererseits mit der Klimawechsellagerung [57, 58, 65] durchgeführt werden. Im Rahmen der WS-Bestätigungsprüfungen kommt ein Schnelltest nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb von 2007 zur Anwendung (siehe Anmerkung oben). Bei unzulässigen Abweichungen der Bestätigungsprüfung zur Grundprüfung wird die weitere Vorgehensweise vom AKR-Gutachter festgelegt.

Das Verfahren V3 sieht den Nachweis der Eignung einer Gesteinskörnung oder Betonzusammensetzung durch einen anerkannten AKR-Gutachter auf Grundlage positiver Bewertungen der Verfahren V1 und V2 vor. Hierfür wird an der BASt eine Liste mit positiv bewerteten Gesteinskörnungen und Betonzusammensetzungen geführt.

## 2.2 Stofftransport

Der folgende Abschnitt dient der Darstellung der Transportmechanismen von Wasser und Salzionen im Betongefüge.

### 2.2.1 Wasserhaushalt

Die Wasseraufnahme bzw. -abgabe des Betons wird von verschiedenen, in der Regel parallel ablaufenden Feuchtespeicher- und Feuchtetransportmechanismen beeinflusst.

#### 2.2.1.1 Feuchtespeicherung

Neben dem in den C-S-H-Phasen chemisch gebundenen Wasser, kann das Wasser im Beton auch physikalisch gebunden oder frei vorhanden sein. Im Hinblick auf die Feuchtespeicherung werden nach Krus [66] in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte drei Bereiche unterschieden: Der Sorptionsfeuchtebereich, der Kapillarwasserbereich und der Übersättigungsbereich.

Der Sorptionsfeuchtebereich, häufig auch als hygroscopischer Bereich bezeichnet, ist bestimmt durch die Ad- bzw. Desorption von Wasser an die innere Porenoberfläche des

## 2 Grundlagen

Betons. Die Wassermoleküle sind durch Van-der-Waals-Kräfte je nach Schichtdicke mehr oder weniger stark physikalisch an die Feststoffoberfläche gebunden [67]. Die Menge an angelagertem Wasser in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte wird durch Sorptionsisothermen beschrieben und ist schematisch in Abbildung 2.12 dargestellt. Bis zu einem Bereich von rund 15 % relativer Luftfeuchte kommt es zu einer monomolekularen Belegung der Porenoberflächen, die bis ca. 50 % relativer Luftfeuchte in eine multimolekulare Belegung übergeht. Zwischen 50 und ca. 95 % relativer Luftfeuchte finden, auf Grund der gekrümmten Menisken des adsorbierten Wasserfilms, in Poren ab einem Durchmesser von rund 1 nm Kondensationserscheinungen statt [68]. Diese sind auf die Erniedrigung des Sättigungsdampfdruckes über den gekrümmten Menisken zurückzuführen.

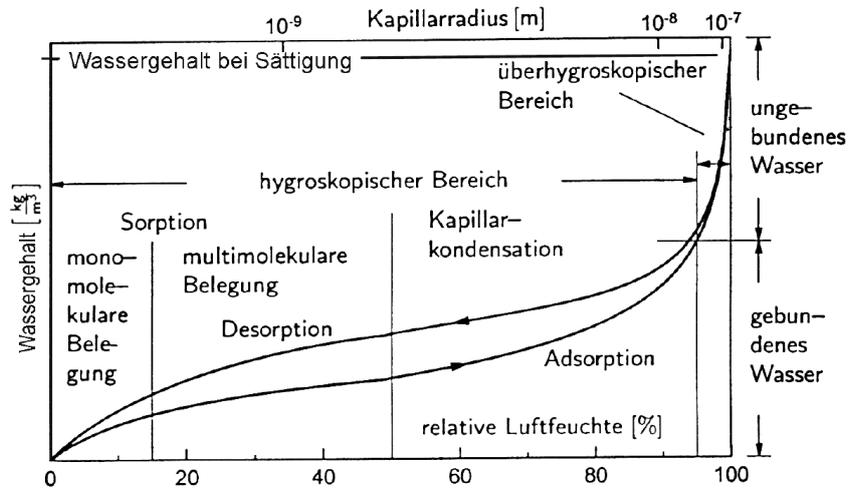


Abbildung 2.12: Beispielhafte Darstellung einer Sorptionsisotherme von Beton aus Ungricht [67] nach Kiessl [69]

Das bis zu diesen relativen Luftfeuchten eingelagerte Wasser ist mehr oder weniger stark physikalisch gebunden. Der Zusammenhang zwischen der relativen Luftfeuchte und dem Radius der Poren, welche noch durch Kapillarkondensation gefüllt werden, kann durch die Kelvin-Thomson-Beziehung beschrieben werden [70]:

$$\varphi = \exp \left[ -\frac{2\sigma \cos \Theta}{r_K \rho_W R_D T} \right] \quad (2.7)$$

- mit
- $\varphi$  : Relative Luftfeuchte [–]
  - $\sigma$  : Oberflächenspannung des Wassers [N/m]
  - $\Theta$  : Randwinkel [°]
  - $r_K$  : Kapillarradius [m]
  - $\rho_W$  : Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>]
  - $R_D$  : Gaskonstante für Wasserdampf [J/kgK]
  - $T$  : Absolute Temperatur [K]

Ab rund 95 % relativer Luftfeuchte beginnt der Kapillarwasserbereich, der häufig auch als überhygroskopischer Bereich bezeichnet wird. In diesem Bereich steigt der Wassergehalt stark an, wobei eine genaue Bestimmung des Zusammenhanges durch fehlende,

ausreichend genaue Feuchtemesstechnik nicht möglich ist. Das in diesem Bereich bis zur freien Sättigung aufgenommene Wasser ist nicht physikalisch gebunden. Als freie Wassersättigung wird diejenige Feuchte bezeichnet, die der Beton ohne das Anlegen eines äußeren Druckes bzw. eines vorherigen Vakuums erreichen kann [66]. Die bei porösen Stoffen oft auftretende und in Abbildung 2.12 dargestellte Hysterese zwischen Wasseraufnahme und -abgabe, ist zum einen auf ein unterschiedliches Benetzungsverhalten des Wassers bei der Ad- und Desorption zurückzuführen [66]. Zum anderen wird der Effekt mit Flaschenhalbsporen erklärt, die einen kleinen Poreneingang, jedoch ein verhältnismäßig großes Porenvolumen haben. Sie werden bei der Aufnahme stetig mit Wasser gefüllt, können sich jedoch erst entleeren, wenn der Dampfdruck soweit abgesunken ist, dass das kapillarkondensierte Wasser im kleinen Poreneingang verdunsten kann [68].

Der Übersättigungsbereich ist z.B. durch das Anlegen eines äußeren Druckes bzw. vorherigen Vakuums zu erreichen. Hierdurch werden auch die im Rahmen der freien Sättigung noch mit Lufteinschlüssen gefüllten Poren mit Wasser gefüllt [66].

### 2.2.1.2 Feuchtetransport

Die für diese Arbeit relevantesten und ohne die Einwirkung äußerer Kräfte (z.B. Druck, Temperatur) auftretenden Feuchtetransportvorgänge sind die Wasserdampfdiffusion bzw. -effusion, die Obeflächendiffusion und die Kapillarleitung.

Die unterschiedlichen Mechanismen sind in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt und Aggregatzustand des Wassers (gasförmig/flüssig) nach Rose in vier Stadien unterteilbar [71]. Hierfür wird ein vereinfachtes Modell einer einzelnen Pore mit variierendem Durchmesser herangezogen (vgl. Abbildung 2.13).

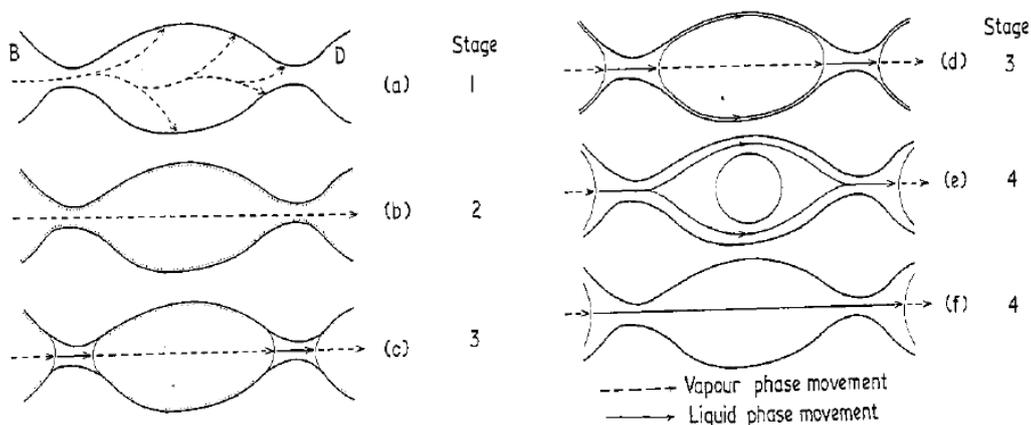


Abbildung 2.13: Schematische Darstellung der Transportmechanismen in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt [71]

In Phase 1 (a) kommt es zur Adsorption von Wasserdampf an die Porenwand, bis diese mit einer mono- bis multimolekularen Schicht bedeckt ist. Es findet also noch kein Transport durch die gesamte Pore statt. Hat sich in Phase 2 eine multimolekulare Adsorptionsschicht gebildet, kann der Wasserdampf ungehindert durch die gesamte Pore weiterdiffundieren (b). Bei weiterer Zunahme der Feuchte sind die engen Teile der Pore mit

## 2 Grundlagen

Wasser gefüllt (c). Der Transport findet also überwiegend in der Dampfphase statt und nur an den Verengungen in der flüssigen Phase. Zusätzlich kann sich ein dünner Wasserfilm auf der weiteren Porenoberfläche bilden, in dem evtl. schon eine Oberflächendiffusion stattfindet (d). Durch weiteres Erhöhen der Feuchte bildet sich ein deutlicherer Wasserfilm auf der gesamten Porenoberfläche (e), wodurch es zum Übergang von der Oberflächendiffusion zu einer Kapillarleitung kommt. Ist die Pore komplett mit Wasser gefüllt (f), findet in ihr ein ausschließlicher kapillarer Wassertransport statt.

Die treibende Kraft hinter der Wasserdampfdiffusion bzw. -effusion ist ein Partialdruckgefälle [72]. Sie beruht auf dem Bestreben von Stoffen, sich gleichmäßig in einem Medium zu verteilen. Die Verteilung erfolgt durch die thermische Eigenbeweglichkeit der Ionen (Brown'sche Molekularbewegung) und kann durch das 1. und 2. Fick'sche Diffusionsgesetz (Gleichungen 2.8 und 2.9) für den stationären und instationären Zustand beschrieben werden [73].

$$J = -D \frac{dc}{dx} \quad 1. \text{ Fick'sches Gesetz (stationärer Fall)} \quad (2.8)$$

$$\frac{dc}{dt} = D \frac{dc^2}{dx^2} \quad 2. \text{ Fick'sches Gesetz (instationärer Fall)} \quad (2.9)$$

mit  $J$  : Massenstromdichte [ $kg/(m^2s)$ ]  
 $D$  : Diffusionskoeffizient [ $m^2/s$ ]  
 $c$  : Konzentration [ $kg/m^3$ ]  
 $x$  : Diffusionsweg [ $m$ ]  
 $t$  : Zeit [ $s$ ]

Die Oberflächendiffusion beruht auf der Tatsache, dass die Wassermoleküle mit dem Ansteigen der Adsorbatschichtdicke auch mobiler werden [66]. Liegt ein Feuchtegradient an, kommt es zu einem Massenstrom, der diesen auszugleichen versucht. Demnach ist auch die Oberflächendiffusion durch einen Feuchtegradienten getrieben und kann mit einem analogen Ansatz zu den Fick'schen Gesetzen beschrieben werden [66]:

$$g_{OD} = D_{OD} \frac{dw}{dx} \quad (2.10)$$

mit  $g_{OD}$  : Oberflächendiffusionsmassenstromdichte [ $kg/(m^2s)$ ]  
 $\frac{dw}{dx}$  : Wassergehaltsgradient [ $kg/(m^3m)$ ]  
 $D_{OD}$  : Oberflächendiffusionskoeffizient [ $m^2/s$ ]

Der leistungsfähigste Transportmechanismus ist der kapillare Wassertransport, der beim direkten Kontakt zwischen Wasser und Beton auftritt [67], bzw. wenn freies Wasser im Porenraum vorhanden ist [66]. Zur Beschreibung des Kapillareffektes wird häufig das Verhalten des Wassers beim Eintauchen eines engen Zylinders herangezogen. Wasser ist, im Gegensatz zu z.B. Quecksilber, eine benetzende Flüssigkeit. Das bedeutet, dass sich beim Kontakt mit einem Feststoff ein Kontaktwinkel von weniger als  $90^\circ$  einstellt (vgl. Abbildung 2.14). Kommt der Zylinder mit Wasser in Berührung, steigt es in ihm bis zu

einer gewissen Höhe, der kapillaren Steighöhe, empor. Dafür ist das Verhältnis der Oberflächenspannung des Wassers zur Grenzflächenspannung zwischen Wasser und Feststoff verantwortlich [72].

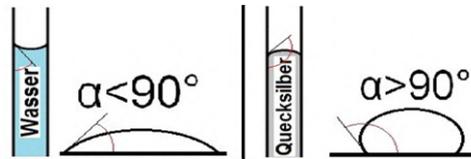


Abbildung 2.14: Kontaktwinkel zwischen Feststoff und Wasser bzw. Quecksilber

Die maximale Steighöhe ist abhängig vom Kontaktwinkel zwischen dem Material der Kapillare und der Flüssigkeit sowie dem Durchmesser der Kapillare [67]:

$$H = \frac{2 \cdot \sigma_{W,L}}{r \cdot g \cdot \rho_W} \cdot \cos \beta \quad (2.11)$$

mit  $H$ : Kapillare Steighöhe [m]  
 $\sigma_{W,L}$ : Oberflächenspannung Wasser-Luft [N/m]  
 $r$ : Kapillarradius [m]  
 $g$ : Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]  
 $\rho_W$ : Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>]  
 $\beta$ : Randwinkel Feststoff-Wasser [m]

Daraus ergibt sich, dass die Steighöhe mit größer werdendem Durchmesser abnimmt. Dagegen nimmt die Sauggeschwindigkeit mit zunehmendem Radius zu. Die zeitabhängige Eindringtiefe kann für eine vertikale Kapillare vereinfachend durch folgende Gleichung beschrieben werden [74]:

$$x(t) = \sqrt{\frac{\sigma_{W,L} \cdot r \cdot \cos \beta \cdot t}{2 \cdot \eta}} \quad (2.12)$$

mit  $x(t)$ : zeitabhängige Eindringtiefe [m]  
 $\sigma_{W,L}$ : Oberflächenspannung Flüssigkeit-Luft [N/m]  
 $r$ : Kapillarradius [m]  
 $\beta$ : Randwinkel Feststoff-Flüssigkeit [m]  
 $t$ : Zeit [s]  
 $\eta$ : dynamische Viskosität der eindringenden Flüssigkeit [Ns/m<sup>2</sup>]

Daraus lässt sich schlussfolgern, dass sich beim kapillaren Saugen zunächst die größeren Poren des Betons füllen und der Prozess verhältnismäßig schnell abläuft. Je mehr große Kapillaren gefüllt sind, desto geringer ist die Aufnahmegeschwindigkeit und desto mehr Poren mit kleinerem Durchmesser werden gefüllt. Der kapillare Flüssigkeitstransport spielt sich hauptsächlich in Poren mit Radien von 50 nm bis 1 mm ab [67].

## 2 Grundlagen

Die Wasseraufnahme poröser Materialien folgt oft dem Wurzel-Zeit-Gesetz [74]. Danach ergibt sich zwischen der aufgenommenen Masse an Wasser und der Wurzel der Aufsaugzeit ein linearer Zusammenhang:

$$m_W = A \cdot \sqrt{t} \quad (2.13)$$

mit  $m_W$  : Aufgenommene Wassermenge [ $kg/m^2$ ]  
 $A$  : Wasseraufnahmekoeffizient [ $kg/(m^2\sqrt{s})$ ]  
 $t$  : Zeit [ $s$ ]

Der Wasseraufnahmekoeffizient von Beton kann durch Aufsaugversuche bestimmt werden. Da er jedoch z.T. vom Wurzel-Zeit-Gesetz abweicht wird in der Regel der Wasseraufnahmekoeffizient nach 24 Stunden Saugzeit als charakteristischer Wert herangezogen [75].

### 2.2.2 Ionentransport

Der Ionentransport durch bzw. in das Betongefüge kann grundsätzlich auf zwei verschiedene Arten erfolgen [74]. Zum einen können die Ionen in gelöster Form durch ein kapillar eindringendes Lösungsmittel transportiert werden. Dieser Vorgang kann also nicht im vollgesättigten Beton stattfinden und wird auch als „huckepack“- oder Konvektionstransport bezeichnet. Zum anderen diffundieren die gelösten Ionen im Lösemittel bzw. der Porenlösung von Orten höherer Konzentration zu Orten niedrigerer Konzentration. Die Transportgeschwindigkeit durch reine Diffusion ist wesentlich geringer als bei einem konvektiven Transport [68].

Der Diffusionsprozess beruht, analog zur Wasserdampfdiffusion, auf der Brown'schen Molekularbewegung und kann durch das 1. und 2. Fick'sche Gesetz (Gleichungen 2.8 und 2.9) für den stationären und instationären Fall beschrieben werden [67, 73]. Die Diffusionskoeffizienten verschiedener Ionen in Beton unterscheiden sich und können durch entsprechende Versuche ermittelt werden. Beim Löseprozess in Wasser umgeben sich die An- und Kationen mit einer Hydrathülle aus Wassermolekülen. Kleinere und höher geladene Ionen werden von mehr Wassermolekülen umgeben, sodass sich der effektive Radius (hydrodynamischer Radius) eines gelösten Ions deutlich von seinem Radius in der festen Phase unterscheiden kann [76]. Die Mobilität der Ionen in einer wässrigen Lösung ist umso größer, je kleiner ihre Hydrathüllen sind [77]. Die Beweglichkeiten einiger Ionen in Wasser sind in Tabelle 2.2 dargestellt. Bei der Betrachtung der Ionendiffusion im Betongefüge müssen, neben der reinen Ionenbeweglichkeit in der wässrigen Porenlösung, die geometrischen Randbedingungen sowie ionogene Wechselwirkungen mit einbezogen werden. So ist beispielsweise der „scheinbare“, d.h. der messbare Diffusionskoeffizient von Chlorid im Beton kleiner als der allgemeine Diffusionskoeffizient von Chlorid in Wasser. Dies ist zum einen auf die Porosität und Tortuosität des Betongefüges und zum anderen auf das Chloridbindevermögen des Betons zurückzuführen [79]. Zudem kommt es zwischen den diffundierenden An- und Kationen einer Lösung zu Wechselwirkungen. Nach Volkwein [77] hat Chlorid einen deutlich höheren Diffusionskoeffizienten in Beton als Natrium. Das wird auch durch die höhere Ionenbeweglichkeit des Chlorids in Wasser bestärkt (vgl. Tabelle 2.2). Diffundiert das Chloridion schneller als das Natriumion, baut sich zwischen den Ionenwolken ein elektrisches Feld auf. Dies führt entweder dazu, dass das Eindringen des Chlorids gebremst und das des Natriums begünstigt wird, oder zu einer Neutralisierung des elektrischen Potential durch den Ionentausch mit dem Betongefüge bzw. der Porenlö-

Tabelle 2.2: Beweglichkeit einiger Ionen in Wasser bei 298 K [78]

Kationen		Anionen	
Ag <sup>+</sup>	6,42	Br <sup>-</sup>	8,09
Ca <sup>2+</sup>	6,17	CH <sub>3</sub> CO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	4,24
Cu <sup>2+</sup>	5,56	Cl <sup>-</sup>	7,91
H <sup>+</sup>	36,23	CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup>	7,46
K <sup>+</sup>	7,62	F <sup>-</sup>	5,70
Li <sup>+</sup>	4,01	I <sup>-</sup>	7,96
Na <sup>+</sup>	5,19	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	7,40
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	7,63	OH <sup>-</sup>	20,64
ZN <sup>2+</sup>	5,47	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	8,29

[10<sup>-8</sup>m<sup>2</sup> s<sup>-1</sup> V<sup>-1</sup>]

sung [68]. Untersuchungen zeigen eine Umverteilung der zementeigenen Ionen (vor allem Kalium, Natrium, Sulfat und Hydroxid) durch diesen Effekt [68, 77].

Für den weitaus leistungsfähigeren, konvektiven Transport der Ionen im Betongefüge ist die kapillare Saugwirkung des Lösungsmittels (i. d. R. Wasser) verantwortlich. Hier werden die Ionen mit dem kapillar eindringenden Wasser eingesaugt. Die Ionenbeweglichkeit spielt hierbei also eine geringere Rolle. Der zeitliche Eintrag einer Flüssigkeit (Gleichung 2.12) ist von ihrer Viskosität und Oberflächenspannung abhängig [68]. Am Beispiel einer NaCl-Lösung zeigt sich, dass die Oberflächenspannung zwar mit steigender NaCl-Konzentration linear zunimmt, die Viskosität jedoch überproportional ansteigt [80]. Daraus ist abzuleiten, dass sich die zeitliche Eindringtiefe der Lösung mit steigender Konzentration verringert.

Auch bei diesem Ionentransport sind ionogene Wechselwirkungen zu berücksichtigen. So ist zwischen der eindringenden Wasser- und Ionenfront in der Regel ein Chromatografieeffekt zu beobachten, bei dem die Ionenfront hinter der Wasserfront zurück bleibt [81]. Dieser Effekt ist auf Wechselwirkungen zwischen den in der Lösung enthaltenen Ionen und der Zementsteinmatrix, wie z.B. Bindungsprozesse zurückzuführen [68]. Im Rahmen dieser Arbeit steht vor allem der Transport von Alkalien und NaCl-Lösungen im Vordergrund, weshalb im Weiteren kurz auf Bindungsprozesse von Alkalien und Chlorid eingegangen werden soll.

Neben der Bindung von Alkalien in den Reaktionsprodukten der AKR (vgl. hierzu Abschnitt 2.1), können sie zum Teil in den Phasen des Zementsteins gebunden werden. Hierbei gelten vor allem die C-S-H-Phasen als Bindungspartner [82, 83]. Sie bestehen aus einer CaO-Doppelschicht als zentralem Element, die von SiO<sub>4</sub>-Tetraedern umgeben ist (vgl. Abbildung 2.15) [84]. Die Si[Q2]-Tetraeder teilen je zwei Sauerstoffatome mit der CaO-Doppelschicht und den Si[Q2L]-Tetraedern, während die Si[Q2L]-Tetraeder zwei freie Sauerstoffatome aufweisen. Bei niedrigen Ca/Si-Verhältnissen bilden sich in wässriger Umgebung negativ geladene Silanolgruppen (OH<sup>-</sup>) an diesen freien Sauerstoffatomen, die mit steigendem Ca/Si-Verhältnis durch Ca-Ionen besetzt werden [84]. Die Bindung der Alkaliionen ist auf die Sorption an die vor allem bei niedrigen Ca/Si-Verhältnissen existierenden Silanolgruppen zurückzuführen [82]. Somit nimmt das Bindevermögen mit steigendem Ca/Si-Verhältnis ab. Die Abhängigkeit der Alkalibindekapazität vom Ca/Si-Verhältnis zeigt sich vor allem bei geringeren Alkalikonzentrationen der Porenlösung und nimmt mit steigender Konzentration ab [85].

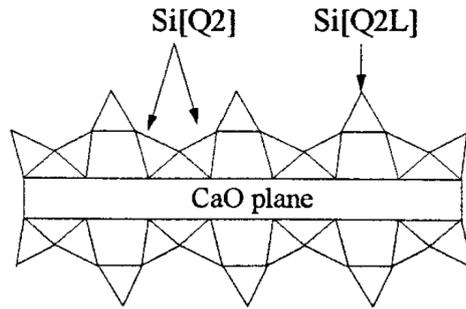


Abbildung 2.15: Schematische Darstellung der C-S-H-Struktur [84]

Die Bindung von Chloriden erfolgt sowohl chemisch als auch physikalisch [67]. Bei der chemischen Bindung kann es bei Temperaturen unter 20 °C und einer CaCl-Lösungskonzentration von über 15 % zur Bildung von basischem Calciumchlorid ( $\text{Ca}(\text{OH})\text{Cl}$ ) kommen [70]. Zudem können Chloridionen bei der Entstehung von Friedel'schem Salz aus den Calciumaluminathydraten bzw. Calciumaluminatferritphasen des Zementes chemisch durch den Austausch von Ionen oder durch die Einlagerung in Zwischenschichten gebunden werden [86, 87]. Die physikalische Bindung der Chloridionen erfolgt durch Adsorption an allen Zementsteinphasen infolge von Van-der-Waals-Kräften. Zur Erklärung dieses Effektes wird das Modell der elektrochemischen Doppelschicht an der Zementsteinoberfläche herangezogen. Nach Wowra und Setzer [88] bildet sich durch die Aufnahme bzw. Abgabe von  $\text{H}^+$ -Ionen der Silanolgruppen an der Oberfläche des Zementsteins in Abhängigkeit des pH-Wertes eine positive bzw. negative Oberflächenladung. Im Falle des hohen pH-Wertes der Porenlösung im Beton (niedrige  $\text{H}^+$ -Ionenkonzentration), ist die Oberfläche des Zementsteins überwiegend negativ geladen. Auf Grund des hohen Calciumionenangebotes in der Porenlösung und ihrer hohen Ladungsdichte lagern sie sich bevorzugt an die negativ geladene Zementsteinoberfläche an, wodurch eine positive Ladung der Oberfläche entsteht. An diese wiederum werden die Chloridionen adsorptiv gebunden.

## 2.3 Betonfahrbahnen

Abgesehen von Straßenkonstruktionen mit betonähnlichen Materialien in der Römerzeit wurden die ersten Betonstraßen in der 2. Hälfte des 19. Jahrhunderts gebaut. Nach Versuchen in Schottland (1856 und 1872) und Frankreich (1872) erfolgte in Deutschland (Breslau) im Jahr 1888 der Bau der ersten modernen Betonfahrbahndecke. In den USA geht die Entstehung der ersten Betonfahrbahndecken auf das Jahr 1892 zurück. Die Herstellung von Betonstraßen um 1900 in Deutschland erfolgte in einer zweischichtigen Bauweise und einem trapezförmigen Querschnitt, sodass die Seiten tiefer liegen. Der Oberbeton, mit Dicken von fünf bis sechs cm, wurde erst nach zwei bis drei Tagen auf den Unterbeton mit einer Dicke von rund 20 cm aufgebracht. Zur Nachbehandlung kam eine Sandabdeckung zur Anwendung, die ca. vier Wochen auf der Oberfläche verblieb und feucht gehalten wurde. Auf Grund von Rissbildungen und Mängeln der Oberfläche wurden ab Anfang des 20. Jahrhunderts als Pressfugen ausgebildete Querfugen vorgesehen. Pressfugen ermöglichen zwar keine Ausdehnung der Betonplatte, verhindern jedoch eine wilde Rissbildung, da sich die Platten im Fall des Schwindens ohne große Zugspannungen verkürzen können.

Zudem kamen Oberflächenschalungen aus beschwertem Blech zum Einsatz, die über die gesamte Breite der Fahrbahn reichten und von Hand weiter zu ziehen waren. Die Verdichtung der Deckschicht erfolgte durch Stampfen des Betons unter die Schalung. [89]

Nach dem ersten Weltkrieg stagnierte die Entwicklung des Betonstraßenbaus in Europa, wogegen die Anzahl der hergestellten Betonfahrbahnen auf Grund der extremen Zunahme des motorisierten Straßenverkehrs in den USA ab Anfang der 1920er Jahre stark anstieg. Die breiter werdenden Straßen führten auch dazu, dass ab einer Breite von 3 m auf Grund von Längsrissbildungen, Längspressfugen angeordnet wurden. Die Anordnung der Quersfugen erfolgte in einem Abstand von sechs bis zehn Metern. Die Entwicklung von Straßenfertigern mit maschinell betriebenen Stampfbohlen ersetzte die bis dahin übliche Verdichtung mittels Handstampfbohlen. Die Fertiger ermöglichten zudem die maschinelle Glättung der Oberfläche. [90]

In Deutschland wurden, ab Mitte der 1920er Jahre, versuchsweise zunächst einige Landstraßen in Betonbauweise, meist auf den vorhandenen Schotterdecken mit geringen Deckendicken von 10 bis 15 cm in ein- oder zweischichtiger Bauweise, erstellt. Die Deckendicke von später neu angelegten Straßen betrug 20 cm und es wurde bei Frostgefährdung unter der Betondecke eine Kiesbettung verbaut. Die in den USA entwickelten Maschinen zur Straßenherstellung dienten als Grundlage für die Entwicklung eigener Straßenfertiger Ende der 1920er Jahre. Die zunächst unbewehrt ausgeführten Decken erhielten ab Ende der 1920er Jahre zunehmend eine Flächenbewehrung. Zudem kamen immer häufiger Raumfugen als Quersfugen mit einer Holz- oder bituminösen Pappeinlage im Abstand zwischen 12 und 20 m zum Einsatz. Die Raumfugen ermöglichten eine Ausdehnung und ein Schwinden durch die Anordnung eines Spaltes zwischen den Platten, führten jedoch auch zu einem hohen Wartungsaufwand. Ab Anfang der 1930er Jahre erfuhr die Entwicklung des Betonstraßenbaus einen Aufschwung durch den Bau der Autobahnen. In den Jahren von 1933 bis 1952 kam es durch verschiedene Merkblätter und Richtlinien, vor allem bis zum Beginn des 2. Weltkrieges, zu fast jährlichen Änderungen der Bauweise. Die Deckendicke variierte in dieser Zeit zwischen 20 und 25 cm, die Raumfugenabstände zwischen 6 und 20 m, wobei teilweise auch erste Querscheinfugen sowie eine Verdübelung bzw. Verankerung der Quers- bzw. Längsfugen vorgesehen wurden. Für die Querscheinfugen wurde die Betondecke nach dem Betonieren von der Oberseite mit einem Kerbschnitt bzw. einer eingerüttelten Kerbe versehen, woraufhin eine Sollbruchstelle entsteht an der sie im Schwindfall reißen kann. Hierdurch sollte sich der Wartungsaufwand der Fugen verringern. Auf Grund des Stahlmangels in den letzten Vorkriegsjahren entfielen im Allgemeinen die Flächenbewehrung und z.T. auch die Dübel und Anker in den Fugen. Nach Kriegsende erschien erstmals 1952 ein neues Merkblatt, in dem festgelegt war, dass immer Dübel und Anker in den Fugen vorzusehen sind. Bis 1972 wuchs der Raumfugenabstand auf 100 m an, wobei der Abstand für dazwischen anzuordnende Querscheinfugen auf 7,5 m festgelegt wurde. Zudem wurde ab Mitte der 1950er Jahre eine Frostschutzschicht und wegen des Baustellenverkehrs eine gebundene, 8 cm starke Asphalttragschicht unter der Betondeckschicht vorgesehen. Ab 1972 wurde, mit Ausnahme von Fugen vor Bauwerken wie Brücken, komplett auf Raumfugen verzichtet und der Querscheinfugenabstand auf 5 m verkürzt. Hierdurch sollte sich der Instandhaltungsaufwand deutlich reduzieren. Zudem wurde, anstatt der Asphalttragschicht, eine 15 cm starke hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT) angeordnet, die später unter den Querscheinfugen, zur Vermeidung von Reflektionsrissbildungen in die Deckschicht, gekerbt wurde. Auf eine durchgehende Bewehrung der Platten wurde auf Grund der geringen Plattenlängen verzichtet, wobei es weiterhin zu einer Verankerung bzw. Verdübelung

der Längs- und Querscheinfugen kam. Ab Anfang der 1980er Jahre erfolgte die Einlage eines Geotextils zwischen Tragschicht und Betondecke. Dieses sollte zunächst für eine gute Entwässerung sorgen, hatte jedoch zusätzlich den Vorteil, dass der Verbund zwischen Trag- und Deckschicht komplett unterbrochen wird, was das Ankerben der Tragschicht überflüssig machte. Der Nachteil dieses rund 5 cm starken Textils bestand darin, dass durch seine Elastizität die Deckendicke leicht zu erhöhen war. Ab Mitte der 1980er Jahre wurden, wegen der z.T. langen Liegedauer von Vorkriegsautobahnen, wieder Versuche mit der direkten Anordnung der Betondecke auf einer ungebundenen Schottertragschicht unternommen, wobei hier eine nochmals erhöhte Deckendicke gegenüber der Bauweise mit Geotextil erforderlich wurde. Bei der Bauweise mit Geotextil lagen die Deckendicken zwischen 24 und 27 cm, bei der Bauweise mit Schottertragschicht bei 26 bis 30 cm. Ab 2001 waren diese beiden Bauweisen als Standardbauweisen festgeschrieben. [90, 91]

### 2.3.1 Aktuelle Bauweisen und Regelwerke

Aktuell ist die Dimensionierung von Betonfahrbahnen nach zwei Methoden möglich. Im Regelfall werden sie nach den aktuell gültigen „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ in der Ausgabe von 2012 (RStO 12) [62] dimensioniert. Im Einzelfall kann jedoch auch eine rechnerische Dimensionierung nach den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ in der Ausgabe von 2009 (RDO-Beton 09) [92] erfolgen, wobei sich diese zur Zeit in Überarbeitung befindet.

Bei der Dimensionierung nach RDO-Beton 09 werden einwirkende Momente, resultierend aus Verkehr und Temperatur, den aufnehmbaren Momenten der Fahrbahndecke gegenübergestellt. Hierbei sind quasidynamische Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) zu führen. Zudem ist ein Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit im GZT erforderlich.

Die Dimensionierung nach RStO 12 erfolgt durch die Festlegung der Dicke der einzelnen Schichten des Fahrbahnaufbaus (Frostschuttschicht, Tragschicht und Betondeckschicht) in Abhängigkeit von einer Belastungsklasse und der gewählten Bauart. Die Belastungsklasse ergibt sich durch die Ermittlung der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung, welche aus der Anzahl an äquivalenten 10-t-Achsübergängen und streckenspezifischen Gegebenheiten, wie Fahrstreifenanzahl, Fahrstreifenbreite und Längsneigung, ermittelt wird. Die RStO 12 sieht grundsätzlich vier verschiedene Bauweisen vor, wobei die Dicke der einzelnen Schichten sowie z.T. auch die anwendbare Bauweise von der Belastungsklasse abhängen:

- Betondecke, Vliesstoff oder Asphaltzwischen-schicht, Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (HGT oder Verfestigung), Frostschuttschicht bzw. Schicht aus frostunempfindlichem Material.
- Betondecke, Asphalttragschicht, Frostschuttschicht.
- Betondecke, Schottertragschicht, Frostschuttschicht bzw. Schicht aus frostunempfindlichem Material.
- Betondecke, Frostschuttschicht.

Die Dicke der Betondecke liegt je nach Belastungsklasse und Bauweise zwischen 20 und 29 cm. Bei der Anwendung der RStO 12 wird die Einhaltung der Anforderungen der „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton“, in der aktuellen Ausgabe von 2007 (ZTV Beton-StB 07) [93] vorausgesetzt. Die ZTV Beton-StB 07

enthalten Anforderungen für den Bau von Betondeckschichten sowie von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln. Sie sind in Verbindung mit den „Technischen Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische zur Herstellung von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton“ in der aktuellen Ausgabe von 2007 (TL Beton-StB 07) [94] anzuwenden. Beide Regelwerke werden durch Korrekturen bzw. Änderungen im Rahmen von allgemeinen Rundschreiben Straßenbau ergänzt. Heutige Betonfahrbahndecken werden nach ZTV Beton-StB 07 im Regelfall unbewehrt ausgeführt und es sind verdübelte Querscheinfugen in einem Abstand vom 25-fachen der Deckschichtdicke anzuordnen (max. Abstand 7,50 m). Raumfugen sind nur noch vor Bauwerken vorzusehen. Längsfugen sind zu verankern, um ein Auseinanderdriften der Platten zu verhindern. Der Aufbau der Betondecke kann nach ZTV Beton-StB 07 einschichtig oder zweischichtig ausgeführt werden, wobei der Einbau jeder Schicht ein- oder mehrlagig erfolgen kann. Anforderungen an die dabei verwendeten Betonzusammensetzungen sowie Baustoffe für die Trag- und Deckschichten sind in den TL Beton-StB 07 geregelt. Ein weiteres wichtiges Regelwerk für den Betonstraßenbau stellen die „Technischen Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton“ in der Ausgabe von 2010 (TP Beton-StB 10) dar [95], auf die sich die TL Beton-StB 07 beziehen. Darin sind die in den ZTV Beton-StB 07 und den TL Beton-StB 07 genannten Prüfverfahren enthalten. Aktuell werden „Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen“ (TP B-StB) entwickelt, die in ihrer entgeltigen Fassung die TP Beton-StB 10 ersetzen sollen. Für die noch nicht vorliegenden Teile der TP B-StB gelten weiter die Bestimmungen nach TP Beton-StB 10.

Während der planmäßigen Nutzungsdauer von 30 Jahren [62] ist eine Betonfahrbahndecke verschiedensten Einwirkungen ausgesetzt. Dazu gehören sowohl lastunabhängige als auch lastabhängige Einwirkungen.

### 2.3.2 Lastunabhängige Einwirkungen

Die lastunabhängigen Einwirkungen resultieren im Wesentlichen aus thermischen und hygri-schen Randbedingungen. Im Falle einer Verformungsbehinderung führen die Einwirkungen zu Spannungen in den Fahrbahnplatten, was die Gefahr einer Rissbildung birgt. Kommt es zu einer Rissbildung, können weitere Betonschädigungen entstehen. Zudem kann es zu einer Beeinflussung des Fahrkomforts und der Sicherheit kommen. Eine Verformungsbehinderung von Fahrbahnplatten kann einerseits äußerlich hervorgerufen werden, z.B. durch den Verbund zur darunter liegenden Tragschicht oder durch mangelhafte Fugenausbildung. Andererseits kann es zu inneren Spannungen kommen, wenn sich über den Querschnitt ein Verformungsgradient ergibt, der äußeren Zwängungen unterliegt.

#### 2.3.2.1 Lastfall Temperatur

Bei der Betrachtung der sich ergebenden Spannungen über die Nutzungsdauer der Fahrbahn kommt den klimatischen Randbedingungen bei der Herstellung eine entscheidende Bedeutung zu. Die Hydratation von Zement ist eine exotherme Reaktion, wodurch bei der Betonerhärtung Wärme freigesetzt wird bzw. der Beton sich erwärmt und anschließend wieder abkühlt. Diese Temperaturänderungen gehen mit Verformungen einher. Besteht eine Verformungsbehinderung, wie im Falle der frisch hergestellten Fahrbahndecke, kommt es zum Aufbau von Spannungen (Abbildung 2.16).

## 2 Grundlagen

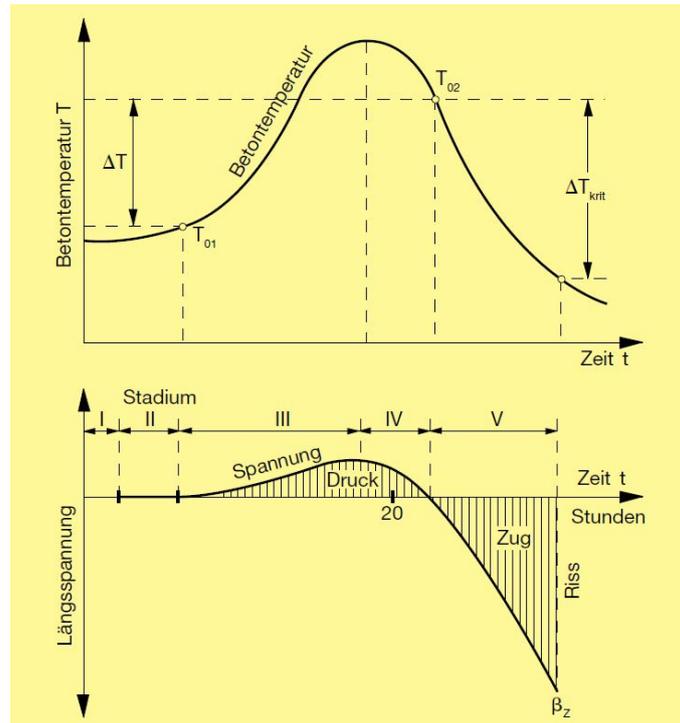


Abbildung 2.16: Temperatur- und Spannungsentwicklung infolge der Zementhydratation bei Verformungsbehinderung [96]

Der Ablauf lässt sich in fünf Stadien unterteilen [96]. Im Stadium I kommt es noch zu keiner Wärmeentwicklung. Im Stadium II steigt die Temperatur im Bauteil an. Auf Grund des noch plastischen Betons können die resultierenden Spannungen durch Relaxation abgebaut werden, sodass sich noch keine Spannungsentwicklung ergibt. Die am Ende dieses Stadiums herrschende Temperatur wird als „1. Nullspannungstemperatur“ ( $T_{01}$ ) bezeichnet. Im Stadium III steigt die Temperatur weiter an. Durch die zunehmende Festigkeit des Betons entstehen ansteigende Druckspannungen bis zum Erreichen der maximalen Temperatur. Ein Teil der Druckspannungen wird ebenfalls durch Relaxation abgebaut. Ab diesem Zeitpunkt beginnt Stadium IV, bei dem der Abfluss der Wärme überwiegt und die Temperatur im Bauteil wieder sinkt. Hierdurch nimmt die Druckspannung wieder ab. Bei einer bestimmten Temperatur ( $T_{02}$ ) ist der Beton spannungsfrei. Diese Temperatur wird als „2. Nullspannungstemperatur“ bezeichnet und ist die für spätere Betrachtungen entscheidende Nullspannungstemperatur. Im Stadium V kühlt der Beton weiter ab und es bilden sich Zugspannungen. Überschreitet der Temperaturabfall einen kritischen Wert ( $\Delta T_{\text{krit}}$ ), kommt es zum Erreichen der Zugfestigkeit und in der Folge zu einer Rissbildung. Dieses Überschreiten der Zugfestigkeit wird im Falle der Fahrbahndecken bei korrekter Ausführung durch das Reißen der Sollbruchstellen in den Querscheinfugen abgefangen. In der Regel weisen die Temperaturen während der beschriebenen Hydratationszeit einen Gradienten über die Höhe der Fahrbahndecke auf. Dieser wird durch die Temperatur der unter der Decke liegenden Tragschicht, der Lufttemperatur sowie der Hydratationswärmeentwicklung beeinflusst. Durch den Temperaturgradienten stellt sich über die Höhe der Betondecke auch ein Nullspannungstemperaturgradient ein [97, 98].

Die Längenänderung einer Platte bei Temperaturänderungen bzw. Temperaturabweichungen von der Nullspannungstemperatur kann bei eindimensionaler Betrachtung nach folgender Gleichung berechnet werden [90]:

$$\Delta L = \Delta T \cdot \alpha_T \cdot L \quad (2.14)$$

mit  $\Delta L$ : Längenänderung [mm]  
 $\Delta T$ : Temperaturdifferenz [K]  
 $\alpha_T$ : Temperaturexpansionskoeffizient [ $K^{-1}$ ]  
 $L$ : Ausgangslänge [mm]

Der Temperaturexpansionskoeffizient eines lufttrockenen Betons liegt nach Neroth und Vollenschaar im Mittel bei  $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  [13]. Besteht eine Verformungsbehinderung, entstehen aus den behinderten Formänderungen Spannungen. Da sowohl Nullspannungstemperatur als auch die durch äußere Einwirkungen hervorgerufenen Temperaturänderungen in der Regel nicht linear über den Querschnitt verteilt sind, kommt es zu Spannungsgradienten über die Querschnittshöhe. Eine Erwärmung von oben ( $T_{\text{oben}} > T_{\text{unten}}$ ) führt definitionsgemäß zu einem positiven Temperaturgradienten, eine Abkühlung der Oberseite ( $T_{\text{oben}} < T_{\text{unten}}$ ) zu einem negativen Temperaturgradienten. In Fall eines auftretenden Spannungsgradienten setzen sich die Spannungen aus Längs-, Biege(Wölb)- und Eigenspannungen zusammen. Für den Fall einer konstanten Nullspannungstemperatur ist dies in Abbildung 2.17 dargestellt. Im Falle einer Abkühlung entstehen Zugspannungen, infolge einer Erwärmung Druckspannungen.

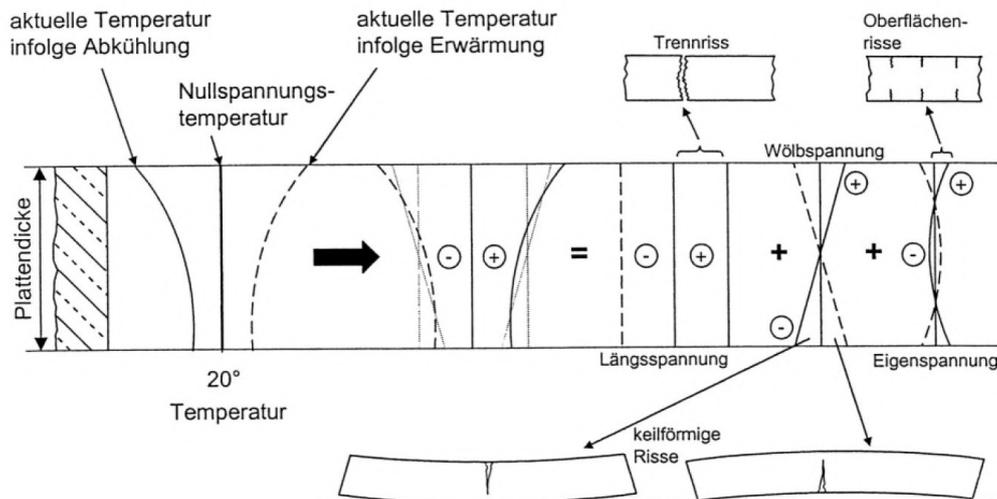


Abbildung 2.17: Spannungsverteilung über die Plattenhöhe infolge einer Erwärmung (gestrichelte Linie) bzw. Abkühlung (durchgezogene Linie) der Oberseite [98]

Das Auftreten von Längsspannungen kann bei planmäßiger Funktionsweise der Fugen durch die Verformungsmöglichkeit in Längsrichtung verhindert werden. Die Eigenspannungen ergeben sich durch den nichtlinearen Anteil des Temperaturgradienten über die Deckenhöhe. Der lineare Anteil des Temperaturgradienten führt zu einem Aufwölben (Erwärmung der Oberseite) bzw. Aufschüsseln (Abkühlung der Oberseite) der Platte. Dieser

## 2 Grundlagen

Verformung steht das Eigengewicht des Betons entgegen und es kommt im Fall einer Aufwölbung zu Biegezugspannungen an der Unterseite bzw. durch ein Aufschüsseln zu Biegezugspannungen an der Oberseite.

### 2.3.2.2 Lastfall Feuchte

Analog zur Temperatur führt auch eine Feuchteänderung zu einer Änderung des Volumens. Anders als bei thermischen Effekten, wirkt sich die Feuchteänderung in der Regel nur auf den Zementstein und weniger auf die Gesteinskörnung aus [99, 100].

Das makroskopische Quellen (Volumenzunahme) und Schwinden (Volumenabnahme) infolge von Feuchteänderungen ist hauptsächlich auf Phänomene in der Nanostruktur des Zementsteins zurückzuführen. Als Hauptursache gilt die Theorie des Spaltdruckes [68]. Diese wird nach Setzer [101] im Folgenden vereinfachend erläutert. Im Spalt zwischen den C-S-H-Phasen, die die Gelporen des Zementsteins mit Porengrößen im Nanometerbereich bilden, wirken Van-der-Waals-Kräfte, die zu einer Anziehung der Oberflächen führen. Durch die Einlagerung von Wassermolekülen in diesen Spalt kommt es zur Entstehung von abstoßenden Kräften, die zum einen sterisch und zum anderen durch die Entstehung einer elektrostatischen Doppelschicht wirken. Werden diese Abstoßungskräfte größer, nimmt der Abstand zwischen den Partikeln zu, was makroskopisch zu einer Dehnung des Betons führt. Sinkt die Feuchte im Beton, verschwinden mehr und mehr Wassermoleküle aus dem Spalt und die strukturellen und elektrostatischen Abstoßungskräfte nehmen ab. Durch das Überwiegen des Anziehungsterms des Spaltdruckes nimmt der Abstand der Teilchen ab und der Beton schwindet auf makroskopischer Ebene.

Ähnlich wie bei den thermischen Einwirkungen führen Feuchteänderungen in der Regel zu nicht linearen Spannungszuständen über die Querschnittshöhe der Fahrbahndecke. Eine Austrocknung der Fahrbahnoberfläche führt auf Grund des Trocknungsschwindens in der oberen Betonrandzone zu Zugspannungen an der Oberseite der Platte. Dies ist analog zur thermischen Beanspruchung auf die, dem Aufschüsseln entgegengerichtete Rückstellkraft durch das Eigengewicht der Platte zurückzuführen. Verstärkt wird dieser Effekt durch Quellverformungen an der Unterseite infolge einer schlechten Entwässerung, was durch experimentelle Versuche bestätigt wurde [102]. Die feuchtebedingten Prozesse laufen im Vergleich zu thermischen Prozessen deutlich langsamer ab und werden z.T. durch Kriechen bzw. Relaxation abgemindert [98, 97]. Von Eisenmann wird zudem davon ausgegangen, dass die durch Austrocknen der Oberfläche entstehenden Spannungen bei Vorhandensein einer nicht gebundenen Tragschicht unterhalb der Betondecke durch das Anpassen der nicht gebundenen Schicht abgebaut werden [90]. Daher finden hygrische Einflüsse bei der Dimensionierung in der Regel keine Berücksichtigung. Dennoch zeigen experimentelle Untersuchungen und Simulationsrechnungen an Fahrbahnplatten, dass Schwindvorgänge an der Fahrbahnoberfläche zu erheblichen Spannungen und dadurch auch zu Rissbildungen führen können [103, 102].

### 2.3.3 Lastabhängige Einwirkungen - Verkehrslasten

Die lastabhängigen Einwirkungen auf Fahrbahndecken entstehen in der Regel durch den Verkehr. Hierbei ist vor allem der Schwerverkehr maßgebend, für den in Deutschland mittlerweile eine maximale Achslast von 11,5 t gilt (§ 34 StVZO). Die Verkehrsbelastung führt hauptsächlich zu Druck- und Biegezugspannungen, wobei weitere auf Grund der

deutlich geringeren Zug- als Druckfestigkeit des Betons die maßgebenden Belastungen darstellen [104].

Für die Ermittlung der aus den Verkehrslasten resultierenden Spannungen und Verformungen können nach Eisenmann die in Abbildung 2.18 dargestellten Berechnungssysteme herangezogen werden [90]. Abgesehen von FEM-Simulationen, gehen die den Systemen zu Grunde liegenden Berechnungsverfahren in der Regel von einer unverformten Platte aus, die gleichmäßig auf der Unterlage aufliegt [90]. Die Zugspannungen können je nach Laststellung eines Rades an der Ober- oder Unterseite der Fahrbahnplatte auftreten.

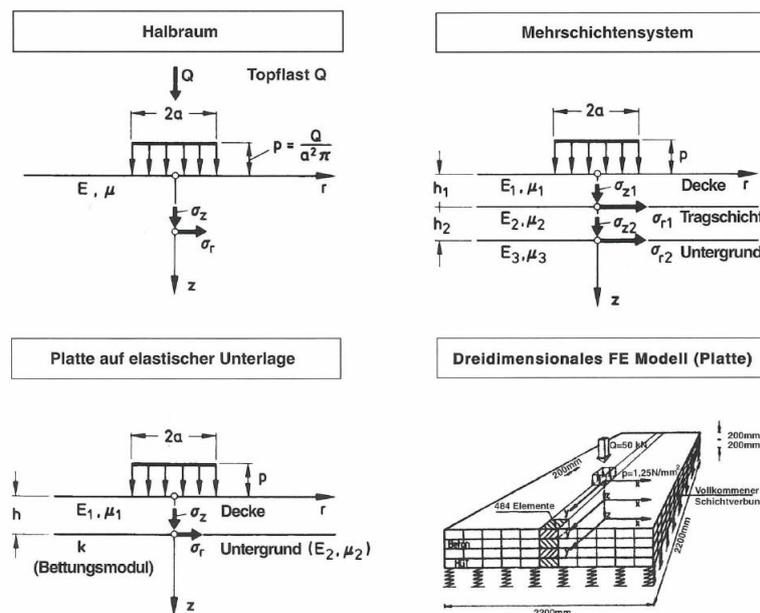


Abbildung 2.18: Berechnungssysteme für die Ermittlung der Spannungen und Verformungen infolge Verkehrsbelastung [90]

Ein einfaches und noch häufig angewandtes Näherungsverfahren, um die Spannungen und Verformungen einer Betonfahrbahnplatte zu ermitteln, geht ursprünglich auf Westergaard und die Mitte der 1920er Jahre zurück [105]. Es beruht auf dem System „Platte auf elastischer Unterlage“ [90]. Das Verfahren berücksichtigt verschiedene Laststellungen auf der Fahrbahnplatte (Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke) und wurde durch Ergebnisse von Versuchsreihen verschiedener Forscher, vor allem in den 1930er Jahren, weiterentwickelt [106]. Heute ist es in modifizierter Form die Grundlage für die Ermittlung der Einwirkungen aus Verkehrslasten in der RDO-Beton 09 [92].

Neben den statischen Lasten, die durch den Verkehr auf die Fahrbahn einwirken, können Radlastschwankungen zu zusätzlichen dynamischen Einwirkungen führen [106, 107]. Einerseits resultieren sie aus quasi-statischen Schwankungen bei Kurvenfahrt, Querneigung, Bremsen, etc., andererseits aus Unebenheiten der Fahrbahn in Abhängigkeit von den Federungs- bzw. Dämpfungseigenschaften des Fahrzeugs [90]. Die dynamischen Einflüsse werden in der Regel mit Faktoren für die statische Radlast berücksichtigt. Diese Faktoren bewegen sich nach RDO-Beton 09 abhängig von der Geschwindigkeit, der Anzahl der Achsübergänge und der Art des Nachweises (GZT, GZG, Ermüdung) im Bereich

zwischen 1,03 und 1,32. Nach Eisenmann wird für stark belastete Straßen ein Faktor zwischen 1,3 und 1,5 empfohlen, für weniger stark belastete Straßen ein Faktor von 1,2 [90].

### 2.3.4 Ermüdung

Bei den Einwirkungen auf die Betonfahrbahndecke handelt es sich in der Regel um zyklisch wiederkehrende Belastungen. Daher ist in diesem Zusammenhang das Ermüdungsverhalten des Betons von zentraler Bedeutung. Während der überrollende Verkehr hochfrequente Lastwechsel erzeugt, gehen Temperatur- bzw. Feuchteeinwirkungen mit verhältnismäßig langsam wechselnden Spannungszuständen einher. Das Thema der Betonermüdung ist ein großes eigenes Forschungsgebiet, daher können an dieser Stelle nur grundlegende Zusammenhänge erläutert werden.

Neben der statischen Festigkeit des Betons, die durch monotone Belastungsversuche ermittelt wird, spielt im Rahmen von zyklisch wiederkehrenden Lasten die Zeit- bzw. Dauerfestigkeit eine Rolle. Die Definition der Belastung in einem Ermüdungsversuch kann entweder über die Angabe der Unter- und Oberspannung erfolgen oder über die Angabe eines Spannungsniveaus (Unter-, Mittel- oder Oberspannung) mit Angabe der Schwingbreite bzw. Amplitude [108]. In Abhängigkeit von dem Vorzeichen der einzelnen Spannungszustände können in einem Ermüdungsversuch fünf Belastungsfälle unterschieden werden (vgl. Abbildung 2.19). Hierbei sind die Belastungen grundsätzlich in Druckschwell-, Zugschwell- und Wechselbeanspruchungen zu gliedern [109]. Zwar sind Betonbauwerke in der Regel zyklischen Lasten mit verschiedenen Spannungszuständen ausgesetzt, dennoch haben sich im Bauwesen hauptsächlich Einstufen- und Mehrstufenversuche durchgesetzt, um das Ermüdungsverhalten von Materialien zu charakterisieren [110]. Da es sich bei den zyklischen Belastungsversuchen in dieser Arbeit um einstufige Versuche handelt, wird das Ermüdungsverhalten im Folgenden an Hand solcher Versuche erläutert. Für weitergehende Informationen bezüglich Mehrstufen- bzw. Zufalls- oder Betriebslastversuche sei beispielsweise auf Marx [110] und Haibach [111] verwiesen.

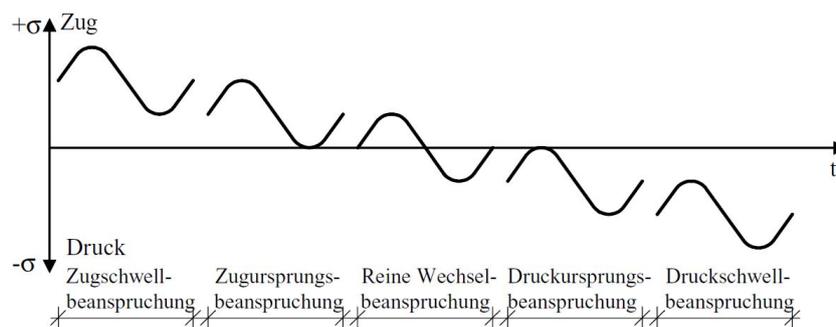


Abbildung 2.19: Mögliche Beanspruchungen bei Ermüdungsversuchen [108]

Im Rahmen von einstufigen Ermüdungsversuchen erfolgt die Aufbringung der Lasten mit konstantem Spannungsniveau und konstanter Spannungsamplitude. Werden mehrere dieser Versuche mit variierender Spannungsamplitude oder variierendem Spannungsniveau bis zum Versagen der Proben durchgeführt, ergeben sich Bruchlastspielzahlen in Abhängigkeit von der Spannungsamplitude bzw. vom Spannungsniveau. Solche Versuche werden als „Wöhlerversuche“ bezeichnet und gehen auf Untersuchungen von A. Wöhler in der Mitte des 19. Jahrhunderts zurück [109]. Das Auftragen der Ergebnisse führt zu

einer sogenannten Wöhlerlinie, aus der für ein bestimmtes Material die Kurzzeit-, Zeit- und Dauerfestigkeit abgelesen werden kann. Die Abbildung 2.20 zeigt die verschiedenen Zeitfestigkeitsbereiche schematisch. Aufgetragen wird der Mittelwert von Versuchen mit verschiedenen Spannungsniveaus ( $\sigma$ ) bzw. -amplituden ( $\Delta\sigma$ ) über den zugehörigen Bruchlastwechseln ( $N$ ). Es ist zu erkennen, dass die ertragbare Lastwechselzahl bis zum Bruch mit abnehmender Amplitude bzw. abnehmendem Spannungsniveau zunimmt. Der Wert am Ursprung der Abszisse entspricht bei einmaliger Belastung bis zum Bruch der statischen Festigkeit. Die Kurzzeitfestigkeit bezeichnet den Bereich, bis zu dem die Wöhlerlinie einen nichtlinearen Abfall aufweist. Der anschließende Bereich mit einem linearen Verlauf wird als Zeitfestigkeit bezeichnet. Beim Unterschreiten eines gewissen Spannungsniveaus bzw. einer gewissen Spannungsamplitude kann der Beton theoretisch unendlich viele Lastwechsel ertragen, was durch den konstanten Verlauf der Wöhlerlinie gekennzeichnet ist. Nach Hohberg [112] fehlt bei Beton dieser komplett horizontal verlaufende Teil jedoch, wodurch eher von einem zeitfesten oder quasi-dauerfesten Material gesprochen werden kann.

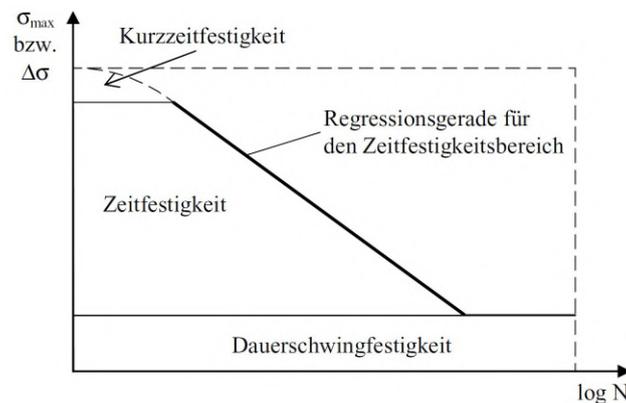


Abbildung 2.20: Schematische Darstellung der Ergebnisse von Wöhlerversuchen und Einordnung der verschiedenen Zeitfestigkeiten (entnommen aus Kessler-Kramer [108] in Anlehnung an Müller [113])

Beim Ermüdungsvorgang entstehen Veränderungen im Betongefüge, die mit einer messbaren Veränderung verschiedener Materialparameter einhergehen. Zu diesen Materialparametern gehören beispielsweise die Verzerrungen (Dehnungen/Stauchungen) und die Steifigkeit des Betons. Der Ermüdungsprozess bis zum Bruch kann grundsätzlich in drei charakteristische Phasen unterteilt werden [110, 112, 114]. Die Entwicklung der Verzerrungen und der Steifigkeit ist schematisch während der drei Ermüdungsphasen in Abbildung 2.21 dargestellt. Während der Phase I vergrößern sich die schon vor der Belastung infolge Schwindens vorhandenen Mikrorisse und es bilden sich zusätzliche Risse, was mit einer starken, nichtlinearen Zunahme der Dehnungen verbunden ist [110]. Nach Thiele [109] ist das starke Anwachsen der Dehnungen weniger auf eine Mikrorissbildung sondern mehr auf viskose Verformungen der Zementsteinmatrix zurückzuführen. Verbunden mit der starken Zunahme der Dehnungen während dieser Phase I ist ein ebenfalls stark ausgeprägter, nichtlinearer Abfall der Steifigkeit [115] (vgl. Abbildung 2.21 rechts). Ursache für diesen anfänglich stark ausgeprägten Degradationsfortschritt ist ein Abbau von Spannungsspitzen durch lokale Gefügeschädigungen, die zu einer Umverteilung der Spannungen im Gefüge führen [109]. Hierdurch sind die aufgebrachtten Spannungen am Ende dieser Phase auf einen

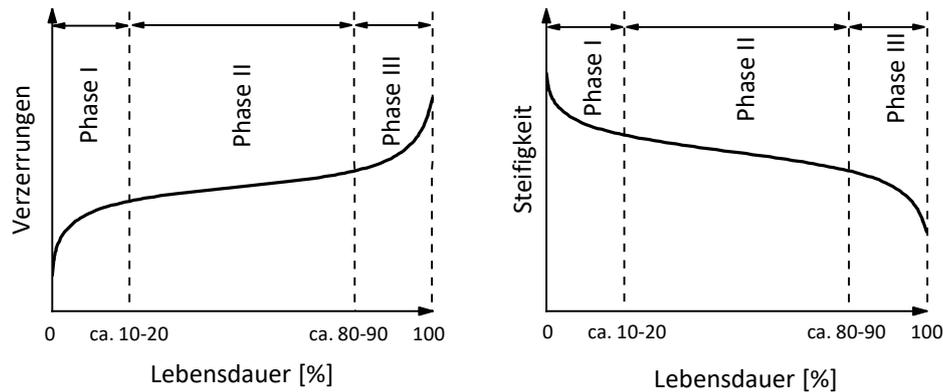


Abbildung 2.21: Schematische Darstellung der Entwicklung der Verzerrungen und Steifigkeit während der drei Phasen der Ermüdungsbeanspruchung in Anlehnung an Thiele [109]

größeren Querschnittsbereich verteilt, wodurch der Ermüdungsprozess in eine stabilisierte Evolution übergeht. Nach rund 10 bis 20 % der Lebensdauer beginnt Phase II der Ermüdungsevolution, die sich bis ca. 80 oder 90 % der Lebensdauer erstreckt [109, 110, 116]. Während dieser Phase ändern sich die makroskopisch messbaren Schädigungsindikatoren annähernd linear, was auf einen stabilen Degradationsprozess hindeutet [110]. In Phase III des Ermüdungsvorganges beschleunigt sich der Degradationsfortschritt, was auf das Zusammenwachsen von Mikrorissen zu Makrorissen und auf das Lokalisieren von Gefügeschädigungen zurückzuführen ist und erneut als instabile Phase bezeichnet wird [109, 110]. Am Ende dieser Phase steht der Ermüdungsbruch des Betons. Je nach Dauer bis zum Ermüdungsversagen können die Dehnungsentwicklungen auch durch Kriechen des Betons beeinflusst werden.

Die beschriebene Ermüdungsevolution zeigt sich grundsätzlich sowohl bei Druck-, als auch bei Zuger müdung. Die Ausprägung der einzelnen Phasen und der genaue Verlauf ist von Materialeigenschaften, aber auch von Versuchsparametern abhängig. Näheres hierzu ist in der Literatur zu finden (bspw. [108, 109, 112]).

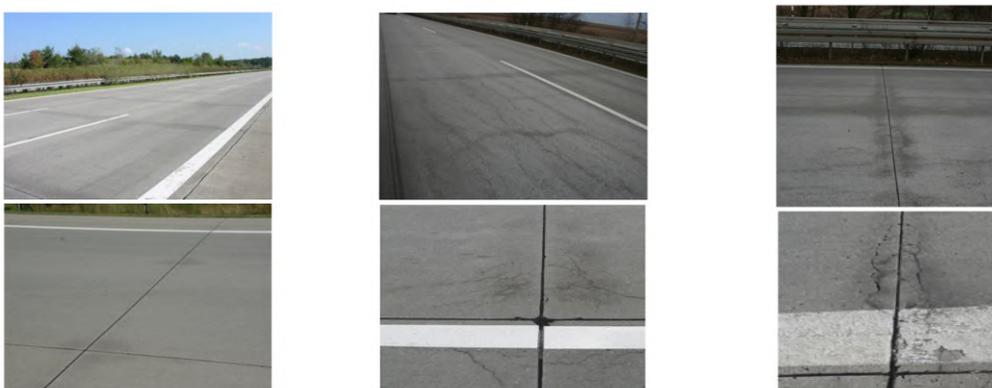
### 2.3.5 AKR an Betonfahrbahnen

Mitte der 1990er Jahre wurden in Deutschland AKR bedingte Schäden an Fahrbahndecken aus Beton festgestellt [117], weshalb die damals für Betonbauten geltende Alkali-Richtlinie des DAfStb durch das ARS Nr. 38/1998 auch im Straßenbau eingeführt wurde [118]. Mit dem ARS Nr. 15/2005 [119] bzw. der Korrektur im ARS Nr. 12/2006 [120] kam es zum Ausschluss der in der damals gültigen Alkali-Richtlinie des DAfStb genannten Gesteinskörnungen für den Straßenbau. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um die schnell reagierenden Gesteinskörnungen aus Opalsandstein einschließlich Kieselkreide und Flint. Zusätzlich sind Grauwacken, Kies-Edelsplitte des Oberrheins, Quarzprophyr sowie rezyklierte und nach Deutschland importierte Gesteinskörnungen laut den Rundschreiben nur verwendbar, wenn spezielle Gutachter die Unbedenklichkeit bestätigen. Zudem erfolgt die Begrenzung des  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalentes der verwendeten Zemente (bspw.  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquiv.  $\leq 0,8$  M.% für CEM I), um das Risiko von AKR-Schäden an Betonfahrbahndecken weiter zu verringern [119, 120]. Bisher sind wenige Schäden an Fahrbahndecken aufgetre-

ten, deren Herstellung nach der Einführung dieser Regelungen erfolgte. Anzumerken ist hierbei jedoch, dass seit der Einführung erst rund 13 Jahre vergangen sind und sich AKR-Schäden auch durchaus erst nach dieser Zeit einstellen können. Mit dem aktuell gültigen ARS Nr. 04/2013 [61] erfolgte dennoch eine weitere Verschärfung der Anforderungen, indem eine generelle Gutachterlösung vorgesehen ist. Genaueres zu diesem Vorgehen ist in Abschnitt 2.1.4 dargestellt.

Der Umfang von AKR-Schäden an Betonfahrbahnen ist nicht leicht zu beziffern, da ein Schaden häufig mehrere Ursachen haben kann. Aus Antwortschreiben der Bundesregierung auf Anfragen von Abgeordneten bezüglich des Umfanges von AKR-Schäden an Betonautobahnen aus den Jahren 2009 und 2014 geht hervor, dass rund 350 bzw. 300 km Richtungsfahrbahn AKR-Schäden aufwies [118, 121]. Anzumerken ist hierbei, dass es sich zum Teil um Verdachtsfälle handelt. Bei einer Gesamtlänge von knapp 13.000 km Bundesautobahn [122] (Stand 01/2017) und einem Anteil von rund 30 % in Betonbauweise [123] ergibt sich hieraus ein Anteil an AKR-geschädigter Fahrbahn bzw. Fahrbahn mit AKR-Verdacht von ca. 4 bis 4,5 %.

Um einen AKR-Schaden an Betonfahrbahnen zuverlässig zu identifizieren und ggf. erforderliche Erhaltungsmaßnahmen einzuleiten, erfolgte 2009 die Einführung von „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ durch das damalige Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, welches 2012 fortgeschrieben wurde [124]. Zur Bewertung von AKR-bedingten Schäden, werden in den Empfehlungen drei Schadenskategorien definiert, in Abhängigkeit derer verschiedene Erhaltungsmaßnahmen vorzusehen sind. Bei der niedrigsten Schadenskategorie I zeigen sich Verfärbungen im Bereich der Querscheinfugen und Fugenkreuze und es sind keine über eine Schwindrissbildung hinausgehenden Risse erkennbar (Abbildung 2.22a). Schadenskategorie II ist im Wesentlichen charakterisiert durch ausgeprägte Verfärbungen im Fugenbereich, deutliche Rissbildungen im Querfugenbereich und evtl. in den Rüttelgassen (Abbildung 2.22b). Bei Schadenskategorie II tritt jedoch noch kein Substanzverlust auf. Schadenskategorie III ist gekennzeichnet durch eine deutlich ausgeprägte Rissbildung und Verfärbung im Fugenbereich. Zudem kann es zu Kanten- oder Eckabbrüchen und zur Verschotterung der Fahrbahn kommen (Abbildung 2.22c).



(a) Schadenskategorie I

(b) Schadenskategorie II

(c) Schadenskategorie III

Abbildung 2.22: Beispiele für AKR-Schadenskategorien an Betonfahrbahnen [124]

Hierzu ist anzumerken, dass sich die Empfehlungen aktuell in einer erneuten Überarbeitung befinden und voraussichtlich kurz nach Fertigstellung dieser Arbeit veröffentlicht werden sollen. Die Schadenskategorien sollen um die Kategorie 0 und IV U erweitert werden. Zudem werden die vorhandenen Kategorien um den Buchstaben O ergänzt. Das O und U soll ausdrücken, ob bei einer ggf. vorliegenden zweischichtigen Bauweise der Schaden vom Ober- oder Unterbeton ausgeht. Die Kategorie 0 beschreibt den Fall, dass zwar eine alkaliempfindliche Gesteinskörnung verbaut ist, jedoch bisher keine Schäden erkennbar sind. Die Schadenskategorien I O bis III O entsprechen in Ihrer Charakteristik weitestgehend den bereits bekannten Kategorien I bis III. Die neue Kategorie IV U beschreibt rautenförmige Rissbildungen an den Fugenkreuzen, Verschotterungen bis hin zu Einbrüchen an den Fugenkreuzen und mögliche Längsrissbildungen, wobei alle Schadensmerkmale von einer AKR-Entwicklung im Unterbeton ausgehen.

### 2.4 Bisherige Untersuchungen zur Interaktion von mechanischer Ermüdungsbelastung und AKR

Es gibt eine Vielzahl an Forschungsprojekten zur Interaktion von AKR und mechanischer Belastung, die auf die Auswirkungen einer AKR auf verschiedene Betonkennwerte wie Festigkeiten oder den E-Modul abzielen. Zudem beschäftigen sich einige Untersuchungen mit dem Einfluss von statischen Belastungen oder Dehnungsbehinderungen während des Ablaufes einer AKR auf die resultierenden Dehnungen bzw. Spannungen. Im Rahmen dieser Arbeit wird nicht näher auf die oben genannten Vorhaben eingegangen, da der Fokus hier auf dem Einfluss einer zyklischen mechanischen Schädigung bzw. Vorschädigung auf den Ablauf der AKR liegt. Mit diesem Thema beschäftigen sich bisher nur wenige Arbeiten, auf die im Folgenden eingegangen werden soll.

1994 untersuchten Guédon und Le Roux [125] den Einfluss von Mikrorissen auf den Ablauf der AKR an einer als langsam reagierend geltenden Gesteinskörnung. Hierfür verwendeten sie Proben mit den Abmessungen  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ . Neben unbelasteten Referenzproben testeten die Autoren einerseits Proben, die im Alter von 28 Tagen bis nach dem Peak im Spannungs-Dehnungsdiagramm einaxial unter Druck belastet wurden und andererseits zwei Serien, bei denen eine Belastung bis 75 % bzw. 100 % der maximalen Dehnungen erfolgte. Die so vorkonfektionierten Proben wurden bei  $38 \text{ }^\circ\text{C}$  und 100 % relativer Luftfeuchte AKR-provozierend gelagert. Neben konventionellen Dehnungsmessungen erfolgten longitudinale Ultraschallmessungen der Proben nach verschiedenen Lagerungsdauern. Die Autoren stellen fest, dass das Vorschädigen der Probekörper eine dehnungssteigernde Auswirkung während der AKR-Lagerung hat. Die Ultraschallmessungen ergaben zunächst einen Anstieg der Wellengeschwindigkeit im ersten Lagerungsmonat. Dieser Anstieg wird auf das Zusetzen von Rissen und Poren durch AKR-Produkte zurückgeführt. Der nachfolgende Abfall der Ultraschallgeschwindigkeit charakterisiert laut den Autoren das Entstehen neuer Risse bzw. die Rissfortpflanzung bereits vorhandener Mikrorisse. Nach 6 bis 8 Monaten Lagerungsdauer stiegen die Geschwindigkeiten wieder an, um ab ca. 10 Monaten schließlich abzuflachen. Der erneute Anstieg nach 6 bis 8 Monaten wird ebenfalls mit dem Verfüllen der neu entstandenen Risse erklärt.

2010 untersuchten Breitenbücher et al. [98] in einem forschungsstellenübergreifenden Kollektiv die Ursache von Rissbildungen in verschiedenen Streckenabschnitten von Bundesautobahnen (BAB). Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden u. a. Bohrkerne aus

Streckenabschnitten mit unterschiedlichen Rissbildern bzw. Schädigungsgraden verschiedenen AKR-provozierenden Lagerungen ausgesetzt. Zu den AKR-provozierenden Lagerungen gehörten die Nabelkammerlagerung, die Klimawechsellaagerung sowie die 60 °C-Betonversuche ohne und mit externer Alkalizufuhr. Es zeigte sich die Tendenz, dass die Dehnungen während der AKR-provozierenden Lagerungen umso größer waren, je ausgeprägter das Rissbild des Streckenabschnittes war. Aus diesem Umstand folgern die Autoren, dass die Ausprägung der AKR-Schädigung durch die zuvor vorhandenen Risse bzw. Degradation des Betons verstärkt wird. Dies scheint vor allem bei der externen Zufuhr von Alkalien während der AKR-provozierenden Lagerung eine Rolle zu spielen.

2014 untersuchten Breitenbücher et al. in einem auf den zuvor beschriebenen Untersuchungen aufbauenden Folgeprojekt u. a. den Einfluss von mechanischer Belastung auf die AKR im Rahmen von Versuchen an Laborbetonen [115]. Es wurden zwei Arten der Vorschädigung untersucht. Zum einen unterzogen sie großformatige Prüfkörper realitätsnah einer mechanischen Ermüdungsbelastung in Form von Biegezugversuchen. Dabei variierte die Lastzyklenzahl bis zum Abbruch der Versuche zwischen 0,5 und fünf Millionen. Die maximal aufgebrachte Spannung betrug hierbei jeweils rund 50 % der Biegezugfestigkeit des Betons. Die Belastungsfrequenz betrug 7 Hz. Der mittels Ultraschall verfolgte Abfall des dynamischen E-Moduls von rund 10 % nach fünf Millionen Lastwechseln entspricht in etwa den von den Autoren gemachten Beobachtungen an Autobahndecken. Hier ziehen sie den Vergleich zwischen dem nahezu unbelasteten Standstreifen und verschiedenen Fahrstreifen. Zusätzlich erfolgte im Anschluss an die zyklische Belastung ein Einwalken von Taumittel (NaCl) in den Laborbeton durch ein überrollendes Rad mit einer Auflast von 1 t. Dabei variierte die Anzahl von Überrollungen zwischen einer und zwei Millionen. Zum anderen erfolgte eine statische Druckbelastung von kleineren Probekörpern ( $40 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ ) bis zur Brucherkenntnis. Als AKR-provozierende Lagerung kam die Klimawechsellaagerung als Performance-Prüfung zum Einsatz. Hierbei wird jeweils eine Serie mit Wasser beaufschlagt und eine Serie mit NaCl-Lösung, letztere dient der Simulation eines externen Alkali-Eintrags. Die Autoren vergleichen Beton mit alkalireaktiver und Beton mit unreaktiver Gesteinskörnung. Zunächst ist festzustellen, dass die Beaufschlagung mit externen Alkalien bei alkaliunempfindlicher Gesteinskörnung keinen Einfluss auf die Dehnungen hat. Auch die statische Vorbelastung bis zur Brucherkenntnis und externe Beaufschlagung mit Alkalien zeigt bei diesen Proben erwartungsgemäß keinen Einfluss. Bei Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnung kann jedoch eine Erhöhung der Dehnungen der statisch belasteten Proben bei gleichzeitiger Beaufschlagung mit Alkalien festgestellt werden. Die zyklische Vorbelastung zeigt hingegen keinen erkennbaren Anstieg der Dehnungen. Es ergeben sich im Gegenteil sogar minimal geringere Dehnungswerte am Ende der Lagerungsdauer.

2012 untersuchte Sievering in seiner Dissertation, die im Rahmen der zuvor beschriebenen Projekte entstand, u. a. den Einfluss einer zyklischen mechanischen Vorschädigung auf den Ablauf einer AKR an Laborbeton [97]. Er nutzt die zuvor schon beschriebene Kombination aus zyklischer Belastung und Einwalken von Taumittel zur Vorkonditionierung der Proben. Die Untersuchungen geben Hinweise darauf, dass die Tausalzlösung umso tiefer in den Beton eingewalkt wird, je höher der Grad der zyklisch eingebrachten Vorschädigung ist. Im Gegensatz zu den Untersuchungen von Breitenbücher et al. [115] stellt der Autor fest, dass die Dehnungen in der anschließenden AKR-provozierenden Lagerung (60 °C-Betonversuch über Wasser) mit dem Grad der Vorschädigung anstiegen.

## 2 Grundlagen

2012 wurde eine von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderte Forschergruppe unter Leitung von Prof. Breitenbücher ins Leben gerufen. Im Rahmen dieser Forschergruppe konnten Prondziona et al. [126] 2015 bei Untersuchungen zum Einfluss einer zyklischen mechanischen Belastung auf den Stofftransport im Betongefüge im Hinblick auf eine AKR feststellen, dass die ermüdungsbedingte Degradation einen Einfluss auf den Transport von Feuchtigkeit und Alkalien hat. Hierzu wurden großformatige Betonproben ( $180 \times 50 \times 27 \text{ cm}^3$ ) einer zyklischen Biegezugbelastung unterzogen. Anschließend erfolgte die Ermittlung der kapillaren Wasseraufnahme mit dem Karsten'schen Röhrchen an der auf Zug belasteten Seite der Proben. Bei dieser Untersuchung zeigte sich, dass zuvor zyklisch belastete Proben deutlich schneller und mehr Wasser aufnahmen als unbelastete Referenzproben. Zudem ergibt sich, dass Alkalien verstärkt in den Beton eindringen, wenn während der mechanischen Ermüdungsbelastung eine Tausalzlösung auf der auf Zug belasteten Seite der Probe stand.

2017 zeigte sich in einer weiteren Untersuchung der Forschergruppe, dass die mittels Karsten'schem Prüfröhrchen ermittelte kapillare Wasseraufnahme vom Grad der Vorschädigung abhängt [127]. Auch hier wurden großformatige Balken in einem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch belastet. Je höher der Abfall des mittels Ultraschall ermittelten dynamischen E-Moduls war, desto größer war die Wasseraufnahme. Dieser Einfluss der Vorschädigung ist auch in kapillaren Saugversuchen im Rahmen dieser Untersuchungen zu erkennen. Hierzu wurden aus dem belasteten Bereich des beschriebenen Balkens kleinere Proben entnommen. Als Referenz dienten Prüfkörper aus dem unbelasteten Randbereich. Die Mantelfläche der Prüfkörper wurde versiegelt und es erfolgte eine Einlagerung in ein Wasserbad, sodass die auf Zug belastete Seite ca. 5 mm tief eintauchte. Es zeigt sich, dass die belasteten Proben erkennbar mehr Wasser aufnahmen, auch wenn der Unterschied zwischen belasteten und unbelasteten Proben nicht sehr deutlich ausfällt.

Giebson et al. untersuchten zwischen 2015 und 2017 ebenfalls im Rahmen der zuvor beschriebenen Forschergruppe den Einfluss der Schädigung von zyklisch auf Biegung beanspruchten Prüfkörpern auf die AKR [2, 128]. Dabei setzten sie die Klimawechsellaagerung als Performance-Prüfung ein. Auch hierfür wurden Prüfkörper aus großformatigen ( $200 \times 50 \times 27 \text{ cm}^3$ ), zyklisch auf Biegung beanspruchten Betonbalken entnommen. Es zeigt sich, dass die Dehnungen der zuvor geschädigten Prüfkörper deutlich größer ausfielen als die Dehnungen von unbelasteten Referenzproben. Dies gilt sowohl für die Beaufschlagung mit NaCl-Lösung, als auch für die Beaufschlagung mit Wasser während der AKR-provozierenden Lagerung. Dabei ist der Einfluss bei der Beaufschlagung mit Alkalien noch deutlicher ausgeprägt.

Alaud & van Zijl [129] zeigten 2018 im Gegensatz dazu, dass eine zyklische mechanische Belastung, welche bis zur Bildung eines Makrorisses führt, eine dehnungsverringende Wirkung bezüglich der AKR hat. Dazu stellten sie Prüfkörper ( $35 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ ) mit einer mittigen Stahlbewehrung mit einem Durchmesser von 16 mm für zyklische Zugversuche her. Damit sich im mittleren Bereich der Proben ein Makroriss ausbildete, war der Durchmesser der Bewehrungsstäbe dort verringert. Die Proben wurden bei  $38 \text{ }^\circ\text{C}$  in Anlehnung an ASTM C 1293 AKR-provozierend gelagert. Abweichend hiervon war die untere Hälfte in Wasser eingetaucht. Nach 4 Wochen Lagerungsdauer wurde ein Teil der Prüfkörper für die zyklischen Zugversuche entnommen. Die maximal aufgebrachte Last betrug 70 % der Fließgrenze der Stahlbewehrung, die an gleichartigen Probekörper ermittelt wurde. Es wurden jeweils 100.000 Lastwechsel mit einer Frequenz von 5 Hz aufgebracht. In der Mitte der Probe bildete sich ein Makroriss, welcher vermutlich durch die Bildung von Mikrorissen

begleitet wurde. Nach den Belastungsversuchen erfolgte die erneute Einlagerung der Prüfkörper in die oben beschriebene AKR-Lagerung. Es zeigt sich, dass die AKR-induzierten Dehnungen der belasteten Proben nach den Belastungsversuchen bis zum Ende der Lagerungsdauer (65 Wochen) deutlich geringer ausfielen als die Dehnungen der unbelasteten Proben. Diesen Umstand führen die Autoren auf die Möglichkeit des Betons zurück, sich in den durch den Makroriss zusätzlich geschaffenen Expansionsraum auszudehnen.

Die zuvor beschriebenen Untersuchungen zeigen bisher kein eindeutiges Bild des Einflusses einer mechanischen Schädigung auf den Ablauf der AKR. Einige Untersuchungen liefern einen Hinweis darauf, dass mechanisch induzierte Rissbildungen eine dehnungssteigernde Wirkung während AKR-provozierender Lagerungen haben, die hauptsächlich auf den verstärkten Stofftransport im Betongefüge zurückgeführt wird. Im Gegensatz dazu zeigen andere Untersuchungen, dass eine ermüdungsinduzierte Vorschädigung bzw. vorhandene Rissbildung keinen, oder einen dehnungsverringernenden Einfluss hat. Daher wird dieser Fragestellung im Rahmen dieser Arbeit systematisch nachgegangen. Die unterschiedlichen Ergebnisse der zuvor beschriebenen Untersuchungen sind möglicherweise auf verschieden starke Vorschädigungsgrade zurückzuführen. Deshalb wird neben einer realitätsnahen Belastung, die an die zuvor beschriebenen Untersuchungen angelehnt ist, eine möglichst stark ausgeprägte Degradation im Rahmen von zyklischen Druckversuchen in das Betongefüge eingebracht, um die Frage des grundsätzlichen Einflusses möglichst eindeutig beantworten zu können. Näheres hierzu ist Abschnitt 3.1 zu entnehmen.



## 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

Im folgenden Abschnitt wird das Versuchskonzept vorgestellt, das Probenmaterial charakterisiert und die Herstellung der Probekörper beschrieben. Es folgt die Erläuterung der verwendeten Mess- und Versuchstechnik. Die in diesem Abschnitt dargestellten Ergebnisse sind in tabellarischer und zum Teil detaillierterer Form in Anhang B zu finden.

### 3.1 Versuchskonzept

Ziel des in diesem Abschnitt beschriebenen Versuchskonzeptes ist, den in Abschnitt 1.2 aufgeworfenen Fragestellungen nachzugehen. In der Praxis bestehen die Belastungen von Betonfahrbahndecken aus einer Vielzahl an möglichen Einwirkungen. Neben statischen und dynamischen mechanischen Belastungen infolge des Verkehrs und klimatischer Einflüsse, der Beaufschlagung mit Taumitteln und damit der Gefahr einer AKR, können dies Frost-Tauwechsel oder die Einwirkung durch weitere chemische Substanzen wie z.B. Öl sein. Viele dieser Belastungen laufen zeitlich parallel, mitunter über Jahrzehnte ab und lassen sich bei einer Schädigung der Fahrbahndecke kaum nach ihrem Anteil am aufgetretenen Schaden differenzieren. Um der Frage des Einflusses einer mechanischen Ermüdungsbelastung auf die AKR nachzugehen wurde daher im Rahmen dieser Arbeit auf Laborbetone zurückgegriffen. Dies sollte eine definierte, reproduzierbare Beanspruchung ermöglichen. Aus versuchstechnischen Gründen und um die einzelnen, in der Zielstellung dieser Arbeit formulierten Fragestellungen zu beantworten, wurden die ablaufenden Schädigungsprozesse entkoppelt. Zunächst erfolgte eine mechanische Ermüdungsbelastung des Betons. Im Anschluss wurden die Auswirkungen der Ermüdungsbelastung auf die AKR-beeinflussenden Faktoren und die AKR selbst untersucht. Durch diese sukzessive Vorgehensweise lassen sich die Prozesse zwar besser differenzieren, eine Übertragbarkeit auf den Praxisfall ist allerdings nur bedingt möglich.

Zunächst stellt sich die Frage, wie mechanische **Belastungsszenarien** für die zu untersuchende Fragestellung sinnvoll zu konzipieren sind. Um einen möglichst großen Bereich der auftretenden mechanischen Einwirkungen abzubilden, wurden zwei verschiedene mechanische Belastungsszenarien zur Untersuchung ihres Einflusses auf die AKR betrachtet. Die Szenarien sahen eine zyklische mechanische Vorschädigung mit anschließender Untersuchung vor. Um einen unter normalen Bedingungen stattfindenden, möglichst realitätsnahen Belastungsfall zu betrachten, wurden unbewehrte Balken ( $200 \times 50 \times 27 \text{ cm}^3$ ) hergestellt und zyklisch auf Biegung beansprucht. Die Wahl der mechanischen Einwirkung sollte weitestmöglich einer Überlagerung von hochfrequenten Verkehrslasten mit niederfrequenten Zwangsspannungen infolge Temperatureinwirkungen entsprechen (vgl. Abschnitt 4.1.1). Im Regelfall werden Betonfahrbahnen auf Biegung belastet, die Druckspannungen infolge des Verkehrs spielen durch ihre geringe Höhe im Vergleich zur Druckfestigkeit des Betons eine untergeordnete Rolle. Im Falle einer nicht ordnungsgemäßen Funktion von Fugenkonstruktionen, z.B. durch Zusetzen mit Schmutz oder nicht erfolgtem Riss, kann es gerade im Fugenbereich zu weiteren Spannungsüberlagerungen kommen. Diese resultieren aus der Behinderung von thermischen und hygrischen Dehnungen infolge der nicht ordnungsgemäßen Funktion der Fugenkonstruktion und einer Überlagerung

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

mit Verkehrslasten. Daher erfolgte eine weitere Art der Beanspruchung, bei der Prismen mit den Abmessungen  $90 \times 30 \times 30 \text{ cm}^3$  zyklischen Druckschwellbelastungen ausgesetzt wurden. Das ermöglichte zudem, eine höhere Belastung und somit auch Degradation des Betons als dies mit zyklischen Biegezugversuchen ohne ein Versagen erfolgen kann. Diese Art der Vorschädigung ist in Abschnitt 4.1.2 näher beschrieben. Neben der normalen Belastung im trockenen Zustand wurde im Rahmen der zyklischen Biegezugversuche auch der Einfluss einer auf der zugbeanspruchten Seite aufstehenden NaCl-Lösung als externe Alkaliquelle untersucht (vgl. Abschnitt 4.3.2). Während der vorgeschalteten mechanischen Belastungen erfolgte eine detaillierte Beschreibung der Schädigungsevolution mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren (ZfP).

Um die Frage des Einflusses der mechanischen Belastung auf das **Betongefüge** zu klären, wurden, neben den ZfP-Messungen während der Belastung, im Anschluss an ausgewählten Proben mikroskopische Rissanalysen und Luftpermeabilitätsuntersuchungen durchgeführt. Diese Untersuchungen sollten dazu beitragen, die Degradation im Betongefüge zu charakterisieren. Ihre Durchführung ist in Abschnitt 4.2 beschrieben.

Der Frage des Einflusses der nun beschriebenen, mechanisch induzierten Degradation auf den **Stofftransport** wurde einerseits im Rahmen von kapillaren Saugversuchen an ausgewählten Proben im Anschluss an die mechanische Belastung nachgegangen (vgl. Abschnitt 4.3.1). Andererseits wurde die Interaktion des simultan stattfindenden Stofftransports bei gleichzeitiger mechanischer Belastung im Rahmen einer zuvor schon beschriebenen Biegezugbeanspruchung untersucht. Dieser Versuch sollte Aufschluss über einen möglichen Einfluss des Öffnens und Schließens von Mikrorissen auf den Stofftransport geben und zur Beantwortung der Frage nach der Rolle eines externen Alkalieintrags in diesem Zusammenhang beitragen. Genaueres hierzu ist in Abschnitt 4.3.2 beschrieben.

Um die Frage des Einflusses der mechanisch induzierten Betondegradation auf den **Schädigungsprozess der AKR** zu beantworten, erfolgten verschiedene AKR-provozierende Lagerungen. Hierfür wurden aus den mechanisch vorgeschädigten Proben Prüfkörper gewonnen und diese vergleichend mit mechanisch unbelasteten Probekörpern geprüft. Die Durchführung dieser Untersuchungen ist in Abschnitt 4.4 beschrieben.

Hierbei wurde zum einen der **reine Einfluss der Degradation** auf die AKR ohne die Einwirkung von externen Alkalien untersucht. Dazu kam der  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ -Betonversuch in Anlehnung an die Alkali-Richtlinie [17] als AKR-provozierende Lagerung zum Einsatz. Inhalt der Betrachtungen waren sowohl der Einfluss des zyklischen Biegezug- als auch der des zyklischen Druckschwellenszenarios. Im Rahmen der Untersuchung der Druckschwellbelastung erfolgte eine zusätzliche Messreihe, bei der durch automatische Dehnungsmessungen ein möglicher Einfluss des Abkühlens der Probekörper (für die manuellen Messungen) auf die Dehnungsentwicklung ausgeschlossen werden sollte. Dabei kamen zusätzlich automatisierte akustische Messverfahren zum Einsatz, um die Rissentwicklung und die Entwicklung des dynamischen E-Moduls zu verfolgen.

Zum anderen waren Performance-Prüfverfahren mit einem **externen Alkalieintrag** während der AKR-provozierenden Lagerungen Inhalt der Untersuchungen zum Einfluss auf den AKR-Schadensprozess. Im Fall der zyklischen Biegezugbelastung waren dies die Klimawechsellaagerung [58, 65] und der  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ -Betonversuch mit externer Alkalizufuhr [47, 64]. Mit der Klimawechsellaagerung wurde der Einfluss der Biegezugdegradation auf den Verlauf der AKR bei einseitigem externem Alkalieintrag über die maximal auf Zug beanspruchte Oberseite während der Lagerung geprüft. Da die Klimawechsellaagerung eine zusätzliche Frostbelastung vorsieht, wurde zudem versucht, den Einfluss dieser Frosteinwir-

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

kung herauszuarbeiten. Mit dem 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr erfolgte die Beurteilung des Einflusses eines externen Alkalieintrags während der Lagerung in einem zusätzlichen Prüfverfahren. Hierfür kamen sowohl durch zyklischen Biegezug, als auch durch zyklischen Druck vorbelastete Prüfkörper zum Einsatz. Ergänzend wurde der Einfluss der während der zyklischen Biegezugbelastung aufstehenden Prüflösung auf die AKR-Schadensentwicklung bei der Frage nach der Rolle eines externen Alkalieintrages unter Anwendung der Nebelkammerlagerung bei 40 °C sowie des 60 °C-Betonversuch in Anlehnung an die Alkali-Richtlinie [17] bewertet.

Für ein besseres Verständnis ist in Abbildung 3.1 ein schematischer Überblick über das Untersuchungsprogramm dargestellt.

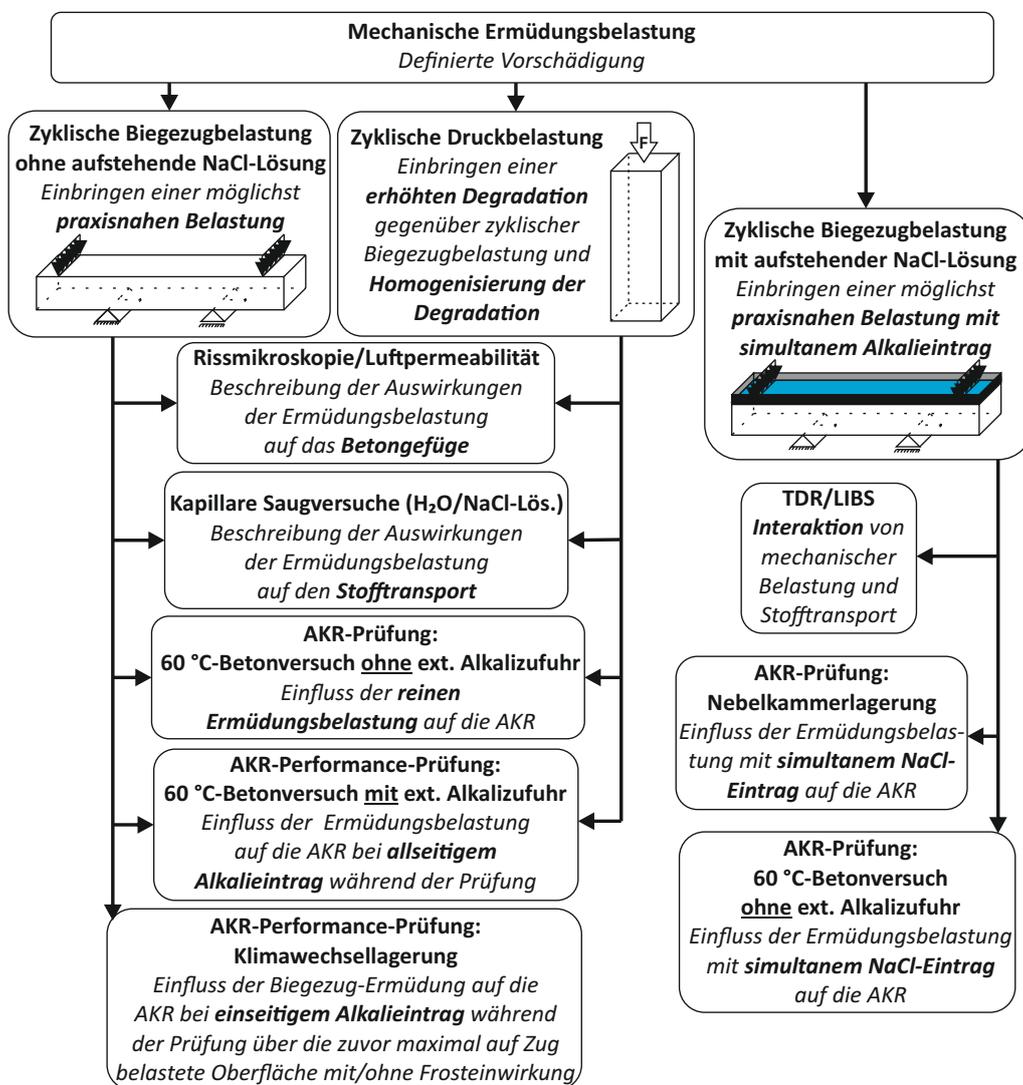


Abbildung 3.1: Schematische Darstellung des Untersuchungsprogramms

## 3.2 Probenmaterial

Der folgende Abschnitt dient der Beschreibung der verwendeten Betone sowie der Herstellung der Probekörper.

### 3.2.1 Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzung

Die Versuche im Rahmen dieser Arbeit wurden, abgesehen von der Charakterisierung der Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie (Abschnitt 3.2.4), an drei verschiedenen, praxisnahen Fahrbahnbetonen durchgeführt. Die einzelnen Komponenten und ihre Anteile sind Tabelle 3.1 zu entnehmen. Die Wahl der Betone sollte eine Abstufung im Hinblick auf ihre AKR-Empfindlichkeit schaffen. Es erfolgte bei allen Betonen die Zugabe eines Luftporenbildners, um realitätsnahe Gefügestrukturen von Fahrbahndecken zu erzeugen.

Tabelle 3.1: Zusammensetzung der verwendeten Betone

		Betonart			
		C1	D1	D4	
Gesteinskörnungs- fraktion [Vol.-%]	0/2	Rheinsand	28	-	-
		Quarzsand	-	29	29
	2/8	Oberrhein-Kies	15	-	-
		Grauwanke-Splitt	-	16	16
	8/16	Granodiorit-Splitt	27	-	-
		Grauwanke-Splitt	-	25	25
	16/22	Granodiorit-Splitt	30	-	-
Grauwanke-Splitt		-	30	30	
Zement [kg/m <sup>3</sup> ]	CEM I 42,5 N (Na <sub>2</sub> O-Äquiv.: 0,75 M.-%)	360	360	-	
	CEM I 32,5 R (Na <sub>2</sub> O-Äquiv.: 1,30 M.-%)	-	-	360	
w/z-Wert		0,42	0,45	0,45	
LP-Bildner [M.-%] (bezogen auf den Zementgehalt)		0,2	0,2	0,3	

Zunächst wurde mit dem Granodiorit eine grenzwertige Gesteinskörnung für den Beton C1 gewählt, bei deren Verwendung schon Schäden mit AKR-Beteiligung an Fahrbahndecken aufgetreten sind. Wie die Ergebnisse der Charakterisierung der Gesteinskörnung im Schnellprüfverfahren in Abbildung 3.6 zeigen, blieb die Dehnungsentwicklung des Granodioritmörtels deutlich unterhalb des Grenzwertes. Aus diesem Grund wurde die Reaktivität durch die Verwendung eines deutlich reaktiveren Oberrhein-Kieses in der Fraktion 2/8 gesteigert. Die Wahl des Zementes mit dem relativ geringen Alkaligehalt (Na<sub>2</sub>O-Äquivalent: 0,75 M.-%) sollte die Untersuchungen im Rahmen der Performance-Prüfungen ermöglichen, bei denen sich das Reaktionspotential erst durch die externe Alkalizufuhr entfaltet. Diese Betonrezeptur wurde auf Grund ihrer vergleichsweise geringen Reaktivität hauptsächlich zur Untersuchung im Rahmen der sehr aggressiven Klimawechsellaagerung angewandt. Es erfolgte ausschließlich die Untersuchung von zyklisch auf Biegung belasteten Proben, da hiermit durch die einseitige Beaufschlagung mit NaCl-Lösung möglichst realitätsnahe Bedingungen simuliert werden sollten. Die zusätzliche Untersu-

chung auf gleiche Weise vorgeschädigter Proben im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr stellt die zuvor erzielten Ergebnisse dieser Messreihe auf eine breitere Basis.

Um das AKR-Schädigungspotential zu steigern, kamen bei den Betonen D1 und D4 eine Grauwacke zum Einsatz. Das gesteigerte Schädigungspotential zeigte sich im Rahmen der Charakterisierung der Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie [17] (Abschnitt 3.2.4). Analog zum C1 Beton wurde beim Beton D1 ein Zement mit geringem Alkaligehalt zur Untersuchung mittels Performance-Prüfungen mit externer Alkalizufuhr gewählt. Bei der Untersuchung dieser Betonrezeptur fand der 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an Proben mit Vorschädigung sowohl im Biegezug- als auch im Druckversuch Anwendung. Zudem erfolgte an dem Beton D1 die Untersuchung des Einflusses der mechanischen Belastung mit simultanem Stofftransport durch eine auf der Zugseite eines Biegezugbalkens aufstehenden NaCl-Lösung. Hierfür kamen die beiden Prüfverfahren nach Alkali-Richtlinie ohne eine zusätzliche Alkalizufuhr während der Lagerung zum Einsatz (Nebelkammer und 60 °C-Betonversuch).

Für die Untersuchungen zum reinen Einfluss der Degradation auf die AKR war ein hohes inneres AKR-Schädigungspotential notwendig, was der Beton D4 mit der Wahl eines Zementes mit hohem Alkaligehalt ( $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent: 1,3 M.-%) gewährleistete. Der reine Einfluss der Degradation wurde ausschließlich im 60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie an Druck- und Biegezugproben untersucht.

#### 3.2.2 Herstellung und Lagerung

Die Herstellung aller Probekörper erfolgte im Betonlabor der BAM unter Nutzung eines Zwangsmischers der Firma TEKA mit einer maximalen Kapazität von 500 l (Abbildung 3.2 links). Bei allen Mischungen, abgesehen von denjenigen für die Untersuchungen der Gesteinskörnung nach Alkali-Richtlinie [17], wurde folgendes Mischregime angewandt:

1. Gesteinskörnung und Zement in den Mischer vorlegen
2. Eine Minute Mischen
3. 90 % des Anmachwassers zugeben
4. Zwei Minuten mischen
5. Zugabe des restlichen Anmachwassers mit dem darin dispergierten LP-Bildner
6. Eine Minute Mischen
7. Mischung fünf Minuten ruhen lassen

5 und 30 Minuten nach Mischende wurden jeweils die Frischbetonkennwerte ermittelt. Dazu gehören die Frischbetonrohichte, der Luftgehalt, die Temperatur sowie das Verdichtungsmaß (vgl. Abschnitt 3.2.3). Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurden zum einen großformatige Balken und zum anderen großformatige Prismen hergestellt (vgl. Abbildung 3.2 rechts). Die Balken erhielten an der Oberseite eine fahrbahntypische Besenstrichtextur und dienten der zyklischen Belastung im Vier-Punkt-Biegezugversuch. Die Belastung der Prismen erfolgte im zyklischen Druckversuch.

Bei jeder Balkenbetonage wurden folgende Prüfkörper hergestellt:

- Ein Balken (300 x 50 x 27 cm<sup>3</sup>)
- Zwei Platten (60 x 60 x 15 cm<sup>3</sup>)
- Drei Würfel (15 x 15 x 15 cm<sup>3</sup>)

Die Würfel dienten der Ermittlung der Druckfestigkeit nach DIN EN 12390-3 [130]. Ihre Lagerung erfolgte nach nationalem Anhang der DIN EN 12390-2 [131] bis zur Prüfung

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

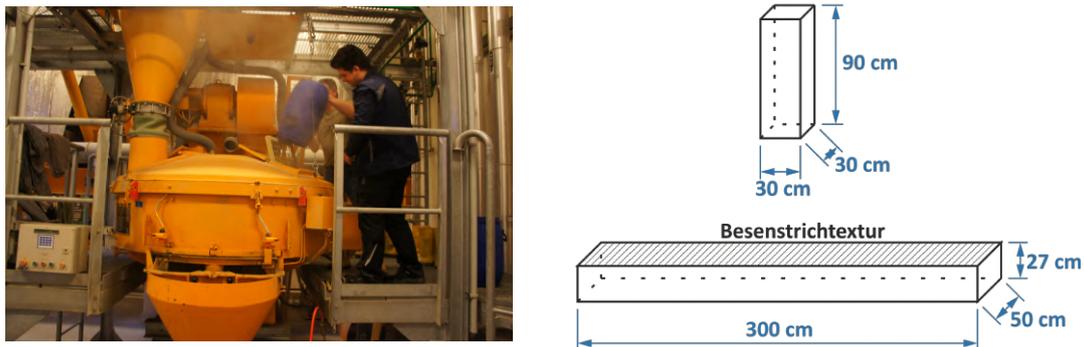


Abbildung 3.2: Zur Herstellung verwendeter 500 l Mischer (links) und Probkörpergeometrien für die zyklischen Belastungsversuche (rechts)

im Alter von 28 Tagen. Der Balken wurde nach fünf Tagen Lagerung in der Schalung mit feuchter Abdeckung ausgeschalt und in Folie eingepackt. Im Alter von sieben Tagen erfolgte das Abtrennen der beiden Endstücke von jeweils 50 cm (Abbildung 3.3). Diese dienten später zur Gewinnung von Referenzprobekörpern ohne mechanische Belastung aus der selben Herstellungscharge, was für die Vergleichbarkeit von Bedeutung ist. Der 2 m lange Mittelteil des Balkens wurde später im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch belastet. Nach dem Abtrennen erfolgte die erneute Lagerung aller drei Balkenstücke in Folie eingepackt, sodass sie bis zur Prüfung im Alter von mindestens 56 Tagen vor einem Austrocknen geschützt waren. Die beiden zusätzlichen Platten dienten der Gewinnung von je drei Biegezugbalken mit den Abmessungen  $60 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$ . Die eine der Platten wurde nach DIN EN 12390-2 [131] gelagert. Nachdem aus ihr die drei Balken gewonnen wurden, erfolgte die Prüfung der Biegezugfestigkeit im Vier-Punkt-Biegezugversuch nach DIN EN 12390-5 [132] im Alter von 28 Tagen. Die weitere Platte lagerte analog zum großformatigen Balken in Folie eingepackt. An den aus ihr gewonnenen Biegezugbalken erfolgte eine Vier-Punkt-Biegezugprüfung kurz vor dem Start der Belastung des zugehörigen großformatigen Balkens. Die ermittelte Festigkeit diente der Festlegung der Höhe der Belastung im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch des Großbalkens (vgl. Abschnitt 4.1.1). Bei der Herstellung erhielt die Platte zur Ermittlung der Belastung im zyklischen Biegezugversuch analog zum großformatigen Balken eine Besenstrichtextur an der Oberfläche.

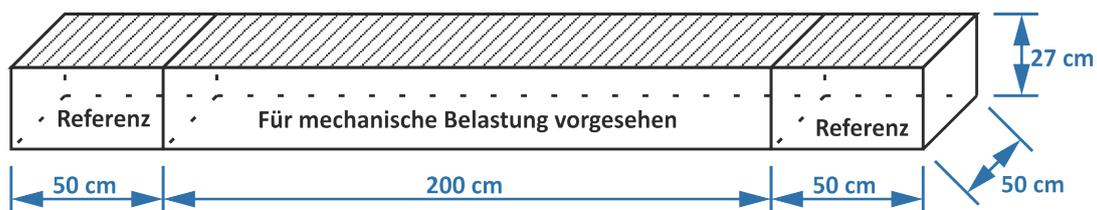


Abbildung 3.3: Teilung eines großformatigen Balkens in Referenzabschnitte und Abschnitt für zyklische mechanische Belastung

Bei jeder Prismenbetonage wurden folgende Prüfkörper hergestellt:

- Zwei Prismen (30 x 30 x 90 cm<sup>3</sup>)
- Drei Würfel (15 x 15 x 15 cm<sup>3</sup>)

Die Lagerung der Würfel erfolgte wie oben beschrieben. Sie dienten der Ermittlung der Norm-Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen. Die Prismen wurden nach drei Tagen aus der Schalung entnommen und, in Folie eingepackt vor einem Austrocknen geschützt, bis zum Alter von mindestens 56 Tagen gelagert. Bei der ersten Herstellung der jeweiligen Rezeptur dienten die beiden großformatigen Prismen der Ermittlung der Druckfestigkeit nach 56 Tagen Folienlagerung. Diese wiederum bildete die Grundlage um die Höhe der Belastung im zyklischen Belastungsversuch der zugehörigen Rezeptur festzulegen. Bei jeder weiteren Herstellung mit dieser Rezeptur wurde eines der Prismen der zyklischen Druckbelastung unterzogen, während das andere als mechanisch unbelastete Referenz der selben Herstellungscharge diente.

Die Verdichtung der Würfel für die Druckfestigkeitsuntersuchungen erfolgte auf einem Rütteltisch, die der Balken, Platten und Prismen hingegen mit einer Rüttelflasche, wobei der Beton lagenweise eingebracht und verdichtet wurde.

Eine Übersicht über die hergestellten großformatigen Probekörper für die zyklischen Belastungen und weiteren Untersuchungen ist in den Tabellen 3.2 und 3.3 dargestellt. Aus den Bezeichnungen der Prüfkörper geht auch die jeweilige Betonart hervor. Die hergestellten Balken enthielten sowohl den zu belastenden Teil als auch die Referenzsegmente, während bei den Prismen jeweils eine Probe zur Belastung vorgesehen war und die andere als Referenz diente. Die Prüfkörper für die Festigkeitsprüfungen nach Norm und zur Festlegung der Lasten in den zyklischen Belastungsversuchen sind hier nicht aufgeführt.

*Tabelle 3.2: Hergestellte Balken für die zyklischen Biegezugbelastungen*

<b>Bezeichnung</b>	<b>Untersuchungen nach/während der Vorbelastung</b>
C1-1	- <b>Betongefüge</b> ⇒ Rissmikroskopie/Luftpermeabilität - <b>Stofftransport</b> ⇒ Kapillare Saugversuche
C1-2	- <b>Einfluss auf die AKR bei externem Alkalieintrag</b> ⇒ Klimawechselagerung mit/ohne Frostphase
C1-3	- <b>Einfluss auf die AKR bei externem Alkalieintrag</b> ⇒ weitere Proben für Klimawechselagerung mit/ohne Frostphase ⇒ 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr
D1-1	- <b>Einfluss auf die AKR bei externem Alkalieintrag</b> ⇒ 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr
D1-2	- <b>Simultaner Stofftransport bei Belastung</b> ⇒ NaCl-Lösungseintrag während zyklischer Belastung - <b>Einfluss auf die AKR bei simultaner Vorschädigung und externem Alkalieintrag</b> ⇒ 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr nach Vorschädigung mit NaCl-Lösungs-Beaufschlagung ⇒ Nebelkammerlagerung nach Vorschädigung mit NaCl-Lösungs-Beaufschlagung
D4-1	- <b>Reiner Einfluss der Degradation auf die AKR</b> ⇒ 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

Tabelle 3.3: Hergestellte Prismen für die zyklischen Druckbelastungen

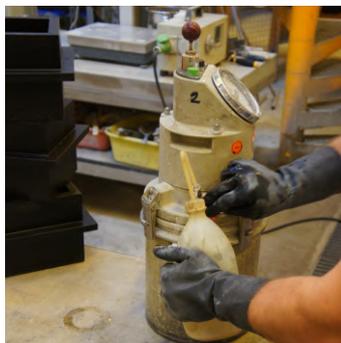
Bezeichnung	Untersuchungen nach/während der Vorbelastung
D1-P1/D1-P2 (Belastung/ Referenz)	- <b>Betongefüge</b> ⇒ Rissmikroskopie/Luftpermeabilität - <b>Stofftransport</b> ⇒ Kapillare Saugversuche - <b>Einfluss auf die AKR bei externem Alkalieintrag</b> ⇒ 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr
D4-P1/D4-P2 (Belastung/ Referenz)	- <b>Betongefüge</b> ⇒ Luftpermeabilität - <b>Reiner Einfluss der Degradation auf die AKR</b> ⇒ 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr
D4-P3/D4-P4 (Belastung/ Referenz)	- <b>Reiner Einfluss der Degradation auf die AKR</b> ⇒ 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr (automatische Dehnungsmessungen um einen möglichen Einfluss des Abkühlens im Rahmen der manuellen Messungen auszuschließen)

#### 3.2.3 Frisch- und Festbetoneigenschaften

Die Frischbetonkennwerte wurden bei den einzelnen Herstellungen 5 und 30 Minuten nach Mischende ermittelt. Hierzu zählen die Frischbetonrohichte, der Luftgehalt des Frischbetons, die Temperatur sowie das Verdichtungsmaß. Die Bestimmung der Frischbetonrohichte erfolgte nach DIN EN 12350-6 [133] (Abbildung 3.4a), die des Luftgehaltes nach DIN EN 12350-7 [134]. Im Rahmen dieser Arbeit diente hierzu das in der Norm beschriebene Druckausgleichsverfahren (Abbildung 3.4b). Die DIN EN 12350-4 [135] fand bei der Bestimmung des Verdichtungsmaßes Anwendung (Abbildung 3.4c).



(a) Rütteltisch mit Behälter zur Bestimmung der Frischbetonrohichte



(b) Druckmessgerät zur Bestimmung des Luftgehaltes



(c) Rütteltisch mit Behälter zur Bestimmung des Verdichtungsmaßes

Abbildung 3.4: Bestimmung der Frischbetonkennwerte

Die mittleren Frischbetonkennwerte der jeweiligen Betonzusammensetzungen sind in Tabelle 3.4 dargestellt.

Zur Charakterisierung der mechanischen Festbetonkennwerte wurden die Druckfestigkeit sowie die Biegezugfestigkeit ermittelt. Die Prüfungen erfolgten an separat hergestellten Würfeln bzw. Balken (vgl. Abschnitt 3.2.2). Die Druckfestigkeit wurde nach DIN EN 12390-3 [130], die Biegezugfestigkeit nach DIN EN 12390-5 [132] bestimmt. Zusätzlich

Tabelle 3.4: Mittlere Frischbetonkennwerte der jeweiligen Betonzusammensetzungen

	Messzeit nach Mischende [min.]	Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]	Luftgehalt [%]	Temperatur [°C]	Verdichtungs- maß [-]
C1-Beton	5	2352	4,5	23,8	1,19
	30	2373	3,9	22,6	1,29
D1-Beton	5	2346	4,4	26,1	1,22
	30	2374	3,4	26,6	1,23
D4-Beton	5	2362	4,0	23,4	1,26
	30	2391	2,8	23,3	1,29

dienten die Masse und das Volumen der Würfel für die Druckfestigkeitsprüfungen der Bestimmung der Festbetonrohichte. Abbildung 3.5 zeigt die Versuchsaufbauten zur Ermittlung der genannten Festbetonkennwerte. Die mittleren Festbetonkennwerte der jeweiligen Betonzusammensetzungen sind in Tabelle 3.5 dargestellt.



(a) Prüfmaschine zur Bestimmung der Druckfestigkeit



(b) Prüfmaschine zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit

Abbildung 3.5: Bestimmung der Festbetonkennwerte

Tabelle 3.5: Mittlere Festbetonkennwerte der jeweiligen Betonzusammensetzungen

	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
C1-Beton	47,2	2,33	5,1
D1-Beton	44,6	2,33	4,7
D4-Beton	42,2	2,36	4,8

### 3.2.4 Charakterisierung der Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie

Zur Charakterisierung der Alkaliempfindlichkeit der drei in dieser Arbeit verwendeten Gesteinskörnungen, wurden das Schnellprüfverfahren, die Nebelkammerlagerung und der

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie [17] durchgeführt. Beim Schnellprüfverfahren wurden die Gesteinskörnungen jeweils einzeln getestet. Bei der Nebelkammerlagerung und dem 60 °C-Betonversuch kam zum einen die Grauwacke und zum anderen, abweichend von der Alkali-Richtlinie, das Gemisch aus Granodiorit und Oberrhein-Kies zum Einsatz, um die Reaktivität des Gesteinskörnungsgemisches der Betonart C1 zu beurteilen.

Die Ergebnisse des Schnellprüfverfahrens sind in Abbildung 3.6 dargestellt. Die Prüfung jeder Gesteinskörnung erfolgte in einer Doppelbestimmung. Es ist zu erkennen, dass die mit Granodiorit hergestellten Prismen mit Abstand die geringsten Dehnungen aufwiesen. Sie blieben auch bis zum Ende der Versuche weit unter dem Grenzwert von 1,0 mm/m. Die mit Oberrhein-Kies und auch die mit Grauwacke hergestellten Prismen überschritten den Grenzwert nach acht bis elf Tagen, wobei die Grauwacke-Proben generell leicht erhöhte Werte gegenüber den Oberrhein-Kies-Proben aufwiesen.

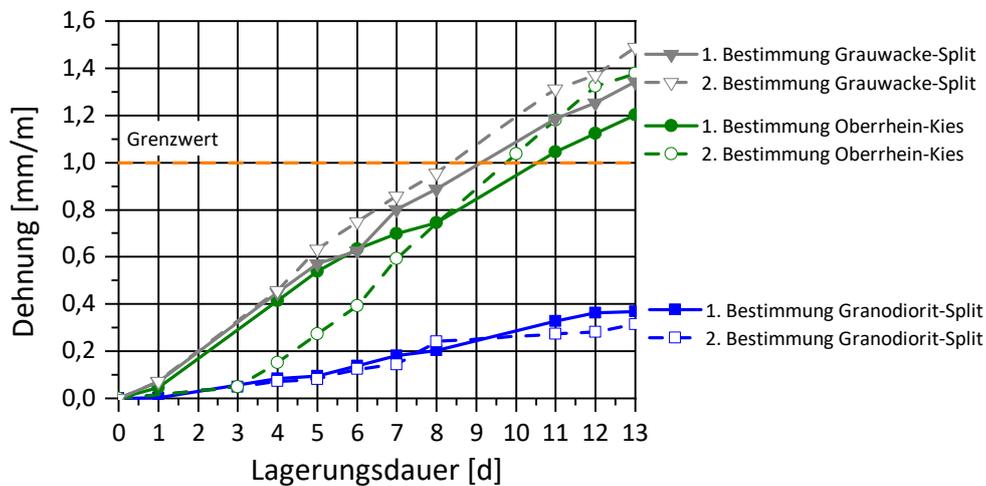


Abbildung 3.6: Ergebnisse des Schnellprüfverfahrens nach Alkali-Richtlinie [17]

Die Ergebnisse der Nebelkammerlagerung (Abbildung 3.7 links) zeigen, dass die Grauwacke deutlich höhere Dehnungen nach der Lagerung aufwies. Beide Probekörperserien überschritten den Grenzwert von 0,6 mm/m nach knapp der Hälfte der Lagerungsdauer. Auch beim 60 °C-Betonversuch wies die Grauwacke erkennbar höhere Dehnungen auf (Abbildung 3.7 rechts). Der Grenzwert von 0,3 mm/m wurde in beiden Fällen schon nach den ersten 14 Tagen überschritten.

Die Untersuchungen der Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie ergaben, dass es eine Abstufung hinsichtlich der Alkalireaktivität gibt. Die Grauwacke zeigte eine deutlich höhere Reaktivität als das Gemisch aus Granodiorit und Oberrhein-Kies. Gleichzeitig waren beide Gesteinskörnungsmischungen als alkalireaktiv (Alkaliempfindlichkeitsklasse E III-S) einzustufen, wobei die Reaktivität des Gemisches aus Granodiorit und Oberrhein-Kies angesichts der Ergebnisse des Schnellprüfverfahrens hauptsächlich vom Oberrhein-Kies herrührte.

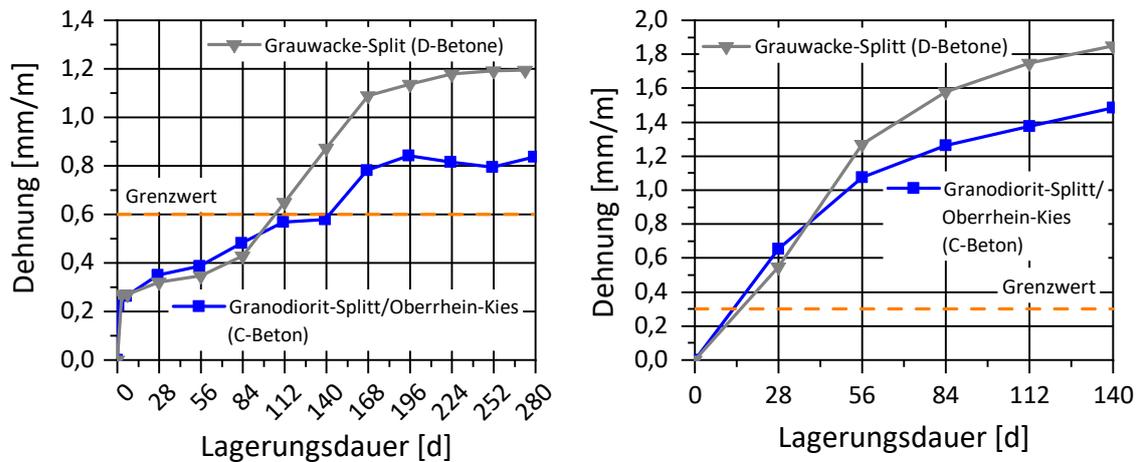


Abbildung 3.7: Ergebnisse der Nebelkammerlagerung (links) und des 60 °C-Betonversuchs (rechts) in Anlehnung an die Alkali-Richtlinie [17]

### 3.3 Mess- und Versuchstechnik

#### 3.3.1 Dehnungsmessung

Der folgende Abschnitt dient der Darstellung der im Rahmen dieser Arbeit angewandten Dehnmessverfahren. Zum einen erfolgt die Darstellung der innerhalb der AKR-provozierenden Lagerungen eingesetzten Dehnmessstechnik und zum anderen werden die Dehnungsmessungen während der Belastungsversuche erläutert.

Für die Dehnungsmessungen im Rahmen der AKR-provozierenden Lagerungen dienten in der Regel Messtaster vom Typ MT 12 in Kombination mit einer ND 287 Auswertelektronik der Firma Heidenhain. Diese Messtaster arbeiten nach dem interferentiellen Messverfahren, welches zur Messsignalerzeugung die Beugung und Interferenz des Lichtes nutzt. Das genaue Messprinzip soll an dieser Stelle nicht näher erläutert werden (Einzelheiten z.B. in [136]).

Während der zyklischen Belastungsversuche (sowohl Biegezug- als auch Druckversuche) wurden die Verformungen der Probekörper mit Hilfe von Dehnmessstreifen (DMS) verfolgt. Bereits 1856 beschrieb Lord Kelvin einen Zusammenhang zwischen Widerstandsänderung und Dehnung eines metallischen Leiters [137], auf den das Messprinzip zurückzuführen ist. Zwischen der Dehnung und der Widerstandsänderung besteht folgender proportionaler Zusammenhang [138]:

$$\varepsilon = \Delta l/L = \Delta R/(R \cdot k) \quad (3.1)$$

mit  $\varepsilon$ : Dehnung [m/m]  
 $\Delta l$ : Längenänderung des Leiters [m]  
 $L$ : Länge des Leiters [m]  
 $\Delta R$ : Widerstandsänderung des Leiters [ $\Omega$ ]  
 $R$ : Widerstand des Leiters [ $\Omega$ ]  
 $k$ : Proportionalitätsfaktor [–]

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

Das Verhältnis der Längenänderung zur Änderung des Widerstandes ist durch den Faktor  $k$  definiert. Er stellt die Empfindlichkeit eines DMS dar und ist eine materialabhängige Größe [139]. Im Rahmen dieser Arbeit wurden zwei verschiedene Arten von DMS eingesetzt. Für trockene Umgebungen kamen DMS des Typs PL-90-11 und für feuchte Umgebungen bzw. bei der Messung unter Wasser DMS des Typs WFLM-60-11-2LT zum Einsatz. Die DMS wurden mit X 60 Zweikomponentenkleber (Typ PL) bzw. PS-Klebstoff (Typ WFLM) der Firma HBM auf die zuvor leicht angeschliffene Betonoberfläche geklebt. Die Messungen erfolgten über einen Signalog 6000 Messverstärker der Firma Peekel Instruments, wobei die Datenaufzeichnung über den Regler der jeweiligen Prüfmaschine gesteuert wurde.

#### 3.3.2 Ultraschallmessung

Ultraschallmessungen kamen einerseits bei den in Abschnitt 4.1.1 und 4.1.2 beschriebenen vorgeschalteten mechanischen Belastungsversuchen zur Charakterisierung des Schädigungsprozesses zum Einsatz. Andererseits wurden sie bei einer automatischen Messreihe während des 60 °C-Betonversuches im Rahmen der AKR-provozierenden Lagerung angewandt (vgl. Abschnitt 4.4.1).

Die Ultraschalluntersuchung gehört zu den akustischen Analyseverfahren. Nach einer akustischen Anregung breiten sich in einem Festkörper unterschiedliche Wellenarten aus. In einem isotropen, unendlich ausgedehnten Festkörper, können nur zwei Arten von akustischen Wellen auftreten [140]. Ist die Schwingungsrichtung parallel zur Ausbreitungsrichtung, handelt es sich um Longitudinalwellen, ist sie senkrecht zur Ausbreitungsrichtung um Transversalwellen [141]. An Oberflächen von Festkörpern können sich zusätzliche Wellenarten ausbilden. Zu diesen Oberflächenwellen gehören die Rayleighwelle und die Kriechwelle [141]. Eine Kriechwelle entsteht durch eine direkt unter der Oberfläche entlanglaufende Longitudinalwelle und hat somit die gleiche Ausbreitungsgeschwindigkeit [142]. Die Rayleighwelle hat sowohl einen transversalen, als auch einen longitudinalen Anteil und eine deutlich geringere Ausbreitungsgeschwindigkeit als reine Longitudinal- oder Transversalwellen [142].

Bei der Ausbreitungsgeschwindigkeit spielen die Dichte, Querkontraktionszahl und der E-Modul des Materials eine Rolle. Daraus ergeben sich für Longitudinal- und Transversalwellen folgende Berechnungsformeln [142] :

$$V_L = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} \quad (3.2)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E}{\rho \cdot 2 \cdot (1 + \nu)}} \quad (3.3)$$

mit  $V_L$  : Longitudinalwellengeschwindigkeit [m/s]  
 $V_T$  : Transversalwellengeschwindigkeit [m/s]  
 $E$  : E-Modul [ $N/m^2$ ]  
 $\rho$  : Dichte [ $kg/m^3$ ]  
 $\nu$  : Querkontraktionszahl [-]

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwellen liegt für Normalbeton im Bereich von ca. 3.600 bis 4.600 m/s [142] bzw. bei 4.200 m/s [143]. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Transversalwellen ist im Vergleich hierzu geringer. Sie beträgt bei Normalbeton zwischen 2.000 und 2.800 m/s [142] bzw. rund 2.500 m/s [143]. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit feuchteabhängig ist. Durch die Ermittlung der Laufzeit einer longitudinalen Welle kann bei bekanntem Abstand zwischen Sender und Empfänger der dynamische E-Modul von Beton berechnet werden. Hierzu wird Gleichung 3.3 nach dem E-Modul umgestellt und die dynamische Querkontraktionszahl zu  $\nu = 0,2$  angenommen. Dadurch ergibt sich der dynamische E-Modul wie folgt [75]:

$$\text{dyn } E = \frac{l^2}{t^2} \cdot \rho_R \cdot C_L \quad (3.4)$$

- mit  $\text{dyn } E$  : dynamischer E-Modul [ $N/mm^2$ ]  
 $t$  : Laufzeit des Schallimpulses [ $\mu s$ ]  
 $l$  : Durchschallungslänge [ $mm$ ]  
 $\rho_R$  : Rohdichte [ $kg/m^3$ ]  
 $C_L$  : Korrekturfaktor [-] ( $C_L = ((1 + \text{dyn } \nu)(1 - 2\text{dyn } \nu))/(1 - \text{dyn } \nu)$ )  
 Querkontraktionszahl  $\text{dyn } \nu \approx 0,2 \rightarrow C_L \approx 0,9$

Bei einer Schädigung des Betongefüges ist eine Erhöhung der Ultraschalllaufzeiten zu beobachten, die mit einer Verringerung des dynamischen E-Moduls einhergehen. Nach Stark und Wicht [4] ist dieser Effekt vor allem auf entstehende Risse zurückzuführen. So ist der Schädigungsgrad einer Betonprobe anhand von Ultraschalllaufzeiten erfassbar und ermöglicht bei wiederholten Messungen eine Darstellung der Schädigungsevolution. Werden die ermittelten Werte der dynamischen E-Moduln auf die Ausgangsmessung im unbeanspruchten Zustand bezogen, kann der Schädigungsgrad in Form des relativen dynamischen E-Moduls angegeben werden.

Im Rahmen der vorgeschalteten, zyklischen Vier-Punkt-Biegezugbelastung wurde ein Ultraschallhandgerät UK 1401 der Firma Acoustic Control Systems verwendet. Der Abstand zwischen Sender und Empfänger beträgt 15 cm. Die Prüfköpfe schwingen in Messrichtung (vgl. Abbildung 3.8), wodurch sich eine Transversalwelle in die Tiefe des Prüfkörpers und eine Longitudinalwelle in direkter Richtung zwischen den Prüfköpfen ausbreitet.



Abbildung 3.8: Ultraschallhandgerät UK 1401, Schwingungsrichtung der Prüfköpfe

Bei den vorgeschalteten zyklischen Druckbelastungen sowie bei der automatischen Messreihe während des 60 °C-Betonversuches kam das SE-Messsystem AMSY-5, welches auch

im Rahmen der Schallemissionsanalyse verwendet wurde (vgl. Abschnitt 3.3.3) zum Einsatz. Bei den Druckbelastungen fanden Sensoren des Typs VS 150 MS und während des 60 °C-Betonversuches Sensoren des Typs VS 150 K Verwendung. Diese Sensoren können nicht nur akustische Signale empfangen, sondern auch aktiv aussenden, wodurch Ultraschallmessungen möglich sind.

### 3.3.3 Schallemissionsanalyse

Während der vorgeschalteten Belastungsversuche kam die Schallemissionsanalyse (SEA) als zerstörungsfreie Prüfmethode zur Charakterisierung des Degradationsprozesses zum Einsatz (vgl. Abschnitt 4.1.1 u. 4.1.2). Zudem wurde sie bei einer automatischen Messreihe verwendet, die während des 60 °C-Betonversuches im Rahmen der AKR-provozierenden Lagerung stattfand (vgl. Abschnitt 4.4.1).

Bei der Beanspruchung eines Materials treten im allgemeinen Geräusche (akustische Signale) auf. Dieser Effekt wurde bereits im Mittelalter bei der Verformung von Zinn beobachtet (Zinngeschrei) [144]. Den Effekt nutzt die Schallemissionsanalyse und gehört damit zu den akustischen Analyseverfahren. Die Schallemission ist als die Emission von elastischen Wellen infolge einer plastischen Verformung, Rissausbreitung, Erosion, etc. definiert [145]. Quellen von Schallemissionen in Betontragwerken können in folgende Gruppen unterteilt werden [146]:

- Primäre Quellen: Rissentstehung und Fortschritt, Druckversagen, Fließen der Bewehrung, Zugversagen der Bewehrung und Verbundversagen zwischen Beton und Bewehrung.
- Sekundäre Quellen: Rissuferreibung und Reibung durch Interaktion zwischen Bewehrung und Beton.

In Abbildung 3.9 ist das Schema einer Messkette für die Schallemissionsanalyse dargestellt. Die Aufzeichnung der Ereignisse erfolgt über Sensoren, die akustisch an die Materialoberfläche angekoppelt sind. Durch sie werden die empfangenen mechanischen Signale in elektrische Signale umgewandelt. Im Anschluss erfolgt eine Verstärkung, Digitalisierung und Speicherung für die nachfolgende Analyse. Zudem besteht die Möglichkeit, die Daten zu filtern.

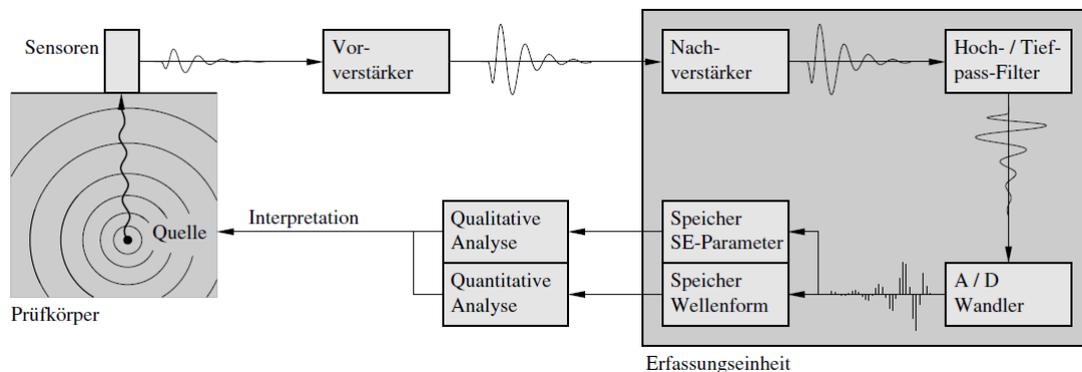


Abbildung 3.9: Schematische Darstellung des SEA-Messprinzips [144]

Bei der Analyse von Daten einer Schallemissionsanalyse ist zwischen der qualitativen bzw. parameterbasierten und der quantitativen bzw. signalbasierten Auswertung zu unterscheiden. Genauer zu dieser Unterscheidung und den einzelnen Analyseverfahren ist in der Literatur beschrieben [144, 146].

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte eine parameterbasierte Analyse. Als Parameter zur Beschreibung der Schädigungsevolution während der mechanischen Belastungsversuche und während einer der Messreihen der AKR-provozierenden Lagerung, wurde die Anzahl der auftretenden Schallemissionsereignisse (Hits) über die Versuchszeit ausgewertet. Hierdurch sollten Informationen über die Mikrorissentwicklung bzw. den Degradationsprozess gewonnen werden. Bei den Messungen fand ein SE-Messsystem AMSY-5 und Sensoren des Typs VS 150 MS der Firma Vallen GmbH Anwendung.

#### 3.3.4 Permeabilitätsmessung

Neben den zerstörungsfreien Prüfverfahren zur Charakterisierung der Degradation durch die jeweiligen Vorbelastungen, kamen Luftpermeabilitätsmessungen im Anschluss an die Ermüdungsversuche zum Einsatz.

Hintergrund dieser Untersuchungen ist, dass sich die Gasdurchlässigkeit des Betons in Folge einer Mikrorissbildung erhöht und somit den Einfluss der Vorschädigung im Vergleich zum Ausgangszustand quantifizierbar macht. Diese Methode zur Charakterisierung der Auswirkungen einer mechanischen Belastung auf das Betongefüge durch Permeabilitätsmessungen wird durch verschiedene Autoren als zielführend beschrieben [147, 148, 149]. Der Vorteil gegenüber Untersuchungen zur Wasserpermeabilität bzw. zu kapillaren Saugversuchen besteht darin, dass es während des Prüfzeitraumes keine nennenswerte Wechselwirkung der Luft mit dem Beton gibt. Im Unterschied dazu nimmt die Wasserpermeabilität auf Grund von Wechselwirkungen mit der Zementmatrix mit der Zeit deutlich ab [150]. Bei dieser Arbeit kam ein Permeameter der Firma Testing zum Einsatz. Das Gerät besteht aus einem Kompressor zur Bereitstellung des Druckes, einem Präzisions-Druckregler, der Messzelle und dem Blasenähler (vgl. Abbildung 3.10).

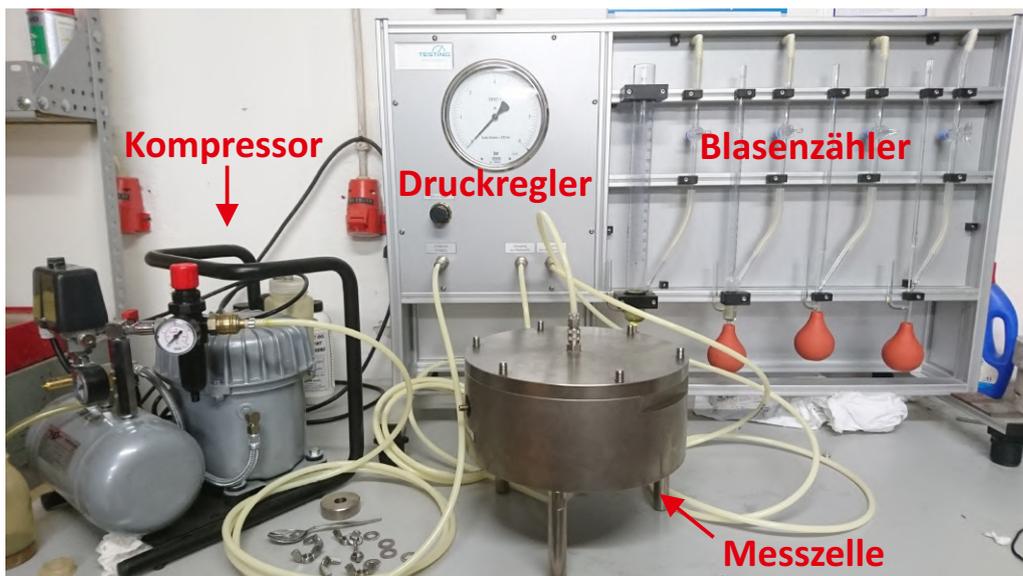


Abbildung 3.10: Permeameter zur Durchführung der Permeabilitätsmessungen

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

Der von dem Kompressor erzeugte Luftdruck wird in die Druckregleinheit geleitet. Hier wird er auf den gewünschten Wert geregelt und die Luft durchströmt im Anschluss mit dem eingestellten Druck die Probe in der Messzelle. Der Ausgang der Messzelle ist an den Blasenähler angeschlossen, in dem sich verschiedene Glasröhrchen mit definierten Volumenabschnitten befinden. Je nach Durchlässigkeit der Probe ist ein passendes Röhrchen zu wählen. Mit dem jeweiligen Peleusball kann eine Seifenblase erzeugt werden, die durch den Luftstrom der Messzelle angetrieben, in dem Glasröhrchen aufsteigt. Durch das Stoppen der Zeit, die die Blase benötigt um ein bestimmtes Volumen zu durchlaufen, ergibt sich die Durchflussrate. Die Messung und Auswertung erfolgte in Anlehnung an Empfehlungen des Rilem TC 116-PCD [151]. Hierfür wurden die Proben in die Messzelle eingebaut. Abweichend von den Empfehlungen kam Luft als Prüfgas zum Einsatz und die Proben hatten einen Durchmesser von 50 mm. Im Anschluss wurde der im Inneren der Zelle befindliche Gummischlauch mit etwa 7 bar beaufschlagt, so dass sich die um den Probekörper liegende Manschette fest schloss und keine Luft an der Probe vorbeiströmen konnte. Die Messung jeder Probe erfolgte nacheinander mit drei verschiedenen Drücken, wobei diese abweichend von den Rilem-Empfehlungen 1,5, 2,0 und 2,5 bar betragen. Nachdem sich in jeder Druckstufe ein konstanter Durchfluss eingestellt hatte, wurden drei Messungen der Durchflussrate durchgeführt.

Aus der Durchflussrate, der anliegenden Drücke und der Probengeometrie lässt sich der Permeabilitätskoeffizient  $K_i$  der Druckstufe nach folgender Formel ermitteln [151]:

$$K_i = \frac{2 \cdot p_a \cdot Q_i \cdot L \cdot \eta}{A \cdot (p_i^2 - p_a^2)} \quad (3.5)$$

- mit  $p_a$  : Ausgangsdruck (Atmosphärendruck: 1 bar =  $10^5$  N/m<sup>2</sup>) [N/m<sup>2</sup>]  
 $p_i$  : Eingangsdruck [N/m<sup>2</sup>]  
 $Q_i$  : Durchflussrate bei der Druckstufe i [m<sup>3</sup>/s]  
 $L$  : Höhe des Probekörpers in Durchflussrichtung [m]  
 $\eta$  : dynamische Viskosität (Luft bei 20 °C:  $1,82 \cdot 10^{-5}$ ) [Ns/m<sup>2</sup>]  
 $A$  : Querschnittsfläche des Probekörpers [m<sup>2</sup>]

Der Permeabilitätskoeffizient  $K$  ergibt sich aus dem Mittelwert der Koeffizienten der einzelnen Druckstufen  $K_i$  [151]. Um die geringere Querschnittsfläche auszugleichen, erfolgte in der Regel anstatt einer Dreifach- eine Achtfachbestimmung.

#### 3.3.5 Lichtmikroskopie

Neben den Luftpermeabilitätsuntersuchungen als zerstörende Methode zur Charakterisierung der Gefügeschädigung durch die jeweilige Art der Vorschädigung wurde die Lichtmikroskopie an ausgewählten Proben eingesetzt. Diese ermöglicht im Gegensatz zu den zerstörungsfreien Messverfahren und den Permeabilitätsmessungen einen konkreten Blick in das Betongefüge.

Die mikroskopischen Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit erfolgten an Dünnschliffen mit einem fluoreszierenden Harz unter UV-Licht, um Risse deutlicher erkennbar zu machen und die Proben zu stabilisieren. Dazu wurden zunächst Scheiben mit den Abmessungen 100 x 100 x 20 mm<sup>3</sup> aus den interessierenden Bereichen gewonnen. Diese wurden getrocknet und anschließend unter Vakuum mit niederviskosem, fluoreszierendem Kunstharz getränkt. Danach erfolgte eine Beaufschlagung mit 15 bar Druck, um eine höhere

Eindringtiefe des Harzes zu gewährleisten. Nachdem das Harz ausgehärtet war, wurden die Scheiben einseitig geschliffen und mit der geschliffenen Seite auf einen Glasträger geklebt. Anschließend erfolgte ein Schnitt mit einer Feinsäge, sodass nur noch eine dünne Scheibe (ca. 1-2 mm) vom Beton übrig war. Diese wurde dann bis auf ca. 25-35  $\mu\text{m}$  heruntergeschliffen. Die fertigen Dünnschliffe hatten Abmessungen von ca. 80 x 60  $\text{mm}^2$ . Im Rahmen der mikroskopischen Rissanalysen kam ein Stereomikroskop vom Typ Olympus SZX16 zum Einsatz (vgl. Abbildung 3.11).

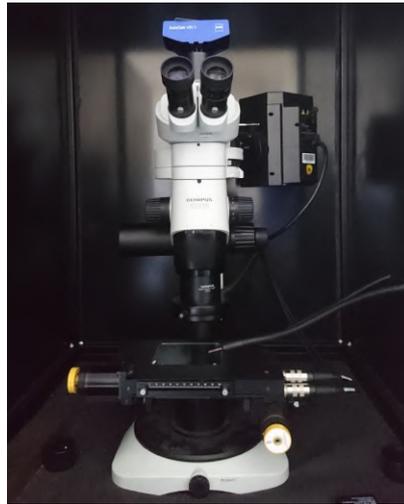


Abbildung 3.11: Stereomikroskop Olympus SZX16 für die mikroskopischen Rissanalysen

Mit den zur Verfügung stehenden Objektiven war eine maximal 11,5-fache Vergrößerung möglich. Neben der Einhausung zur besseren Wirkung der UV-Licht-Einrichtung war das Mikroskop mit einem automatisierten X-Y-Tisch und einer Digitalkamera ausgestattet. Das ermöglichte das rasterförmige Abfahren der Proben und das Erzeugen von hochauflösende Gesamtaufnahmen aus den gewonnenen Einzelbildern. Da die Datengröße der Bilder jedoch beschränkt ist und die Auswertung sehr zeitintensiv, wurden nur Teilbereichen der Dünnschliffe abgerastert. Genauer hierzu siehe Abschnitt 4.2.2. Mit der maximalen Vergrößerung von 11,5-fach und der Digitalkamera vom Typ Zeiss AxioCam MRC5 ergibt sich eine Auflösung der Bilder von 0,95  $\mu\text{m}/\text{Pixel}$ . So waren je nach Erscheinungsbild, Risse ab einer Breite von ca. 1,5-2,0  $\mu\text{m}$  erkennbar.

#### 3.3.6 Bestimmung der Eigenfrequenz nach Impulsanregung

Im Rahmen der AKR-provozierenden Lagerungen erfolgte die diskontinuierliche Erfassung der Eigenfrequenz der Probekörper nach Impulsanregung zur Ermittlung des dynamischen E-Moduls. Hieraus ist es möglich, ähnlich wie bei den Ultraschallmessungen, Rückschlüsse auf die Gefügeveränderung bzw. Steifigkeitsveränderung der Probekörper über die Lagerungszeit zu ziehen.

Dieses zerstörungsfreie Prüfverfahren beruht auf der Tatsache, dass ein geeignet gelagerter und auf geeignete Weise impulsartig angeregter Probekörper nach kurzer Zeit nur noch in der ersten Eigenschwingung bzw. Grundschwingung schwingt [152]. Durch das Messen der Frequenz dieser Schwingung kann auf den dynamischen E-Modul geschlossen werden. Angeregt wird z.B. mit einem elastischen Hammer, dessen Spitze eine Metallkugel ist. Die

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

Aufnahme der Schwingung erfolgt berührungslos durch ein geeignetes Mikrofon oder einen piezoelektrischen Taster [153]. Je nach Art der Anregung kommt es zu Biege-, Torsions-, oder Dehnschwingungen (vgl. Abbildung 3.12).

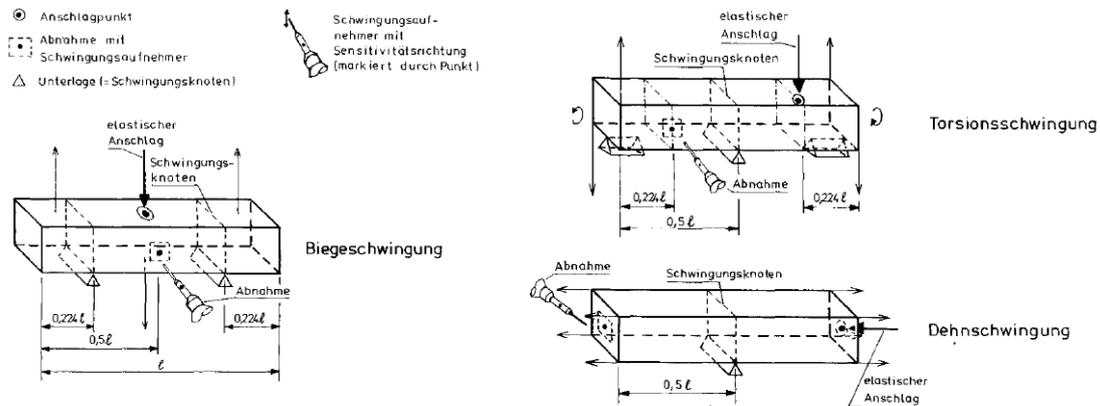


Abbildung 3.12: Anregungs- und Messanordnung der Grundswingungsformen bei der Bestimmung der Eigenfrequenz nach Impulsanregung [75]

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ausschließlich eine Biegeschwingung angeregt. Zum Einsatz kam ein GrindoSonic Messsystem vom Typ Mk5i. Die Abnahme der Schwingung erfolgte mit einem piezoelektrischen Taster. Aus der ermittelten Biegeschwingungsfrequenz ist der dynamische E-Modul nach folgender Gleichung bestimmbar [75]:

$$\text{dyn } E_B = f_B^2 \cdot l^2 \cdot \rho_R \cdot C_B \quad (3.6)$$

- mit  $\text{dyn } E_B$ : dyn. E-Modul bei Anregung einer Biegeschwingung [ $N/mm^2$ ]  
 $f_B$ : Eigenfrequenz bei Anregung einer Biegeschwingung [ $MHz$ ]  
 $l$ : Länge des Probekörpers [ $mm$ ]  
 $\rho_R$ : Rohdichte [ $kg/m^3$ ]  
 $C_B$ : Korrekturfaktor in Abhängigkeit von Probengeometrie und Schwingungsordnung [-]

Der Korrekturfaktor  $C_B$  für die Grundschiwingung ergibt sich durch die Gleichungen 3.7 bis 3.10 für prismatische Probekörper [75]:

$$C_B = \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot l}{4,73^2 \cdot h / \sqrt{12}} \right)^2 \cdot R_B \quad (3.7)$$

$$R_B = 1/2 + c_2(1 + c_1) + \sqrt{1/4 + c_2(1 + c_1) + (c_2(1 - c_1))^2} \quad (3.8)$$

$$c_1 = \frac{12}{5}(1 + \text{dyn } \nu) \quad (3.9)$$

$$c_2 = \frac{(4,73 \cdot h / \sqrt{12})^2}{2 \cdot l^2} \quad (3.10)$$

- mit  $C_B$  : Korrekturfaktor für Geometrie und Schwingungsordnung [–]  
 $R_B$  : Korrekturfaktor für Schubverformung [–]  
 $l$  : Länge des Probekörpers [mm]  
 $h$  : Höhe des Probekörpers [mm]  
 $dyn \nu$  : Querkontraktionszahl ( $dyn \nu \approx 0,2$ )

### 3.3.7 Zeitbereichsreflektometrie

Die Zeitbereichsreflektometrie, auch mit TDR (engl.: Time Domane Reflektometry) abgekürzt, kam im Rahmen einer Messreihe der kapillaren Saugversuche zur Untersuchung des Einflusses der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugdegradation auf den Stofftransport zum Einsatz. Zudem fand sie bei der Untersuchung zum Einfluss des simultan zur Vorschädigung stattfindenden Stofftransportes im Rahmen einer zyklischen Vier-Punkt-Biegezugbelastung Anwendung.

Ursprünglich wurde die TDR-Technik ab Mitte des 20. Jahrhunderts genutzt, um Fehlstellen in Telekommunikationsleitungen zu orten, ab den 1970er Jahren jedoch auch für die Feuchte- und Salzgehaltsbestimmung in Böden. Die ersten Messungen an Holz und Beton erfolgten gegen Mitte bis Ende der 1990er Jahre. [154, 155]

Grundlage der Feuchtebestimmung mittels TDR ist die Permittivität  $\varepsilon$  des zu messenden Materials, die sich durch die Laufzeitermittlung einer elektromagnetischen Welle durch das zu messende Material ergibt. Die Permittivität von Wasser liegt mit  $\varepsilon \sim 80$  bei einem wesentlich höheren Wert als die von trockenen mineralischen Materialien ( $\varepsilon \sim 4$ ) oder von Luft ( $\varepsilon \sim 1$ ) [154]. Aus der Differenz zwischen Wasser und trockenen mineralischen Materialien ist ersichtlich, dass die Messung der Permittivität gute Rückschlüsse auf den Feuchtegehalt zulässt.

Bei der Permittivität handelt es sich um eine komplexe Größe, die durch folgende Gleichung definiert ist [156]:

$$\varepsilon_r = \varepsilon' - j \cdot \varepsilon'' \quad (3.11)$$

- mit  $\varepsilon_r$  : komplexe Permittivitätszahl  
 $\varepsilon'$  : Realteil der Permittivitätszahl (Dielektrizitätskonstante)  
 $\varepsilon''$  : Imaginärteil der Permittivitätszahl (Verlustzahl)

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

Unter der Annahme, dass das zu messende Medium eine bestimmte Leitfähigkeit besitzt, erweitert sich der imaginäre Teil (Verlustanteil) der Permittivitätszahl um einen Ausdruck (Gleichung 3.12) [154]. Real- und Imaginärteil sind zudem frequenzabhängige Größen (vgl. Abbildung 3.13).

$$\varepsilon_r = \varepsilon' - j \cdot (\varepsilon'' + \varepsilon''_{(\sigma)}) \quad (3.12)$$

mit  $\varepsilon''_{(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_0 \omega}$   
 $\sigma$  : elektrische Leitfähigkeit [A/Vm]  
 $\omega$  : Kreisfrequenz [Hz]  
 $\varepsilon_0$  : elektrische Feldkonstante ( $\varepsilon_0 = 8,854 \cdot 10^{-12}$ [F/m])

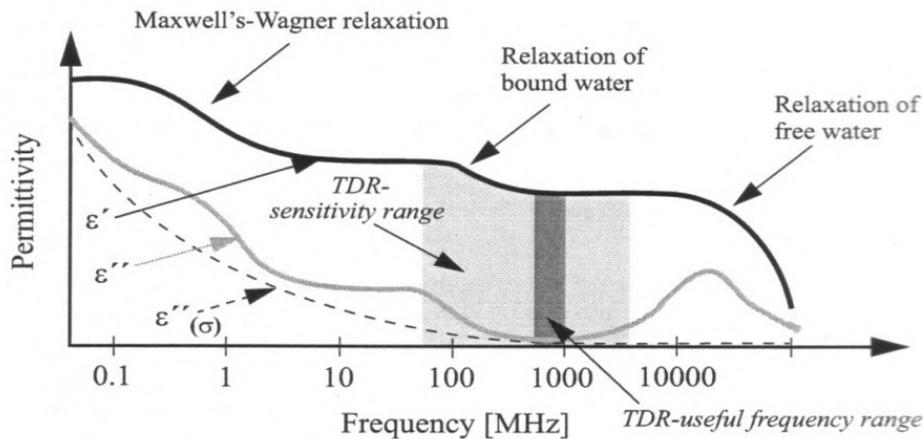


Abbildung 3.13: Schematische Darstellung der Frequenzabhängigkeit der komplexen Permittivitätszahl [154]

Aus Abbildung 3.13 ist ersichtlich, dass der Imaginärteil bei knapp 1 GHz vernachlässigbar klein wird. Dadurch kann die Permittivität bei der Verwendung entsprechender Frequenzen durch den Realteil beschrieben werden.

Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit einer elektromagnetischen Welle hängt nach folgender Gleichung von der Permittivität ab [157]:

$$v = \frac{c_0}{\varepsilon_r} \quad (3.13)$$

mit  $v$  : Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle  
 $c_0$  : Lichtgeschwindigkeit im Vakuum  
 $\varepsilon_r$  : relative Permittivität, näherungsweise Realteil der komplexen Permittivität

Bei der Berechnung der Geschwindigkeit aus Laufzeit und zurückgelegter Strecke ergibt sich die Permittivität wie folgt [158]:

$$\varepsilon'_r \approx \varepsilon_r = \left( \frac{c_0 \cdot t}{z} \right)^2 \quad (3.14)$$

mit  $\varepsilon'_r$  : Realteil der Permittivitätszahl  
 $\varepsilon_r$  : Permittivitätszahl  
 $c_0$  : Lichtgeschwindigkeit im Vakuum  
 $t$  : Laufzeit der Welle  
 $z$  : Laufstrecke der Welle

Ein TDR-Messsystem besteht aus einem Impulsgenerator, der über einen Computer gesteuert wird und an den die Sonden angeschlossen sind. Bei den verwendeten Sonden handelt es sich um einen Zweistableiter (vgl. Abbildung 3.14 oben) mit einem Stabdurchmesser von 4 mm und einer Stablänge von 10 cm. Für die Messungen wurden die Sondenstäbe in den Probekörper gesteckt, wozu parallele Bohrlochpaare in dem exakten Abstand der Sondenstäbe einzubringen waren. Der verwendete Impulsgenerator ist ein TDR/MUX/mpts-Gerät der Firma EasyTest.

Aus dem Reflektionsbild eines elektromagnetischen Pulses, der durch Verbindungskabel, Sondenkörper und Sondenstäbe läuft, kann auf die Laufzeit des Impulses geschlossen werden (vgl. Abbildung 3.14). Mit Gleichung 3.14 ist im Anschluss die Permittivität des durchlaufenden Materials zu ermitteln.

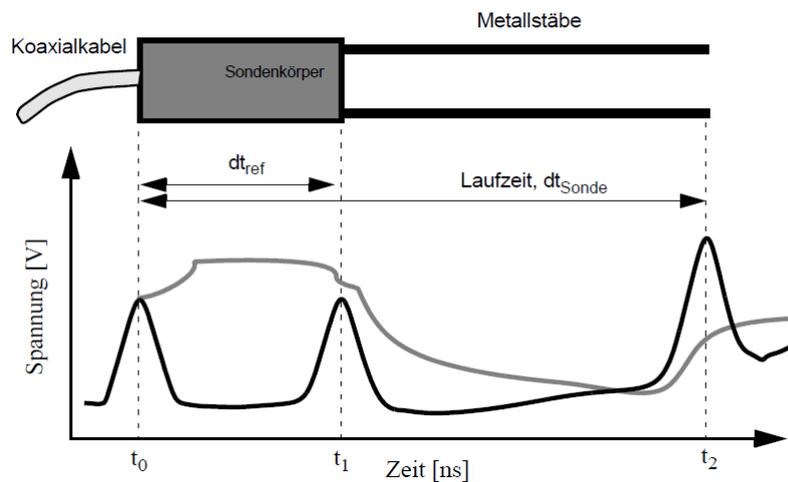


Abbildung 3.14: Darstellung der verwendeten TDR-Sonden mit einem schematischen Reflektionsbild eines (grau) stufenförmigen bzw. (schwarz) nadelförmigen Impulses [159]

### 3.3.8 Kernspinresonanzspektroskopie

Die Kernspinresonanzspektroskopie (NMR = nuclear magnetic resonance) wurde im Rahmen einer Messreihe zur Untersuchung des Einflusses der zyklischen Druckbelastung auf den Stofftransport eingesetzt. Sie beruht auf dem, erstmals 1946 von Felix Bloch und Edward Mills Purcell unabhängig voneinander nachgewiesenen Effekt der magnetischen Kernresonanz [160]. Atomkerne haben einen Eigendrehimpuls (Spin) [161], wodurch sie um eine Achse rotieren, ähnlich der Erdrotation. Die Rotation ist mit einem magnetischen Moment nach Gleichung 3.15 verknüpft [161].

$$\mu = \gamma P \quad (3.15)$$

mit  $P$  : Eigendrehimpuls  
 $\mu$  : magnetisches Moment  
 $\gamma$  : gyromagnetisches Verhältnis (Elementkonstante)

Feuchtegehaltsmessungen mittels NMR beruhen auf der Analyse der Anzahl an Wasserstoffkernen ( $^1\text{H}$ ). Wird der zu messende Stoff mit den enthaltenen Wasserstoffkernen in einem statischen Magnetfeld positioniert, richten sich die Spins und somit auch die magnetischen Momente in diesem Feld aus und das magnetische Moment präzediert um den Richtungsvektor des Magnetfeldes.  $^1\text{H}$ -Kerne können dabei zwei Zustände annehmen, die sich in ihrem energetischen Niveau unterscheiden. Einerseits ist eine parallele Ausrichtung (niedrigeres Energieniveau) und andererseits eine antiparallele Ausrichtung (höheres Energieniveau) zum Magnetfeldvektor möglich. Für eine Änderung der Ausrichtung ist also zusätzliche Energie erforderlich, bzw. wird Energie frei. [160]

Bei einem NMR-Experiment ist die Lamorfrequenz  $\omega_0$  eine entscheidende Größe. Sie beschreibt die Frequenz, mit der die magnetischen Momente der Kerne um den Richtungsvektor des statischen Magnetfeldes präzedieren. Dabei ist sie von einem elementenspezifischen gyromagnetischen Verhältnis  $\gamma$  sowie der Stärke des Magnetfeldes  $B_0$  abhängig (Gleichung 3.16). [162]

$$\omega_0 = 2\pi\nu_0 = \gamma B_0 \quad (3.16)$$

mit  $\omega_0$  : Präzessionsfrequenz (Lamorfrequenz) als Kreisfrequenz  
 $\nu_0$  : Präzessionsfrequenz (Lamorfrequenz)  
 $B_0$  : Stärke des statischen Magnetfeldes  
 $\gamma$  : gyromagnetisches Verhältnis (Elementkonstante)

Die Abbildung 3.15 zeigt schematisch einen Ausschnitt von mehreren Kernen. Einige präzedieren im niederenergetischen parallelen und andere im höherenergetischen antiparallelen Zustand. Bei Temperaturen zwischen 20 °C und 25 °C überwiegt die Anzahl der parallel ausgerichteten Spins leicht [161]. Hieraus ergibt sich eine Gesamtmagnetisierung aller Kerne in Richtung des Magnetfeldvektors.

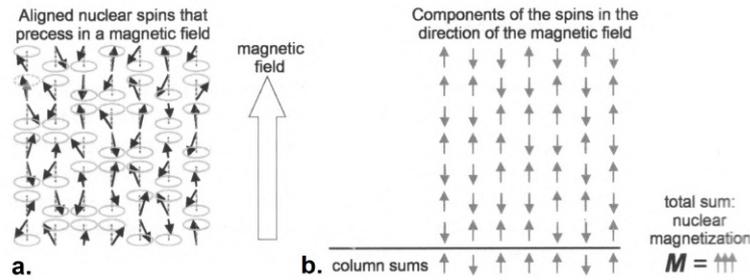


Abbildung 3.15: Schematische Darstellung der Gesamtmagnetisierung mehrerer Kernspins in einem statischen Magnetfeld [162]

Das Verhältnis der Anzahl der Spins in den verschiedenen Zuständen ergibt sich nach Gleichung 3.17 und ist abhängig von dem Energieunterschied zwischen den zwei Zuständen sowie der absoluten Temperatur [162]:

$$\frac{n_{\downarrow}}{n_{\uparrow}} = e^{-(E_{\downarrow}-E_{\uparrow})/k_B T} \quad (3.17)$$

- mit  $E_{\downarrow}$  : Energie im antiparallelen Zustand [J]  
 $E_{\uparrow}$  : Energie im parallelen Zustand [J]  
 $k_B$  : Boltzmann-Konstante (=  $1,3805 \cdot 10^{-23}$  J/K)  
 $T$  : absolute Temperatur [K]

Die am statischen Magnetfeld  $B_0$  ausgerichtete Gesamtmagnetisierung der Spins ist durch ein zusätzliches Magnetfeld  $B_1$ , welches rechtwinklig dazu angeordnet ist, aus seiner Richtung auslenkbar. Dieses Magnetfeld wird durch einen elektromagnetischen Puls in einer Spule induziert. Zur Durchführung eines NMR-Experimentes muss dieses zusätzliche Magnetfeld, bzw. die induzierende elektromagnetische Welle mit der richtigen Frequenz einwirken. Diese Frequenz entspricht der oben beschriebenen Larmorfrequenz. [161]

Das zusätzliche Magnetfeld bewirkt zum einen, dass es durch die zugeführte Energie zu Übergängen von Spins vom niedrigeren in den höher energetischen Zustand kommt. Dies bringt die Gesamtmagnetisierung aus dem thermodynamischen Gleichgewicht. Die Wahl der richtigen Pulslänge  $t_p$  und Stärke  $B_1$  des eingestrahlten Feldes führt zu einem Gleichgewicht zwischen parallelen und antiparallelen Zuständen, sodass die Magnetisierung in Richtung des statischen Magnetfeldes verschwindet (Abbildung 3.16). [161]

Zum anderen führt das zusätzliche Feld dazu, dass ein Teil der Spins, die zuvor statistisch verteilt um die z-Achse präzedierten, in Phasenkohärenz versetzt werden (Abbildung 3.17). Dadurch entsteht eine Komponente der Gesamtmagnetisierung, die mit der Larmorfrequenz in der x-y-Ebene um die z-Achse rotiert. Die einstrahlende Spule kann die Magnetisierung in der x-y-Ebene als Amplitude messen, wogegen die Magnetisierung in z-Richtung nicht messbar ist. Ein solcher Puls wird als 90 °-Puls bezeichnet [161].

3 Untersuchungsprogramm und -methoden

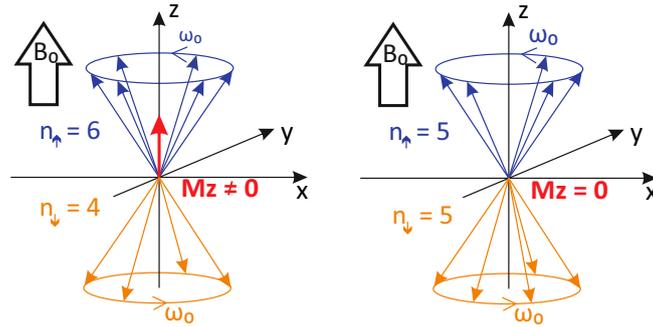


Abbildung 3.16: Schematische Darstellung des Übergangs von Spins vom Zustand niedriger Energie zum Zustand höherer Energie und Veränderung der Gesamtmagnetisierung  $M_z$   
 Links: Thermodynamisches Gleichgewicht  
 Rechts: Nach dem Einstrahlen der elektromagnetischen Welle

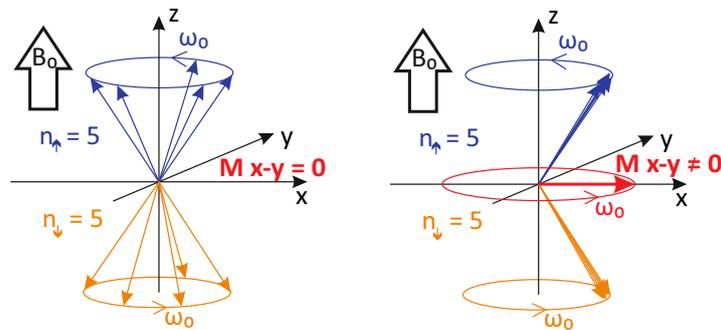


Abbildung 3.17: Schematische Darstellung der Entstehung einer Magnetisierungskomponente in der  $x$ - $y$ -Ebene durch Phasenkohärenz  
 Links: Statistisch verteilte Kernspins  
 Rechts: Phasenkohärenz nach dem Einstrahlen der elektromagnetischen Welle

Unmittelbar nach der Anregung durch die Einstrahlung der elektromagnetischen Welle beginnt das System zu relaxieren. Dabei kehrt es in sein thermodynamisches Gleichgewicht zurück. Die dafür benötigte Zeit wird als Relaxationszeit bezeichnet, wobei hier zwei Relaxationszeiten unterschieden werden. Die Unterscheidung beruht auf der Umkehr der zwei zuvor beschriebenen Effekte, die zwar zu differenzieren sind, jedoch gleichzeitig stattfinden. Die als longitudinale Relaxationszeit ( $T_1$ ) bezeichnete Zeit, beschreibt die Dauer des Wiederaufbaus der Gesamtmagnetisierung ( $M_z$ ) der Spins in Richtung des statischen Magnetfeldvektors. Da hierbei Energie an das umgebende Gitter abgegeben wird, wird dieser Prozess auch als Spin-Gitter-Relaxation bezeichnet. Die Dauer der Abnahme der Gesamtmagnetisierung in der x-y-Ebene bis auf Null wird als transversale Relaxationszeit ( $T_2$ ) bezeichnet. Sie ist direkt von der Spule messbar und auf die Dephasierung der Spins zurückzuführen. Die Dephasierung ist hauptsächlich Folge der gegenseitigen Beeinflussung der Magnetisierungen der einzelnen Kerne im angeregten Volumen und wird daher auch als Spin-Spin-Relaxation bezeichnet. [161, 162]

Neben den Relaxationszeiten, die vor allem Rückschlüsse auf die Bindungszustände der Wassermoleküle erlauben, ist ein weiterer Parameter, der insbesondere für die Feuchtemessung relevant ist, durch ein NMR-Experiment ermittelbar. Die Anfangsamplitude der Magnetisierung in der x-y-Ebene zum Zeitpunkt  $t=0$  nach der Anregung des Systems ist proportional zur Anzahl der Elementkerne bzw. zur Kerndichte im angeregten Volumen und im Fall der  $^1\text{H}$ -NMR-Spektroskopie somit auch zum Feuchtegehalt [162].

Das durch den Puls angeregte Volumen wird auch als „sensitives Volumen“ bezeichnet. Es ist abhängig von der Sensorgeometrie. In der Regel weisen die statischen Magnetfelder einen Gradienten der Feldstärke auf, der orts aufgelöste Informationen zur Lage des sensitiven Volumens ermöglicht, die für die spätere Auswertung von z.B. Tiefenprofilen relevant sind. Mit einer bestimmten Frequenz werden nur die Kerne am Ort einer bestimmten Magnetfeldstärke angeregt. Da dieser durch den künstlich angelegten Gradienten bekannt ist, ist ein gemessenes Signal einem bestimmten Ort zuzuordnen. Das ermöglicht die Erstellung von orts aufgelösten Messergebnissen (z.B. Tiefenprofile in Baustoffen).

Im Rahmen einer Messreihe wurde die Möglichkeit genutzt, ein an der BAM neu angeschafftes NMR-Gerät der Firma *pure devices* zur Ermittlung von zeitabhängigen Feuchteprofilen während kapillarer Saugversuche zu verwenden. Das statische Magnetfeld des Gerätes hat eine Stärke von 0,21 T, wodurch sich eine Larmofrequenz der Wasserstoffkerne von 8,966 MHz ergibt. Der maximal messbare Probendurchmesser beträgt 70 mm.

#### 3.3.9 Laserinduzierte Plasmaspektroskopie

Die Laserinduzierte Plasmaspektroskopie LIBS (engl.: laser-induced breakdown spectroscopy) wurde in dieser Arbeit neben der nasschemischen Analyse genutzt, um im Rahmen der Stofftransportuntersuchungen den Eintrag von Natrium- und Chloridionen in das Betongefüge beurteilen zu können. Erste LIBS-Untersuchungen erfolgten in den 1960er Jahren, wobei sich die Methode in der chemischen Analytik erst in den 1980er Jahren durch die Weiterentwicklung von Lasern und Detektoren etablierte [163]. Das Verfahren ermöglicht die Analyse der Elementverteilungen an Oberflächen.

Hierzu dient ein gepulster Laserstrahl, der auf die zu untersuchende Oberfläche gerichtet ist. Durch die hohe Energie des Lasers verdampfen wenige  $\mu\text{g}$  des Materials und es entsteht ein Plasma. Kühlt dieses ab, kehren die angeregten Atome in ihren Ausgangszustand zurück und emittieren eine elementspezifische Strahlung. Die Strahlung wird mit-

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

tels einer optischen Faser zu einer Kamera mit angeschlossenem Spektrometer geleitet. Das Spülen der Messumgebung mit Helium verhindert dabei Staubablagerungen auf der optischen Faser. Zudem lassen sich hierdurch bestimmte Signalintensitäten (z.B. Chlor) verstärken [164]. Weniger interessante Wellenlängen sind durch Filtern der Strahlung vor der Aufnahme mit der Kamera eliminierbar. Die hohe Energie des Lasers führt zu einem vollständigen Aufbrechen aller chemischen Verbindungen, wodurch nur die Analyse einzelner Elemente und nicht ihrer Bindungszustände möglich ist [165]. Durch eine spektrale Analyse können aus der Strahlung Linienspektren erstellt werden. Dies lässt, durch die Auswertung der Intensitäten der einzelnen Wellenlängen, Schlüsse auf die Elementverteilung des verdampften Plasmas zu, da jedes Element eine Strahlung mit bestimmter Wellenlänge aussendet. Somit gehört das LIBS-Verfahren zu den analytischen Methoden der Atomemissionsspektroskopie [166].

Der grundsätzliche Messaufbau ist beispielhaft in Abbildung 3.18 dargestellt. Zur Ermittlung von Elementprofilen einer Oberfläche, ist diese durch den Laser abzurastern. Die Fokussierung des Lasers steuert dabei die Größe der Bildpunkte der abgerasterten Fläche. Durch die Bildung des Mittelwertes einer abgerasterten Zeile können z.B. Eindringprofile bestimmter Elemente in das analysierte Material erstellt werden. Hierzu muss der Probekörper eine möglichst frische Schnittfläche in Richtung des Transportweges der eindringenden Ionen aufweisen. Diese wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit im Trockenschnittverfahren hergestellt, um ein Auswaschen der Oberfläche zu verhindern.

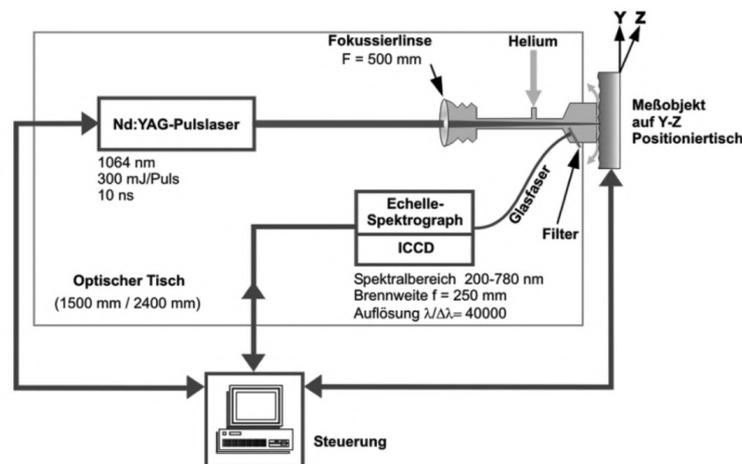


Abbildung 3.18: Schematischer Messaufbau eines LIBS-Systems [165]

Da der Stofftransport bei den hier verwendeten dichten Zuschlägen hauptsächlich in der Zementsteinmatrix stattfindet, ist es sinnvoll, diese von der Analyse auszuschließen. An dieser Stelle zeigt sich ein Vorteil der LIBS-Methode gegenüber anderen Analyseverfahren, indem die grobe Gesteinskörnung weitestgehend bei der Ermittlung der Profile eliminiert werden kann. Das ist bei der nachgehenden Auswertung der Daten unter Zuhilfenahme der Calciumverteilung möglich. Die Zementsteinmatrix weist in der Regel einen deutlich höheren Calciumanteil auf als die Gesteinskörnung, wodurch sie sich bei der Betrachtung der Calciumverteilung lokalisieren lässt. Abbildung 3.19a zeigt die Oberfläche einer Betonprobe. Der markierte Bereich wird mit LIBS analysiert und die Calciumverteilung der Fläche erstellt (Abbildung 3.19b). Durch die Festlegung eines unteren Grenzwertes der Calciumkonzentration sind Bildpunkte der groben Gesteinskörnung auszuschließen (Ab-

bildung 3.19c). Die Lage dieser auszuschließenden Bildpunkte stimmt gut mit der Lage der Gesteinskörnungen überein. Im Anschluss kann die Ortsinformation der auszuschließenden Bildpunkte auf die Analyse der gewünschten Elementverteilungen übertragen werden.

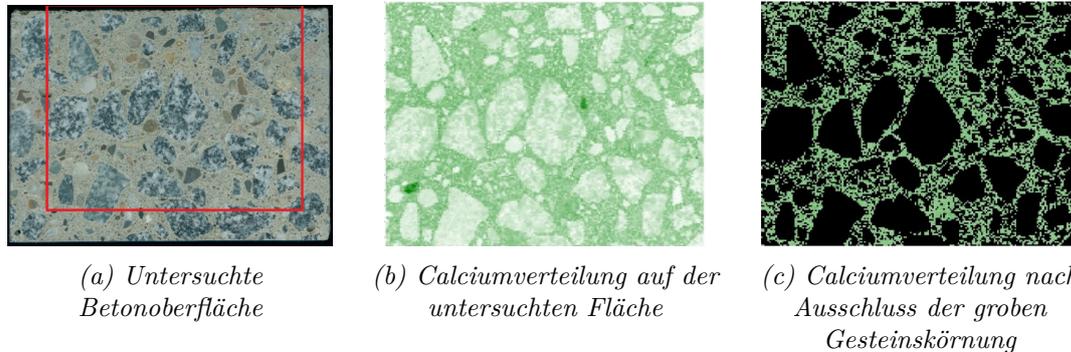


Abbildung 3.19: Ausschluss der groben Gesteinskörnung bei den LIBS-Messungen durch das Calciumkriterium

Bei den Untersuchungen kommt ein kommerziell erhältliches FiberLIBS-lab-Messsystem der Firma SECOPTA analytics zum Einsatz.

### 3.4 Angewandte AKR-provozierende Lagerungen

Der nachfolgende Abschnitt dient der Beschreibung der klimatischen Randbedingungen und Abläufe der angewandten AKR-provozierenden Lagerungen.

#### 3.4.1 60 °C-Betonversuch

Neben der Charakterisierung der verwendeten Gesteinskörnung nach Alkali-Richtlinie (Abschnitt 3.2.4), wurde der 60 °C-Betonversuch für die Untersuchungen an den im Rahmen dieser Arbeit verwendeten, projektspezifischen Betonen herangezogen. Er diente zum einen zur Untersuchung des **reinen Einflusses der Degradation** auf die Schadensentwicklung der AKR (Betonart D4). Hierbei wurde sowohl die zyklische Biegezug- als auch die zyklische Druckdegradation untersucht, um eine Aussage über den Einfluss bei unterschiedlichen Schädigungsgraden bzw. -arten machen zu können. Zum anderen wurde mit ihm der Einfluss der mechanischen Ermüdungsbelastung mit **simultane NaCl-Lösungseintrag** über die Zugseite eines zyklischen Biegebalkens betrachtet (Betonart D1).

Für den 60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie [17] werden jeweils drei Proben ( $28 \times 7,5 \times 7,5 \text{ cm}^3$ ) der zu prüfenden Gesteinskörnung nach vorgegebener Rezeptur hergestellt. Dabei sind an den Stirnseiten Messmarken aus Edelstahl für die anschließenden Längenmessungen einzubetonieren. Einen Tag nach der Herstellung erfolgt nach 30-minütiger Lagerung in einem auf 20 °C temperierten Wasserbad die Nullmessung (Länge, Masse) und Einlagerung auf Gitterrosten über einem Wasserbad in verschlossenen Edelstahlbehältern. Die Behälter wiederum lagern in einer AKR-Prüftruhe, in der sich ebenfalls ein Wasserbad befindet, welches zur Einstellung einer Lufttemperatur von 60 °C beheizt ist. Hierdurch stellt sich sowohl in der AKR-Prüftruhe als auch in den jeweiligen Behältern ein Klima von 60 °C und einer relativen Luftfeuchte von  $\geq 98 \%$  ein. Alle 28 Tage nach

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

der Nullmessung findet eine weitere Messung bis zu einer Lagerungsdauer von insgesamt 140 Tagen statt. Für die Messungen werden die Behälter aus der Prüfruhe entnommen und bei 20 °C und 65 % relativer Feuchte für 24 Stunden heruntergekühlt. Es erfolgen Längenmessungen zur Bestimmung der Dehnungen sowie die Kontrolle der Massen um ein starkes Austrocknen der Proben erkennen zu können. Nach der Messung werden die Prüfkörper erneut in den Behältern in der Truhe eingelagert. Übersteigen die Dehnungen der Proben innerhalb der Lagerungsdauer einen Wert von 0,3 mm/m, gilt die Gesteinskörnung als alkalireaktiv. Zur Veranschaulichung zeigt Abbildung 3.20 die klimatischen Randbedingungen während eines Zyklus des 60 °C-Betonversuches.

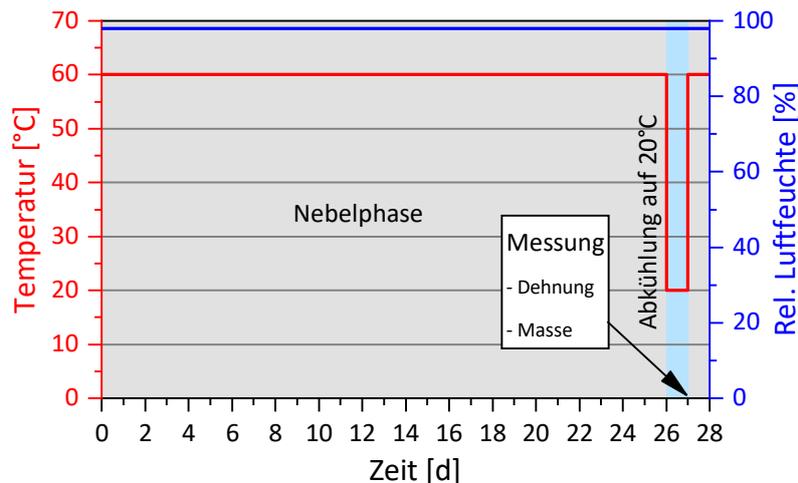


Abbildung 3.20: Darstellung der klimatischen Randbedingungen des 60 °C-Betonversuches

#### 3.4.2 Nebelkammerlagerung

Die Nebelkammerlagerung kam einerseits zur Charakterisierung der verwendeten Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie zum Einsatz (Abschnitt 3.2.4). Andererseits wurde sie neben dem 60 °C-Betonversuch bei den Untersuchungen zum Einfluss der ermüdungsbedingten Degradation mit **simultanem NaCl-Lösungseintrag** über die Zugseite eines zyklischen Biegebalkens angewandt (Betonart D1).

Im Rahmen der Nebelkammerlagerung nach Alkali-Richtlinie [17] sind drei Prismen ( $50 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ ) und ein Würfel ( $30 \times 30 \times 30 \text{ cm}^3$ ) mit der zu untersuchenden Gesteinskörnung nach vorgegebener Rezeptur herzustellen. Auch hier erhalten die Prismen an den Stirnseiten einbetonierte Messmarken für die Längenmessungen. Einen Tag nach der Herstellung erfolgt die Nullmessung (Längen, Massen) der Prismen und die Einlagerung aller Proben in eine Klimakammer mit einer Temperatur von 40 °C. Die Einstellung einer relativen Luftfeuchte von 100 % geschieht in der Kammer durch Wasservernebelung. Im Alter von zwei, sieben und 28 Tagen erfolgt eine weitere Messung. Die anschließenden Messtermine folgen in Abständen von jeweils weiteren 28 Tagen bis zu einer Lagerungsdauer von insgesamt 273 Tagen. Hierzu werden die Proben einzeln aus der Kammer entnommen. Die Messungen erfolgen bei 20 °C unmittelbar nach der Entnahme, um ein zu starkes Austrocknen und Abkühlen der Proben zu verhindern. Neben der Dehnung der Prismen gilt die Rissweite an den Würfeln als Kriterium für die Einstufung der verwendeten Gesteinskörnung. Übersteigt die Dehnung der Prismen einen Wert von 0,6 mm/m oder die

Rissweite am Würfel 0,2 mm, gilt die Gesteinskörnung als alkalireaktiv. Abbildung 3.21 zeigt die klimatischen Randbedingungen während der Nebelkammerlagerung.

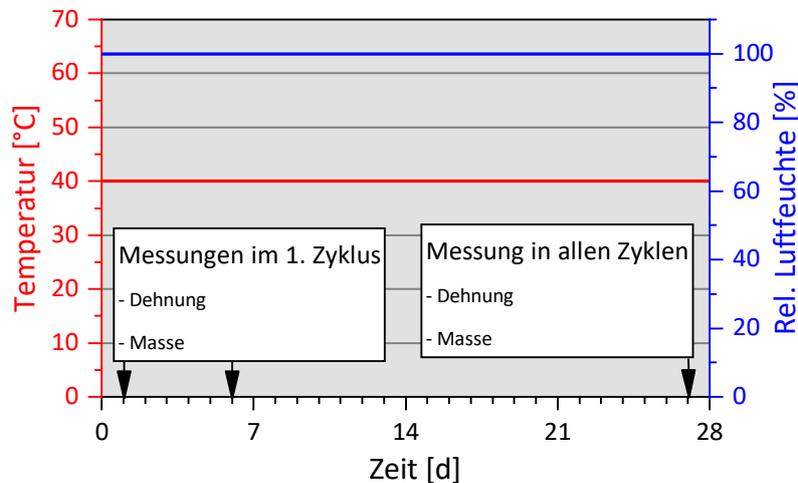


Abbildung 3.21: Darstellung der klimatischen Randbedingungen der Nebelkammerlagerung

### 3.4.3 Klimawechsellagerung

Die Klimawechsellagerung [57, 58] kam zur Untersuchung des Einflusses der Vorschädigung auf die AKR-Entwicklung bei **externer Alkalizufuhr während der Lagerung** zum Einsatz. Sie dient vordergründig zur Beurteilung von Fahrbahndeckenbetonen bzw. Flugbetriebsflächen, bei denen mit einer externen Alkalizufuhr in Form von Tausalzen zu rechnen ist [57]. Auf Grund der häufig wechselnden und vielseitigen klimatischen Randbedingungen ist sie als vergleichsweise aggressive AKR-Prüfung anzusehen. Daher wurde im Rahmen der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung das gegenüber der Grauwacke etwas geringer reaktive Gemisch aus Granodiorit und Oberrhein-Kies (Betonart C1) eingesetzt. Zudem fand die zwar im Vergleich zur Druckbelastung geringere, jedoch im Hinblick auf die Belastung von Fahrbahndecken praxisnähere Vorschädigung durch die zyklische Biegezugbelastung Anwendung.

Die Klimawechsellagerung ist mittlerweile in den Technischen Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigung-Betonbauweisen (TP B-StB Teil 1.1.10) [65] verankert. Pro Serie erfolgt die Herstellung von sechs Probekörpern ( $40 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ ) mit an den Stirnseiten einbetonierten Messmarken. Diese werden nach einer siebentägigen Vorlagerung und Präparation zwölf Zyklen der Klimawechsellagerung unterzogen. Im Rahmen der Präparation der Proben erhalten sie einen Neoprenrand um die obere Fläche, um diese Fläche mit einer Prüflösung beaufschlagen zu können. Zudem werden die Stirnseiten abgedichtet. Ein Zyklus der Lagerung besteht jeweils aus einer Trocknungsphase mit Temperaturen zwischen 5 und 65 °C und einer niedrigen relativen Luftfeuchte, einer Nebelphase mit einer Temperatur von 45 °C und einer relativen Luftfeuchte von 100 % sowie einer Frost-/Tauphase mit wechselnden Temperaturen zwischen +20 und -25 °C (vgl. Abbildung 3.22). Die Nullmessung der Proben erfolgt nach der ersten Trocknungsphase, die im Probenalter von sieben Tagen beginnt. Nach der Nullmessung werden je drei Prüfkörper mit deionisiertem Wasser und drei Prüfkörper mit Tausalz (i.d.R. 3,6 %ige NaCl-Lösung) beaufschlagt. Es folgt die Nebelphase mit anschließender Frost-Tauwechselphase. Die während der anschließenden

### 3 Untersuchungsprogramm und -methoden

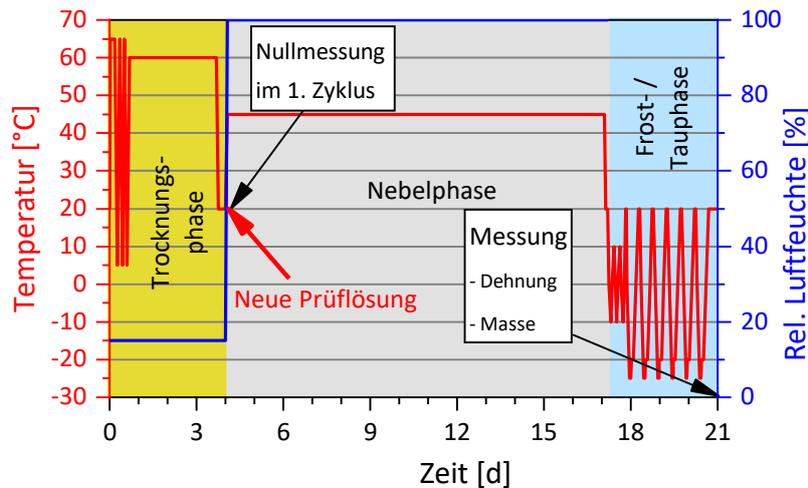


Abbildung 3.22: Darstellung der klimatischen Randbedingungen der Klimawechsellagerung

Trocknungsphase verdampfte Prüflösung wird nach jedem Zyklus erneuert. Die weiteren, nach der Nullmessung stattfindenden Messungen erfolgen am Ende jedes Zyklus. Hierfür werden die Proben zunächst auf 20 °C temperiert und die Prüflösung abgesaugt. Nach der Messung ist sie wieder auf den jeweiligen Prüfkörper aufzubringen. Im Rahmen der Messtermine erfolgt die Bestimmung der Längen für die Dehnungsentwicklungen sowie die Ermittlung der Massen. Die in der TP B-StB Teil 1.1.10 beschriebene Vorgehensweise sieht nach Abschluss der zwölf Zyklen der Klimawechsellagerung die Prüfung der statischen E-Moduln der Prüfkörper vor. Zudem ist für jede Prüflösung ein Dünnschliff aus einem Probekörper zu gewinnen und mikroskopisch zu analysieren.

#### 3.4.4 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr

Der 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr kam wie die Klimawechsellagerung zur Untersuchung des Einflusses der Vorschädigung auf die AKR-Schadensentwicklung bei **externer Alkalizufuhr während der Lagerung** zur Anwendung. Um die Untersuchungen der Betonart C1 in der Klimawechsellagerung auf eine breitere Basis zu stellen wurden zunächst Proben des gleichen Balkens auch im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr untersucht. Zusätzlich kam die reaktivere Betonzusammensetzung mit der Grauwacke zum Einsatz. Durch das externe Zuführen von Alkalien während der Prüfung wurde hier ein Zement mit niedrigem Alkaliäquivalent verwendet (Betonart D1). Aufgrund der geringen benötigten Probekörperabmessungen in diesem Versuch erfolgte zudem die Untersuchung von im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern. Hierdurch war analog zur Untersuchung der reinen Rissbildung eine Aussage zum Einfluss von unterschiedlichen Vorschädigungsgraden bzw. -arten möglich.

Auch der 60 °C-Betonversuch hat Eingang in die Technischen Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigung-Betonbauweisen (TP B-StB Teil 1.1.09) [64] gefunden. Für die Prüfung sind sechs Probekörper (28 x 7,5 x 7,5 cm<sup>3</sup>) mit an den Stirnseiten einbetonierten Messmarken herzustellen. Nach dem Ausschalen im Alter von einem Tag folgt eine 28-tägige Vorlagerung zunächst mit der Einlagerung je dreier Prüfkörper in verschlossenen Edelstahlbehältern analog zum 60 °C-Betonversuch. Die Behälter bleiben für sechs Tage in einer Umgebungstemperatur von 20 °C. Durch das Wasserbad in den Behältern soll

sich eine relative Luftfeuchte von >95 % einstellen. Anschließend erfolgt die Entnahme der Proben aus den Behältern und sie lagern für 14 Tage im Normklima (20 °C und 65 % relative Luftfeuchte). Danach folgt eine sechstägige Lagerung in den Behältern bei 60 °C und >98 % relativer Luftfeuchte in einer AKR-Prüfruhe analog zum 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr. Am Ende der sechs Tage erfolgt nach 24-stündigem Abkühlen der Behälter die Nullmessung der Proben. Nach der Nullmessung durchlaufen die Proben zehn Zyklen einer 14-tägigen Wechsellagerung (vgl. Abbildung 3.23).

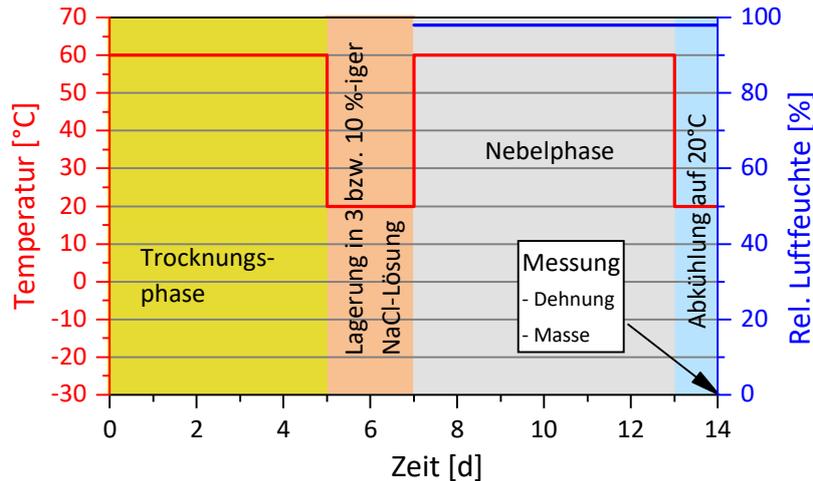


Abbildung 3.23: Darstellung der klimatischen Randbedingungen des 60 °C-Betonversuchs mit externer Alkalizufuhr

Die Wechsellagerung besteht aus einer Trocknungsphase bei 60 °C in einem Trockenschrank, einer zweitägigen Lagerung eingetaucht in 3 bzw. 10 %ige NaCl-Lösung sowie einer Nebelphase in den Edelstahlbehältern und der AKR-Prüfruhe bei 60 °C und >98 % relativer Luftfeuchte analog zur Vorlagerung. Es sind jeweils drei Prüfkörper in die verschiedenen Lösungen einzutauchen. Vor den Messterminen am Ende jedes Zyklus werden die Behälter aus der AKR-Prüfruhe entnommen und für 24 Stunden abgekühlt. Nach den Messungen, die die Längen- und Massenermittlung der Proben umfassen, folgt der nächste Zyklus. Die in der TP B-StB beschriebene Vorgehensweise sieht zudem die mikroskopische Analyse eines Dünnschliffes je Prüflösung nach dem Ende der zehn Zyklen der Wechsellagerung vor.



# 4 Versuchsdurchführung

## 4.1 Mechanische Ermüdungsbelastungen

### 4.1.1 Vorgeschaltete zyklische Vier-Punkt-Biegezugbelastung

Die im Folgenden dargestellte Versuchsdurchführung diente der definierten Vorschädigung der großformatigen Betonbalken in einem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch für die nachfolgenden Untersuchungen. Bei diesem Szenario der Vorbelastung wurde versucht, die Spannungszustände nah an möglichen realen Belastungen in Fahrbahnplatten zu wählen. Der Aufbau dieses Versuches erfolgte in Anlehnung an vorangegangene Forschungsarbeiten [97, 167]. Beim statischen System handelt es sich um einen Balken auf zwei Stützen mit Kragarmen an den Enden. In den Kragarmen erfolgte die Lasteinleitung so, dass sich die auf Zug beanspruchte, mit einem Besenstrich versehene Seite oben befand. Das statische System sowie der Versuchsstand sind in Abbildung 4.1 dargestellt.

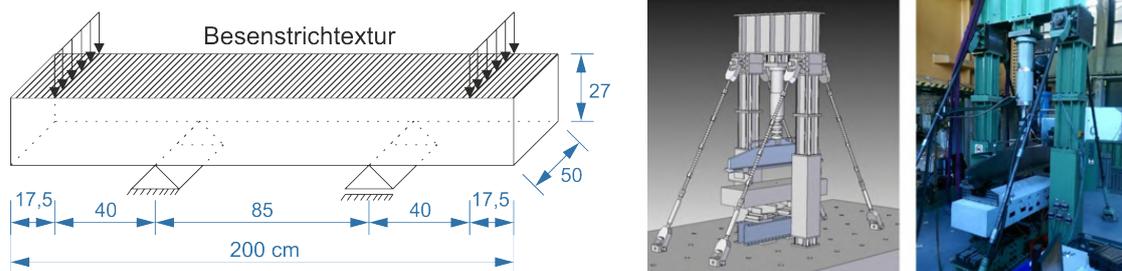


Abbildung 4.1: Statische System und Versuchsstand der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

Die beschriebene Versuchsanordnung führt zu einem konstanten Biegemoment zwischen den beiden Auflagern. Hierdurch konnten aus diesem Bereich relativ gleichmäßig belastete bzw. vorgeschädigte Probekörper für die nachfolgenden Untersuchungen gewonnen werden. Darüber hinaus bot dieser Aufbau die Möglichkeit, einen Belastungsversuch mit einer gleichzeitig auf der auf Zug beanspruchten Oberseite aufstehenden Prüflösung durchzuführen (vgl. hierzu Abschnitt 4.3.2). Um eine ausreichende Hydratation und Vergleichbarkeit der einzelnen Balken zu erzielen, erfolgten die Versuche in einem Alter des Betons von jeweils mindestens 56 Tagen. Bis zu diesem Alter wurden die Balken in Folie eingepackt gelagert (vgl. Abschnitt 3.2.2). Durch begleitende Messungen während des Versuches wurden der Verlauf und das Ausmaß der ermüdungsinduzierten Betondegradation bestimmt. Die Messungen beinhalteten die Schallemissionsanalyse, das Erfassen der Dehnungen an der Unterseite des Balkens sowie die Analyse der Laufzeit einer Ultraschallwelle an der maximal auf Zug beanspruchten Oberseite des Balkens zur Ermittlung der Entwicklung des dynamischen E-Moduls. Die Anordnung der Dehnmessstreifen (DMS) und der Sensoren für die Schallemissionsanalyse (SEA) zeigt Abbildung 4.2. Die Erfassung der Ultraschalllaufzeit (US) erfolgte in dem dargestellten Raster mit einem Handgerät. Genaueres zu den einzelnen Verfahren ist Abschnitt 3.3 zu entnehmen.

#### 4 Versuchsdurchführung

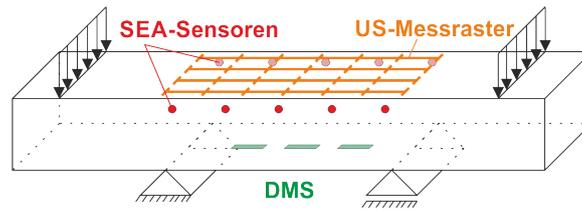


Abbildung 4.2: Messanordnung zur Charakterisierung der Degradation während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

Die in Anlehnung an Sievering [97] festgelegte Lastfunktion sollte die Überlagerung von Wölb- und Eigenspannungen infolge klimatischer Einflüsse mit Zugspannungen an der Oberseite (z.B. kalter Gewitterregen im Sommer) mit hochfrequenten Verkehrsbelastungen simulieren. Hierzu wurde eine Mittelspannung ( $\sigma_m$ ) definiert, die die Spannungen aus klimatischen Einflüssen repräsentierte. Zur Simulation der Verkehrsbelastung wurde eine sinusförmige Funktion mit einer Amplitude von  $1 \text{ N/mm}^2$  zwischen Ober- ( $\sigma_o$ ) und Unterspannung ( $\sigma_u$ ) angesetzt (vgl. Abbildung 4.3). Die Amplitude entspricht etwa der Spannung, die aus der Kraft eines Rades bei einer Achslast von 11,5 t resultiert [97].

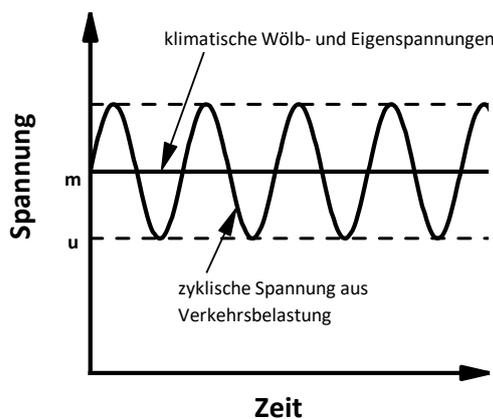


Abbildung 4.3: Überlagerung der klimatisch induzierten Wölb- und Eigenspannung mit der Spannung aus Verkehrsbelastung während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

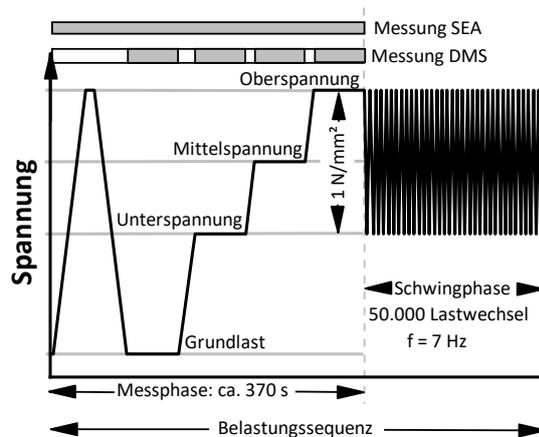


Abbildung 4.4: Lastfunktion und Phasen während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

Insgesamt wurden in jedem Versuch fünf Millionen Lastwechsel aufgebracht. Versuche mit einer höheren Oberspannung als 50 % der Biegezugfestigkeit des Betons führten regelmäßig zum vorzeitigen Versagen der Prüfkörper, wodurch sie unbrauchbar für die nachfolgenden Untersuchungen waren. Aus diesem Grund wurde die Oberspannung in den durchgeführten zyklischen Biegezugversuchen auf 50 % der Biegezugfestigkeit beschränkt. Durch die reine mechanische Beanspruchung der Balken im Biegezugversuch lässt sich nur

ein linearer Spannungsverlauf über die Balkenhöhe erzeugen, der den in der Realität mit einem nicht linearen Anteil auftretenden Spannungszustand nur annähernd beschreibt.

Zur Festlegung der Oberspannung wurden separat hergestellte Biegezug-Prüfkörper mit den Abmessungen  $60 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$  herangezogen, deren Lagerung analog zu dem jeweiligen Balken in Folie eingepackt erfolgte (vgl. Abschnitt 3.2.2). Kurz vor dem Versuchsstart des großformatigen Balkens dienten sie der Bestimmung der Biegezugfestigkeit und der Festlegung der Oberspannung in Höhe von 50 % der ermittelten Werte. Die manuellen Ultraschallmessungen erfolgten vor Beginn der Versuche sowie nach einer, zwei, dreieinhalb und fünf Millionen Lastwechseln. Hierfür pausierte der Versuch jeweils. Die Dehnungs- und Schallemissionsmessungen liefen automatisiert und von der Prüfmaschine gesteuert ab. Dazu waren alle 50.000 Lastwechsel Messphasen vorgesehen. Nach einmaliger Belastung bis zur Oberspannung während der Messphasen wurden anschließend verschiedene Lastniveaus angefahren und kurzzeitig gehalten (vgl. Abbildung 4.4). Beim Halten der Lastniveaus wurde die Dehnungsmessung aktiviert, um die Dehnungswerte in den unterschiedlichen Lastniveaus differenzieren zu können. Die Messung der Schallemissionen erfolgte während der gesamten Messphase. Bei der in Abbildung 4.4 dargestellten Grundlast handelt es sich um eine geringe Belastung, die versuchstechnisch nötig ist. Sie soll das Abheben des Lastschwertes verhindern, um somit ein unkontrolliertes, schnelles Aufbringen der Last im Anschluss auf Grund der Kraftsteuerung des Versuches zu vermeiden. Die Lastwechsel in den Schwingphasen, die die Verkehrsbelastung simulierten, erfolgten mit einer Frequenz von 7 Hz. Ein Zyklus aus Mess- und Schwingphase wurde als Belastungssequenz definiert (vgl. Abbildung 4.4). Aufgrund der starken Schädigungsevolution zu Beginn der zyklischen Belastungsversuche startete der reguläre Versuchsablauf erst nach Durchlaufen von zunächst acht Messphasen. Nach jeder Messphase war eine Pause für die Ultraschallmessungen angeordnet. Dieses Vorgehen ermöglichte eine detailliertere Beschreibung des Schädigungsprozesses in der Periode, in der der Schädigungsfortschritt am größten ist. Zur besseren Veranschaulichung ist in Abbildung 4.5 ein Schema des kompletten Versuchsablaufes dargestellt.

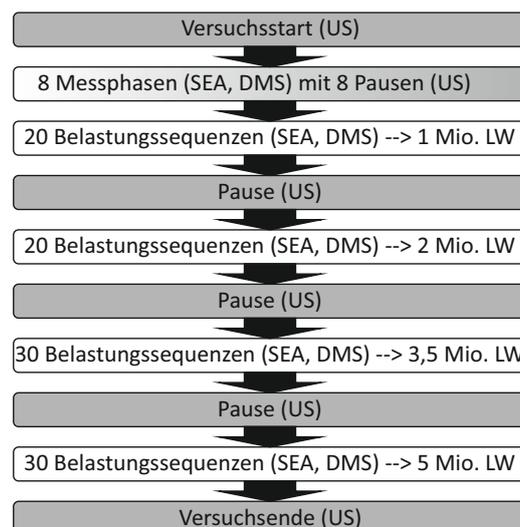


Abbildung 4.5: Schematischer Versuchsablauf der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche (US=Ultraschallmessung, SEA=Schallemissionsanalyse, DMS=Dehnungsmessung, LW=Lastwechsel)

### 4.1.2 Vorgeschaltete zyklische Druckbelastung

Diese Versuche dienten der definierten Vorschädigung der großformatigen Betonprismen in einem zyklischen Druckversuch für die nachgehenden Untersuchungen. Das Belastungsszenario sollte ermöglichen einen, im Vergleich zu den zyklischen Biegezugversuchen, deutlich höheren Schädigungsgrad des Betongefüges zu erreichen. Hierdurch sollten grundsätzliche Fragen zu den Auswirkungen einer extremen ermüdungsbedingten Degradation des Betongefüges auf den Stofftransport und die AKR-Schädigungsentwicklung beantwortet werden, da bei der Druckbelastung deutlich höhere Spannungen ohne ein Versagen des Prüfkörpers aufzubringen sind. Dazu trug auch die Homogenisierung der Degradation über den Querschnitt der für die nachgehenden Untersuchungen zu entnehmenden kleinformatischen Probekörper bei. Dies ist schematisch in Abbildung 4.6 dargestellt.

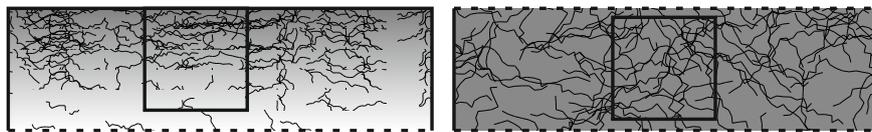


Abbildung 4.6: Schematische Darstellung der Entnahme eines kleinformatischen Prüfkörpers aus der auf Zug belasteten Oberseite eines Biegezugbalken mit Spannungs- und Schädigungsgradient (links) und aus dem mittleren Drittel eines Druckprismas mit homogener Spannungs- und Schädigungsverteilung (rechts)

Während bei den zyklischen Biegezugversuchen ein Spannungsgradient und damit einhergehend ein Degradationsgradient über die Probenhöhe existierte, wurde dieser im Rahmen der zyklischen Druckversuche ausgeschaltet. Weil die Entnahme der Probekörper für die aufbauenden Untersuchungen aus dem mittleren Drittel des großformatigen Prismas erfolgte, war davon auszugehen, dass sie eine relativ homogene Schädigung aufwiesen. Die querdehnungsbehinderten Bereiche, die sich bei einem Druckversuch im oberen und unteren Bereich eines Probekörpers befinden, wurden somit ausgeschlossen. Die Belastung der Proben erfolgte im Rahmen von Druckschwellversuchen mit einer Oberspannung von 82,5 % und einer Unterspannung von 42,5 % der Druckfestigkeit des Betons. Die Druckfestigkeit wurde jeweils an zwei zusätzlich hergestellten, gleichartig vorkonditionierten Probekörpern ermittelt (vgl. Abschnitt 3.2.2). Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.7 dargestellt.

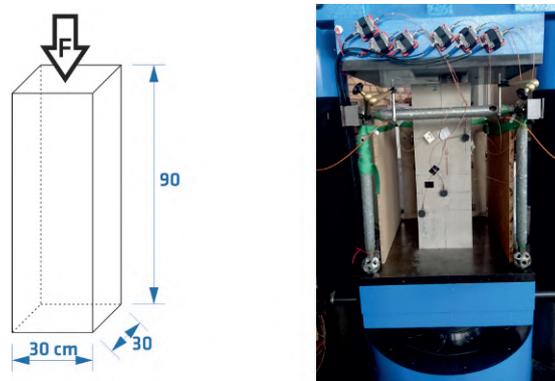


Abbildung 4.7: Versuchsaufbau für die Druckschwellversuche

Analog zu den zyklischen Biegezugversuchen wurden die großformatigen Prismen bis zum Alter von mindestens 56 Tagen in Folie eingepackt gelagert, um eine ausreichende Hydratation und Vergleichbarkeit der Proben untereinander zu gewährleisten (vgl. Abschnitt 3.2.2). Zur Charakterisierung der ermüdungsbedingten Betondegradation erfolgten während der Belastung Schallemissions-, Dehnungs- und Ultraschallmessungen zur Ermittlung der Entwicklung des dynamischen E-Moduls. Die Anordnung der Sensoren zeigt Abbildung 4.8. Genauer zu den Verfahren ist in Abschnitt 3.3 beschrieben. Die Ultraschallmessungen erfolgten in der Mitte des Probekörpers durch kombinierte SEA/US-Sensoren. Neben der Erfassung der Längsdehnungen an zwei gegenüberliegenden Seiten der Probekörper wurde die Querdehnung durch weitere Dehnmessstreifen gemessen. Die restlichen SEA-Sensoren wurden um das mittlere Drittel des Probekörpers angeordnet, um die Rissbildung in diesem Bereich optimal zu erfassen. Zur Durchführung der Messungen wurden analog zu den zyklischen Biegezugversuchen Messphasen im Versuchsablauf implementiert (vgl. Abbildung 4.9). Während der Messphasen wurden die Proben zunächst nahezu entlastet ( $S_0$ ). Darauf folgte eine Belastung bis zur Maximallast  $S_{\max}$  mit anschließender erneuter Entlastung. Die Grundlast  $S_0$  wurde für kurze Zeit gehalten, um die Ultraschallmessungen durchführen zu können. Im Anschluss wurde zunächst die Drittlast  $S_{1/3}$  angefahren, um aus den davor und danach ermittelten Dehnungen für jede Messphase den E-Modul  $E_{1/3}$  zu berechnen. Dies erfolgte ein weiteres mal nach dem Anfahren der Mittellast  $S_m$  und der Maximallast  $S_{\max}$ . Aus dieser Dehnungs- und Spannungsdifferenz wurde der E-Modul  $E_{\max}$  bestimmt. Nach anschließendem Anfahren der Unterspannung der Schwingamplitude  $S_{\min}$  folgten 400 Lastwechsel einer sinusförmigen Belastung mit einer Frequenz von 1 Hz. Die Aufzeichnung der Schallemissionsereignisse erfolgte während der gesamten Messphasen.

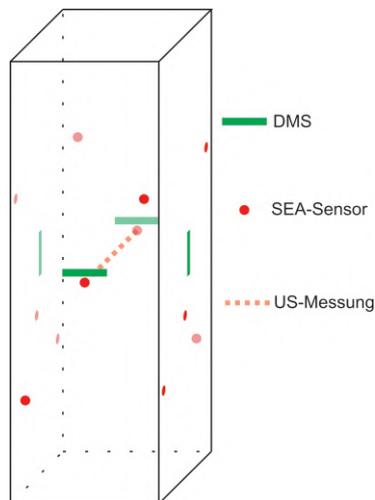


Abbildung 4.8: Anordnung der Dehnmessstreifen (DMS), akustischen Sensoren (SEA) sowie der Ultraschallmessung (US) zur Charakterisierung der Degradation während der zyklischen Druckschwellversuche

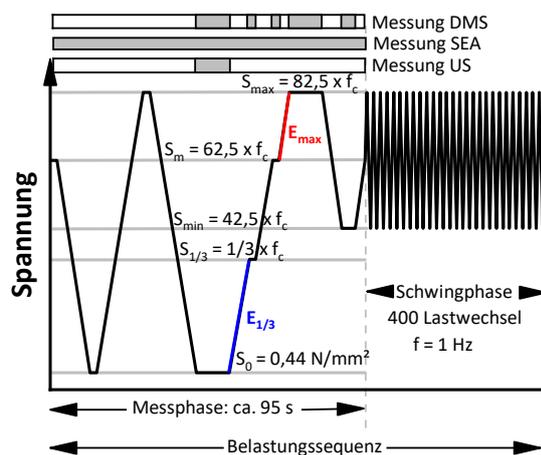


Abbildung 4.9: Lastfunktion, Phasen und Erfassung der Schädigungsparameter während der zyklischen Druckschwellversuche

#### 4 Versuchsdurchführung

Ziel der Versuche war es, einen Schädigungszustand in Phase-II des Ermüdungsprozesses zu erreichen (vgl. Abschnitt 2.3.4). Ein Zeitpunkt also, an dem der anfängliche, stark ausgeprägte Degradationsfortschritt abgeschlossen ist, sich ein Versagen der Probe jedoch noch nicht durch einen erneuten Anstieg der Schädigungsprozesse ankündigt. Untersuchungen zeigen, dass es auf Grund der enormen Streuungen der Lastspielzahl bis zum Versagen von Probekörpern in Druckschwellversuchen nicht zweckmäßig ist, die Lastspielzahl als Schädigungsindikator heranzuziehen [109]. In Anlehnung an die Arbeit von Thiele [109] wurde daher die Entwicklung der Steifigkeit der Proben als Abbruchkriterium genutzt. Für die während jeder Messphase ermittelten E-Moduln  $E_{1/3}$  und  $E_{\max}$  erfolgte die Definition von Grenzwerten, durch die die Prüfmaschinensteuerung die Versuche automatisch abbrach, um ein Versagen der Proben zu verhindern. Zur Festlegung dieser Grenzwerte wurden Vorversuche bis zum Versagen der Probekörper durchgeführt. Die Ergebnisse der Vorversuche sind in Abbildung 4.10 dargestellt. Während der E-Modul  $E_{1/3}$  ab dem Beginn des Versuches kontinuierlich abfiel, stieg der E-Modul  $E_{\max}$  zu Beginn stark an, was auf eine zunächst stattfindende Verdichtung des Gefüges unter der hohen Spannung hindeutet. Nachdem  $E_{\max}$  sein Maximum erreicht hatte, kam es zu einem leichten und stetigen Abfall. Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass sich die Probe in Phase II des Ermüdungsprozesses befand (ca. 50 % Lebensdauer), wenn entweder  $E_{\max}$  auf 97 % seines Maximalwertes oder  $E_{1/3}$  auf 63 % seines Ausgangswertes abgefallen war. Diese zwei Parameter dienten als Abbruchkriterium der durchgeführten zyklischen Druckschwellbelastungsversuche.

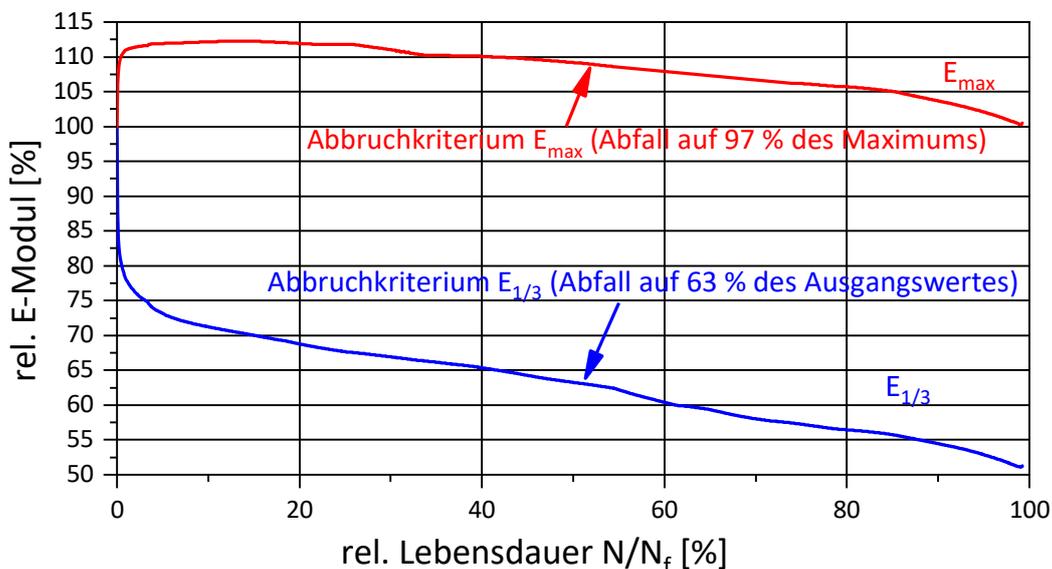


Abbildung 4.10: Ergebnisse der Vorversuche zur Ableitung der Abbruchkriterien für die Druckschwellversuche

## 4.2 Gefügeuntersuchungen

Der folgende Abschnitt beschreibt die Durchführung der Gefügeuntersuchungen. In ihm sind neben dem Vorgehen bei den Luftpermeabilitätsmessungen die mikroskopischen Riss-

analysen dargestellt und erläutert. Die Gefügeuntersuchungen sollten, neben den ZfP-Messungen während der Belastungsversuche, zum Verständnis der Auswirkungen der durchgeführten Ermüdungsbelastungen auf das Betongefüge beitragen.

#### 4.2.1 Luftpermeabilitätsuntersuchungen

Die Luftpermeabilitätsmessungen erfolgten vergleichend an vorgeschädigten und unbelasteten Referenzproben. Es wurden aus einem zyklischen Biegezugversuch und aus zwei zyklischen Druckversuchen stammende Prüfkörper mit ihren jeweiligen Referenzproben vergleichend untersucht. Die zylindrischen Prüfkörper hatten einen Durchmesser und eine Höhe von 5 cm.

Im Rahmen der Untersuchung von Biegezugproben wurden Bohrkern über die gesamte Höhe des großformatigen Balkens C1-1 gewonnen und die oberen 20 cm in 5 cm Schritten tiefen aufgelöst analysiert. Die Messung erfolgte in einer Achtfachbestimmung. Die Proben stammten sowohl aus dem belasteten Bereich zwischen den Auflagern als auch aus den nach der Herstellung abgetrennten Referenzprüfkörpern (vgl. Abbildung 4.11).

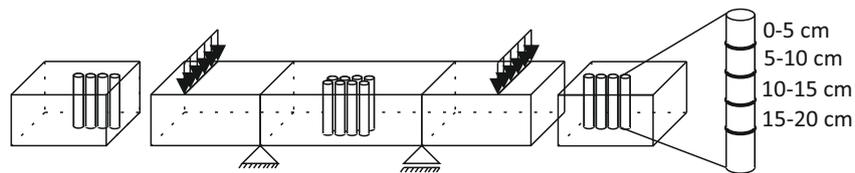


Abbildung 4.11: Prüfkörpergewinnung für die Permeabilitätsuntersuchungen nach einem Vier-Punkt-Biegezugversuch (Balken C1-1)

Die Prüfkörper aus den zyklischen Druckschwellversuchen wurden aus dem mittleren Drittel der belasteten Prismen D1-P1 und D4-P1 in zwei Ebenen gewonnen (vgl. Abbildung 4.12). Die Gewinnung der Referenzprüfkörper erfolgte in gleicher Weise an den jeweils zugehörigen unbelasteten Prismen.

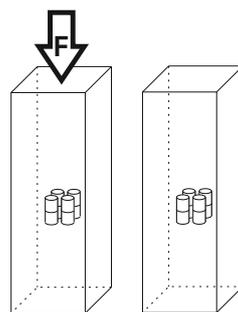


Abbildung 4.12: Prüfkörpergewinnung aus den jeweiligen Druckschwellversuchen für die Permeabilitätsmessungen (Prismen D1-P1/D1-P2 und D4-P1/D4-P2)

Nach dem Herausarbeiten der Prüfkörper aus den großformatigen Proben trockneten sie bei 40 °C bis zur Massenkonstanz. Diese galt als erreicht, wenn die Massenänderung innerhalb von 24 Stunden  $\leq 0,1$  M.-% beträgt. Nach Erreichen der Massenkonstanz erfolgte vor der Messung eine Abkühlung im Exsikkator bei 20 °C. Die Durchführung der Messungen ist in Abschnitt 3.3.4 beschrieben.

### 4.2.2 Mikroskopische Rissanalysen

Bei den mikroskopischen Rissanalysen an Dünnschliffen ausgewählter Proben kam das Point-Counting-Verfahren zum Einsatz. Dieses wird in der Betonmikroskopie beispielsweise zur Bestimmung des Zementgehaltes im Beton [168], des Phasenbestandes im Zementstein [169] oder zur generellen Ermittlung der Zusammensetzung eines nicht bekannten, z.B. historischen Betons oder Mörtels genutzt [170]. Sibbick und West verwendeten die Technik neben der Bestimmung von AKR-Merkmalen auch zur Ermittlung von Mikrorissen in Proben aus Betonfahrbahndecken [171].

Bei dem Verfahren wählt eine Apparatur oder Software zufällige Punkte einer mikroskopischen Aufnahme aus, die dann der Bearbeiter je nach Fragestellung einer Klasse zuordnet. Bei einer einfachen Zusammensetzungsanalyse können dies z.B. die Klassen Gesteinskörnung, Zementstein und Pore sein.

Die Prüfkörpergewinnung für die mikroskopischen Rissanalysen ist schematisch in Abbildung 4.13 dargestellt. Für die Untersuchungen im Rahmen der Charakterisierung der Degradation durch die zyklische Biegezugermüdung wurden zwei Proben zur Dünnschliffherstellung senkrecht zur Besenstrichoberfläche und in Längsrichtung eines Balkens gewonnen. Die Gewinnung der unbelasteten Vergleichsproben erfolgte analog aus dem zugehörigen Referenzsegment. Aus einem zyklisch auf Druck belasteten Prisma wurden die zwei Proben zur Dünnschliffpräparation senkrecht zur Belastungsrichtung herausgearbeitet. Die Gewinnung der Vergleichsproben erfolgte auch hier analog aus dem zugehörigen Referenzprisma. Es wurde jeweils eine Doppelbestimmung durchgeführt. Da die Auswertung sehr zeitintensiv und die Datenmengen der aus Einzelbildern zusammengesetzten Gesamtbilder begrenzt ist (vgl. Abschnitt 3.3.5), waren nur Teilbereiche der Dünnschliffe analysierbar. Dafür wurden alle 10 mm aus Einzelbildern zusammengesetzte Bildstreifen erzeugt (vgl. Abbildung 4.14 links). Im Fall der aus Biegezugproben gewonnenen Dünnschliffe sollte so ein möglicher Gradient von der maximal auf Zug belasteten Besenstrichseite bis in eine Tiefe von rund 70 mm darstellbar sein. Daher begann die erste Schicht unmittelbar am Besenstrich. Im Rahmen der Analyse der auf Druck belasteten Proben wurde die erste Schicht in einem Abstand von 10 mm vom Dünnschlifftrand angesetzt, um Einflüsse aus der Probenpräparation (Sägen) möglichst auszuschließen. Somit ergaben sich für die Biegezugproben acht Bildstreifen über den Dünnschliff verteilt und für die Druckproben sieben. Die Bildstreifen hatten eine Höhe von ca. 2,4 mm und erstreckten sich über die gesamte Breite der Dünnschliffe.

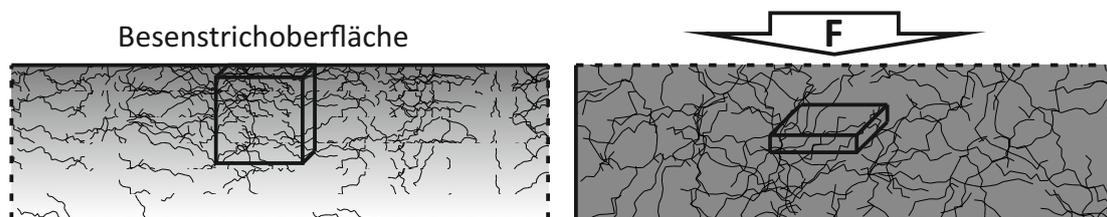


Abbildung 4.13: Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die mikroskopischen Rissanalysen von Proben aus Biegezugbalken (links) und Druckprismen (rechts)

Die erzeugten Bildstreifen wurden einzeln mit dem Point-Counting-Verfahren unter Einsatz der Software JMicroVision analysiert. Es erfolgte ausschließlich die Analyse der Risse in der Zementsteinmatrix und der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung (Interfacial Transition Zone=ITZ), da diese hauptsächlich für den Stofftransport verantwortlich sind. Zudem war nicht klar, welche Risse in der Gesteinskörnung durch das Aufbereiten schon vor der Herstellung der Betonprobekörper vorhanden waren. Durch die Software erfolgte sukzessive die Auswahl zufällig verteilter Punkte der Bildstreifen, die dann einer der nachfolgenden Klassen zuzuordnen wurden.

- Gesteinskörnung
- Zementstein
- Pore
- Riss in Zementstein
- Riss in ITZ

Hierdurch ließen sich neben dem Flächenanteil der Risse auch die Anteile der anderen aufgeführten Klassen erfassen. Abbildung 4.14 zeigt auf der rechten Seite beispielhaft die Auswahl eines Punktes innerhalb der Software. Während bei den Klassen Gesteinskörnung, Zementstein und Pore der Mittelpunkt des zu erkennenden Fadenkreuzes zur Klasseneinteilung diente, zählte der Punkt als Riss, sobald ein Teil eines Risses in das Innere des Fadenkreuzes fiel (Bsp. siehe Abbildung 4.14). Diese Vorgehensweise bei der Rissanalyse wurde so gewählt, da sonst auf Grund der oft sehr geringen Rissbreiten kaum Risse zu erfassen waren. Es ist zu erwähnen, dass der Anteil der erfassten Risse hierdurch etwas höher ausfällt als er in der Realität ist, dennoch ist ein guter Vergleich zwischen Referenz und vorgeschädigten Probekörpern möglich. Wurde ein Punkt als Riss gewertet, erfolgte zudem die Vermessung der Breite an dieser Stelle des Risses. Dadurch war neben dem Anteil der Risse auch die mittlere Rissbreite für jeden Tiefenbereich/Bildstreifen ermittelbar.

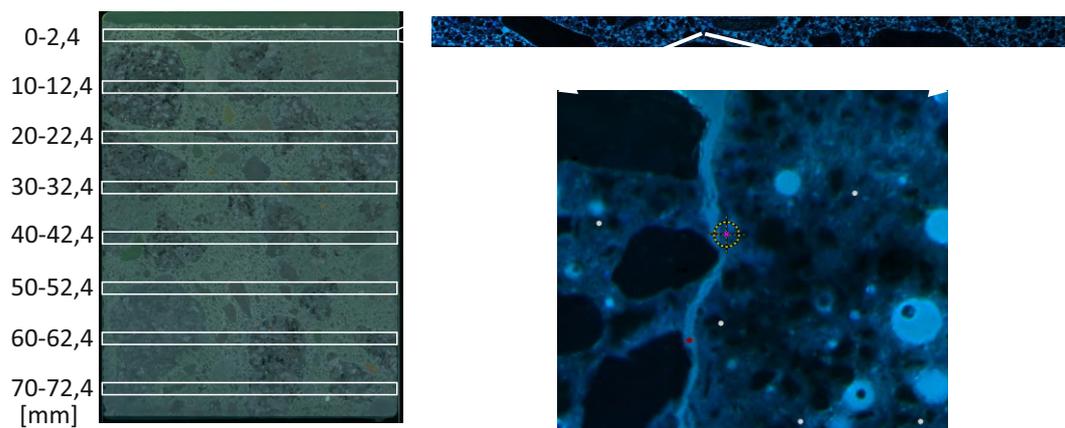


Abbildung 4.14: Schematische Darstellung der Vorgehensweise bei der Rissmikroskopie an Dünnschliffen mit dem Point-Counting-Verfahren

### 4.3 Stofftransportuntersuchungen

Die Stofftransportuntersuchungen sollten einerseits Aufschluss über den Einfluss der jeweiligen Vorschädigung auf den Stofftransport geben. Andererseits sollten sie der Frage nachgehen, ob sich durch das Öffnen und Schließen von mechanisch induzierten Rissen während der zyklischen Belastung der simultane Eintrag von NaCl-Lösung erhöht.

#### 4.3.1 Kapillare Saugversuche

Die nachfolgend beschriebenen Untersuchungen dienten zur Beantwortung der Frage, welchen Einfluss die jeweilige Vorschädigung bzw. Degradation des Betons auf den Transport von Wasser und Salzionen im Betongefüge hat. Auf Grund der Relevanz des Stofftransportes für die AKR, sollten diese Untersuchungen zeigen, ob eine möglicherweise durch die Vorschädigung stärker ausgeprägte AKR auf eine Erhöhung des Stofftransportes zurückzuführen ist. Hierzu fanden kapillare Saugversuche in Anlehnung an Heft 422 des DAfStb [75] einerseits mit deionisiertem Wasser und andererseits mit einer 3,6 %igen NaCl-Lösung Anwendung. Neben der gravimetrischen Erfassung des Prüflösungseintrages wurde im Rahmen der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugbelastung die TDR-Technik angewandt, um einen Eindruck über die tiefenabhängige Entwicklung der Feuchte in Abhängigkeit von der Vorschädigung zu erlangen. Diese Untersuchungen erfolgten an der Betonart C1. Wegen der Länge der TDR-Sonden und Anordnung der Bohrungen, war das Abweichen von der im Heft 422 des DAfStb [75] vorgesehenen Probekörpergeometrie nötig. Für die Untersuchungen an Proben aus einem Vier-Punkt-Biegezugversuch dienten daher Prismen mit den Abmessungen  $12 \times 12 \times 27 \text{ cm}^3$ . Bei den Untersuchungen der Auswirkung der zyklischen Druckbelastung auf den Stofftransport bestand die Möglichkeit, die tiefenabhängige Feuchteentwicklung durch NMR-Messungen zu verfolgen. Da hierfür messtechnisch bedingt ein maximaler Probendurchmesser von 70 mm möglich war, wurde auch hierbei von der im Heft 422 des DAfStb [75] vorgesehenen Geometrie abgewichen und auf TDR-Messungen verzichtet. Die Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen Druckbelastung erfolgten an der Betonart D1. Die Gewinnung der Prüfkörper aus dem Balken C1-1 bzw. aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 ist schematisch in Abbildung 4.15 dargestellt.

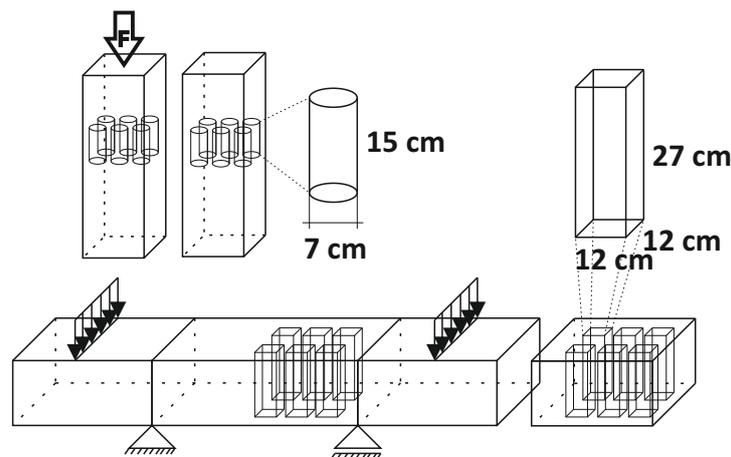


Abbildung 4.15: Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die kapillaren Saugversuche (Balken C1-1, Prismen D1-P1/D1-P2)

Es wurden je drei Proben pro Prüflösung und Lastfall gemessen. Nach der Gewinnung der Prüfkörper aus dem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch erfolgte das Einbringen der Bohrlochpaare mit einem Durchmesser von 4 mm und einem Abstand von 10 mm für die Aufnahme der TDR-Sonden (vgl. Abbildung 4.16). Sie wurden so angeordnet, dass die Feuchteentwicklung anhand der Permittivität in sechs verschiedenen Positionen bis in eine Tiefe von 8 cm von der beaufschlagten Seite zu verfolgen war. Nach dem Trocknen der Bohrkerne bzw. Prismen bei 40 °C bis zur Massenkonstanz, erfolgte das Sperren der Mantelflächen mit einem Epoxidharz in mehreren Lagen, um einen möglichst eindimensionalen Stofftransport in das Betoninnere zu gewährleisten. Hierdurch sollte der Ausschnitt einer Fahrbahnplatte simuliert werden. Nach der Präparation der Prüfkörper und den Nullmessungen der Massen sowie den TDR- bzw. NMR-Nullmessungen wurden sie mit einer Stirnseite so in einem Bad der jeweiligen Prüflösung positioniert, dass sie  $5 \pm 2$  mm tief eintauchten (vgl. Abbildung 4.17). Die Proben aus dem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch tauchten mit der maximal auf Zug belasteten Besenstrichseite ein, die Proben aus dem zyklischen Druckversuch mit der der Prismenmitte zugewandten Seite. Nach verschiedenen Zeiten erfolgten weitere Messungen bis zu einer Gesamtdauer von drei Wochen. Für die Messungen wurden die Proben aus der Prüflösung entnommen und das überschüssige Wasser mit einem feuchten Schwamm abgetupft. Während die TDR-Messungen nur wenige Sekunden dauerten, war für die NMR-Messung einer Probe mit der gewählten Tiefenauflösung von 2 mm ca. eine halbe Stunde nötig, innerhalb derer die Proben nicht kapillar saugten. Das wurde bei der Auswertung der Ergebnisse zeitlich berücksichtigt.

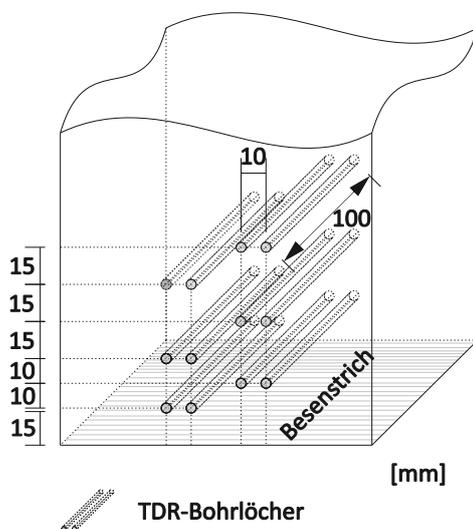


Abbildung 4.16: Anordnung der Bohrlochpaare für die TDR-Messungen während der kapillaren Saugversuche



Abbildung 4.17: Beispielhafte Darstellung des Eintauchens der Prüfkörper während der kapillaren Saugversuche

Im Anschluss an die Saugversuche erfolgte die Analyse des NaCl-Eintrags der mit NaCl-Lösung beaufschlagten Prüfkörper einerseits mit LIBS und andererseits nasschemisch. Im Rahmen der Untersuchung der Prismen aus dem zyklischen Biegezugversuch wurden die Probekörper hierfür im Trockenschnittverfahren halbiert. Die so entstandene Schnittfläche der einen Hälfte diente für die LIBS-Messungen, die jeweils andere Hälfte der Proben wur-

#### 4 Versuchsdurchführung

de ebenfalls im Trockenschnittverfahren in Schichten geschnitten, getrocknet, gemahlen und nasschemisch analysiert. So entstand auch hier ein Tiefenprofil, was die Aussagefähigkeit erhöht. Auf Grund der geringeren Probekörperabmessungen der Bohrkern aus dem zyklischen Druckversuch, erfolgte in diesem Fall die LIBS-Messung der beiden Serien an je einem im Trockenschnittverfahren halbierten Prüfkörper. Die anderen beiden Prüfkörper wurden ebenfalls für die nasschemische Analyse in Schichten geschnitten. Zur Veranschaulichung ist die Präparation der Proben der unterschiedlichen Versuche in Abbildung 4.18 dargestellt.

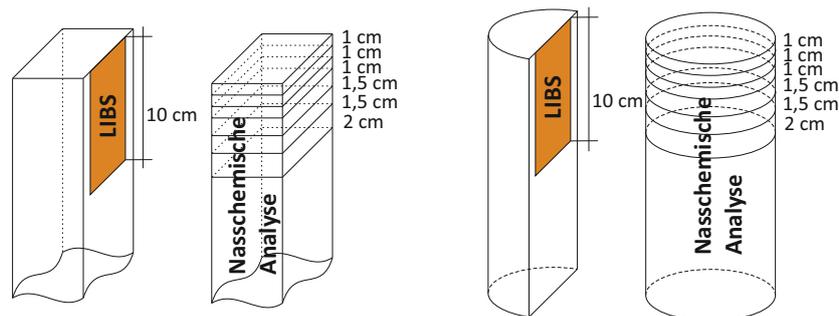


Abbildung 4.18: Schematische Darstellung der Präparation der Proben zur Bestimmung des NaCl-Eintrags

#### 4.3.2 Untersuchung der Interaktion von Stofftransport und mechanischer Belastung

Die hier beschriebene Untersuchung sollte Aufschluss über die Interaktion von mechanischer Belastung und Stofftransport geben. Es wurde der Frage nachgegangen, ob ein mögliches Öffnen und Schließen mechanisch induzierter Mikrorisse einen Einfluss auf den Stofftransport einer NaCl-Lösung im Betongefüge hat.

Hierfür wurde der in Abschnitt 4.1.1 beschriebene Belastungsversuch modifiziert und um eine während der Belastung auf der Oberseite (Zugbelastung) aufstehende, 5 %igen NaCl-Lösung erweitert. Der Balken für diese Untersuchung lagerte ebenfalls bis zum Alter von 56 Tagen in Folie eingepackt. Im Anschluss erfolgte die Präparation der Bohrlöcher für die TDR-Sonden, um den Feuchteintrag tiefenaufgelöst verfolgen zu können. Dazu wurden Bohrlochpaare mit einem Durchmesser von 4 mm und einem Abstand von 1 cm in verschiedenen Abständen zur beaufschlagten Oberseite des Balkens eingebracht (vgl. Abbildung 4.19). Die Löcher waren so angeordnet, dass die Entwicklung der Feuchte anhand der Permittivität an sechs verschiedenen Positionen bis in eine Tiefe von 8 cm verfolgt werden konnte. Im Anschluss erfolgte eine 14-tägige Trocknung des gesamten Balkens und des präparierten Referenzsegmentes bei 40 °C, um die durch das Bohren eingebrachte Feuchte rückzutrocknen. Die Oberfläche des Balkens erhielt ringsum einen Neoprenrand, um die NaCl-Lösung mit einer Höhe von ca. 2 cm auf der Oberfläche aufstehen lassen zu können. Zudem erfolgte die Applikation von drei gekapselten DMS für die Messung unter Wasser auf der Oberseite sowie von drei normalen DMS an der Unterseite. Die Präparation der entsprechenden Referenzstücke erfolgte auf gleiche Weise, wobei sie jeweils mit einem gekapselten DMS auf der Oberseite und einem normaler DMS auf der Unterseite versehen wurden. Der zu belastende Teil des Balkens erhielt zusätzlich, analog zu den

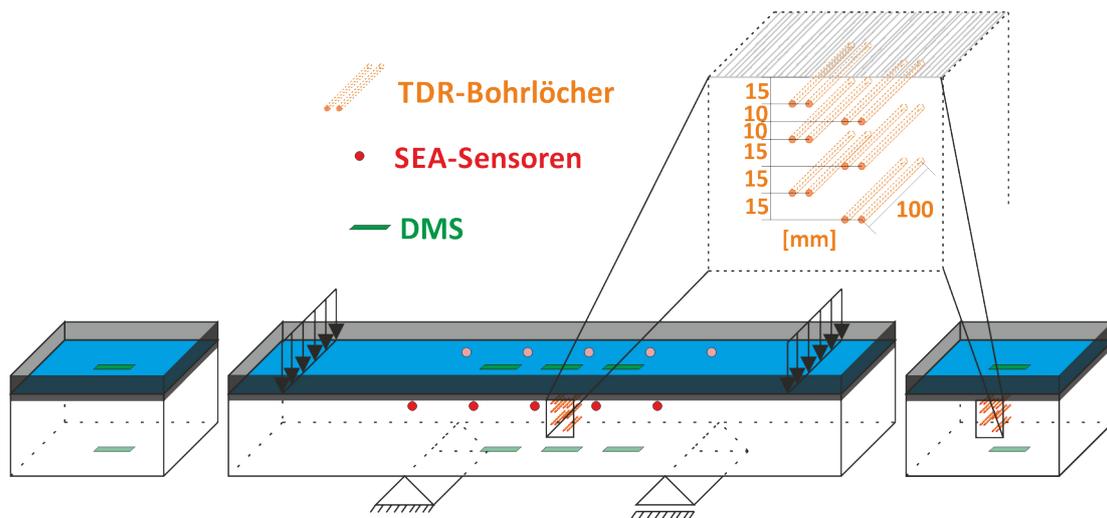


Abbildung 4.19: Versuchsaufbau und Messanordnung für die Durchführung des zyklischen Belastungsversuches mit gleichzeitig auf der Zugseite aufsteigender NaCl-Lösung

Untersuchungen in Abschnitt 4.1.1, SEA-Sensoren an den Längsseiten des Balkens (vgl. Abbildung 4.19).

Auf Grund der aufstehenden NaCl-Lösung ergaben sich Änderungen gegenüber den zuvor genannten Untersuchungen. Durch die aufstehende NaCl-Lösung entstehen hygrische Dehnungen an der Oberseite des Balkens. Diese führen auf Grund der Behinderung der Ausdehnung durch die trockene Unterseite zu Druckspannungen. Wird nun eine Zugbeanspruchung in diesem Bereich durch die Biegebelastung induziert, kommt es zu einer Überlagerung von Druck- und Zugspannung und zu einem recht undefinierten Spannungszustand. Daher erfolgten die anfänglichen Messsequenzen und die ersten eine Millionen Lastwechsel ohne die aufstehende Prüflösung, um zunächst eine definierte Vorschädigung einzubringen. Zudem führt die Durchfeuchtung der Betonrandzone dazu, dass sich die akustischen Eigenschaften des Betons ändern und eine Messung der Ultraschalllaufzeit zur Ermittlung des dynamischen E-Moduls mit plausiblen Ergebnissen unmöglich machen. Aus diesem Grund wurde die Ultraschalllaufzeit in der oberen Betonrandzone im Rahmen dieses Versuchs nur bis nach den eine Millionen trocken durchgeführten Lastwechseln gemessen. Die erste TDR-Messung erfolgte nach dem Aufbringen der eine Millionen Lastwechsel im trockenen Zustand. Im Anschluss an die Ausgangsmessung wurde die NaCl-Lösung aufgebracht und für sieben Tage ohne Belastung aufstehen gelassen um zunächst einen Eindruck des Feuchteintrags ohne mechanische Belastung zu bekommen. Die DMS verfolgten dabei die hygrische Verformung des Balkens kontinuierlich. Zudem erfolgten nach 24 Stunden Saugzeit TDR-Messungen, um die Zunahme der Permittivität, und damit die Feuchteaufnahme beurteilen zu können. Nach den sieben Tagen ohne Belastung fand eine weitere TDR-Messung statt. An diese schlossen sich die weiteren vier Millionen Lastwechsel der mechanischen Belastung mit der aufstehenden Prüflösung an. Dabei wurden weiterhin die Dehnungen verfolgt sowie im belasteten Teil auch die Schallemissionsereignisse erfasst. Am Ende des Versuchs nach fünf Millionen Lastwechseln erfolgte eine abschließende TDR-Messung, um die Permittivitätserhöhung des belasteten gegenüber der des unbelasteten Balkenteils beurteilen zu können. Zum besseren Verständnis beschreibt Abbildung 4.20 den Ablauf des Versuches.

#### 4 Versuchsdurchführung

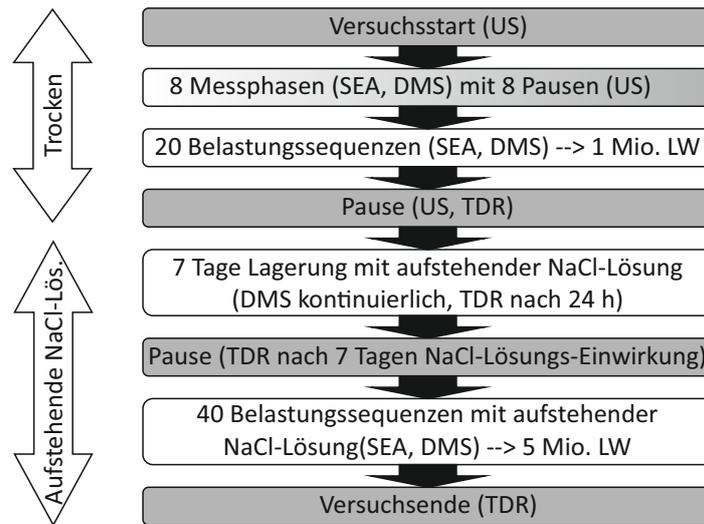


Abbildung 4.20: Versuchsablauf des zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuches mit gleichzeitig aufstehender 5 %iger NaCl-Lösung (US=Ultraschallmessung, SEA=Schallemissionsanalyse, DMS=Dehnungsmessung, TDR=Time Domain Reflectometry, LW=Lastwechsel)

Nach Abschluss des Belastungsversuchs wurden je zwei Bohrkerne aus dem mechanisch belasteten und dem unbelasteten Teil mit einem Durchmesser von 100 mm gewonnen und im Trockenschnittverfahren halbiert. An den so gewonnenen Schnittflächen erfolgten LIBS-Messungen, um den Eintrag von Natrium- und Chloridionen von der Besenstrichseite bis in eine Tiefe von 140 mm beurteilen zu können. Um die Aussagefähigkeit über das eingedrungene Natriumchlorid zu erhöhen, erfolgte zusätzlich eine nasschemische Analyse, wozu die verbleibenden Bohrkernhälften im Trockenschnittverfahren in Scheiben geschnitten, anschließend getrocknet, aufgemahlen und nasschemisch analysiert werden. So ergab sich ebenfalls ein Tiefenprofil in Abhängigkeit von der Scheibendicke. Die Gewinnung der Proben für die Ermittlung des Eintrages von Natrium- und Chloridionen ist schematisch in Abbildung 4.21 dargestellt.

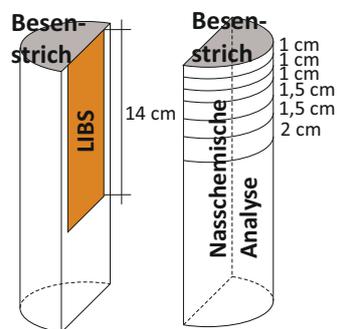


Abbildung 4.21: Prüfkörpergewinnung aus dem Belastungsversuch mit aufstehender NaCl-Lösung zur Ermittlung des NaCl-Eintrags

## 4.4 Untersuchungen zum Einfluss auf die AKR

Der Abschnitt dient der Darstellung der Untersuchungen, die zur Klärung der Frage des Einflusses der mechanischen Ermüdungsbelastung auf die AKR-Schadensentwicklung beitragen sollten. Zunächst erfolgt die Beschreibung der Versuche zum Einfluss der reinen Ermüdungsbelastung. Anschließend werden die Versuche zum Einfluss der mechanischen Ermüdungsbelastung mit einer zusätzlichen externen Alkalizufuhr erläutert.

### 4.4.1 Reiner Einfluss der Degradation

Die im folgenden beschriebenen Untersuchungen sollten klären, ob die in den Abschnitten 4.1.1 und 4.1.2 beschriebenen mechanischen Ermüdungsbelastungen eine Erhöhung der AKR-induzierten Dehnungen und somit eine Verstärkung des AKR-Schadensprozesses zur Folge haben. Hierbei wurde der Einfluss der Degradation auf den Stofftransport insofern ausgeschlossen, dass bewusst auf eine externe Alkalizufuhr vor oder während der AKR-provozierenden Lagerung verzichtet wurde. Um ein ausreichendes AKR-Schädigungspotential sicherzustellen, erfolgten die Untersuchungen an der Betonart D4 unter der Verwendung eines Zementes mit hohem Alkaligehalt. Bei diesen Untersuchungen kam ausschließlich der 60 °C-Betonversuch zum Einsatz, um den Einfluss der Biegezug- und Druckbelastung vergleichen zu können. Die aus den Druckprismen gewinnbaren Prüfkörper hatten eine maximale Länge von 300 mm und waren somit nach Alkali-Richtlinie zu kurz für die Nebelkammerlagerung [17]. Für die Untersuchungen der Auswirkungen der Biegezugbelastung dienten Prüfkörper aus dem Balken D4-1, für die der Druckbelastung Proben aus den Prismen D4-P1 und D4-P2.

Für die Untersuchung waren je drei Prüfkörper mit den Abmessungen  $28 \times 7,5 \times 7,5 \text{ cm}^3$  notwendig. Die Gewinnung der Prüfkörper nach dem jeweiligen Belastungsversuch erfolgte zum einen aus den belasteten Proben und zum anderen aus dem jeweils zugehörigen Referenzsegment bzw. der zugehörigen Referenzprobe (Abbildung 4.22). Die mechanisch induzierten Risse im Biegezugbalken verlaufen in der oberen Betonrandzone, aus der die Prüfkörper entnommen wurden, auf Grund der Zugbelastung hauptsächlich rechtwinklig zur Balkenachse und somit auch rechtwinklig zur Längsachse der Prüfkörper. Da die Risse in den auf Druck beanspruchten Proben wegen des Quersugsversagens vermehrt in Belastungsrichtung verlaufen, wurden die Prüfkörper rechtwinklig zur Belastungsrichtung aus dem mittleren Drittel der großformatigen Proben gewonnen. So verliefen die mechanisch induzierten Risse bei den durch zyklischen Druck belasteten Proben ebenfalls rechtwinklig zur Längsachse der Prismen für die ARK-Untersuchungen.

Nach der Gewinnung der Prismen aus den großformatigen Probekörpern im Nassschnittverfahren wurden mittig in die Stirnseiten Bohrlöcher mit einem Durchmesser von 8 mm eingebracht. Anschließend erfolgte eine rund 14-tägige Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte. Während dieser Zeit wurden Messmarken mit einem X-60 Zweikomponentenkleber in die Löcher in den Stirnseiten geklebt. Im Anschluss erfolgte die Einlagerung in das Klima des 60 °C-Betonversuches wie in Abschnitt 3.4.1 beschrieben.

Abweichend von der Alkali-Richtlinie [17], wurden die Proben für die Untersuchungen der reinen Auswirkungen der Ermüdung nicht einen Tag nach Herstellung eingelagert, sondern erst nach ihrer jeweiligen Vorkonditionierung. Ein weiterer Unterschied zur Alkali-Richtlinie bestand in der Abweichung der hier verwendeten Rezeptur. Zur Vorkonditionierung gehörte die mindestens 56-tägige Folienlagerung, die ggf. stattfindende Vorschädigung und die Präparation der Prüfkörper. Durch die vergleichsweise lange Vor-

#### 4 Versuchsdurchführung

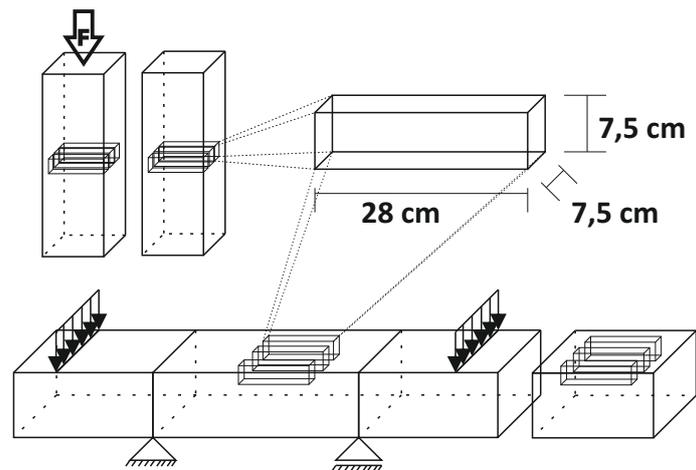


Abbildung 4.22: Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum reinen Einfluss der ermüdungsinduzierten Rissbildung auf die AKR-Schadensentwicklung im 60 °C-Betonversuch

geschichte der Proben war die Hydratation weitestgehend abgeschlossen und sie waren vergleichsweise trocken. Vor der Nullmessung wurden die Proben daher sieben Tage bei 60 °C und  $\geq 98$  % relativer Luftfeuchte vorgelagert. Diese Vorlagerung sollte dazu beitragen, den Einfluss hygriischer Dehnungen während der anschließenden Lagerung gering zu halten, gleichzeitig jedoch möglichst keine AKR-Dehnungen auszuschließen. Nach der Nullmessung folgten die weiteren Messungen im Abstand von jeweils 28 Tagen bis zu einer Lagerungsdauer von 140 Tagen analog zur Alkali-Richtlinie. Zusätzlich zur Längenmessung und Bestimmung der Massen fanden Eigenschwingzeitmessungen aller Proben statt, um eine Beurteilung der Entwicklung der Gefügestruktur in Form des dynamischen E-Moduls zu ermöglichen.

Im Rahmen einer Messreihe bestand die Möglichkeit auf ein eigens an der BAM entwickeltes Messsystem zur automatischen Erfassung der AKR-Schädigungsentwicklung zurückzugreifen. Hierbei dienen induktive Wegaufnehmer zur Durchführung der Dehnungsmessungen. Zusätzlich sind Schallemissions- und Ultraschallmessungen durchführbar, um den Rissbildungs- und Degradationsfortschritt verfolgen zu können. Dafür ist an den Stirnseiten jeweils ein kombinierter Schallemissions- und Ultraschallsensor anzukoppeln. Eine detailliertere Beschreibung des Messsystems ist in der Literatur zu finden [32, 172, 173]. Der Vorteil dieser automatischen Messungen besteht darin, dass das Abkühlen der Proben an den Messterminen wegfällt. In Versuchen zeigte sich, dass das Herunterkühlen auf 20 °C einen Einfluss auf die Dehnungsentwicklung hat [173, 174]. Daher wurde das Messsystem bei einer Serie zur Untersuchung der reinen Auswirkung der Degradation auf die Schadensentwicklung eingesetzt, um während der Lagerung möglichst viele Einflussparameter, abgesehen von AKR und Vorschädigung, eliminieren zu können. Durch den Messaufbau war nur jeweils eine Probe pro Behälter messbar. Untersuchungen zeigten, dass die Anzahl der Proben pro Behälter einen Einfluss auf die Ergebnisse der Dehnungsmessungen haben [32, 174]. Um diesen Einfluss auszuschließen, erfolgte neben der Einlagerung der automatisiert gemessenen Probe die Einlagerung zweier weiterer Prüfkörper in den jeweiligen Behälter. Daher waren für diese Messreihe jeweils neun Prüfkörper pro Serie nötig,

die aus dem belasteten Prisma D4-P3 und der zugehörigen Referenz D4-P4 gewonnen wurden.

#### 4.4.2 Einfluss von Degradation und externem Alkalieintrag

Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen sollten klären, wie eine externe Zufuhr von Alkalien die Auswirkungen der jeweiligen Ermüdungsbelastung auf den AKR-Schädigungsprozess beeinflusst.

##### 4.4.2.1 Zyklische Biegezugbelastung

Im Rahmen der Biegezugdegradation stand zunächst die Klimawechsellagerung im Fokus. Diese Prüfung eignet sich besonders bei der Untersuchung der Vorschädigung durch Biegezugbelastung, da die Prüflösung ausschließlich über die maximal auf Zug belastete Oberseite der Prüfkörper eingetragen wird. Dadurch stellte sie die der Realität von Fahrbahndecken am nächsten kommende Art der Beaufschlagung dar. Wie bereits in Abschnitt 3.4.3 beschrieben, kam auf Grund der Aggressivität des Prüfverfahrens die Betonart C1 zur Anwendung. Eine Serie wurde mit 3,6 %iger NaCl-Lösung, eine mit deionisiertem Wasser beaufschlagt. Um auszuschließen, dass ein durch diesen Versuch möglicherweise feststellbarer Einfluss der Degradation auf die während der Lagerung stattfindende Frost-/Taubeaufschlagung zurückzuführen ist, erfolgte die Prüfung einer zusätzlichen Serie unter gleichen Randbedingungen, jedoch unter Austausch der Frost-/Tauphase durch eine Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte. Da das vorgesehene Prüfregime mit einer Trocknungsphase beginnt, wurde in diesem Fall auf eine wie im Abschnitt 4.4.1 beschriebene hygrische Vorkonditionierung der Probekörper verzichtet. So startete der Prüfablauf nach der Gewinnung und Präparation der Probekörper wie in Abschnitt 3.4.3 beschrieben. Durch die zusätzliche Prüfung ohne Frost-/Tauwechsel wurden für die Versuche insgesamt zwölf vorgeschädigte und zwölf Referenzprüfkörper benötigt. Wegen den Abmessungen des homogen belasteten Teils der Balken zwischen den Auflagern und denen der Referenzsegmente waren nur maximal acht geschädigte sowie acht Referenzprüfkörper mit den benötigten Abmessungen von 40 x 10 x 10 mm<sup>3</sup> aus einem Balken zu gewinnen. Um die Vergleichbarkeit bei der Gewinnung aus zwei verschiedenen Balken zu gewährleisten, bestand jede Serie aus zwei Prüfkörpern aus dem ersten und einem Prüfkörper aus dem zweiten Balken. Die Gewinnung der Prüfkörper erfolgte aus den oberen, auf Zug belasteten Seiten der Balken C1-2 und C1-3 (vgl. Abbildung 4.23). Nach der Gewinnung wurden die Prüfkörper während einer 14-tägigen Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte mit mittig in die Stirnseiten eingeklebten Messmarken und dem in Abbildung 4.23 schematisch dargestellten Neoprenrand versehen, um die Prüflösung während des Prüfablaufes aufbringen zu können. Auf die in den TP B-StB beschriebenen Folgeuntersuchungen wurde verzichtet. Dafür erfolgte zu den Messterminen neben den Dehnungsmessungen und Massebestimmungen die Ermittlung der dynamischen E-Moduln durch Eigenschwingzeitmessungen.

Um die Ergebnisse der Klimawechsellagerung nach der Biegezugdegradation auf eine breitere Basis zu stellen, erfolgte zusätzlich eine Untersuchung im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an der gleichen Betonart C1 mit ebenfalls aus dem Balken C1-3 gewonnenen Prüfkörpern. Dieser Versuch wurde zudem an der Betonart D1 durchgeführt, um eine Vergleichbarkeit zum Einfluss der Druckdegradation zu schaffen, da bei den Druckschwellversuchen ausschließlich die Grauwacke zum Einsatz kam. Hierzu diene

#### 4 Versuchsdurchführung

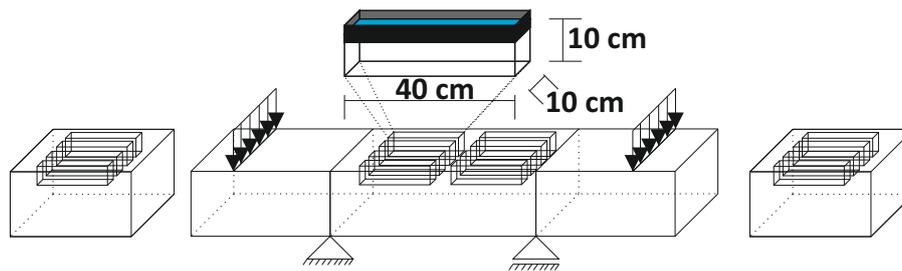


Abbildung 4.23: Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung und -präparation zum Aufbringen der Prüflösung für die Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen Biegezugdegradation auf die AKR-Schadensentwicklung mit der Klimawechsellagerung

der Balken D1-1. Die Gewinnung der Prüfkörper geschah analog zu den Versuchen zum reinen Einfluss der Degradation und zur Klimawechsellagerung jeweils aus der maximal auf Zug belasteten oberen Randzone der Balken wie in Abbildung 4.24 dargestellt.

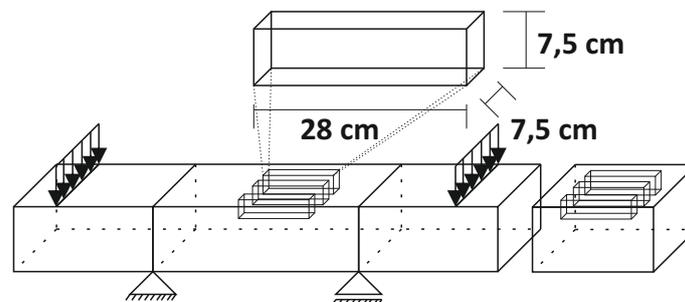


Abbildung 4.24: Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen Biegezugdegradation auf die AKR-Schadensentwicklung im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr

Im Rahmen der Untersuchungen innerhalb dieser Arbeit wurde geringfügig von der in Abschnitt 3.4.4 beschriebenen Vorgehensweise des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr abgewichen. Die Vorlagerung nach der Gewinnung der Prüfkörper aus den großformatigen Proben und der Präparation, bestand nur aus der sechstägigen Vorkonditionierung in den Behältern bei 60 °C und >98 % relativer Luftfeuchte. Dies geschah analog zu den Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr, um den Einfluss hygrischer Dehnungen möglichst gering zu halten. Der Rest der Vorlagerung entfiel, abgesehen von der während der Präparation stattfindenden 14-tägigen Lagerung im Normklima bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte. Die Präparation sah auch hier das Einkleben von Messmarken an den Stirnseiten für die Dehnungsmessungen vor. Nach der Nullmessung erfolgte die Lagerung wie in Abschnitt 3.4.4 beschrieben, wobei die Prüfung mit einer 10 %igen NaCl-Lösung auf Grund der ohnehin hohen Reaktivität der Betone entfiel. Die Herstellung von Dünnschliffen entfiel, jedoch wurden zusätzlich wie bei den anderen Lagerungen die dynamischen E-Moduln an den Messterminen durch Eigenschwingzeitmessungen ermittelt.

Zur Untersuchung des Einflusses einer externen Alkalizufuhr wurden, neben den zuvor beschriebenen Versuchen mit einer Alkalizufuhr während der AKR-provozierenden Lagerung, Versuche an Proben aus dem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan

aufstehender NaCl-Lösung durchgeführt. Diese Versuche dienten der Beurteilung der Auswirkungen eines eventuell verstärkten Stofftransportes in das Betongefüge während der Vorschädigung auf den AKR-Schadensprozess. Da die Zufuhr von Alkalien in diesem Fall bereits während der Vorschädigung erfolgte, entfiel eine externe Alkalizufuhr während der AKR-provozierenden Lagerung und es kamen die Nebelkammerlagerung sowie der 60 °C-Betonversuch zum Einsatz. Die Gewinnung der Prüfkörper aus Balken D1-2 ist in Abbildung 4.25 dargestellt.

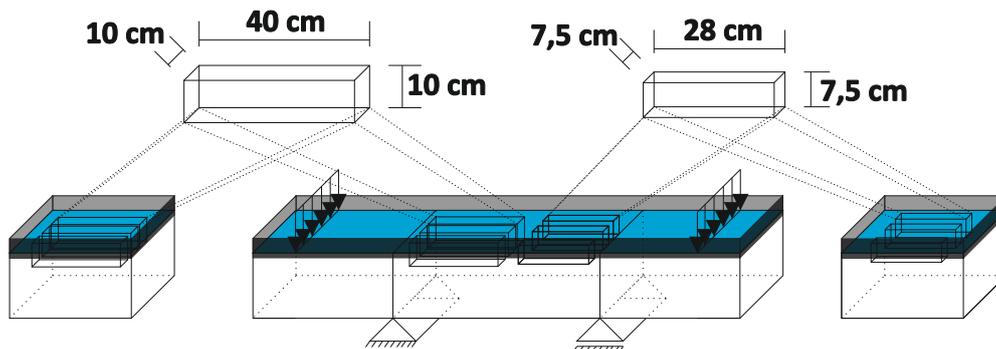


Abbildung 4.25: Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen Biegezugdegradation mit simultanem NaCl-Lösungseintrag auf die AKR-Schadensentwicklung in der Nebelkammerlagerung ( $40 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ ) und im 60 °C-Betonversuch ( $28 \times 7,5 \times 7,5 \text{ cm}^3$ )

Das Vorgehen bei der Versuchsreihe in der Nebelkammerlagerung wich geringfügig von der der Alkali-Richtlinie [17] ab. Die Prismenlänge betrug 400 mm, das nach Alkali-Richtlinie minimal zulässige Maß. Zudem erfolgte keine Einlagerung eines Würfels. Die aus dem Biegebalken gewonnenen Prismen erhielten ebenfalls an den Stirnseiten in Bohrungen eingeklebte Messmarken während einer 14-tägigen Lagerung im Normklima bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte. Da bezüglich der Vorkonditionierung der Proben das Gleiche wie in Abschnitt 4.4.1 gilt, wurde die Nullmessung nach einer Vorlagerung von sieben Tagen im Prüfklima durchgeführt. Auch hier erfolgten die Bestimmung der Längen für die Dehnungsentwicklungen, die Messung der Massen sowie die Eigenschwingzeitmessungen zur Erfassung des dynamischen E-Moduls. Nach Nullmessung und Einlagerung der Prismen folgten die weiteren Messtermine nach jeweils 28 Tagen Lagerungsdauer.

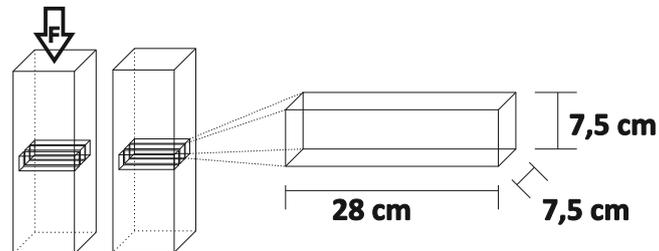
Die Vorgehensweise bei der Versuchsserie im 60 °C-Betonversuch wich ebenfalls etwas von der Alkali-Richtlinie [17] ab. Nach der Gewinnung aus dem Balken gemäß Abbildung 4.25 lief der Versuch analog zu der Beschreibung in Abschnitt 4.4.1 ab.

#### 4.4.2.2 Druckschwellbelastung

Diese Untersuchungen sollten die Analyse des Einflusses der Betondegradation auf die AKR-Schadensentwicklung bei einer externen Zufuhr von Alkalien während der AKR-provozierenden Lagerung um die erhöhte Degradation durch die Druckschwellbelastung erweitern. Dabei kam ausschließlich der 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr zum Einsatz, da die aus den Druckprismen gewinnbaren Prüfkörper zu geringe Abmessungen für die weiteren Lagerungsarten hatten. Die Untersuchungen wurden an der Betonart D1 durchgeführt.

#### 4 Versuchsdurchführung

Die Gewinnung der Prüfkörper aus den großformatigen Prismen erfolgte analog zu den Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr aus dem mittleren Drittel, um Einflüsse der Querdehnungsbehinderung durch die Lasteinleitung möglichst auszuschließen. Die Prüfkörpergewinnung ist schematisch in Abbildung 4.26 dargestellt, hierfür dienen die Prismen D1-P1 und D1-P2.



*Abbildung 4.26: Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum Einfluss der Druckschwellbelastung auf die AKR-Schadensentwicklung im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr*

Auch diese Untersuchung wich geringfügig von der in Abschnitt 3.4.4 beschriebenen Vorgehensweise ab. Die Präparation und Lagerung der Prüfkörper bis zu den Nullmessungen sowie das Vorgehen bei der Lagerung erfolgte in gleicher Weise wie bei den zuvor beschriebenen Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr von im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Proben (vgl. Abschnitt 4.4.2.1).

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Die in diesem Kapitel dargestellten Ergebnisse sind in tabellarischer Form mit teilweise zusätzlichen Angaben in Anhang B zu finden.

### 5.1 Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfungen während der Belastungsversuche

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfungen während der zyklischen Vorschädigung der großformatigen Probekörper dargestellt und diskutiert.

#### 5.1.1 Vorgeschaltete zyklische Vier-Punkt-Biegezugbelastung

Abbildung 5.1 zeigt die Ergebnisse der Ultraschallmessungen an den auf Zug beanspruchten Balkenoberseiten. Auf der linken Seite befindet sich ein detaillierter Auszug der ersten Lastwechsel, während derer die engmaschigere Erfassung der Schädigungsindikatoren stattfand (vgl. Abschnitt 4.1.1).

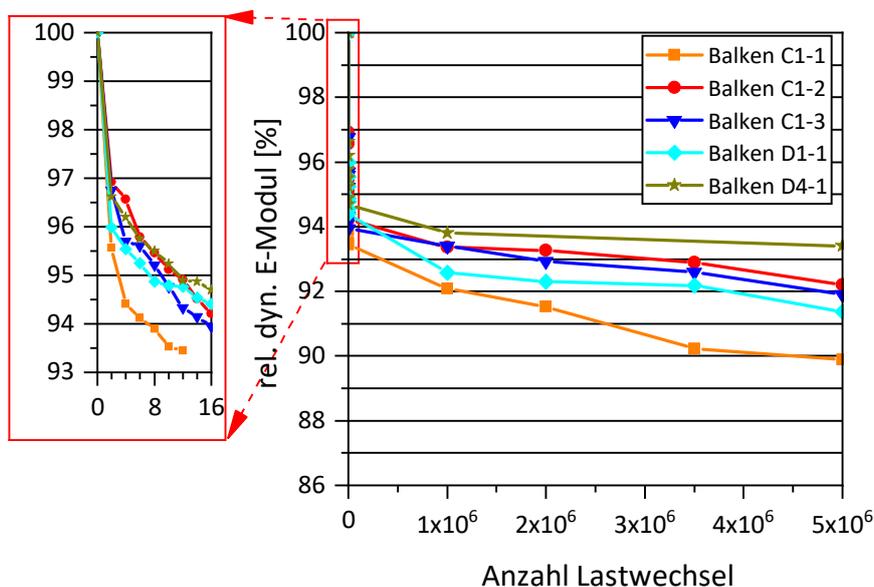


Abbildung 5.1: Entwicklung der relativen dynamischen E-Moduln der Balken während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

Es zeigt sich, dass der Schädigungsfortschritt zu Beginn der Versuche am stärksten ausgeprägt ablief. Erkennbar ist dies am deutlichen Abfall der aus den Ultraschalllaufzeiten ermittelten dynamischen E-Moduln in dieser Phase der Versuche. Die Abnahmen betragen am Ende der zeitlich höher aufgelösten Erfassung rund 5,5 bis 6,5 % im Vergleich zum Ausgangswert. Während des weiteren Verlaufs war die Abnahme verglichen mit der Anfangsphase moderat, wobei die Streuungen der einzelnen Versuche etwas zunahmten.

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Nach dem Aufbringen der fünf Millionen Lastwechsel betragen die Abnahmen rund 6,5 bis 10 %.

Diese Werte liegen im Bereich bzw. leicht unterhalb von in der Praxis erzielten Ergebnissen der Abnahme des dynamischen E-Moduls an Betonfahrbahnplatten. Sievering zieht den Vergleich zwischen verschiedenen Fahrstreifen unterschiedlicher Messquerschnitte an mehreren BAB-Abschnitten und dem als Referenz angesetzten Standstreifen [97]. Die Mittelwerte der Abnahme der dynamischen E-Moduln betragen hierbei rund 10 %. Eigene, auf ähnliche Weise durchgeführte Untersuchungen an zwei Fahrbahnplatten der BAB 113 (Alter ca. 10 Jahre) kamen zu dem gleichen Ergebnis. Auch hier betrug der prozentuale Unterschied zwischen Stand- und 1. Fahrstreifen rund 10 %. Die Resultate dieser Messung sind in Anhang A, Abbildung A.1 dargestellt.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Unterseiten der zyklisch auf Biegung beanspruchten Balken zeigt Abbildung 5.2. Analog zu den Ultraschallmessungen befindet sich links ein detaillierter Auszug der ersten Lastwechsel. Dargestellt sind die Entwicklungen der Stauchungen zum einen während der Grundlast, also im nahezu unbelasteten Zustand und zum anderen während der Oberspannung. Die Einzelwerte aller Balken und aller Laststufen (Grundlast, Unterspannung, Mittelspannung und Oberspannung) sind im Anhang A, in den Abbildungen A.2 bis A.6 zu finden.

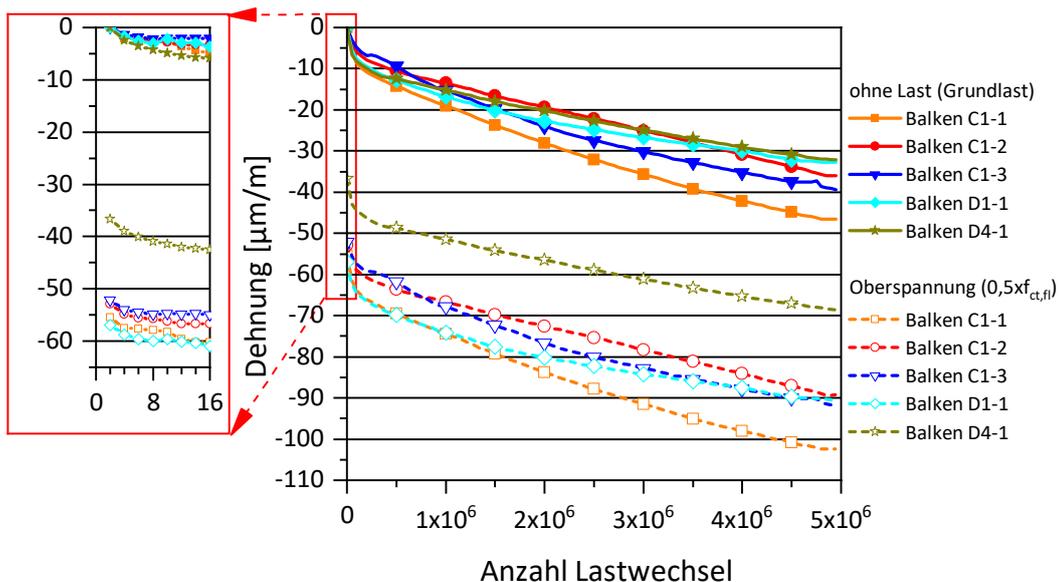


Abbildung 5.2: Stauchungen der Unterseiten der Balken während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

Auch im Rahmen der Dehnungsmessungen zeigt sich der verstärkte Degradationsfortschritt zu Beginn der Versuche. Die Stauchungszunahmen waren in dieser Phase am stärksten ausgeprägt. Die jeweilige Differenz der Stauchungen zwischen Grundlast und Oberspannung lag um die 55  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Einzige Ausnahme hiervon war der Balken D4-11. Diese Abweichung kann zum einen auf die Verwendung eines anderen Zementes der Betonart D4 gegenüber C1 und D1 zurückzuführen sein (vgl. Tabelle 3.1). Zum anderen ist denkbar, dass die Festigkeit des Betons im Rahmen der Versuche zur Festlegung der Oberspannung auf Grund der starken Streuungen der Biegezugfestigkeitsprüfung deutlich unterschätzt

wurde. Die im Vergleich zu den anderen Versuchen geringe Stauchungsdifferenz zwischen den dargestellten Spannungsstufen und auch die vergleichbar geringe Endstauchung des Balkens D4-1 werden auch durch die geringste Abnahme des dynamischen E-Moduls (Abbildung 5.1) gespiegelt. Bei den restlichen Versuchen lag die maximale Stauchung am Ende der Versuche bei der Oberspannung zwischen rund 90 bis 100  $\mu\text{m}/\text{m}$ .

Die Abbildungen 5.3 bis 5.5 zeigen die Ergebnisse der Schallemissionsanalysen der einzelnen Versuche. Analog zu den vorherigen Ergebnissen ist jeweils links ein detaillierter Auszug der ersten Lastwechsel dargestellt. Gezeigt ist die auf den Maximalwert bezogene Anzahl der während der einzelnen Messphasen auftretenden Schallemissionsereignisse über der Anzahl der Lastwechsel. Hierfür wurden alle während der jeweiligen Messphase aufgezeichneten Schallemissionsereignisse aufaddiert. Zu beachten ist, dass die Ordinatenachsen in den Hauptgrafiken zwischen 15 und 90 % geschnitten sind.

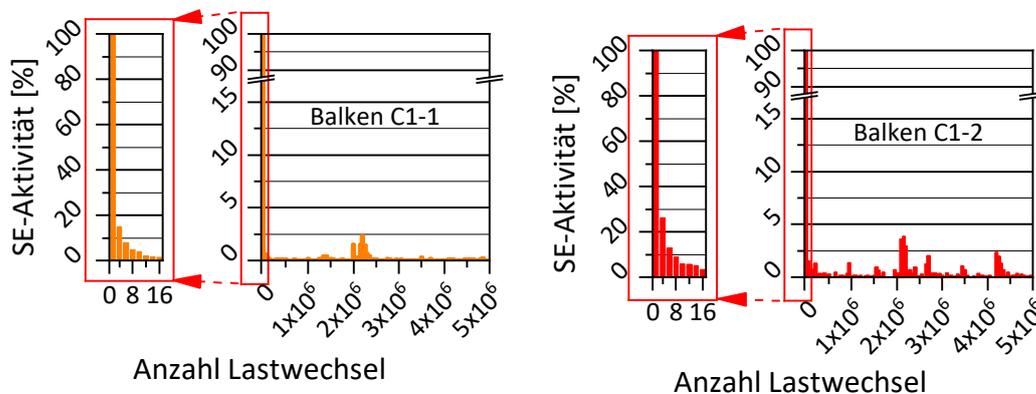


Abbildung 5.3: Ergebnisse der Schallemissionsmessungen der Balken C1-1 und C1-2 während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

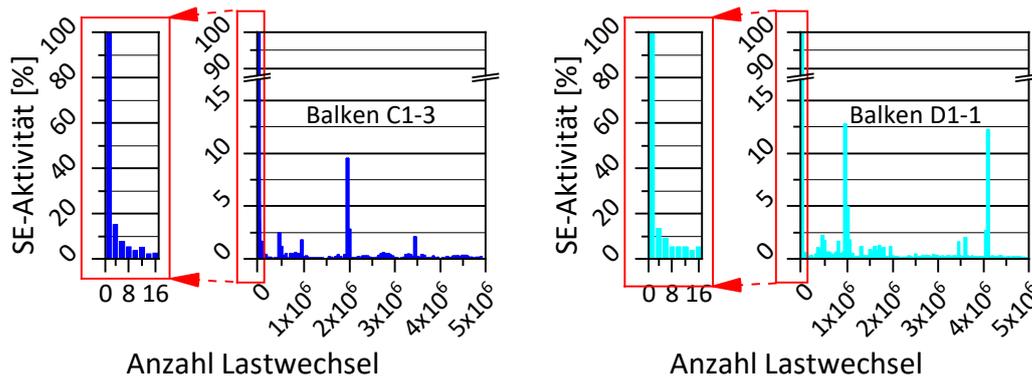


Abbildung 5.4: Ergebnisse der Schallemissionsmessungen der Balken C1-3 und D1-1 während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche

Auch diese Ergebnisse zeigen mit Abstand den größten Degradationsfortschritt während der ersten Lastwechsel. Die Anzahl an Schallemissionsereignissen nahm nach der ersten Messphase bereits auf unter 30 % des Anfangswertes ab und fiel während der engmaschiger aufgelösten Anfangsphase des Versuches in der Regel stetig bis auf weit unter 10 %. Mit

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

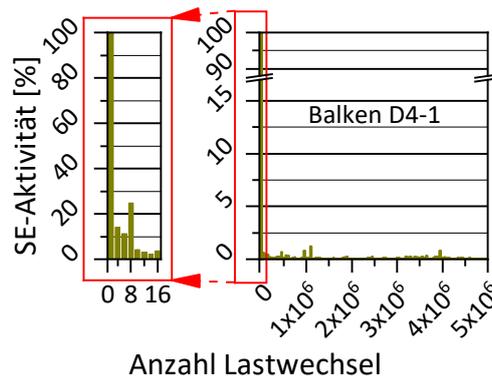


Abbildung 5.5: Ergebnisse der Schallemissionsmessungen des Balkens D4-1 während des zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuches

Ausnahme von wenigen Peaks blieb die Schallemissionsaktivität im weiteren Verlauf bis zum Erreichen der fünf Millionen Lastwechsel deutlich unter 2,5 % des Maximalwertes. Zum einen können diese Peaks auf eine lokal stärker ausgeprägte Rissbildung hindeuten. Zum anderen sind äußere Störeinflüsse (z.B. durch umliegende Prüftechnik/Maschinen) nicht vollkommen auszuschließen.

### 5.1.2 Vorgeschaltete zyklische Druckbelastung

Die Ergebnisse der Ultraschall- und Schallemissionsmessungen während der zyklischen Druckschwellversuche sind in den Abbildungen 5.6 bis 5.8 dargestellt. Bei Probekörper D1-P1 griff das Abbruchkriterium des Versuchs bereits nach 800 Lastwechseln, während die weiteren Versuche D4-P1 und D4-P3 rund 150.000 Lastwechsel durchliefen. Die Entwicklungen der aus den Dehnungen gemessenen E-Moduln für die Abbruchkriterien sind in Anhang A in den Abbildungen A.7 bis A.9 dargestellt.

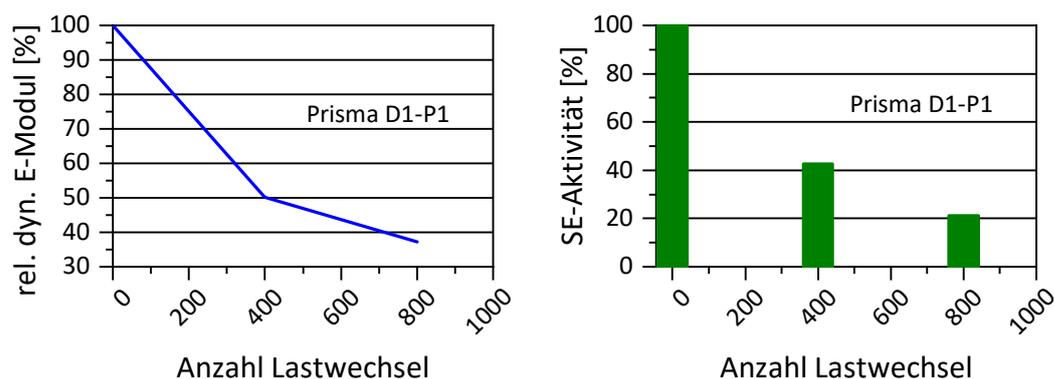


Abbildung 5.6: Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls in Prismenmitte (links) und Schallemissionsereignisse (rechts) während des zyklischen Druckversuchs von Probe D1-P1

Der Abfall des aus den Ultraschallmessungen ermittelten relativen dynamischen E-Moduls lag am Ende der drei Versuche bei rund 40 bis 60 %. Damit ist er deutlich höher

als der Abfall des dynamischen E-Moduls in der auf Zug beanspruchten Balkenoberseite während der zyklischen Biegezugversuche. Dies lässt auf eine deutlich ausgeprägtere Degradation des Betongefüges durch die zyklischen Druckschwellversuche schließen.

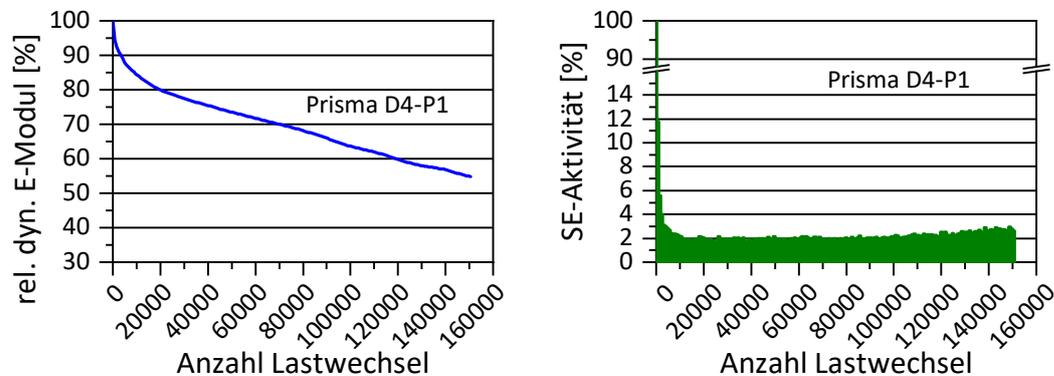


Abbildung 5.7: Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls in Prismenmitte (links) und Schallemissionsereignisse (rechts) während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P1

Während bei Versuch D1-P1 auf Grund der zu geringen Anzahl an Messwerten keine eindeutigen Ermüdungsphasen erkennbar sind, kann der Übergang von Phase I zu Phase II in den länger laufenden Versuchen D4-P1 und D4-P3 identifiziert werden. Der anfänglich starke Abfall des relativen dynamischen E-Moduls ging nach rund 20.000 bis 30.000 Lastwechseln in einen linearen Verlauf über. Ein ähnliches Bild ergeben die Resultate der Schallemissionsmessungen. Versuch D1-P1 ließ keine Ermüdungsphasen erkennen. Dennoch zeigte sich eine deutliche Abnahme der Schallemissionsereignisse im Rahmen der drei Messphasen. Bei den länger laufenden Versuchen war ein wesentlich deutlicherer Abfall zu Beginn zu beobachten, der nach rund 10.000 bis 15.000 Lastwechseln in einen konstanten Bereich überging. Dies ist charakteristisch für den Übergang von Phase I zu Phase II. Gegen Ende der Versuche war bereits ein geringer Anstieg der Schallemissionsereignisse zu erkennen, was auf einen bevorstehenden Übergang in Phase III hindeuten könnte.

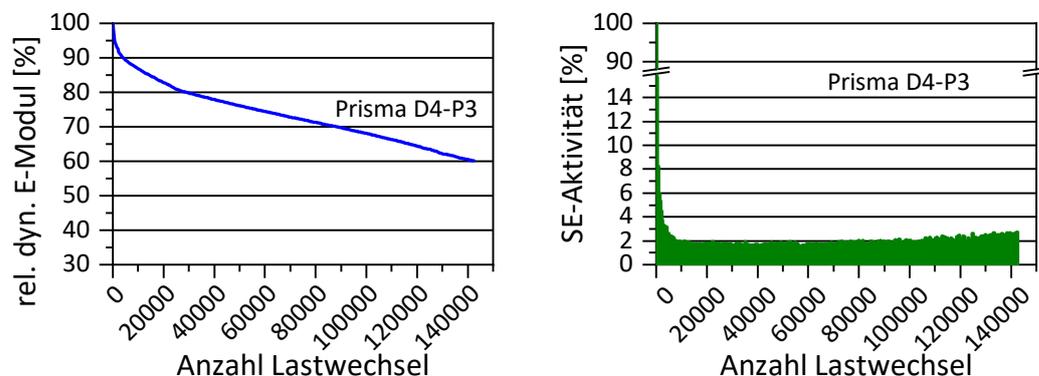


Abbildung 5.8: Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls in Prismenmitte (links) und Schallemissionsereignisse (rechts) während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P3

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Die Abbildungen 5.9 bis 5.11 zeigen die Entwicklungen der mittels Dehnmessstreifen ermittelten Längs- und Querdehnungen in Prismenmitte. Dargestellt sind die während der Messphasen in unterschiedlichen Laststufen gemessenen Werte.

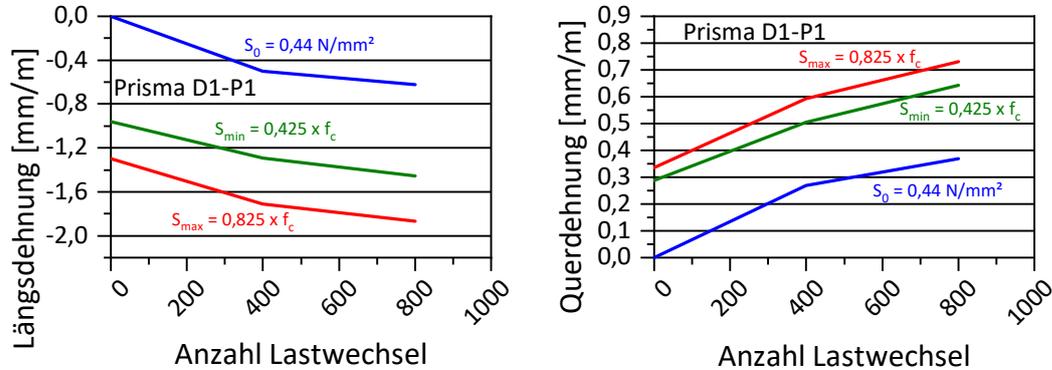


Abbildung 5.9: Mittels Dehnmessstreifen ermittelte Längs- und Querdehnung während des zyklischen Druckversuchs von Probe D1-P1

Die Längsdehnungen bei der Grundlast  $S_0$  lagen am Ende der Versuche zwischen 0,65 (D1-P1) und gut 1 mm/m (D4-P1), während die Spannen zwischen den bei  $S_0$  und  $S_{\max}$  gemessenen Dehnungen Werte zwischen rund 1 und 1,2 mm/m annahmen. Die Enddehnungen in Querrichtung waren mit 0,3 bis maximal 0,6 mm/m während der Grundlast deutlich kleiner als die Längsdehnungen. Auch waren die Differenzen zwischen den Dehnungen bei Grund- und Maximallast deutlich geringer.

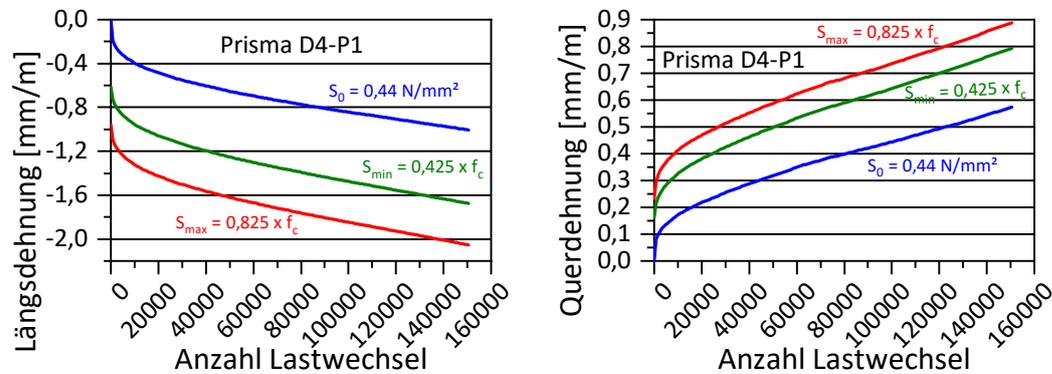


Abbildung 5.10: Mittels Dehnmessstreifen ermittelte Längs- und Querdehnung während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P1

Um einen Vergleich der Dehnungen zwischen Biegezug- und Druckversuchen zu ziehen, müssen auf Grund der Richtung der Probekörpergewinnung für die AKR-Untersuchungen (vgl. Abschnitt 4.4) die Querdehnungen der Prismen mit den Stauchungen der Balken verglichen werden. Es zeigt sich, dass die Querdehnungen der Prismen während der Grundlast (also nahezu ohne Belastung) rund eine Zehnerpotenz größer waren als die Stauchungen an den Balkenunterseiten (Abbildung 5.2). Bei diesem Vergleich wird angenommen, dass die Dehnungen an den Balkenoberseiten in der gleichen Größenordnung liegen wie die Stauchungen an den Balkenunterseiten.

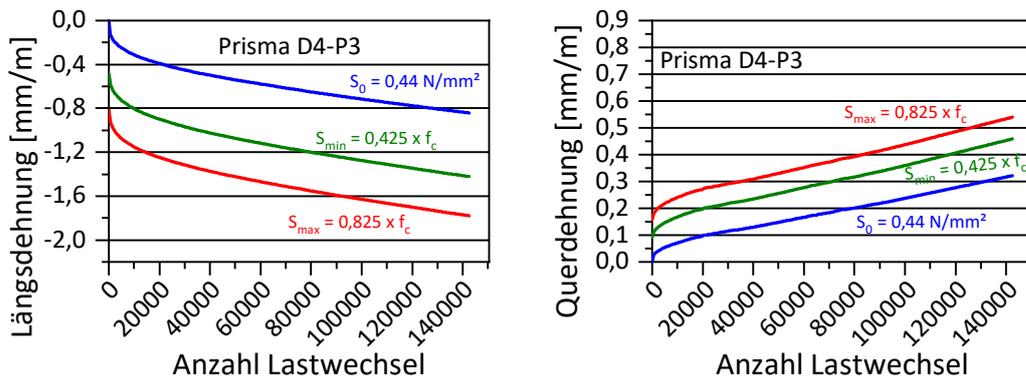


Abbildung 5.11: Mittels Dehnmessstreifen ermittelte Längs- und Querdehnung während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P3

## 5.2 Auswirkungen der mechanischen Belastung auf das Betongefüge

Der nachfolgende Abschnitt dient der Darstellung und Diskussion der Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen mechanischen Belastungen auf das Betongefüge.

### 5.2.1 Ergebnisse der Luftpermeabilitätsuntersuchungen

Die Ergebnisse der Luftpermeabilitätsmessungen an Proben aus dem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch von Balken C1-1 zeigt Abbildung 5.12. Zunächst ist zu erkennen, dass es einen Gradienten des Permeabilitätskoeffizienten innerhalb der oberen 10 cm von der Besenstrichseite gab. Das gilt sowohl für die mechanisch belasteten, als auch für die Referenzproben. Dieser Gradient kann einerseits auf eine verstärkte Schwindrissbildung im oberen Bereich des Balkens zurückgeführt werden. Andererseits zeigte sich durch Porositätsuntersuchungen, dass die durch das Verhältnis von Roh- zu Reindichte ermittelte Gesamtporosität zumindest innerhalb der ersten 5 cm von der Besenstrichseite um knapp 1 % gegenüber dem restlichen Balken erhöht war (Abbildung 5.13).

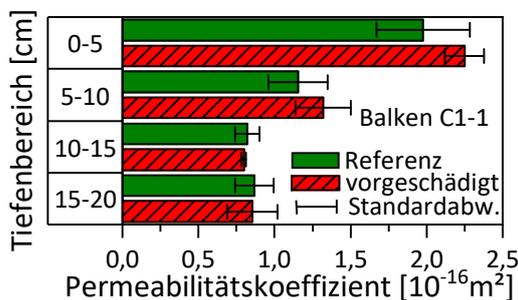


Abbildung 5.12: Tiefenabhängige Permeabilitätskoeffizienten des Balkens C1-1

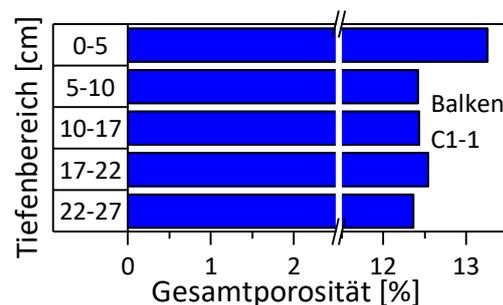


Abbildung 5.13: Gesamtporosität über die Höhe des Balkens C1-1

Dieser Umstand ist vermutlich auf die Herstellung der Balken zurückzuführen, bei der der Beton in mehreren Lagen eingebracht und jeweils mit der Rüttelflasche verdichtet

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

wurde. Dadurch erfolgte ein Austreiben der Luft (z.T. auch der gewollten Luftporen) im Frischbeton an die Oberfläche des Balkens, wodurch sich die Porosität in der oberen Randzone erhöhte. Neben dem Gradienten war innerhalb der oberen 10 cm vom Besenstrich ein Einfluss der zyklischen mechanischen Vorschädigung auf die Permeabilität erkennbar. Die vorbelasteten Proben wiesen in diesem Bereich einen leicht erhöhten Permeabilitätskoeffizienten auf. Ab einer Tiefe von mehr als 10 cm zeigte sich kein eindeutiger Unterschied zwischen vorgeschädigten und mechanisch unbelasteten Probekörpern.

Die Ergebnisse der Luftpermeabilitätsuntersuchungen an den im zyklischen Druckschwellversuch vorgeschädigten Prismen sind in Abbildung 5.14 und 5.15 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Auswirkungen der Druckbelastung deutlich stärker ausgeprägt waren als bei der Biegezugbelastung. Die Permeabilität der vorgeschädigten Probe D4-P1 erhöhte sich ca. auf das Doppelte der zugehörigen Referenz, die der vorgeschädigten Probe D1-P1 sogar auf knapp das Siebenfache.

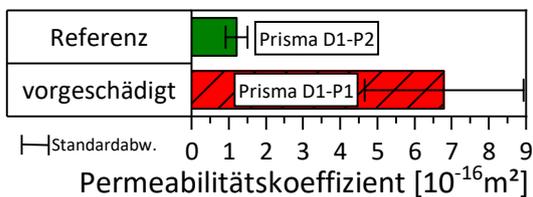


Abbildung 5.14:  
Permeabilitätskoeffizienten der Prismen  
D1-P1 und D1-P2

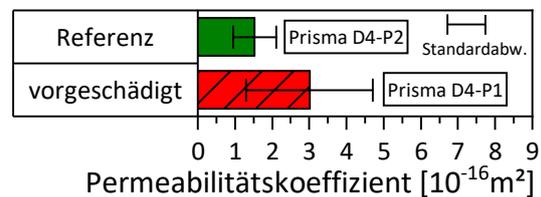


Abbildung 5.15:  
Permeabilitätskoeffizienten der Prismen  
D4-P1 und D4-P2

Die hier erkennbare, erhöhte Degradation spiegelt die Ergebnisse der Ultraschallmessungen während der zyklischen Belastungsversuche wider. Während der Abfall des dynamischen E-Moduls in der oberen Betonrandzone des Balkens C1-1 am Ende des Versuches rund 10 % betrug (Abbildung 5.1), lag er bei den Druckprismen mit Abnahmen von 45 % (D4-P1) bzw. über 60 % (D1-P1) deutlich darüber. Der größere Degradationsfortschritt des Prismas D1-P1 in kürzerer Zeit im Vergleich zu Prisma D4-P1, welcher sich bei den Ergebnissen der ZfP-Messungen in Abschnitt 5.1.2 zeigt, scheint einen sehr viel stärker ausgeprägten Einfluss auf die Luftpermeabilität gehabt zu haben.

### 5.2.2 Ergebnisse der mikroskopischen Rissanalysen

Die mittels Point-Counting gewonnenen Ergebnisse der mikroskopischen Rissauswertungen sind in den Abbildungen 5.16 und 5.17 dargestellt. Abbildung 5.16 zeigt die Resultate der Dünnschliffuntersuchungen, die aus einem zyklischen Biegezugversuch und der zugehörigen Referenz stammen. Im linken Graphen ist die Risshäufigkeit dargestellt. Sie wurde bezogen auf den jeweiligen Anteil an Zementstein im zugehörigen Bildstreifen, da dieser z.T. sehr unterschiedlich groß war und das Ergebnis stark verfälschen kann. Während im Fall der zuvor zyklisch belasteten Probe über den gesamten Dünnschliff verteilt eine leicht erhöhte Risshäufigkeit erkennbar ist, zeigt sich kein signifikanter Schädigungsgradient über die Tiefe. Die durch Schwindprozesse erwartete erhöhte Risshäufigkeit im Bereich des Besenstriches ist durch die gewonnenen Ergebnisse nicht erkennbar. Möglicherweise wäre diese durch eine weitere Erhöhung der Auflösung und der damit verbundenen Erkennbarkeit von Rissen mit einer Breite unter 1,5 - 2  $\mu\text{m}$  darstellbar gewesen, was jedoch mit

einem noch höheren zeitlichen Aufwand sowie einer zu großen Datenmenge einherginge und im Rahmen dieser Arbeit nicht realisierbar war.

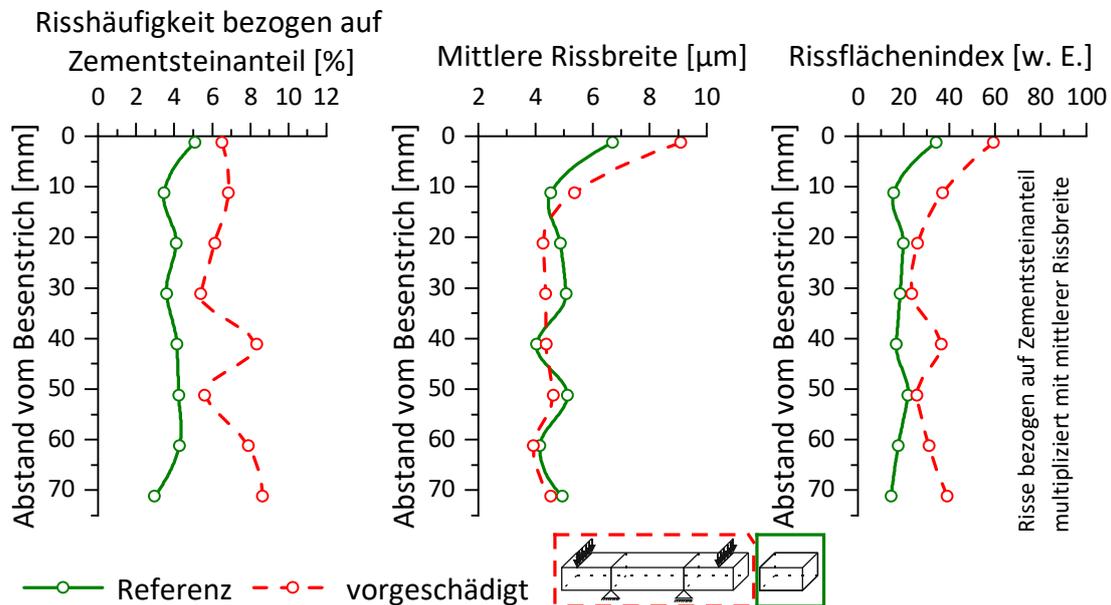


Abbildung 5.16: Ergebnisse der Rissmikroskopie an Dünnschliffproben aus Biegezugbalken C1-1

Während sich ein Schädigungsgradient anhand der Risshäufigkeit nicht zeigte, war die mittlere Rissbreite im äußersten Randbereich des Besenstriches erkennbar erhöht (mittlerer Graph). Bei der zyklisch belasteten Probe war dieser Effekt etwas ausgeprägter als bei der unbelasteten Referenzprobe. Da der Stofftransport sowohl von der Häufigkeit der Risse als auch von der Rissbreite abhängt, wurde ein „Rissflächenindex“ definiert, der im rechten Graphen in Abbildung 5.16 dargestellt ist. Er ergibt sich durch Multiplikation der auf den Zementsteinanteil bezogenen Risshäufigkeit mit der mittleren Rissbreite und soll als Maß der Auswirkungen auf den Stofftransport dienen. Im Rissflächenindex zeigt sich eine ähnliche Tendenz wie bei den Luftpermeabilitätsuntersuchungen (Abbildung 5.12), wobei sich der Schädigungsgradient bei der Rissanalyse nur auf die ersten 20 mm beschränkte. Dennoch war eine, wenngleich nur geringfügig ausgeprägte, Erhöhung des Rissflächenindex vor allem im Bereich des Besenstriches durch die zyklische Biegezugbelastung erkennbar.

Analog zu den Biegezugproben zeigt Abbildung 5.17 die Ergebnisse der mikroskopischen Rissanalysen der Dünnschliffe aus dem Druckschwellversuch und dem zugehörigen Referenzprisma. Wie bereits in Abschnitt 4.2.2 beschrieben, begann die Analyse in diesem Fall erst in einem Abstand von 10 mm vom Dünnschlifftrand, um Artefakte durch den Zuschnitt des Dünnschliffes möglichst auszuschließen. Anhand der auf den Zementsteinanteil im jeweiligen Bildstreifen bezogenen Risshäufigkeit im linken Graph, zeigt sich ein deutlicherer Einfluss der Belastung als beim zyklischen Biegezug. Während die Risshäufigkeit der Referenzprobe vergleichbare Werte wie die Referenz der Biegezugproben aufwies, war sie bei der druckschwellbelasteten Probe rund doppelt so hoch. Auch die mittleren Rissbreiten (mittlerer Graph), waren bei der belasteten Probe leicht erhöht. Somit ergibt sich für den Rissflächenindex als Maß für den Einfluss auf den Stofftransport im rechten Graphen ein um ca. das Dreifache erhöhter Wert der zuvor im Druckschwellversuch belasteten Probe.

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

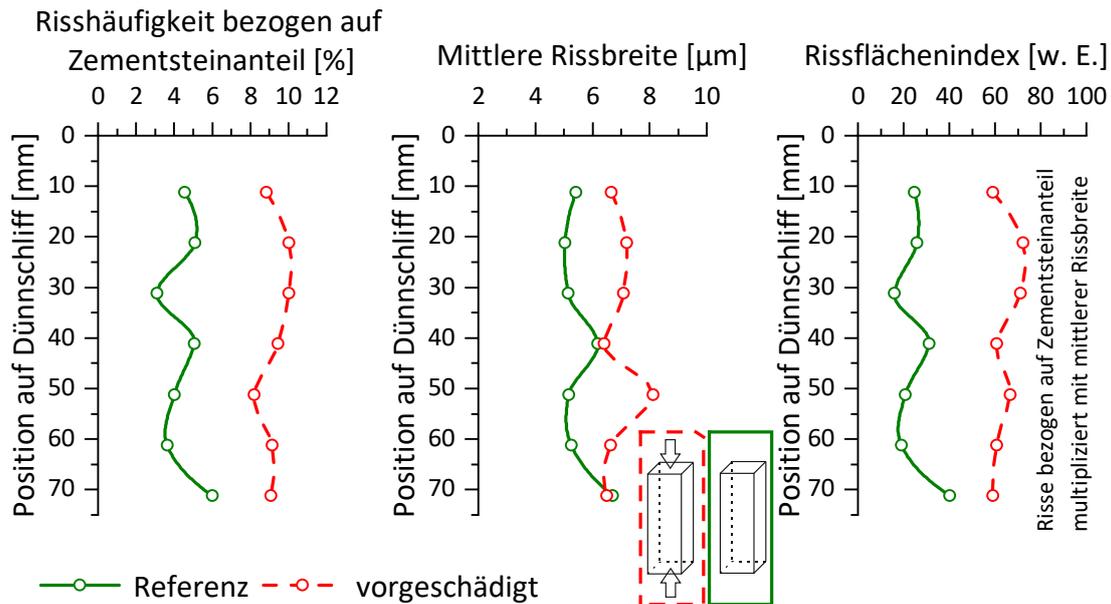


Abbildung 5.17: Ergebnisse der Rissmikroskopie an Dünnschliffproben aus Druckprismen D1-P1 und D1-P2

Damit spiegeln die mikroskopischen Rissanalysen den mittels ZfP und Luftpermeabilitätsmessungen ermittelten und gewollten Trend wider, dass die Druckschwellbelastung zu einer wesentlich deutlicheren Degradation des Betongefüges führte als die zyklische Biegezugbelastung.

### 5.3 Auswirkungen der mechanischen Belastung auf den Stofftransport

#### 5.3.1 Ergebnisse der kapillaren Saugversuche

Die Ergebnisse der kapillaren Saugversuche zur Untersuchung des Einflusses der Ermüdungslastungen auf den Stofftransport gliedern sich in die der Untersuchungen mit zyklischer Biegezugbelastung, gefolgt von denen aus einem zyklischen Druckversuch.

##### 5.3.1.1 Zyklische Biegezugbelastung

Die Ergebnisse der gravimetrischen Messungen an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch sind in Abbildung 5.18 dargestellt. Die Grafik zeigt die Mittelwerte der in Dreifachbestimmung durchgeführten Versuche. Aufgetragen ist die jeweils aufgenommene Prüflösungsmasse bezogen auf die beaufschlagte Probenfläche über der Wurzel der Versuchszeit.

Zunächst kann festgestellt werden, dass alle Mittelwerte vom strengen Wurzel-Zeit-Gesetz abweichen, da sich bei der Darstellung über der Wurzel der Zeit vor allem zu Beginn der Versuche kein linearer Zusammenhang ergibt. Zudem zeigte sich eine deutlich geringere Aufnahme der NaCl-Lösung im Vergleich zum deionisierten Wasser. Bezüglich der Auswirkung der zyklischen Ermüdungslastung ergibt sich, dass ein Einfluss zwar

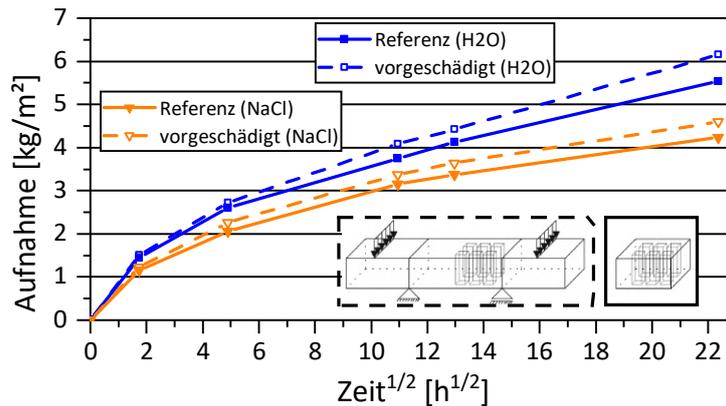


Abbildung 5.18: Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch (Balken C1-1)

erkennbar ist, dieser jedoch nicht so deutlich ausgeprägt auftrat wie es beispielsweise die Ergebnisse der Luftpermeabilitätsuntersuchungen vermuten lassen. Bei der Prüfung mit deionisiertem Wasser lässt sich der Einfluss etwas deutlicher erkennen als bei der Prüfung mit der 3,6 %igen NaCl-Lösung.

Die zuvor beschriebenen Ergebnisse können mit dem Phänomen der „Selbstabdichtung“ des Betons durch das aufgenommene Wasser erklärt werden. Die Selbstabdichtung ist auf verschiedene Phänomene zurückzuführen und wird ausgiebig in der Literatur diskutiert [68]. Als Ursachen gelten hygrische Quellvorgänge, Nachhydratation sowie irreversible Querschnittsreduzierungen des Porenraumes durch Lösung und Ablagerung löslicher Bestandteile, Carbonatisierung oder Verstopfung durch lose Partikel. Zudem kann die Änderung der physikalischen Eigenschaften des Wassers in den kleineren Poren, die erst nach den größeren gefüllt werden, eine Rolle spielen.

Durch all diese Phänomene bzw. ihr Zusammenwirken erklärt sich zunächst die generelle Abweichung vom Wurzel-Zeit-Gesetz. Die geringere Aufnahme der NaCl-Lösung im Vergleich zum reinen Wasser ist einerseits auf die bereits in den Grundlagen dieser Arbeit beschriebene Abhängigkeit des zeitlichen Eintrages von der Oberflächenspannung und Viskosität der eindringenden Flüssigkeit zurückzuführen (Gleichung 2.12). Durch den überproportionalen Anstieg der Viskosität bei linearer Zunahme der Oberflächenspannung mit steigender NaCl-Konzentration ist der zeitliche Eintrag an NaCl-Lösung geringer. Andererseits spielt vermutlich die erhöhte hygrische Dehnung bei der Beaufschlagung mit NaCl-Lösung im Verhältnis zum reinen Wasser eine Rolle. Der Spaltdruck zwischen den Zementsteinphasen, welcher maßgeblich für die hygrische Dehnung verantwortlich ist (vgl. Abschnitt 2.3.2), erhöht sich bei Anwesenheit von NaCl. Untersuchungen zeigten, dass Quarzblättchen durch eine konzentrierte NaCl-Lösung deutlich weiter voneinander getrennt werden, als durch reines Wasser, was auf die Bildung von Solvathüllen um die Ionen und die damit verbundene Erhöhung der Abstoßungskräfte zurückgeführt wird [175]. Hieraus ist zu schlussfolgern, dass der Spaltdruck und damit die hygrische Dehnung bei der Beaufschlagung mit NaCl-Lösung größer ist und ein geringerer Porenquerschnitt zur Aufnahme der Prüflösung zur Verfügung steht. Dadurch wird die Prüflösungsaufnahme verringert. Der nur sehr moderat erkennbare Einfluss der Vorschädigung ist wahrscheinlich auch Resultat der Phänomene der Selbstabdichtung. Allein die hygrische Dehnung

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

hat zur Folge, dass es zu einem teilweisen Zuquellen der durch die Vorschädigung entstandenen Risse kam. Um diese Vermutung zu untermauern, erfolgten hygrische Dehnungsexperimente an der Betonart C1. Dafür wurden sechs Bohrkerne mit einem Durchmesser von 5 cm und rund 20 cm Länge aus einem mindestens 56 Tage hydratisierten Balkensegment gewonnen. Nach der Trocknung bei 40 °C bis zur Massekonstanz, um vergleichbare Voraussetzungen wie in den kapillaren Saugversuchen zu schaffen, lagerten sie in einem Becken komplett unter Wasser. Die Dehnungsmessungen erfolgten automatisch durch induktive Wegaufnehmer, indem die Probekörper in entsprechenden Messrahmen unter Wasser gehalten wurden. Das Ergebnis dieser Messung ist in Anhang A in Abbildung A.10 dargestellt. Es ergibt sich aus den Messungen, dass die hygrischen Dehnungen nach einer Woche im Mittel bereits knapp 0,5 mm/m betragen. Dieser Wert liegt deutlich über den gemessenen irreversiblen Verformungen während der Vorschädigung im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch. Daher ist davon auszugehen, dass allein durch die hygrischen Dehnungserscheinungen während der kapillaren Saugversuche der Einfluss der Mikrorissbildung durch die Vorschädigung deutlich reduziert wurde. Zusätzlich ist denkbar, dass durch die Mikrorissbildung Teile unhydratisierten Zementes freigelegt wurden, welche durch Nachhydratation zu einer weiteren Verringerung des Einflusses beitragen. Die dargestellten Ergebnisse zeigen einen wesentlich weniger ausgeprägten Einfluss der Vorschädigung als die Untersuchungen von Przdiono et al. mit dem Karsten'schen Röhrchen an vergleichbar vorgeschädigten Probekörpern (vgl. Abschnitt 2.4 bzw. [126]). Dieser Unterschied der Ergebnisse kann darauf zurückgeführt werden, dass sich das Wasser bei der Prüfung mit dem Karsten'schen Röhrchen dreidimensional ausbreiten kann, also auch kreisförmig an der Oberfläche des Probekörpers um das Röhrchen herum. Unter der Annahme einer erhöhten Durchlässigkeit nahe der Oberfläche auf Grund eines Schädigungsgradienten durch den Spannungsgradienten während der Vorschädigung ist anzunehmen, dass sich ein deutlicherer Einfluss zeigt, wenn sich das Wasser vornehmlich in diesem Bereich ausbreiten kann und nicht gezwungen ist in tiefere Bereiche des Betons einzudringen.

Abbildung 5.19 zeigt die Ergebnisse der TDR-Messungen. Dargestellt sind die Mittelwerte der Permittivitätszunahmen aller Probekörper. Die Zunahme der Permittivität ergibt sich durch die Subtraktion der Ergebnisse der Nullmessungen von denen der zu den jeweiligen Zeiten durchgeführten Messungen. Diese Art der Darstellung wurde gewählt, um die Zunahme der Feuchte erkennbar zu machen und einen Vergleich der Ergebnisse zu erleichtern, da sich die Permittivitäten bereits bei den Nullmessungen unterschieden. Die Darstellung der reinen Permittivitäten ist Anhang A, Abbildung A.11 und A.12 zu entnehmen.

Nach drei Stunden Saugzeit war sowohl bei der Beaufschlagung mit reinem Wasser als auch mit NaCl-Lösung nur ein geringer Unterschied zwischen vorgeschädigten und Referenzproben erkennbar. Die Eindringtiefe der Feuchte betrug in beiden Fällen rund 35 mm. Nach 24 Stunden zeigte sich ein etwas deutlicherer Unterschied. Über die gesamte Probekörpertiefe, in die Feuchte eingedrungen war, lässt sich eine leicht erhöhte Zunahme der Permittivität bei den vorgeschädigten Proben erkennen. Auch die Feuchte war bereits etwas tiefer eingedrungen, was sowohl für die Beaufschlagung mit Wasser als auch mit NaCl-Lösung gilt. Dieser erkennbare, jedoch moderate Unterschied setzte sich in beiden Fällen bis zum Versuchsende nach 504 Stunden fort, wobei die Feuchtefront immer tiefer in das Probeninnere vordrang. Zum Ende der Versuche ging sie in allen Fällen deutlich über die tiefste Messstelle von 80 mm hinaus. Der Randbereich der ersten 25 mm war nach

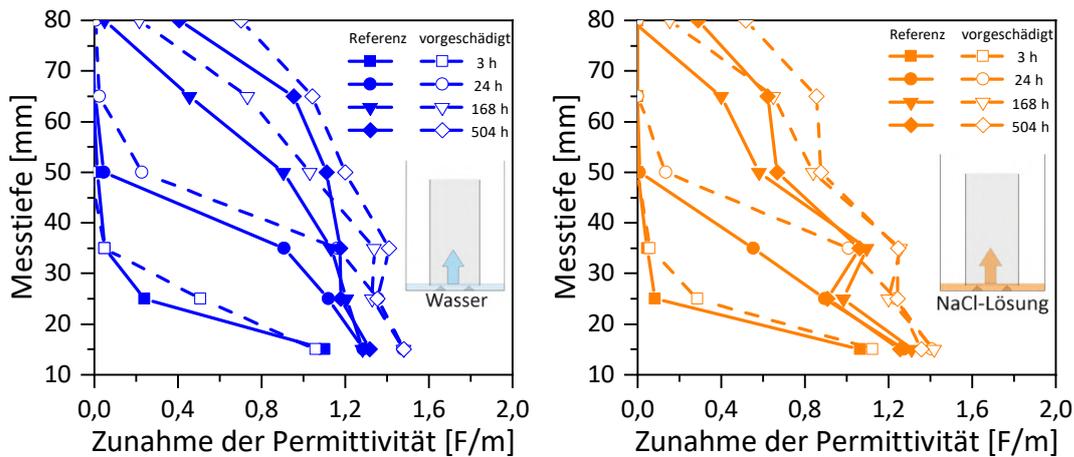


Abbildung 5.19: Ergebnisse der TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit Wasser (links) und NaCl-Lösung (rechts) an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch (Balken C1-1)

24 Stunden bereits gesättigt, da in der anschließenden Zeit keine nennenswerte weitere Zunahme der Permittivität in diesem Bereich zu verzeichnen war.

Die Ergebnisse der im Anschluss an die Saugversuche durchgeführten qualitativen LIBS-Messungen zum Eintrag der Natrium- und Chloridionen der mit NaCl-Lösung beaufschlagten Probekörper zeigt die Abbildung 5.20. Dargestellt sind auch hier die Mittelwerte der jeweils drei halbierten Probekörper beider Serien, wobei die Kurven durch einen gleitenden Mittelwert über fünf Werte geglättet wurden. Im Ergebnis lässt sich feststellen, dass kein eindeutiger Einfluss der Vorschädigung erkennbar ist. Die Eindringtiefe der Na- aber auch der Cl-Ionen betrug in allen Fällen rund 40 mm. Damit blieb die Ionenfront deutlich hinter der Feuchtefront zurück, was auf den in den Grundlagen dieser Arbeit bereits beschriebenen Chromatografieeffekt infolge ionogener Wechselwirkungen zurückzuführen ist (vgl. Abschnitt 2.2.2).

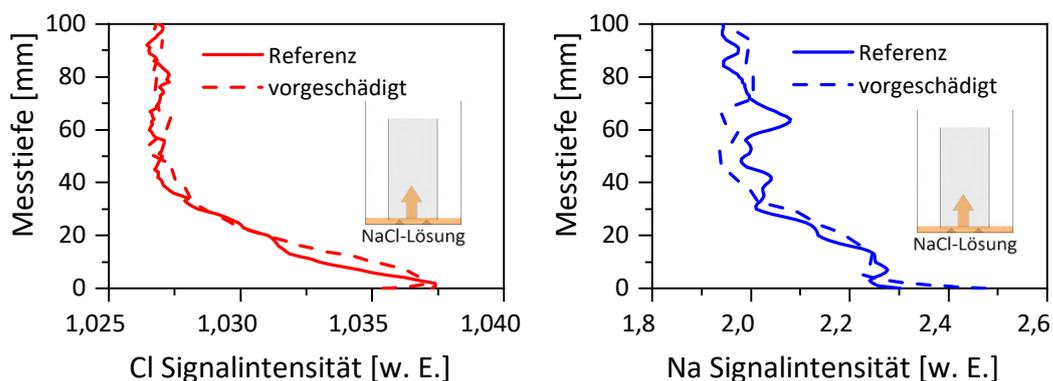


Abbildung 5.20: Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit NaCl-Lösung an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch (Balken C1-1)

Die Ergebnisse der quantitativen nasschemischen Analyse bestätigten die LIBS-Messungen zur Erkennbarkeit des Einflusses der Vorschädigung auf den Ionentransport (Abbil-

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

nung 5.21). Die erwartungsgemäß erhöhte Ionenkonzentration im Randbereich zeigte sich auch bei diesen Ergebnissen deutlich. Während die Cl-Ionenkonzentration ab rund 35 bis 40 mm konstant verlief, wies die Na-Ionenkonzentration auch hier noch einen leichten Gradienten auf, wodurch eine genaue Festlegung der Eindringtiefe des Natriums nicht möglich ist.

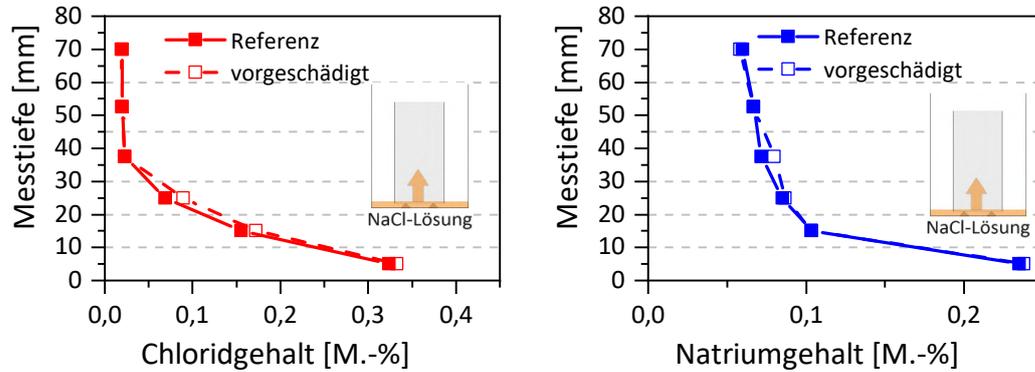


Abbildung 5.21: Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit NaCl-Lösung an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch (Balken C1-1)

### 5.3.1.2 Druckschwellbelastung

Die Ergebnisse der gravimetrischen Messungen an Proben aus einem Druckschwellversuch zeigt Abbildung 5.22. Dargestellt sind die Mittelwerte der in Dreifachbestimmung durchgeführten Versuche. Aufgetragen ist, analog zu den Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch, die jeweils aufgenommene Prüflösungsmasse bezogen auf die beaufschlagte Probenfläche über der Wurzel der Versuchszeit. Auch hier zeigt sich eine Abweichung vom Wurzel-Zeit-Gesetz, die auf die im vorherigen Abschnitt beschriebene Selbstabdichtung des Betons zurückzuführen ist.

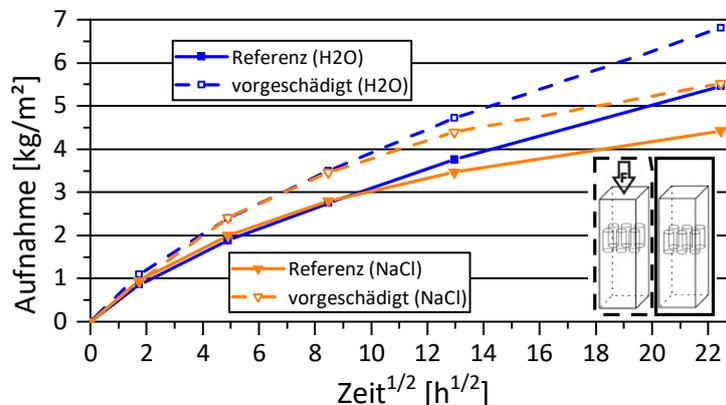


Abbildung 5.22: Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche an Proben aus einem Druckschwellversuch (Prismen D1-P1 und D1-P2)

Der Einfluss der Vorschädigung ist wesentlich deutlicher ausgeprägt als bei der Biegezugdegradation, wobei die Erhöhung im Vergleich zu der der Gefügedegradation nicht so deutlich ausfiel. Hierfür verantwortlich ist vermutlich das zuvor schon beschriebene hygri-sche Quellen und die damit verbundene Verringerung des Rissvolumens. Die geringere Aufnahme der NaCl-Lösung im Vergleich zum reinen Wasser zeigte sich bei den druck-schwellbelasteten Proben ebenfalls.

Die Ergebnisse der NMR-Messungen sind in Abbildung 5.23 dargestellt. Die Grafik zeigt die Mittelwerte der Zunahme der NMR-Amplitude der jeweils drei Probekörper zu den verschiedenen Messzeiten. Auch hier ergibt sich die Zunahme aus der Subtraktion der Ergebnisse der Nullmessungen von den Ergebnissen der Messungen zu den jeweiligen Zeitpunkten. Die Amplituden aller Messungen sind in Anhang A in den Abbildungen A.13 und A.14 zu finden.

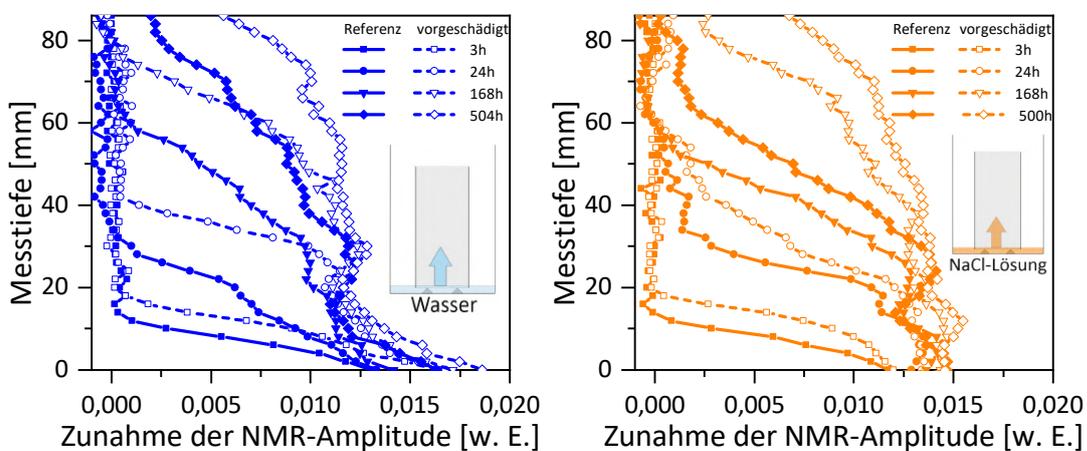


Abbildung 5.23: Ergebnisse der NMR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit Wasser (links) und NaCl-Lösung (rechts) an Proben aus einem Druckschwellversuch (Prismen D1-P1 und D1-P2)

Nach drei Stunden Saugzeit zeigte sich bereits ein geringer Unterschied zwischen vorge-schädigten und Referenzproben, der bei der Beaufschlagung mit Wasser und NaCl-Lösung nahezu gleich ausfiel. Die Eindringtiefe von rund 15 bis 20 mm lag unterhalb derer der Biegezugproben nach drei Stunden. Das kann auf die Zementanreicherung und erhöhte Porosität der Biegezugproben im Randbereich zurückgeführt werden und wurde auch durch die generell etwas geringere Aufnahme zum ersten Messtermin bei den gravime-trischen Messungen im Vergleich zu den Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch gespiegelt. Der Einfluss der Vorschädigung war bei den mit Wasser beaufschlagten Pro-ben nach 24 Stunden schon wesentlich deutlicher erkennbar und setzte sich bis zum Ende der Versuche relativ gleichmäßig fort, wobei die Eindringtiefe der Feuchtefront auch hier in beiden Fällen über die Messtiefe von gut 80 mm hinausging. Im Rahmen der Beauf-schlagung mit NaCl-Lösung zeigte sich der Einfluss der Vorschädigung vor allem ab einer Saugzeit von 168 Stunden. Die Eindringtiefe der Feuchte der vorgeschädigten Proben ging ebenfalls klar über die maximale Messtiefe hinaus, während dies bei den ungeschädigten Proben weniger deutlich ausfiel. Damit ergibt sich, zumindest bei den ungeschädigten Pro-ben, eine geringere Aufnahme bei der Beaufschlagung mit NaCl-Lösung im Vergleich zum reinen Wasser.

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Abbildung 5.24 zeigt die mittels LIBS ermittelten qualitativen Werte der Na- und Cl-Ionenverteilung jeweils eines vorgeschädigten und Referenzprobekörpers nach den kapillaren Saugversuchen mit NaCl-Lösung. Auch hier wurden die Kurven durch einen gleitenden Mittelwert über fünf Messwerte geglättet. Da hier nur die Ergebnisse jeweils eines Probekörpers dargestellt sind, ist die Aussagefähigkeit der Ergebnisse beschränkt. Dennoch ergeben sich ab einer Tiefe von rund 15 mm leicht erhöhte Werte der vorgeschädigten Probe. Das ist über den gesamten Bereich, in den die Ionen eingedrungen sind, bis zu einer Tiefe von rund 50 bis 60 mm erkennbar.

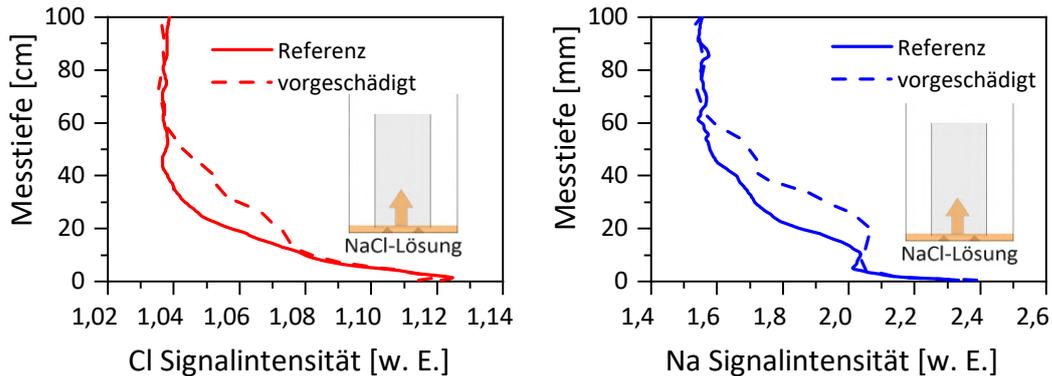


Abbildung 5.24: Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit NaCl-Lösung an Proben aus einem Druckschwellversuch (Prismen D1-P1 und D1-P2)

Bei den an je zwei Proben pro Serie durchgeführten nasschemischen Analysen ergab sich ein geringerer Einfluss der Vorschädigung auf den Ioneneintrag (Abbildung 5.25). Im Falle des Chloridgehaltes sind leicht erhöhte Werte der vorgeschädigten Proben bis in eine Tiefe von gut 50 mm zu erkennen und es lässt sich eine grobe Festlegung der Eindringtiefe auf Grund des nahezu konstanten Verlaufs in tieferen Bereichen treffen. Im Falle des Natriumgehaltes war keine eindeutige Erhöhung der Werte der vorgeschädigten Probekörper festzustellen. Zudem zeigt sich auch hier der schon bei den Biegezugproben beobachtete geringe Gradient bis zur tiefsten Messung.

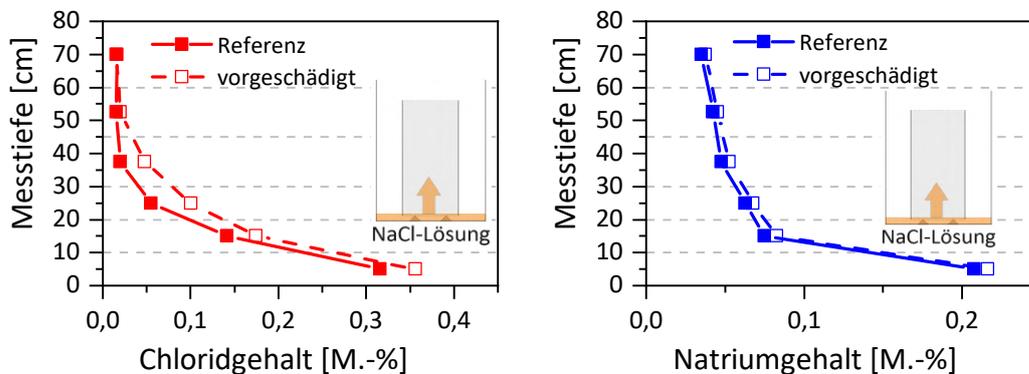


Abbildung 5.25: Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit NaCl-Lösung an Proben aus einem Druckschwellversuch (Prismen D1-P1 und D1-P2)

Die Stofftransportuntersuchungen in Form von kapillaren Saugversuchen belegen, dass sich der Einfluss der zyklischen Biegezugbelastung auf den Feuchteeintrag nur moderat auswirkte. Im Rahmen der Vorschädigung durch Druckschwellversuche war er wesentlich stärker ausgeprägt. Zudem ist ersichtlich, dass Feuchte- und Ioneneintrag voneinander getrennt betrachtet werden müssen. Die Eindringtiefe der Ionen blieb deutlich hinter der Feuchtefront zurück. Darüber hinaus war auch nur bei der erhöhten Degradation infolge der Druckschwellversuche ein leichter Einfluss der Vorschädigung auf den Ionen transport erkennbar, auch wenn dieser geringer ausfiel als bei dem Feuchteeintrag. Im Rahmen der nasschemischen Analysen ergab sich in allen Fällen ein Gradient der Natriumgehalte bis in die tiefste Messebene, was eine Festlegung der Eindringtiefe im Gegensatz zu den Chloridionen unmöglich macht. Es scheint, dass Natriumionen trotz ihrer geringeren Beweglichkeit (vgl. Abschnitt 2.2.2) weiter in das Betoninnere eindringen, auch wenn dies nur in geringen Konzentrationen geschieht. Das begründet sich vermutlich durch die stärkere ionogene Wechselwirkung der Chloridionen mit der Zementsteinmatrix.

### 5.3.2 Interaktion von Stofftransport und mechanischer Belastung

Die während der im trockenen Zustand aufgebrauchten Lastwechsel durchgeführten Ultraschallmessungen zeigten eine Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls von knapp 5 % nach eine Million Lastwechseln. Diese Abnahme liegt leicht unterhalb derer aus den Belastungsversuchen ohne aufstehende Prüflösung (vgl. Abschnitt 5.1.1). Eine vergleichende Beurteilung zum Ende des Versuches ist auf Grund der Durchfeuchtung der zu messenden Betonrandzone nicht möglich.

Deutlich mehr Informationen lieferten die an der Ober- und Unterseite durchgeführten Dehnungsmessungen (Abbildungen 5.26 und 5.27). Während der ohne aufstehende Lösung durchgeführten eine Million Lastwechsel zu Beginn, lagen die Dehnungen und Stauchungen an Ober- und Unterseite in der gleichen Größenordnung. Im unbelasteten Zustand bewegten sie sich am Ende dieser Versuchsphase um die 20  $\mu\text{m}/\text{m}$ , bei der maximalen Last von 50 % der Biegezugfestigkeit um rund 80  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Diese Werte sind vergleichbar mit den Stauchungen der Unterseiten der trocken durchgeführten Belastungsversuche nach eine Million Lastwechseln (vgl. Abbildung 5.2). Die in dieser Phase an der Oberseite zu beobachtende Abnahme der Dehnungen zwischen 250.000 und 500.000 Lastwechseln, ist vermutlich auf Temperatureinflüsse zurückzuführen, da sie gleichfalls auch bei den unbelasteten Referenzsegmenten auftrat. Während der Saugzeit der anschließend aufstehenden Prüflösung ohne eine mechanische Belastung, zeigte sich durch die hygrische Verformung der Proben an Ober- und Unterseite ein unterschiedliches Verhalten. Die Dehnungen an der Oberseite der Referenzsegmente lagen nur rund 10  $\mu\text{m}/\text{m}$  über den Stauchungen an der Unterseite. Bei dem zuvor mechanisch belasteten Balken zeigte sich hier ein wesentlich deutlicherer Unterschied. Während die Dehnungen an der Oberseite durch die aufstehende Lösung auf gut 180  $\mu\text{m}/\text{m}$  anwuchsen, blieben die Stauchungen an der Unterseite mit gut 100  $\mu\text{m}/\text{m}$  dahinter zurück. Somit zeigte sich vor allem an der Oberseite der erhöhte Dehnungszuwachs des zuvor belasteten Balkens gegenüber der Referenz, der auf die mechanische Vorbelastung zurückzuführen ist. Bei den überlagerten, mechanisch und hygrisch induzierten Dehnungen im weiteren Verlauf des Versuches war vor allem an der Oberseite noch eine deutliche Zunahme festzustellen. Es zeigte sich auch hier durch die mechanische Belastung ein größerer Zuwachs als bei den Referenzsegmenten. Grundsätzlich ist also ein Einfluss der mechanischen Belastung auf das hygrische Verformungsverhalten klar

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

erkennbar. Zudem wird durch diesen Versuch deutlich, dass die hygrische Verformung des Balkens deutlich größer war als die, die durch die mechanische Belastung hervorgerufen wurde.

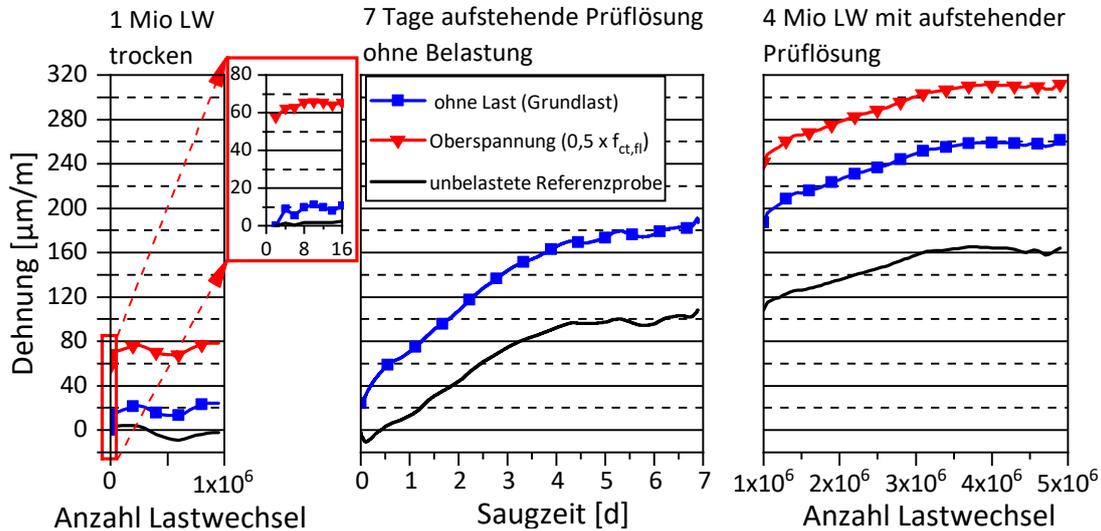


Abbildung 5.26: Dehnungen an der Oberseite des Balkens D1-2 während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung

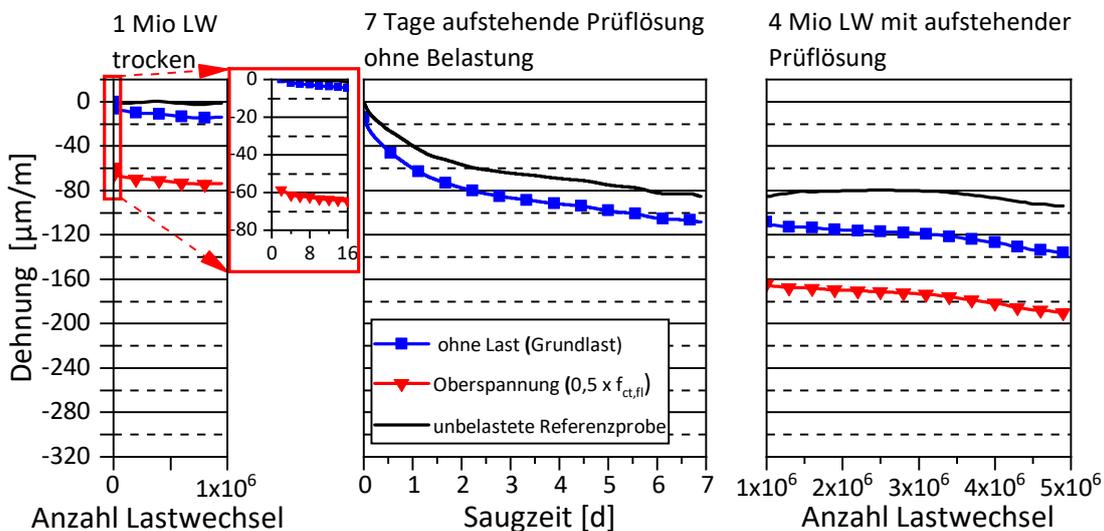


Abbildung 5.27: Stauchungen an der Unterseite des Balkens D1-2 während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung

Die Ergebnisse der Aufzeichnung der Schallemissionsereignisse während des Versuchs sind in Abbildung 5.28 dargestellt. Während der ersten eine Million durchgeführten Lastwechsel ohne die aufstehende NaCl-Lösung zeigte sich ein ähnliches Bild wie bei den Vorschädigungsversuchen ohne aufstehende Prüflösung. Bei der ersten Belastung traten mit Abstand am meisten Schallemissionsereignisse auf, die während der folgenden Belastungen deutlich zurückgingen. Während der anschließenden Phase ohne mechanische Belastung

wurden keine Schallemissionsmessungen durchgeführt. Zwar erzeugte das Aufbringen der Prüflösung viele Schallemissionsereignisse, jedoch waren wenige Minuten später kaum noch Ereignisse detektierbar. Ein Unterschied zu den zuvor beschriebenen Versuchen ohne eine aufstehende NaCl-Lösung (Abschnitt 5.1.1), zeigte sich im Rahmen der weiteren vier Millionen Lastwechsel mit der aufstehenden Prüflösung. Hierbei waren mit rund 10 bis 15 % des Anfangswertes wieder deutlich mehr Schallemissionsereignisse feststellbar. Da die effektive Zugbelastung der Oberseite des Balkens durch die hygrische Dehnung geringer war als bei der Belastung ohne die aufstehende Lösung, war wahrscheinlich keine verstärkte Rissbildung hierfür ursächlich. Mit hoher Wahrscheinlichkeit kam es durch die Vibrationen infolge der mechanischen Belastung zu einer Wechselwirkung zwischen Prüflösung und Betonoberfläche, die zur Entstehung von detektierbaren Schallemissionsereignissen führte.

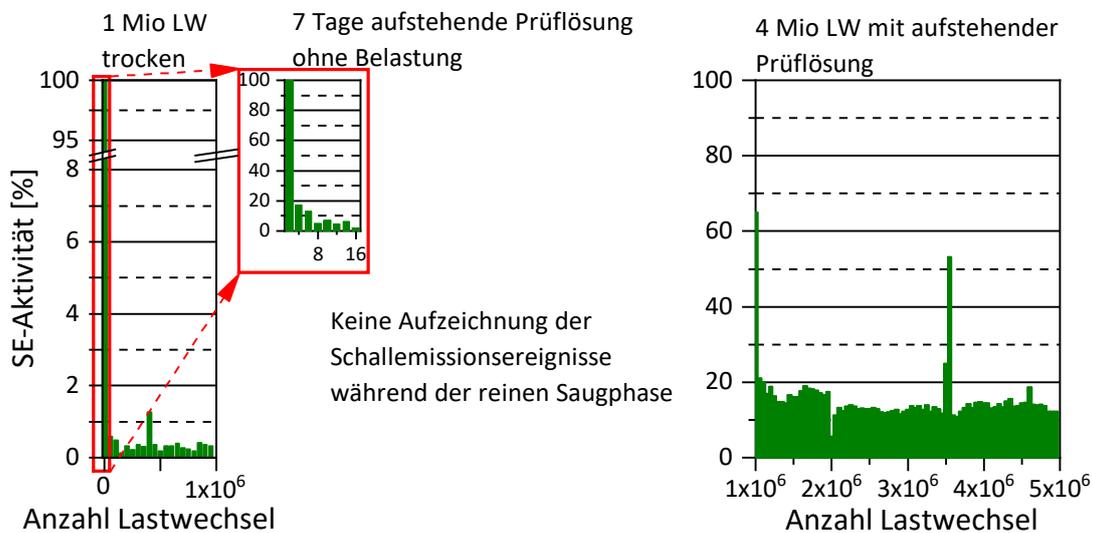


Abbildung 5.28: Schallemissionsereignisse während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung (Balken D1-2)

Die Ergebnisse der durchgeführten TDR-Messungen lassen einen Einfluss der mechanischen Belastung auf das Eindringen der NaCl-Lösung bzw. der Feuchte erkennen (Abbildung 5.29). Die Abbildung zeigt die Zunahme der Permittivität (und damit die Zunahme der Feuchte) zu verschiedenen Zeitpunkten des Versuchs im Vergleich zur Ausgangsmessung vor dem Aufbringen der Prüflösung. Die Zunahme ergibt sich auch hier durch die Subtraktion der Ergebnisse der Nullmessung von denen der jeweiligen Messzeitpunkte. Die ermittelten Permittivitäten sind in Anhang A in Abbildung A.15 dargestellt. Im zuvor mechanisch belasteten Teil stieg die Permittivität nach einer Saugzeit von 24 Stunden bereits stärker an als in dem gemessenen Referenzsegment. Auch nach den sieben Tagen mit aufstehender NaCl-Lösung ohne simultane mechanische Belastung war die Permittivitätszunahme der belasteten Probe im Großteil des gemessenen Tiefenprofils gegenüber der Referenz erhöht. Zudem war die Lösung bereits weiter in das Balkeninnere eingedrungen. Die Abschlussmessung nach dem Aufbringen der weiteren vier Millionen Lastwechsel mit aufstehender Prüflösung führte im Referenzsegment zu keiner weiteren erkennbaren Zunahme. Im belasteten Teil hingegen war die Feuchte durch die mechanische Belastung noch weiter angestiegen, auch wenn die Zunahme nur noch sehr gering ausfiel.

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

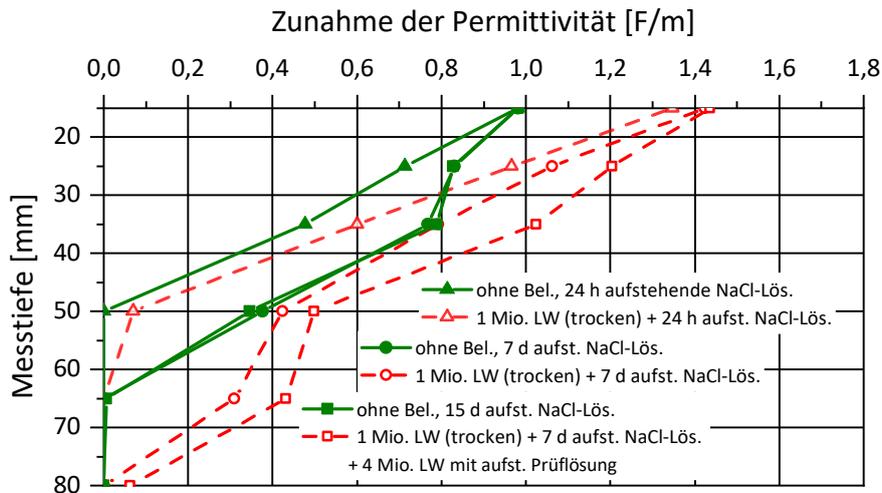


Abbildung 5.29: Ergebnisse der TDR-Messungen während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung (Balken D1-2)

Die Analyse der eingedrungenen Na- und Cl-Ionen lässt jedoch keine eindeutige Differenzierung zwischen mechanisch belasteter und Referenzprobe erkennen. Dies gilt sowohl für die Ergebnisse der LIBS-Messungen (Abbildung 5.30) als auch für die der nasschemischen Analyse (Abbildung 5.31). Die Kurven der LIBS-Messungen wurden durch einen gleitenden Mittelwert von fünf Messwerten geglättet. Durch beide Messverfahren ist der erwartungsgemäß erhöhte Ioneneintrag in der beaufschlagten Randzone zu erkennen, welcher ab rund 40 mm Tiefe konstant blieb.

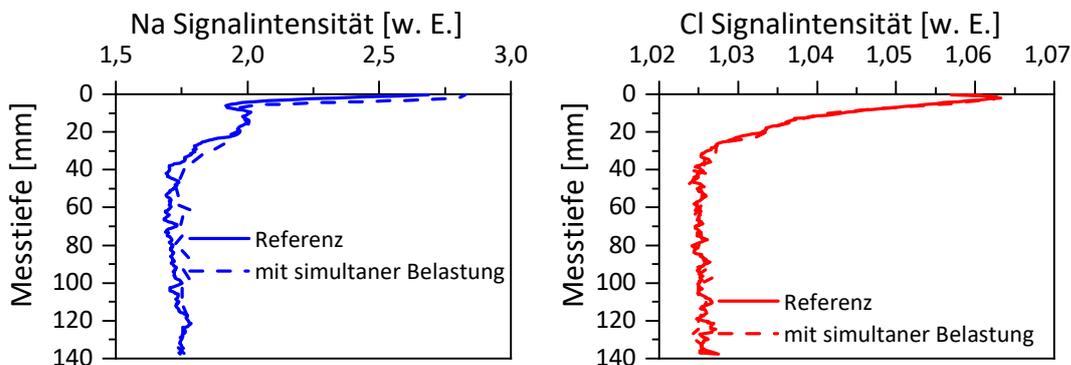


Abbildung 5.30: Ergebnisse der LIBS-Messungen nach dem Biegezugbelastungsversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung (Balken D1-2)

Lediglich der Natriumgehalt der nasschemischen Analyse zeigte auch in tieferen Bereichen noch einen sehr leichten Gradienten. Aus den Ergebnissen lässt sich auf eine Eindringtiefe von rund 40 mm schließen. Da sich kein Unterschied zwischen Natrium und Chlorid feststellen ließ, kann davon ausgegangen werden, dass die erwartete höhere Eindringtiefe der Cl-Ionen auf Grund der höheren Ionenbeweglichkeit (vgl. Abbildung 2.2 in Abschnitt 2.2.2) durch ionogene Wechselwirkungen wie Bindungsprozesse ausgeglichen

wurde. Der Vergleich mit der Eindringtiefe der Feuchte (Abbildung 5.29) zeigt, dass die Ionenfront deutlich hinter der Feuchtefront zurückblieb, was auf den Chromatografieeffekt zurückzuführen ist (vgl. Abschnitt 2.2.2).

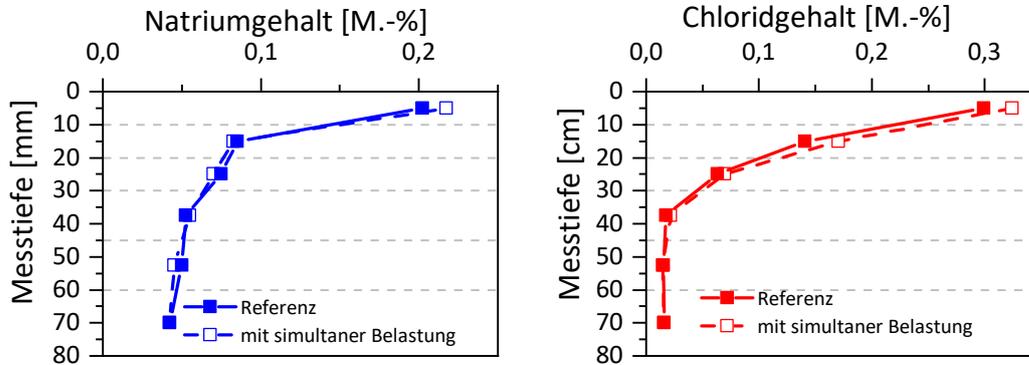


Abbildung 5.31: Ergebnisse der nasschemischen Analyse nach dem Biegezugbelastungsversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung (Balken D1-2)

Als Fazit der Untersuchungen zur zyklischen mechanischen Belastung mit simultanem Stofftransport kann festgehalten werden, dass die Ermüdungsbelastung zwar den Feuchteeintrag beeinflusst, dies jedoch nicht zwingend mit einer Erhöhung des NaCl-Eintrags einhergeht. Das steht den in Abschnitt 2.4 beschriebenen Ergebnissen von Przondziono et al. entgegen, bei denen sich eine Erhöhung des Alkalieintrages in vergleichbaren Versuchen zeigte [126].

## 5.4 Auswirkungen auf den Ablauf der AKR

Der folgende Abschnitt dient der Darstellung und Diskussion der Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der verschiedenen Vorschädigungen auf den Ablauf der AKR. Zunächst werden die Ergebnisse zum reinen Einfluss der Degradation ohne eine externe Alkalizufuhr erläutert. Im Anschluss erfolgt die Beschreibung der Ergebnisse der Untersuchungen mit einer während der AKR-provozierenden Lagerung bzw. während der Vorschädigung stattgefundenen externen Alkalizufuhr.

### 5.4.1 Reiner Einfluss der Degradation

#### 5.4.1.1 Zyklische Biegezugbelastung

Abbildung 5.32 zeigt die Dehnungsentwicklungen von Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch während der Lagerung im 60 °C-Betonversuch. Dargestellt sind die Mittelwerte der Dehnungen der jeweils drei Proben aus dem zuvor belasteten Teil des Balkens D4-11 und aus dem zugehörigen, unbelasteten Referenzsegment. Die Dehnungen von vorgeschädigten und Referenzproben waren nahezu identisch. Die stärkste Dehnungsentwicklung war während der ersten 28 Lagerungstage zu verzeichnen. Im weiteren Verlauf nahm die Dehnungsgeschwindigkeit bis zum Versuchsende stetig ab. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass eine immer geringere Alkalikonzentration in der Porenlösung zur Verfügung stand. Zum einen werden die Alkalien während der Lagerung nach und nach

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

ausgelaugt, was einen bedeutenden Einfluss auf die Dehnungsentwicklung haben kann [55], zum anderen erfolgt ihr Einbau in entstehende AKR-Produkte.

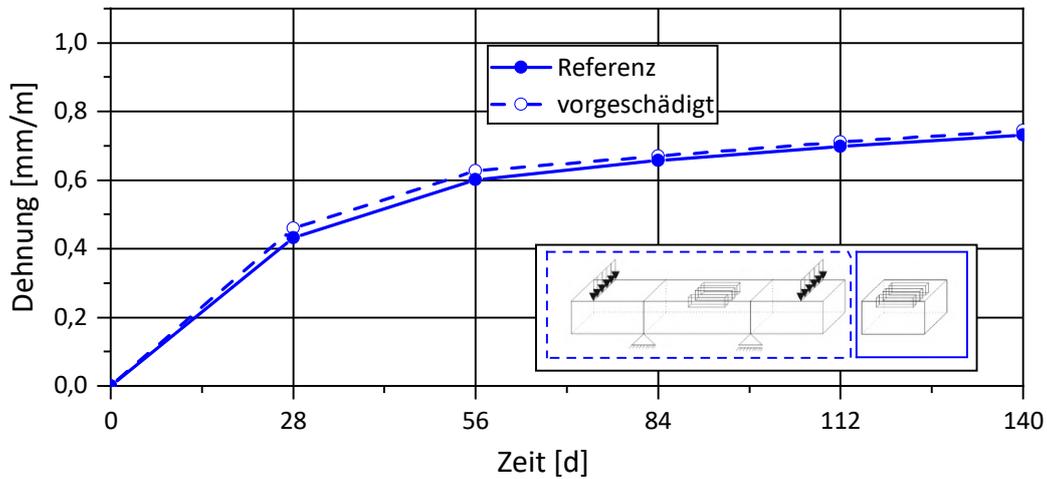


Abbildung 5.32: Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken D4-1)

Die in der Anfangsphase zu beobachtende Massezunahme (Abbildung 5.33 rechts) deutet zwar auf einen gewissen hygrischen Anteil an den Dehnungen hin, die Abnahme des dynamischen E-Moduls in dieser Zeit (Abbildung 5.33 links) lässt jedoch auch auf eine stattfindende Gefügeschädigung infolge der AKR schließen.

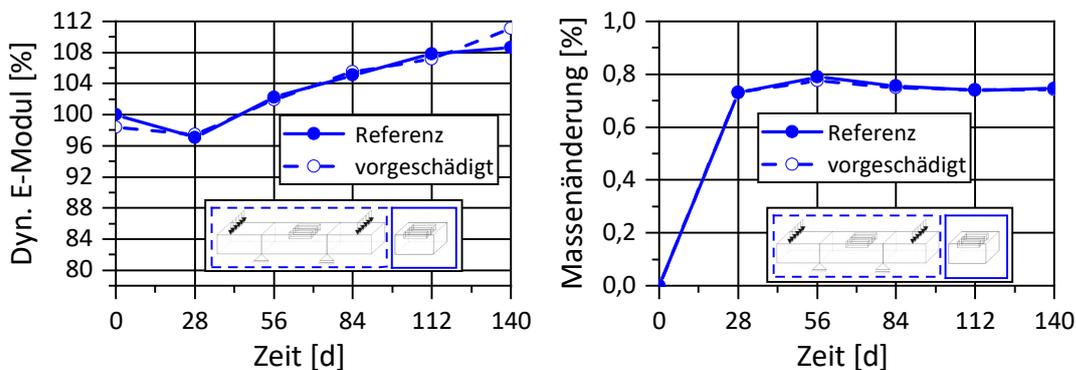


Abbildung 5.33: Entwicklung des dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken D4-1)

Die Entwicklung des dynamischen E-Moduls wird durch verschiedene Mechanismen beeinflusst. Eine Gefügauflockerung bzw. Rissbildung ist mit einer Abnahme des dynamischen E-Moduls verbunden, während eine Verdichtung des Gefüges bzw. Steifigkeitszunahme gekennzeichnet ist. Zudem fließt die Dichte in die Berechnung des E-Moduls ein (vgl. Abschnitt 3.3.6), wodurch der dynamische E-Modul ebenfalls von der Zunahme der Masse beeinflusst wird. Die Gefügeverdichtung kann zum einen auf

das Füllen der Poren und Risse mit Wasser und auch auf die damit verbundene hygri-sche Ausdehnung zurückgeführt werden, die zu einem geringeren Porenraum führt. Hierzu durchgeführte Untersuchungen zeigen den Zusammenhang zwischen Masse, Eigenfrequenz und dynamischem E-Modul an unter Wasser gelagerten Prüfkörpern. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind im Anhang A in Abbildung A.16 zu finden und lassen den Schluss zu, dass eine deutliche Steigerung des dynamischen E-Moduls auch nach einer anfänglich star-ken Massezunahme zu verzeichnen ist, was auf die weitere Steigerung der Eigenfrequenz zurückzuführen ist. Dieses Verhalten lässt vermuten, dass eine Umlagerung der Wasser-moleküle von gröbereren zu feineren Poren, welche erhebliche Zeit in Anspruch nehmen kann, zu einer weiteren Zunahme der Steifigkeit führt. Zum anderen wird in der Literatur häufig das Füllen des Porenraumes mit AKR-Produkten als Ursache für die Zunahme des dynamischen E-Moduls diskutiert [172, 55]. Zudem ist denkbar, dass eine möglicherweise stattfindende Nachhydratation zum Anstieg des dynamischen E-Moduls beiträgt.

Die Abnahme des dynamischen E-Moduls innerhalb der ersten 28 Lagerungstage trotz Zunahme der Masse ist ein Anzeichen dafür, dass der AKR-Schadensfortschritt über die Gefügeverdichtung dominierte. Nach der anfänglichen Abnahme stieg er ab dem 28. Lagerungstag bis zum Ende der Lagerungszeit stetig an. In dieser Phase scheint die Gefüge-verdichtung durch die zuvor beschriebenen Ursachen überwogen zu haben.

Die Ergebnisse der Untersuchungen an Proben mit einer Vorschädigung durch die zy-klische Biegezugbelastung lassen den Schluss zu, dass diese Art der Vorschädigung keinen signifikanten Einfluss auf die AKR-Schädigungsentwicklung im 60°-Betonversuch hat.

### 5.4.1.2 Druckschwellbelastung

Die Abbildung 5.34 zeigt die Mittelwerte der Dehnungen der jeweils drei im Druckschwell-versuch vorgeschädigten Proben und die der zugehörigen Referenz während des 60 °C-Be-tonversuches. Zunächst ist festzustellen, dass die vorgeschädigten Proben eine signifikant höhere Dehnung aufwiesen. Am Ende der Lagerungsdauer ergaben sich um rund 16 % erhöhte Dehnungen gegenüber den Referenzproben, wobei die Dehnungsdifferenz haupt-sächlich innerhalb der ersten 56 Tage zunahm. Dies ist einerseits auf den erhöhten inne-ren Stofftransport infolge der Degradation zurückzuführen, wodurch die Reaktionspartner schneller zum Reaktionsort transportiert werden können. Andererseits war die Änderung der Massen der vorgeschädigten Prüfkörper ganz gering erhöht, was auf einen leicht er-höhten hygri-schen Dehnungsanteil hindeuten kann (vgl. Abbildung 5.35 rechts). Zudem spielt der in Abbildung 5.35 links dargestellte, deutlich geringere dynamische E-Modul der vorgeschädigten Proben zu Beginn des Versuches vermutlich eine entscheidende Rol-le, da die Verformbarkeit bei gleicher Belastung mit sinkender Steifigkeit zunimmt. Eine Erklärung für die ab dem 56. Lagerungstag nahezu parallel verlaufenden Dehnungsent-wicklungen ist darin zu finden, dass im Anschluss nicht mehr ausreichend Alkalien für einen weiteren deutlichen AKR-Schadensprozess zur Verfügung standen. Die Dehnungen der Referenzproben lagen etwas über denen aus dem zyklischen Biegezugversuch. Hierfür ist u.a. möglicherweise die herstellungsbedingt leicht erhöhte Porosität der Proben aus der oberen Randzone der Balken verantwortlich (vgl. Abbildung 5.13 in Abschnitt 5.2.1). Durch die erhöhte Porosität steht ein größerer Expansionsraum für die AKR-Produkte zur Verfügung, wodurch die Dehnungen verringert werden. Zwar ist davon auszugehen, dass auch die ermüdungsinduzierte Rissbildung zu einem erhöhten Expansionsraum führt,

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

jedoch scheint die Erhöhung des Stofftransportes und die Abnahme der Steifigkeit hierbei zu dominieren.

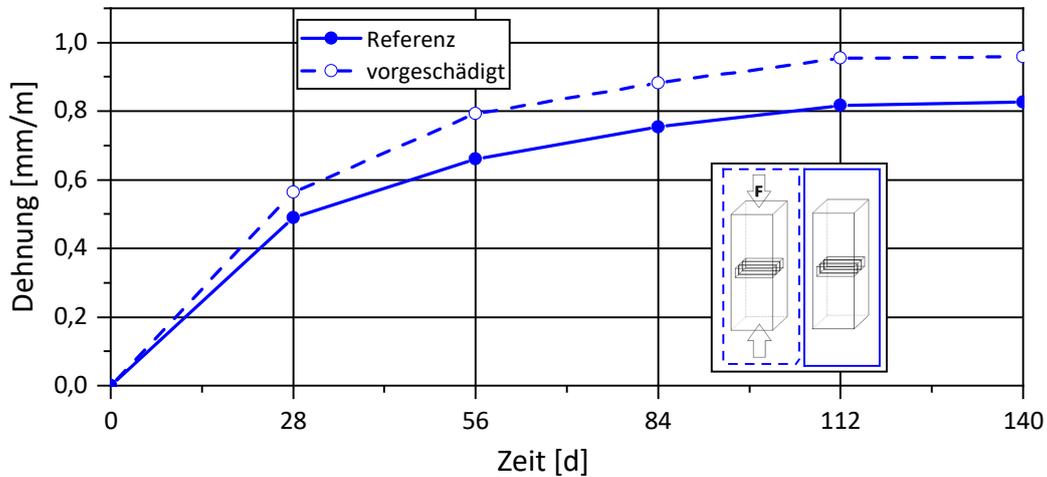


Abbildung 5.34: Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Prismen D<sub>4</sub>-P1/D<sub>4</sub>-P2)

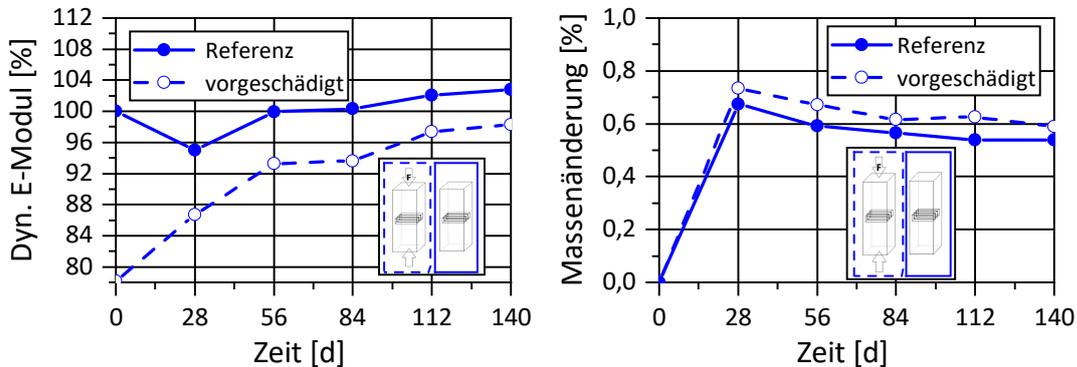


Abbildung 5.35: Entwicklung des dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Prismen D<sub>4</sub>-P1/D<sub>4</sub>-P2)

Während die Entwicklung der Massen der Probekörper, abgesehen von der leicht erhöhten Zunahme der vorgeschädigten Prüfkörper, ein untereinander und zu den Proben des Biegezugversuches vergleichbares Verhalten aufwiesen (Abbildung 5.35 rechts), unterschieden sich die Entwicklungen der dynamischen E-Moduln untereinander und auch von denen der Biegezugproben (Abbildung 5.35 links). Die im Druckschwellversuch vorgeschädigten Probekörper wiesen eine deutlich geringere Steifigkeit gegenüber den Referenzproben auf als dies bei den zyklischen Biegezugproben der Fall war. Die Entwicklung der dynamischen E-Moduln der Referenzproben während der Lagerungsdauer ist qualitativ mit denen des Biegezugversuches vergleichbar. Auch hier kam es zunächst zu einer Abnahme während der ersten 28 Tage und im weiteren Verlauf zu einer stetigen Zunahme, wobei diese im

Vergleich zu den Proben aus der oberen Balkenebene des Biegezugversuches wesentlich geringer ausfiel. Dafür ist möglicherweise ebenfalls der erhöhte Porenraum verantwortlich, der zu einer deutlicheren Steifigkeitszunahme durch Wassereinlagerung in den Poren führt. Die im Druckversuch vorgeschädigten Proben wiesen vor allem während der ersten 28 Tage ein von den zuvor beschriebenen Entwicklungen abweichendes Verhalten auf. Der dynamische E-Modul nahm hierbei auch in der Anfangsperiode bereits zu. Daraus lässt sich schließen, dass hier die Verdichtung des Gefüges und die Massenzunahme über die gesamte Lagerungsdauer dominierte. D.h. der vorhandene Luftraum, bestehend aus Poren und Mikrorissen infolge der Degradation, wurde schneller bzw. stärker mit Reaktionsprodukten und Wasser gefüllt, als eine Gefügauflockerung infolge der AKR eintrat. Zusätzlich ist denkbar, dass die stattgefundenen Dehnung zu einer Verringerung des durch die Vorschädigung entstandenen Mikrorissvolumens führte, was einer Verdichtung des Gefüges gleichkommt.

Die gemessenen Dehnungen (Abbildung 5.36) und Ultraschalllaufzeiten (Abbildung 5.37 links) an Probekörpern im an der BAM entwickelten automatisierten 60 °C-Betonversuch bestätigen die Ergebnisse des konventionellen Tests und geben durch die zusätzliche Schallemissionsanalyse weiteren Aufschluss über die stattfindende Gefügentwicklung.

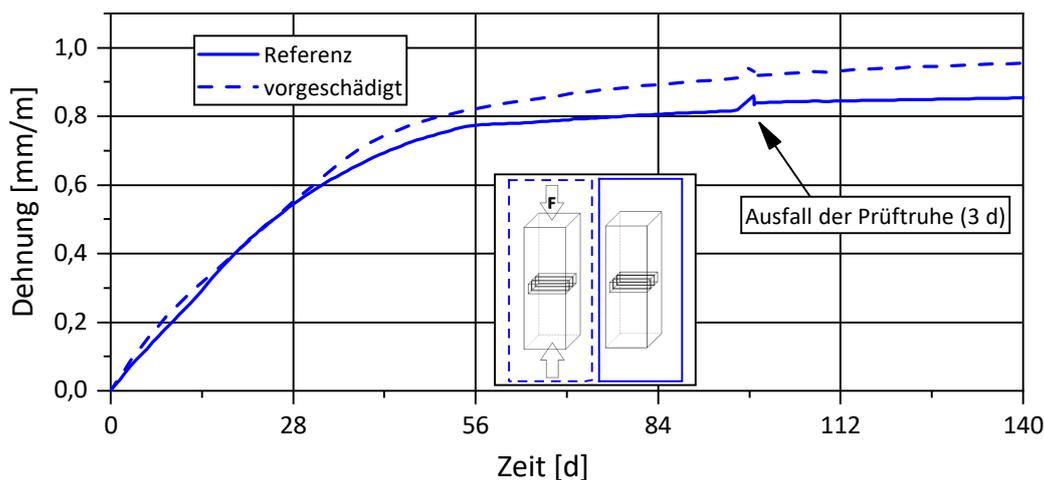


Abbildung 5.36: Kontinuierlich gemessene Dehnungen während des automatisierten 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Prismen D4-P3/D4-P4)

Im Gegensatz zu vorangegangenen Untersuchungen an frisch hergestellten Proben, bei denen im automatisierten Versuch deutlich geringere Dehnungen gemessen wurden als im konventionellen Versuch [176, 174], fielen die Unterschiede der in dieser Arbeit gemessenen Dehnungen sehr gering aus (vgl. Abbildungen 5.34 und 5.36). Dieser Umstand ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Hydratation im vorliegenden Fall bei Beginn der Lagerung weitestgehend abgeschlossen war. Das Abkühlen der Proben für die konventionellen Messungen, welches hauptsächlich für die Dehnungsunterschiede verantwortlich gemacht wird, hat somit einen geringeren Einfluss.

Die in dieser Messreihe mittels Ultraschalllaufzeit ermittelte Entwicklung des dynamischen E-Moduls zeigt einen qualitativ vergleichbaren Verlauf zu der Steifigkeitsentwicklung im konventionellen Versuch (vgl. Abbildung 5.37 links). Die Ergebnisse der Schallemissi-

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

onsanalyse in Abbildung 5.37 auf der rechten Seite geben zusätzlichen Aufschluss über die ablaufenden Prozesse im Gefüge.

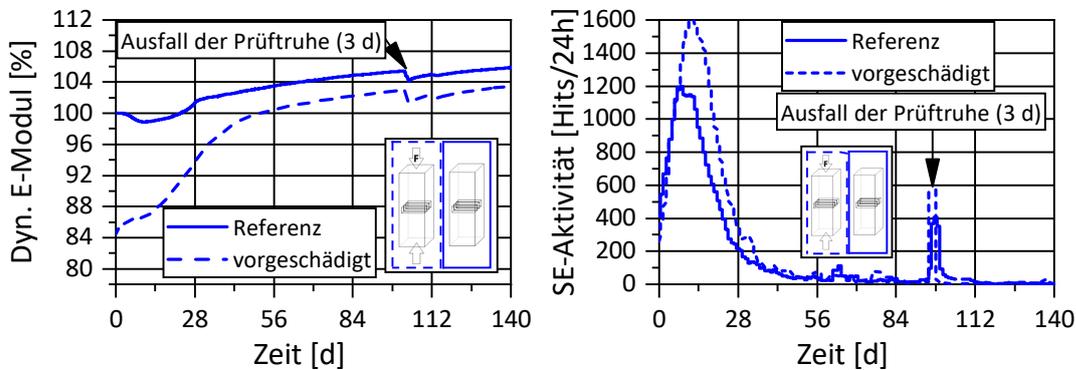


Abbildung 5.37: Entwicklung des dynamischen E-Moduls (links) und Schallemissionsaktivität (rechts) während des automatisierten 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Prismen D<sub>4</sub>-P<sub>3</sub>/D<sub>4</sub>-P<sub>4</sub>)

So fand die hauptsächliche Rissbildung innerhalb der ersten 28 Tage statt, wobei die Schallemissionsaktivität im Fall der vorgeschädigten Proben höher ausgeprägt war und etwas länger anhielt. Diese Ergebnisse der vorgeschädigten Proben in Kombination mit der Entwicklung des dynamischen E-Moduls zeigen, dass eine erhöhte Rissbildung nicht zwingend mit einer Abnahme der Steifigkeit einhergeht. Hierfür ist vermutlich die schon angesprochene Gefügeverdichtung verantwortlich, durch die die entstehenden Risse teilweise wieder zuquellen bzw. verfüllt werden. Zusätzlich kann eine Nachhydratation von freigelegten, unhydratisierten Zementpartikeln an den durch die mechanische Belastung entstandenen Bruchflächen infolge des Feuchtezutritts während der Lagerung eine Rolle spielen. Die hohe Schallemissionsaktivität kann zudem neben der Entstehung neuer Risse auch auf die Rissuferreibung bereits vorhandener Risse bzw. das Aufweiten vorhandener Risse zurückgeführt werden.

Die dargestellten Untersuchungen zeigen, dass die stärker ausgeprägte Degradation infolge der Druckschwellbelastung einen großen Einfluss auf die Schädigungsentwicklung während der AKR-provozierenden Lagerung im 60 °C-Betonversuch hatte. Im Vergleich hierzu ist bei der Vorschädigung durch den zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch bei den zuvor dargestellten Untersuchungen keine Auswirkung der Schädigung auf die AKR erkennbar.

### 5.4.2 Einfluss von Degradation und externem Alkalieintrag

#### 5.4.2.1 Zyklische Biegezugbelastung

Bei der Beschreibung der Auswirkungen der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugbelastung auf den AKR-Schadensprozess wird zunächst auf die Ergebnisse der Klimawechsellagerung mit und ohne Frost-/Tauphase eingegangen. Es folgt die Darstellung der Ergebnisse der 60 °C-Betonversuche mit externer Alkalizufuhr. Am Ende steht die Erläuterung der Ergebnisse der Nebelkammerlagerung und des 60 °C-Betonversuches an Proben aus dem Balken mit während der mechanischen Ermüdungsbelastung aufstehender Prüflösung.

### Klimawechsellagerung

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen während der Klimawechsellagerung mit Frost-/Tauphase sind in Abbildung 5.38 dargestellt. Der bei den mit Wasser und bei den mit NaCl-Lösung beaufschlagten Proben aufgetretene und vergleichbare, starke Anstieg der Dehnungen zu Beginn des Versuchs ist hauptsächlich auf hygrische Dehnungen nach der zuvor stattfindenden Trocknungsphase zurückzuführen. Die Dehnungen der NaCl-Proben waren im weiteren Verlauf erwartungsgemäß deutlich höher und stiegen kontinuierlich an, da hier der AKR-Prozess durch die stetige Alkalizufuhr über die gesamte Versuchsdauer anhaltend stattfand. Bei den Wasserproben war gegen Ende keine Dehnungszunahme mehr zu verzeichnen, da keine großen Alkalimengen für die Reaktion zur Verfügung standen. Ein Einfluss der Vorschädigung zeigte sich bei den Wasserproben nicht. Bei den NaCl-Proben ist die Vorschädigung durch gut 10 % erhöhte Dehnungen der vorgeschädigten Proben am Ende der Versuchsdauer erkennbar. Diese Dehnungszunahme auf Grund der Vorschädigung war jedoch wesentlich geringer als bei den in Abschnitt 2.4 beschriebenen vergleichbaren Untersuchungen von Giebson et al. [2].

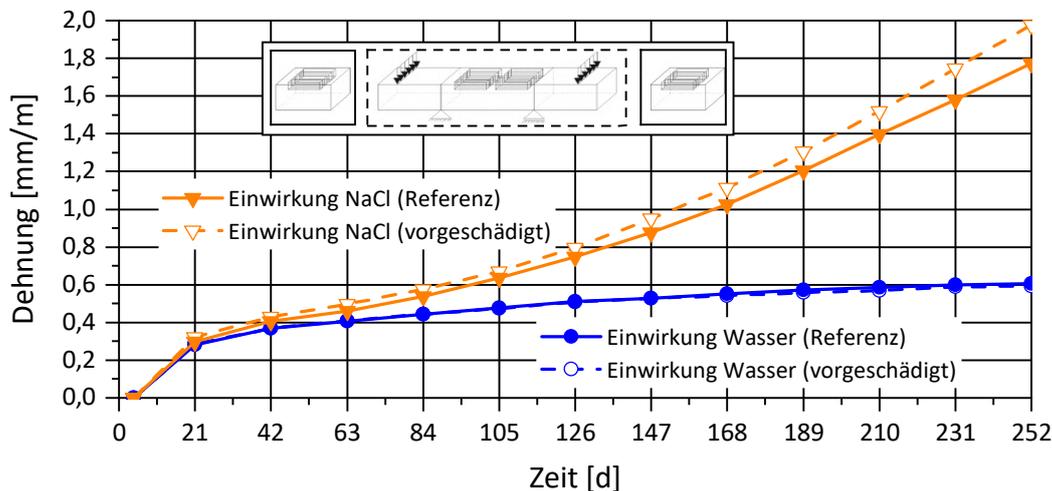


Abbildung 5.38: Dehnungen während der Klimawechsellagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken C1-2 und C1-3)

Bei der Betrachtung der Ergebnisse der dynamischen E-Moduln ergeben sich etwas geringere Werte der vorgeschädigten Proben zu Beginn auf Grund der Degradation durch den Belastungsversuch (Abbildung 5.39 links). Auch hier ist der anfängliche Anstieg bei allen Proben hauptsächlich auf Wasseraufnahme in die Poren, hygrische Dehnung und Zunahme der Massen zurückzuführen (vgl. hierzu Abschnitt 5.4.1.1). Bis zu einer Lagerungsdauer von 84 Tagen zeigten alle Proben einen ähnlichen Verlauf der dynamischen E-Moduln und der Massentwicklungen, wobei die Steifigkeitsabnahme der NaCl-Proben etwas stärker ausgeprägt waren. Für diese Abnahme ist eine Kombination von Frostschäden, AKR und vermutlich auch Schäden infolge der heftigen Temperaturwechsel während der Trocknungs- und Frost-/Tauphase verantwortlich. Ab rund 105 Tagen begann bei den Wasserproben die Gefügeverdichtung durch Wasseraufnahme und Umverteilung in kleinere Poren sowie eine evtl. stattfindende Nachhydratation zu dominieren, was sich durch eine zunächst konstant verlaufende und später ansteigende Entwicklung des dynamischen E-Moduls äußerte. Bei

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

den NaCl-Proben war weiterhin eine starke Abnahme der Steifigkeit zu verzeichnen, die nach der anfänglichen Zunahme bei den vorgeschädigten Proben deutlicher ausfiel. Dies ist ein Zeichen für die fortschreitende AKR, die vermutlich bei den vorgeschädigten Proben durch den leicht erhöhten Stofftransport über die maximal auf Zug belastete Seite etwas stärker ausgeprägt ablief. Die ab dem 105. Tag zu beobachtende geringe Abnahme der Masse der Wasserproben ist auf beobachtete Abwitterungen an der Oberfläche der Proben zurückzuführen. Bei den NaCl-Proben kam der Effekt der Abwitterung vermutlich auf Grund der erhöhten Schädigung und der damit erhöhten Prüflösungsaufnahme nicht zum Tragen.

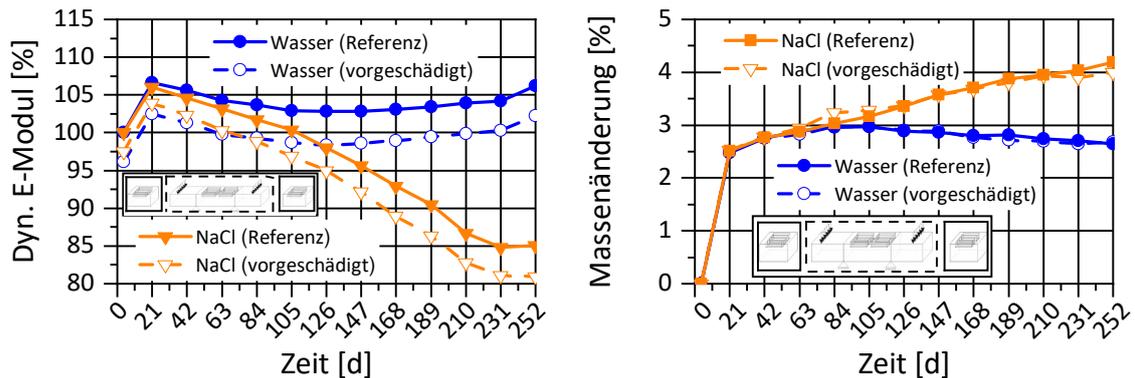


Abbildung 5.39: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während der Klimawechsellagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken C1-2 und C1-3)

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen während der Klimawechsellagerung ohne Frostphase sind in Abbildung 5.40 dargestellt. Zunächst ist festzustellen, dass die Dehnungen aller Proben rund 25 bis 30 % geringer ausfielen als die der Proben mit Frost-/Tauphase, daher kann rund 1/4 der Dehnungen auf Frostschäden zurückgeführt werden. Auch in dieser Serie ist bei den Wasserproben kein Einfluss der Vorschädigung erkennbar. Bei den NaCl-Proben zeigte er sich jedoch durch ca. 15 % erhöhte Dehnungen am Ende des Versuchs. Anzumerken ist hierbei zudem, dass die Dehnungsverläufe der mit NaCl-Lösung beaufschlagten, vorgeschädigten und Referenzproben anfänglich parallel verliefen und sich erst ab dem 126. Lagerungstag eine zunehmende Differenz einstellte. Das war, wenn auch nicht so deutlich ausgeprägt, auch im Fall der Klimawechsellagerung mit Frost-/Tauphase zu beobachten und wird in ähnlicher Weise von Giebson et al. [2] in den in Abschnitt 2.4 dargestellten, vergleichbaren Untersuchungen beschrieben. Die Beobachtungen deuten auf eine spätere Beschleunigung der AKR durch möglicherweise zu diesem Zeitpunkt in größerem Umfang eingedrungener NaCl-Lösung infolge der Vorschädigung hin [2].

Der zu Beginn stattgefundene Anstieg der dynamischen E-Moduln ist im Vergleich zur Serie mit Frost-/Tauwechsellagerung deutlich größer, da keine Frostschäden im ersten Zyklus dem Anstieg entgegenwirkten (vgl. Abbildung 5.41 links). Die anschließende Abnahme aller Proben sowie das frühere, erneute Ansteigen der Steifigkeit der Wasserproben ist ebenfalls durch den Wegfall der Frostschäden zu erklären. Auch hier war bei den NaCl-Proben eine stetige Abnahme des dynamischen E-Moduls festzustellen, die bei den vorgeschädigten Proben ab 147 Lagerungstagen und bei den Referenzproben erst ab 168 Tagen

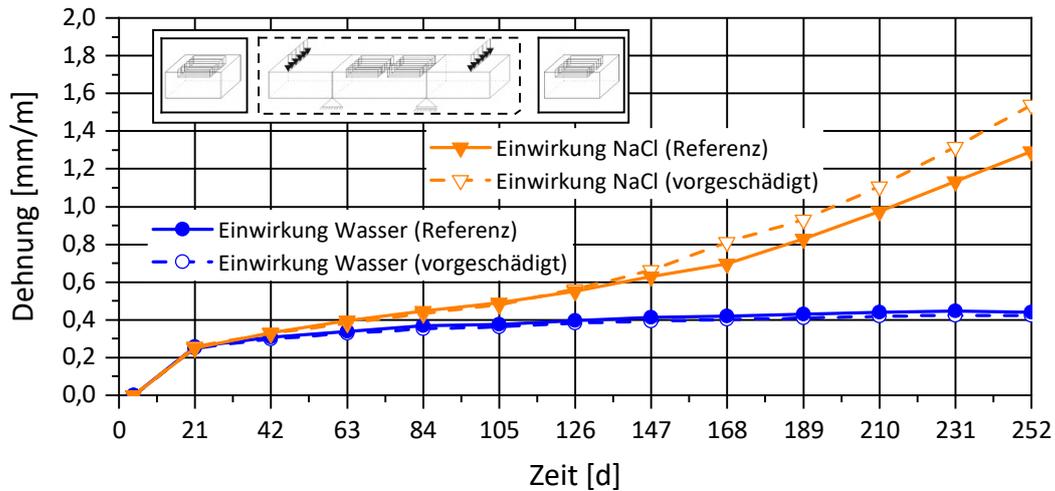


Abbildung 5.40: Dehnungen während der Klimawechsellaagerung ohne Frostbeanspruchung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken C1-2 und C1-3)

verstärkt auftrat. Die in der zuvor beschriebenen Versuchsserie beobachtete, leicht verstärkte Abnahme der vorgeschädigten und mit NaCl-Lösung beaufschlagten Proben gegenüber der Referenz zeigte sich ebenfalls, was auf eine stärker ausgeprägte Schädigung hindeutet und die höheren Dehnungswerte dieser Proben bestätigt. Die Masse der Referenzproben blieb ab 84 Tagen konstant, was die Vermutung untermauert, dass die bei den mit Frost-/Tauwechsellagerung beaufschlagten Wasserproben zu beobachtende Abnahme der Massen auf einer Abwitterung infolge Frostbeaufschlagung beruht.

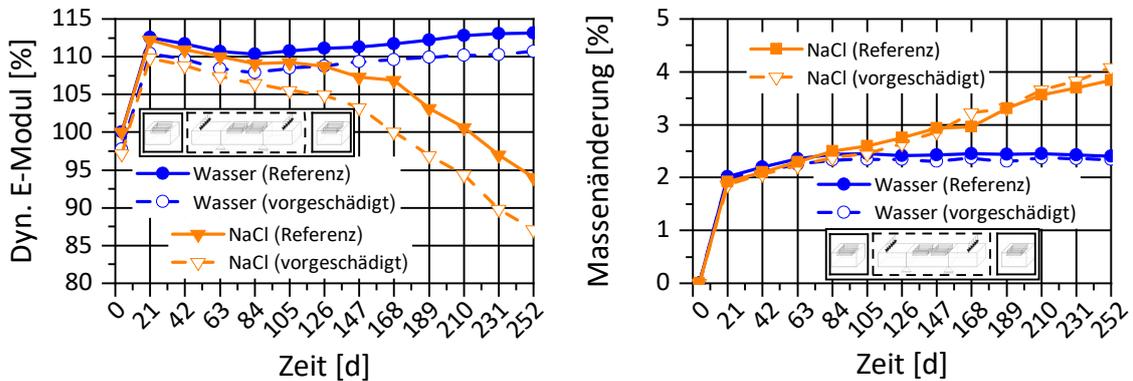


Abbildung 5.41: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während der Klimawechsellaagerung ohne Frostbeanspruchung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken C1-2 und C1-3)

Die Untersuchungen mittels Klimawechsellaagerung zeigen einen nachweisbaren Einfluss der Vorschädigung im zyklischen Biegezugversuch auf den AKR-Schadensprozess. Zudem ist festzustellen, dass der Einfluss nicht ausschließlich auf die während der Lagerung zusätzlich stattfindende Frost-/Tauphase zurückzuführen ist.

### 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Proben der Betonarten C1 und D1 stellt Abbildung 5.42 dar. Aufgetragen sind auch hier die Mittelwerte der Dehnungen der drei Prüfkörper pro Serie über der Lagerungsdauer.

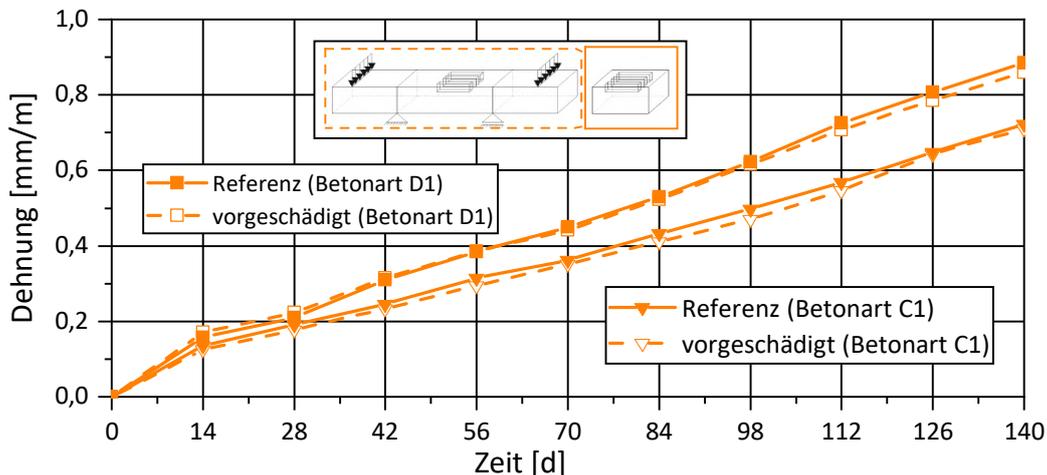


Abbildung 5.42: Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken C1-3 und D1-1)

Zunächst ergibt sich ein Unterschied in den Dehnungen der verschiedenen Betonarten. Die Betonart D1 wies am Ende der Versuche um rund 20 % erhöhte Dehnungen gegenüber der Betonart C1 auf. Dies bestätigt die erhöhte Reaktivität der Grauwacke (D-Beton) gegenüber dem Gemisch aus Granodiorit und Oberrhein-Kies (C-Beton) als Ergebnis der Untersuchungen nach Alkali-Richtlinie in Abschnitt 3.2.4. Des Weiteren war in beiden Fällen kein signifikanter Einfluss der Vorschädigung im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch auf die AKR-Dehnungen erkennbar. Das gilt auch für die Entwicklungen der dynamischen E-Moduln und der Massenänderungen (vgl. Abbildung 5.43). Im Gegensatz zu den Untersuchungen zum reinen Einfluss der Degradation im 60 °C-Betonversuch ohne externe Alkalizufuhr nahmen die Dehnungen bis zum Versuchsende stetig zu, was sich, analog zu den Untersuchungen in der Klimawechsellaagerung, durch die stetige Alkalizufuhr erklärt, mit der die AKR bis zum Versuchsende nicht abklingt. Zwar war bei den dynamischen E-Moduln zu Beginn ein leichter Anstieg zu verzeichnen, der auf eine Verdichtung des Gefüges hindeutet (vgl. Abschnitt 5.4.1.1), es folgte jedoch eine stetige weitere Abnahme. Auch das ist ein Zeichen für die andauernde Reaktion. Der Unterschied in der Erkennbarkeit des Einflusses der Vorschädigung im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch während der Klimawechsellaagerung und des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr findet sich vermutlich in der Art der Prüflösungsbeaufschlagung. Während die NaCl-Lösung bei der Klimawechsellaagerung ausschließlich über die maximal geschädigte Seite der Probekörper eingetragen wird, erfolgt beim 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr ein allseitiger Alkalieintrag. Durch diesen allseitigen Alkalieintrag verringert sich der Einfluss der evtl. verstärkt über die maximal geschädigte Seite aufgenommenen Prüflösung so weit, dass sich kein Unterschied in der Dehnungsentwicklung ergibt.

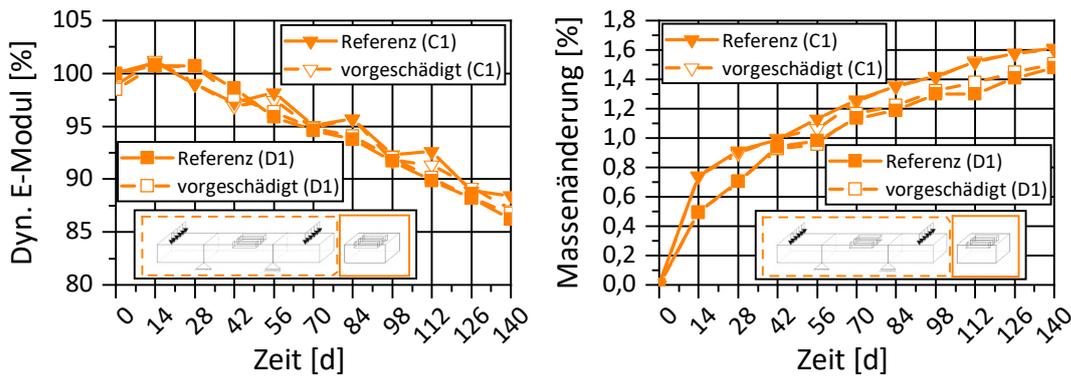


Abbildung 5.43: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken C1-3 und D1-1)

Die zuvor dargestellten Ergebnisse zeigen, dass, im Falle der Vorschädigung durch den zyklischen Biegezugversuch, eine während der AKR-prvozierenden Lagerung stattfindende externe Alkalizufuhr nur unter den Bedingungen der Klimawechsellaagerung einen Einfluss der Degradation auf den AKR-Prozess erkennen lässt. Bei der Lagerung im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr waren analog zum 60 °C-Betonversuch ohne eine externe Zufuhr von Alkalien keine Auswirkungen dieser, vermutlich zu geringen, Form der Vorschädigung feststellbar.

### Simultaner NaCl-Eintrag während der Vorschädigung

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen während des 60 °C-Betonversuches an Proben aus dem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung zeigt die Abbildung 5.44. Neben den Mittelwerten der drei Proben mit Vorschädigung und denen der drei Referenzproben mit jeweils während des Versuches aufstehender NaCl-Lösung, ist der Mittelwert von drei Proben ohne mechanische Belastung und ohne aufstehende NaCl-Lösung der selben Betonart dargestellt. Diese zusätzlichen Proben stammten aus einem Referenzsegment des Balkens D1-1. Gleiches gilt für die Darstellungen der Entwicklung des dynamischen E-Moduls und der Massenänderungen in Abbildung 5.45.

Zunächst ist bei den Dehnungen festzustellen, dass auch hier kein eindeutiger Einfluss der Vorschädigung im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultanem NaCl-Eintrag vorliegt. Die Dehnungen der mit NaCl-Lösung beaufschlagten, vorgeschädigten und die der Referenzproben lagen nahezu aufeinander. Auch im Rahmen der Ausgangsmessung der dynamischen E-Moduln ließ sich keine Vorschädigung gegenüber den Referenzproben mit simultan aufstehender Prüflösung erkennen. Unter Einbeziehung der Ergebnisse zum NaCl-Eintrag im Anschluss an den Belastungsversuch mit aufstehender Prüflösung erscheint dieses Resultat plausibel, da durch die zusätzliche mechanische Belastung nicht mehr Natrium- und Chloridionen in den Balken eingetragen wurden als in die Referenzproben (vgl. Abschnitt 5.3.2). Zudem waren die Dehnungen so gering, dass hier von keiner ernsthaften Schädigung durch eine AKR auszugehen ist. Das bestätigt auch der deutliche und stetige Anstieg der dynamischen E-Moduln in Abbildung 5.45. Die Dehnungen der Referenzproben der gleichen Betonrezeptur mit dem Zement mit niedrigem

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

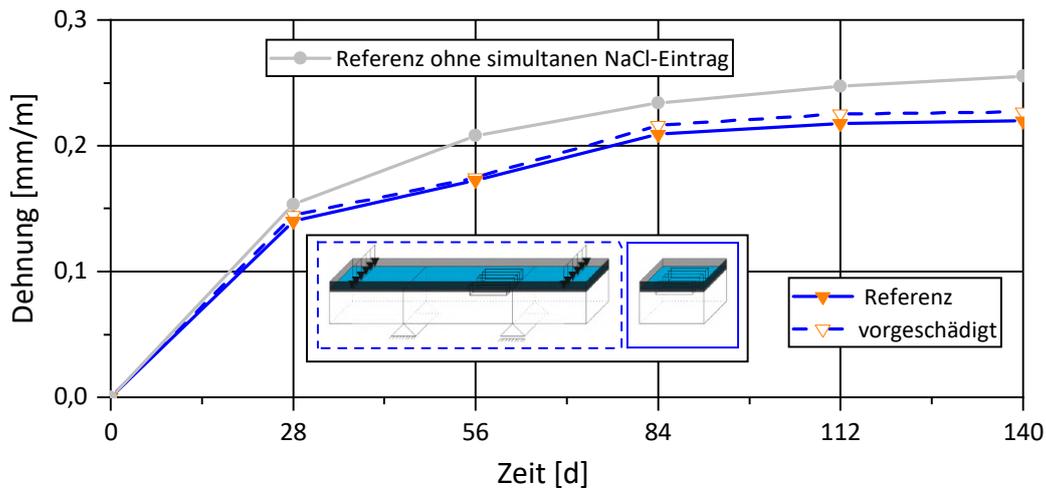


Abbildung 5.44: Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches ohne externe Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken D1-2)

Natriumäquivalent und ohne eine aufstehende NaCl-Lösung lagen sogar leicht über den zuvor beschriebenen Dehnungsverläufen. Die erhöhten Dehnungen der Referenzproben ohne simultanen NaCl-Eintrag sind vermutlich auf, auch durch die siebentägige Vorlagerung nicht komplett auszuschließende, erhöhte hygrische Dehnungen zurückzuführen. Diese Vermutung wird auch durch die erhöhte Massenzunahme und die etwas deutlichere Steigerung des dynamischen E-Moduls untermauert (vgl. Abbildung 5.45).

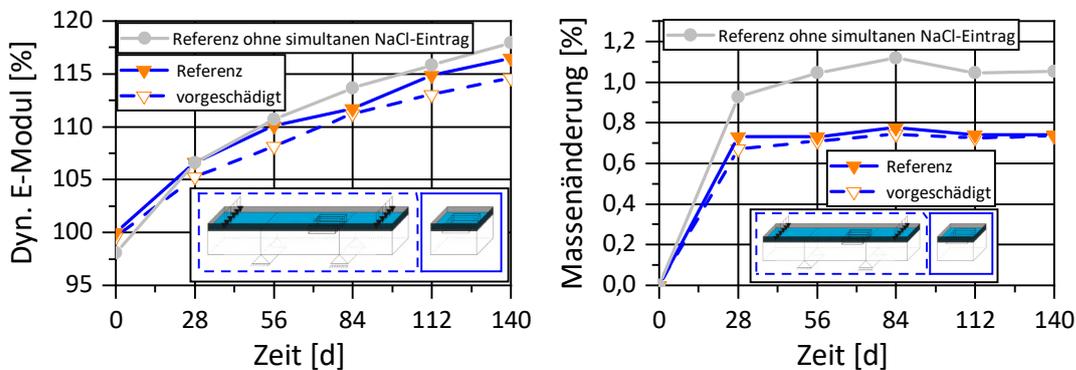


Abbildung 5.45: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während des 60 °C-Betonversuches ohne externe Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken D1-2)

Die erhöhte Feuchtezunahme ist dadurch zu begründen, dass die Proben mit simultanem NaCl-Eintrag trotz der 14-tägigen Lagerung im Rahmen der Präparation durch die Prüflösungsaufnahme während des Belastungsversuches zu Beginn der AKR-provozierenden Lagerung einen höheren Feuchtegehalt aufwiesen. Somit nahmen sie während der AKR-provozierenden Lagerung etwas weniger Feuchte auf. Ein weiteres Anzeichen für die geringere Feuchte zu Beginn der AKR-provozierenden Lagerung ist der etwas geringere dyna-

mische E-Modul der Referenzproben ohne simultanen NaCl-Eintrag, da der E-Modul wie schon erwähnt vom Feuchtezustand der Proben beeinflusst wird.

Abbildung 5.46 zeigt den Mittelwert der Dehnungsentwicklung der Proben aus dem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung sowie der Referenzproben während der Nebelkammerlagerung. Zusätzlich ist auch hier die Dehnung von unbelasteten Referenzproben ohne eine aufstehende NaCl-Lösung aufgetragen. In Abbildung 5.47 sind die zugehörigen Entwicklungen der dynamischen E-Moduln sowie die Massenänderungen dargestellt.

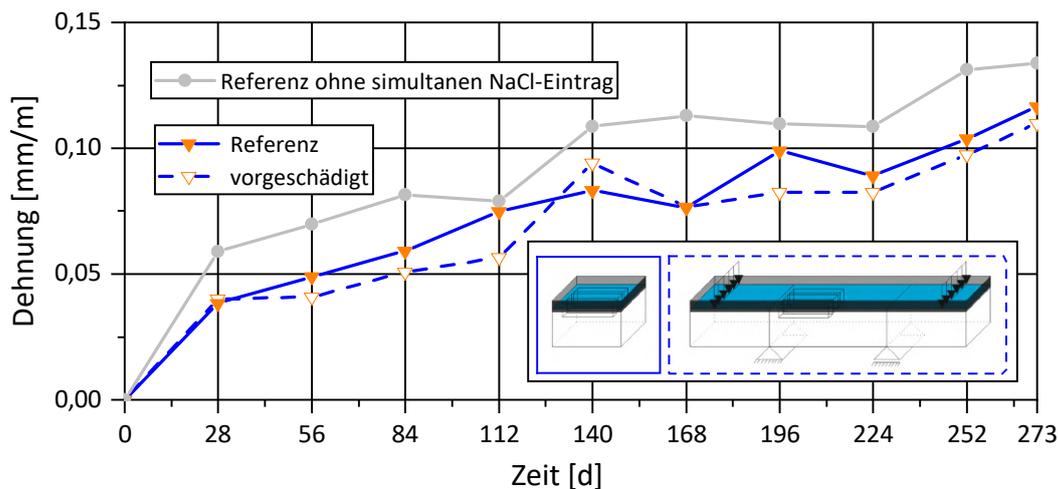


Abbildung 5.46: Dehnungen während der Nebelkammerlagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken D1-2)

Die Versuche kommen zu einem ähnlichen Ergebnis wie im zuvor beschriebenen 60 °C-Betonversuch. Es ist kein Einfluss der mechanischen Belastung mit simultan aufstehender NaCl-Lösung erkennbar, weder bei den Dehnungsentwicklungen noch beim E-Modul und den Massenänderungen. Auch hier wiesen die Dehnungen der Proben ohne aufstehende NaCl-Lösung leicht erhöhte Werte auf, die auf die zuvor schon beschriebene erhöhte hygri-sche Dehnung zurückzuführen sind. Die höhere Massenzunahme und der etwas stärkere Anstieg des dynamischen E-Moduls bestärken dies. Aus den insgesamt geringen Dehnungen ist zudem darauf zu schließen, dass keine ausgeprägte AKR-Schädigung stattfindet.

Die AKR-provozierenden Lagerungen von Proben aus dem zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung zeigen auf, dass der Alkalieintrag während der relativ kurzen Versuchsdauer sowohl bei den Referenzproben als auch bei den vorgeschädigten Proben nicht ausreichend ist um eine eindeutige Steigerung des AKR-Potentials zu erreichen. Zudem führte die sogar noch geringere Schädigung im Vergleich zu den zyklischen Biegezugversuchen ohne einen simultanen Alkalieintrag auf Grund der Überlagerung der Zugspannungen durch hygri-sche Druckspannungen in der oberen Randzone dazu, dass auch hier kein Einfluss der Vorschädigung vorliegt. Das erfüllt die Erwartungen nach den Ergebnissen der Untersuchungen des Alkalieintrages im Anschluss an den Belastungsversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung, bei dem es keinen

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

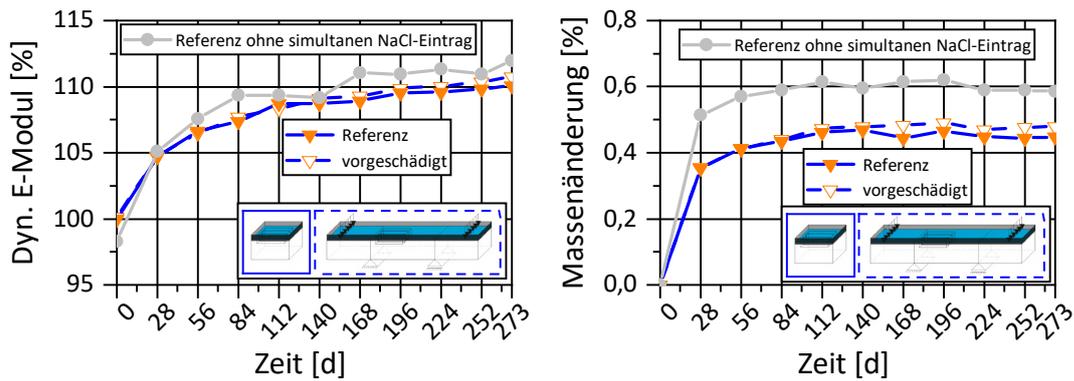


Abbildung 5.47: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während der Nebelkammerlagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Balken D1-2)

eindeutigen Unterschied zwischen mechanisch belasteten und Referenzproben gab (vgl. Abschnitt 5.3.2).

### 5.4.2.2 Druckschwellbelastung

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an Proben aus einem Druckschwellversuch zeigt Abbildung 5.48. Wie bei den vorherigen Ergebnissen sind auch hier die Mittelwerte der Dehnungen der drei Probekörper der vorgeschädigten und Referenzproben dargestellt.

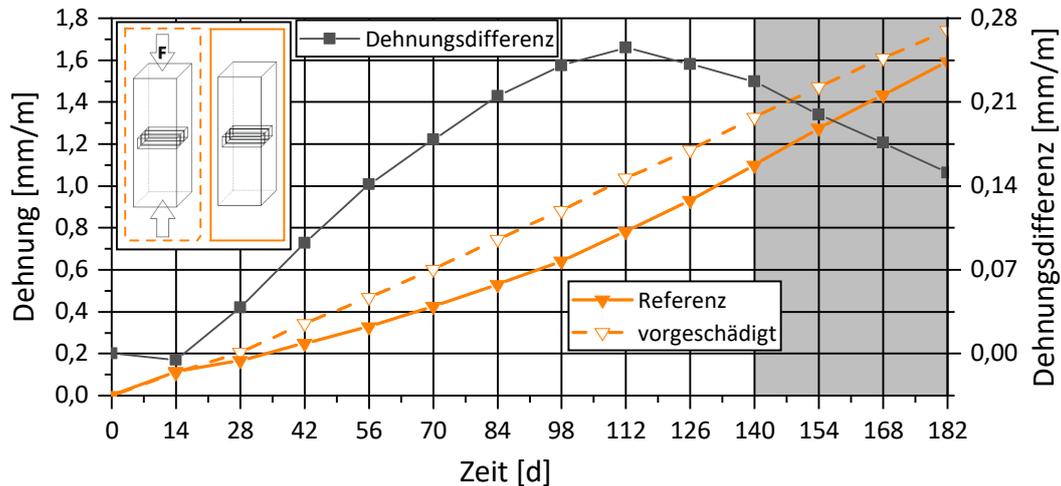


Abbildung 5.48: Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im Druckschwellversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Prismen D1-P1 und D1-P2)

Es lässt sich ein signifikanter Einfluss der Vorschädigung erkennen. Am Ende der regulären Lagerungsdauer (140 Tage) wiesen die vorgeschädigten Proben eine um rund 20 % erhöhte Dehnung gegenüber den Referenzproben auf. Bemerkenswert hierbei ist, dass die Dehnungsdifferenz zwischen vorgeschädigten und Referenzproben ab dem 14. bis zum 112. Lagerungstag zu- und im Anschluss wieder abnahm. Zum besseren Verständnis zeigt daher Abbildung 5.48 zusätzlich die Dehnungsdifferenz zwischen vorgeschädigten und Referenzproben. Um diese Beobachtung der Abnahme der Differenz abzusichern wurde der Versuch um drei Zyklen über die reguläre Lagerungsdauer hinaus verlängert, was die grau hinterlegten Bereiche der nachfolgenden Abbildungen verdeutlichen. Dieses Phänomen wurde in ähnlicher Form, jedoch nur durch eine konstante Dehnungsdifferenz und nicht durch eine Abnahme ab dem 56. Lagerungstag, bei den druckschwellbelasteten Proben im 60 °C-Betonversuch ohne eine externe Zufuhr von Alkalien beobachtet (vgl. Abbildung 5.34). Im Fall der externen Zufuhr von Alkalien kann es jedoch nicht auf eine unzureichende Alkaliverfügbarkeit im späteren Verlauf der Lagerung zurückzuführen sein. Das deutet darauf hin, dass die Vorschädigung bei den Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr vor allem zu einer anfänglichen Beschleunigung der AKR führt. Haben die Referenzproben einen gewissen Schädigungszustand durch die AKR erreicht, nimmt auch hier der Schadensfortschritt zu und entwickelt sich ähnlich schnell oder sogar etwas schneller weiter als bei den vorgeschädigten Proben. Dies steht den Beobachtungen während der Klimawechsellagerung im Rahmen dieser Arbeit und auch den in Abschnitt 2.4 beschriebenen Beobachtungen von Giebson et al. [2] entgegen, bei denen zunächst eine eher parallel verlaufende Dehnungsentwicklung und im späteren Verlauf eine gesteigerte Dehnungsrate der vorgeschädigten Probekörper zu erkennen ist.

## 5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Offen bleibt dabei die Frage, ob eine deutlich verlängerte Laufzeit der Klimawechsella- gerung ebenfalls dazu führen würde, dass sich die Dehnungsraten ab einem bestimmten Zeitpunkt umkehren und die Dehnungsdifferenzen wieder abnehmen.

Während an den Massenänderungen keine Auswirkungen der Degradation infolge der Druckschwellbelastung erkennbar sind, zeigt die Entwicklung der dynamischen E-Moduln einen erheblichen Einfluss (vgl. Abbildung 5.49). Der deutlich geringere dynamische E-Modul bei der Ausgangsmessung spielt vermutlich auch in diesem Fall eine Rolle bei der erhöhten Dehnungsentwicklung der vorgeschädigten Probekörper. Der anfängliche Anstieg, der auf eine Gefügeverdichtung hindeutet, lief bei den vorgeschädigten Proben stärker ausgeprägt und auch etwas länger ab. Bei den Referenzproben begann die nachfolgende Abnahme bereits nach 14 Tagen, bei den vorgeschädigten Proben erst ab dem 42. Tag. Das ergibt sich vermutlich daraus, dass das vorhandene Rissvolumen zunächst mit Wasser gefüllt bzw. durch die hygrische und AKR-Dehnung verringert wird und sich evtl. auch schon mit AKR-Produkten füllt. Im weiteren Verlauf dominierte in beiden Fällen der AKR-Schadensprozess, welcher zu einer stetigen und deutlichen Abnahme des dynamischen E-Moduls führte. Bemerkenswert ist hierbei, dass die Abnahme bis zum 112. Tag relativ parallel verlief. Ab diesem Zeitpunkt, ab dem die Dehnungsdifferenzen wieder abnahmen, nahm auch die Differenz der dynamischen E-Moduln durch einen verstärkten Abfall der Referenzproben ab.

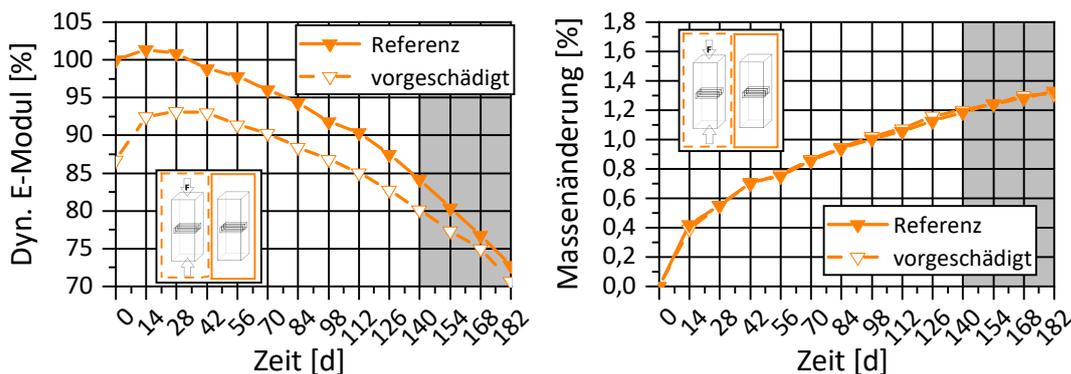


Abbildung 5.49: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls (links) und der Masse (rechts) während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im Druckschwellversuch vorgeschädigten Probekörpern (Proben aus Prismen D1-P1 und D1-P2)

Diese Untersuchungen zeigen, dass es einen deutlichen Einfluss der Vorschädigung durch die Druckschwellbelastung im Rahmen der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr gibt. Der Schadensprozess wird zunächst beschleunigt, jedoch verliert die Auswirkung der mechanischen Vorschädigung durch die zunehmende Schädigung der Referenzproben infolge der AKR immer mehr an Bedeutung.

## 6 Zusammenfassung

Die Motivation dieser Arbeit beruht auf der Zunahme von Schäden an Betonfahrbahndecken mit der Beteiligung einer AKR in den letzten ein bis zwei Jahrzehnten. Mittlerweile existiert eine Vielzahl an Prüfverfahren, um alkaliempfindliche Gesteinskörnungen im Vorfeld einer Baumaßnahme zu identifizieren und bei der Umsetzung auszuschließen. Neben der AKR-fördernden externen Zufuhr von Alkalien durch den Einsatz von Tausalzmitteln, sind Fahrbahndecken zyklischen mechanischen Einwirkungen infolge des überrollenden Verkehrs und klimatischer Einflüsse ausgesetzt. Während einige Prüfverfahren mittlerweile eine externe Zufuhr von Alkalien im Prüfablauf vorsehen, wird die zyklische mechanische Belastung bisher nicht mit einbezogen. Daher stellt sich die Frage, ob diese mechanische Ermüdungsbelastung einen Einfluss auf die AKR-Schadensentwicklung hat. Dabei besteht die Hypothese, dass eine ermüdungsinduzierte Rissbildung zu einer Erhöhung der Stofftransportprozesse im Betongefüge führt, was wiederum eine Verstärkung oder Beschleunigung des AKR-Schadensprozesses zur Folge hat. Dieser Fragestellung geht die Arbeit experimentell nach.

In einem ersten Schritt erfolgt zunächst eine kurze Erläuterung der theoretischen Grundlagen der AKR. Dabei werden neben den hauptsächlichen Einflussfaktoren ausgewählte Modellvorstellungen zum Ablauf des Schadensmechanismus dargelegt sowie auf Prüfverfahren und nationale Regelwerke eingegangen. Obwohl die Darstellungen sehr kompakt gehalten sind, lässt sich die Komplexität der Schadensreaktion erkennen. Zudem wird deutlich, dass die Reaktion je nach Randbedingungen sehr unterschiedliche Ausprägungen annehmen kann, was eine einheitliche und einfache Beschreibung erschwert und die nach rund 80 Jahren noch immer andauernde, intensive Forschungstätigkeit auf dem Gebiet der AKR erklärt. Die Transportprozesse von Feuchtigkeit und Ionen im Betongefüge spielen bei der AKR eine zentrale Rolle und sind auch Bestandteil der zuvor formulierten Hypothese. Daher werden, neben der AKR, die Grundlagen der Stofftransportprozesse dargelegt. Das beinhaltet eine Übersicht über die Feuchtespeicher- und -transportmechanismen sowie die Transport- und Bindeprozesse von Ionen. Dabei stehen vor allem Na- und Cl-Ionen im Vordergrund, da diese im experimentellen Teil der Arbeit von besonderem Interesse sind. Im weiteren Verlauf des Grundlagenteils wird auf die Betonfahrbahn eingegangen. Nach einem kurzen historischen Überblick folgt die Darstellung der aktuellen Bauweisen sowie ein grober Überblick über die möglichen Einwirkungen. Den Abschluss des Grundlagenteils bildet eine Übersicht über bisherige Forschungsarbeiten, die sich mit der Interaktion von mechanischer Ermüdungsbelastung und AKR beschäftigen. Dabei wird deutlich, dass durch die bisherigen Untersuchungen keine eindeutige Aussage zum Einfluss einer Ermüdungsbelastung auf den AKR-Schadensprozess getroffen werden kann.

Das experimentelle Versuchskonzept dieser Arbeit sieht eine sequentielle Herangehensweise vor, bei der großformatige Betonproben zunächst einer mechanischen Ermüdungsbelastung unterzogen wurden. Dabei diente eine zyklische Biegezugbelastung mit einer Oberspannung von 50 % der Biegezugfestigkeit des Betons als möglichst realitätsnahe Belastung. Um einen Extremfall zu betrachten und eine stark ausgeprägte Ermüdungsdegradation in den Beton einzubringen, kamen zusätzlich Druckschwellversuche zur Anwendung. Die Auswirkungen dieser Belastungsversuche auf das Betongefüge wurden einerseits

mittels ZfP während der Versuche und andererseits durch nachgehende mikroskopische Untersuchungen und Luftpermeabilitätsmessungen charakterisiert. Im Anschluss an diese Vorschädigung erfolgte eine Gewinnung von kleineren Prüfkörpern sowohl aus den belasteten Proben, als auch aus unbelasteten Referenzproben, die jeweils aus derselben Herstellungscharge stammten um eine gute Vergleichbarkeit zu gewährleisten. Diese kleineren Prüfkörper dienten für aufbauende Untersuchungen, um den Einfluss der Vorschädigungen auf den Stofftransport einerseits und die AKR andererseits herauszuarbeiten.

Im Rahmen der Stofftransportuntersuchungen standen hauptsächlich kapillare Saugversuchen mit deionisiertem Wasser und einer 3,6 %igen NaCl-Lösung im Vordergrund. Zusätzlich wurde der Einfluss einer simultan zur Biegezugbelastung auf der Zugseite aufstehenden NaCl-Lösung untersucht, um die Auswirkungen einer möglicherweise auftretenden Pumpwirkung durch das Öffnen und Schließen der ermüdungsinduzierten Risse zu beschreiben.

Die AKR-Untersuchungen sahen einerseits die Untersuchung des reinen Einflusses der Degradation ohne eine externe Alkalizufuhr vor. Hierfür kam der 60 °C-Betonversuch sowie ein Beton mit hohem inneren Schädigungspotential durch die Verwendung eines Zementes mit hohem Natriumäquivalent zum Einsatz. Zusätzlich wurde der Einfluss der Vorschädigungen auf die AKR bei einer externen Zufuhr von Alkalien untersucht. Hierbei kam ein Beton unter Verwendung eines Zementes mit vergleichsweise geringem Natriumäquivalent zum Einsatz. Die dafür gewählten AKR-provozierenden Lagerungen unterschieden sich in Abhängigkeit von der Art der Vorschädigung. Im Rahmen der druckschwellbelasteten Proben kam ausschließlich der 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr zur Anwendung. Die Klimawechsellagerung und auch der 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr dienten zur Untersuchung von Proben nach der Vorschädigung durch zyklischen Biegezug. Zusätzlich wurden die Auswirkungen der simultan zur Biegezugbelastung eingebrachten NaCl-Lösung in der Nebelkammerlagerung und im 60 °C-Betonversuch ohne eine externe Alkalizufuhr analysiert.

Nachfolgend sind die wesentlichen Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit zusammenfassend dargestellt:

Ergebnisse der ZfP-Messungen während der Belastungsversuche und der nachgehenden Gefügeuntersuchungen:

- Der zu Beginn der Ermüdungsbelastung stattfindende starke Schädigungsfortschritt, welcher für die Phase I der Ermüdungsevolution charakteristisch ist sowie der Übergang in die stabilere Phase II ließ sich durch die Anwendung der ZfP-Verfahren bei nahezu allen Ermüdungsversuchen beobachten.
- Die zyklischen Biegezugversuche führten nach den jeweils durchgeführten fünf Millionen Lastwechseln zu einer Abnahme des dynamischen E-Moduls in der auf Zug belasteten Betonrandzone, aus der die Prüfkörper für die nachgehenden Untersuchungen gewonnen wurden, um rund 8 bis 10 %.
- Die Druckschwellbelastungen führten bis zum Ende der Versuche zu einer Abnahme des dynamischen E-Moduls zwischen rund 40 und 60 % und damit zu einer deutlich stärker ausgeprägten Vorschädigung im Vergleich zu den zyklischen Biegezugversuchen.
- Die Luftpermeabilitätsmessungen bestätigten die stärkere Vorschädigung der druckschwellbelasteten Proben gegenüber der Biegezugbelastung durch eine deutlichere Erhöhung der Durchlässigkeit nach der Ermüdungsbelastung.

- Bei den Biegezugproben zeigte sich zudem ein vermutlich herstellungsbedingter, tiefenabhängiger Gradient der Permeabilitätskoeffizienten in Form von einer erhöhten Durchlässigkeit der ersten 10 cm von der maximal auf Zug belasteten Oberseite der Balken.
- Die durch die mikroskopischen Untersuchungen festgestellte Risshäufigkeit der vorgeschädigten Proben gegenüber der Referenz war bei den druckschwellbelasteten Proben deutlicher erhöht als bei den zyklischen Biegezugproben.

Ergebnisse der Stofftransportuntersuchungen:

- Der Einfluss der Vorschädigung auf den Feuchtetransport war bei den Biegezugproben nur moderat erhöht. Bei den druckschwellbelasteten Proben zeigte er sich deutlich stärker.
- Grundsätzlich war die Aufnahme der 3,6 %igen NaCl-Lösung im Vergleich zum deionisierten Wasser geringer, was auf die erhöhte Viskosität der NaCl-Lösung und die erhöhte hygrische Dehnung und damit verbundene stärkere Selbstabdichtung infolge der Beaufschlagung mit NaCl-Lösung zurückzuführen ist.
- Feuchte- und Ionentransport müssen getrennt voneinander betrachtet werden: Die Ionenfront blieb deutlich hinter der Feuchtefront zurück, was auf ionogene Wechselwirkungen mit der Zementsteinmatrix zurückgeführt wird.
- Nur bei den stärker geschädigten Druckschwellproben war ein ganz leicht erhöhtes Eindringen von Na- und Cl-Ionen feststellbar, bei den Biegezugproben zeigte sich kein eindeutig erkennbarer Einfluss.
- Bei der simultan zur Biegezugbelastung stattfindenden Beaufschlagung mit NaCl-Lösung war eine zusätzliche leichte Erhöhung der Feuchte durch die gleichzeitige zyklische mechanische Belastung festzustellen. Beim Na- und Cl-Ioneneintrag konnte hingegen keine Erhöhung beobachtet werden.

Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der Vorschädigung auf die AKR-Schadensentwicklung:

- Im 60 °C-Betonversuch ohne eine externe Alkalizufuhr zeigte sich, dass nur im Rahmen der deutlich stärker ausgeprägten Degradation infolge der Druckschwellbelastung ein Einfluss der Vorschädigung auf den AKR-Schadensprozess erkennbar war. Die Auswirkungen äußerten sich durch erhöhte Dehnungen und abweichende Entwicklungen der dynamischen E-Moduln. Die Schallemissionsmessungen während der automatischen Messreihe kamen zu dem zusätzlichen Ergebnis, dass eine stattfindende Rissbildung oder -aufweitung infolge der AKR nicht unbedingt mit einer gleichzeitigen Abnahme des dynamischen E-Moduls einhergehen muss.
- Bei einer externen Zufuhr von Alkalien während der AKR-provozierenden Lagerung war im Rahmen der Klimawechselagerung ein Einfluss der durch zyklischen Biegezug vorgeschädigten Proben zu erkennen. Durch die zusätzliche Lagerung, unter Substitution der Frost-/Tauphase durch eine Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte, konnte ausgeschlossen werden, dass der erkennbare Einfluss auf Frostschädigungen zurückzuführen ist, da sich auch hier Auswirkungen der Vorschädigung in Form erhöhter Dehnungen zeigten.
- Im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr war analog zum Versuch ohne eine externe Zufuhr von Alkalien kein Einfluss der Biegezugdegradation auf die schädigende AKR zu erkennen. Die Auswirkungen der Druckschwellbelastung hingegen

## 6 Zusammenfassung

zeigten sich durch deutlich erhöhte Dehnungen und abweichende Entwicklungen der dynamischen E-Moduln.

- Die während der zyklischen Biegezugbelastung durch die aufstehende NaCl-Lösung simultan eingetragenen Alkalien reichten nicht aus, um das AKR-Schädigungspotential zu erhöhen, sodass sich auch hier keine Auswirkungen der zyklischen Biegezugdegradation feststellen ließ.

## 7 Schlussfolgerungen und Ausblick

Im Folgenden werden die Herangehensweise und der Erkenntnisgewinn in Bezug auf die formulierten Fragestellungen kritisch beleuchtet und offene Fragestellungen dargelegt.

Die auf Grund der Komplexität der einzelnen Mechanismen (Ermüdung, Stofftransport und AKR) gewählte sequentielle Herangehensweise dieser Arbeit bestand darin, den Beton zunächst einer mechanischen Ermüdungsbelastung zu unterziehen und im Anschluss darauf aufbauende Untersuchungen in Form von Stofftransportuntersuchungen und AKR-provozierenden Lagerungen durchzuführen. Dieses Vorgehen erlaubte es, die Prüfabläufe nicht zu komplex werden zu lassen und die Auswirkungen der einzelnen Mechanismen auf den Beton getrennt sowie auch in gewissem Rahmen im Zusammenwirken beurteilen zu können. Eine direkte Übertragbarkeit auf den Praxisfall ist hierdurch jedoch nicht ohne Weiteres möglich, da die Mechanismen in der Regel zeitlich überlagert auftreten. Dennoch lassen die auf diese Weise gewonnenen Ergebnisse grundsätzliche Schlüsse zum Einfluss der Ermüdungsbelastung auf den AKR-Schadensprozess zu. Um die Lücke zwischen den experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit und dem Praxisfall weiter zu schließen, wäre es sinnvoll, eine zeitlich überlagerte Einwirkungskombination von mechanischer Ermüdungsbelastung und AKR-provozierender Lagerung zu untersuchen. Da eine genaue zeitliche Überlagerung der Mechanismen einen enormen prüftechnischen Aufwand bedeutet, wäre auch eine intermittierende, abwechselnd stattfindende mechanische Ermüdungsbelastung und AKR-provozierende Lagerung denkbar.

Die durchgeführte zyklische Biegezugbelastung führte zu einer mittels Ultraschall festzustellenden Degradation in der oberen Betonrandzone, wie sie bei eigenen Untersuchungen aber auch im Rahmen einer weiteren Forschungsarbeit [97] an Fahrbahndecken im Mittel in der Praxis beobachtbar war. Diese Art der Belastung kann daher als recht realitätsnah angesehen werden, auch wenn sich im Labor durch die reine Biegebelastung ausschließlich ein linearer Spannungsverlauf über die Balkenhöhe erreichen lässt, der die häufig nichtlinearen Spannungen in der Praxis nur annähernd nachstellen kann. Die Auswirkungen dieser Belastung auf das Betongefüge zeigten sich lediglich moderat, was auch zu einer vergleichsweise nur geringfügigen Verstärkung der Stofftransportprozesse führte. Diese Verstärkung betraf hauptsächlich den Feuchtetransport, der Ionentransport wurde davon nicht erkennbar beeinflusst. Bei den AKR-provozierenden Lagerungen war nur unter den extremen Bedingungen der Klimawechsellaagerung ein Einfluss der zyklischen Biegezugbelastung zu erkennen, und auch hier zeigte er sich nur mäßig. Die Ergebnisse der Untersuchungen nach der zyklischen Biegezugdegradation weisen darauf hin, dass der Einfluss der ermüdungsbedingten Betondegradation auf den AKR-Schadensprozess bei Ausschluss erhöhter Spannungen durch nicht ordnungsgemäß funktionierende Fugenkonstruktionen oder schlechte Auflagerung der Platten, eine eher untergeordnete Rolle spielt.

In der Regel beginnt ein AKR-Schaden an Betonfahrbahndecken im Bereich der Querscheinfugen und Fugenkreuze. Es ist möglich, dass es an diesen Stellen durch mangelhafte Ausführung, Verschmutzung der Fugen, Auswaschungen des Unterbaus und damit verbundenen Hohllagen oder Ähnlichem zu stark erhöhten Spannungszuständen und lokalen Spannungsspitzen kommen kann. Die daher alternativ durchgeführte Druckschwellbelastung führte zu einer sehr stark ausgeprägten Ermüdungsdegradation. Sie stellt somit einen

Extremfall der Vorschädigung dar, wodurch sich die Auswirkungen einer Vorschädigung auf den AKR-Prozess recht gut herausarbeiten ließen. Hierbei bleibt die Frage zunächst offen, wie realitätsnah die hohe Vorschädigung ist. Um diese Fragen zu beantworten, sollten detaillierte Untersuchungen der Fugenkonstruktion, vor allem der möglichen auftretenden Spannungszustände erfolgen. Die starke Degradation des Betongefüges infolge der durchgeführten Druckschwellbelastung führte zu einer deutlichen Verstärkung der Feuchtettransportprozesse und zu einer zwar geringen, jedoch erkennbaren Erhöhung des Ioneneintrags. In der Folge kam es zu einer signifikanten Erhöhung der Dehnungen in der anschließenden AKR-provozierenden Lagerung im Vergleich zu den Referenzproben ohne mechanische Belastung, vor allem bei einer zusätzlichen Zufuhr von Alkalien. Die Ergebnisse der Untersuchungen nach der Druckschwellbelastung lassen den Schluss zu, dass eine signifikante Ermüdungsdegradation des Betongefüges einen durchaus starken Einfluss auf die Entwicklung einer AKR-Schädigung haben kann. Dieses Ergebnis ist nicht nur für die Betrachtung der Fugenbereiche von Fahrbahndecken von Interesse, sondern kann auch für andere Konstruktionen relevant sein, die zyklischen mechanischen Belastungen und einer eventuell äußeren Beaufschlagung mit Alkalien ausgesetzt sind. Ein Beispiel hierfür sind Offshore-Windkraftanlagen, aber auch andere mechanisch belastete Meerwasserbauwerke.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen zunächst den grundsätzlichen Einfluss einer mechanisch induzierten Betondegradation auf den AKR-Schadensprozess auf. Um in Zukunft ein noch besseres Verständnis des Einflusses zu erlangen, können Parameterstudien mit unterschiedlichen Degradationsgraden bzw. Ermüdungsstadien und unterschiedlichen Betonzusammensetzungen durchgeführt und einbezogen werden. Hierzu wäre es jedoch zunächst sinnvoll, einen geeigneten Prüfablauf zu entwickeln, der eine zeitgleiche oder intermittierend und abwechselnd stattfindende mechanische Ermüdungsbelastung und AKR-provozierende Lagerung ermöglicht.

# Literatur

- [1] R. Breitenbücher und C. Sievering: „Externe Alkalizufuhr in zyklisch beanspruchten Beton und deren Folgen für eine AKR“. In: *18. Internationale Baustofftagung (ibaasil)*. Weimar, 2012.
- [2] C. Giebson et al.: „Untersuchung zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion in vorgeschädigten Fahrbahndeckenbetonen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), S. 13–21.
- [3] C. Giebson: „Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton für Fahrbahndecken und Flugbetriebsflächen unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel“. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, 2013.
- [4] J. Stark und B. Wicht: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. aktualisierte und erw. Aufl. Berlin: Springer Vieweg, 2013.
- [5] J. Viggo: „Alkali Carbonate Reaction (ACR) and RILEM AAR-1 Petrographic Method, Annex A.9.“ In: *12. Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials*. Dortmund, 2009.
- [6] D. Stephan, O. Henning und D. Knöfel: *Baustoffchemie - Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten*. 7., vollständig überarbeitete Auflage. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2014.
- [7] T. Katayama: „The so-called alkali-carbonate reaction (ACR) - Its mineralogical and geochemical details, with special reference to ASR“. In: *Cement and Concrete Research* 40 (2010), S. 643–675.
- [8] P. E. Grattan-Belew et al.: „Is alkali-carbonate reaction just a variant of alkali-silica reaction ACR = ASR?“ In: *Cement and Concrete Research* 40 (2010), S. 556–562.
- [9] J. Viggo: „The controversy of alkali carbonate reaction: state of art on the reaction mechanisms and behaviour in concrete“. In: *14. International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete (ICAAAR)*. Austin, Texas, USA, 2012.
- [10] M. Thomas: „Alkali-Silica Reaction: Eighty years on“. In: *5. International fib Congress*. Melbourne, Australia, 2018.
- [11] T. E. Stanton: „Expansion of Concrete through Reaction between Cement and Aggregate“. In: *American Society of Civil Engineers* (1940).
- [12] P. G. Bürgisser: „Der Einfluss von puzzolanischen Zusatzstoffen vulkanischen Ursprungs auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) im Beton“. Dissertation. FU Berlin, 2011.
- [13] G. Neroth und D. Vollenschaar: *Wendehorst Baustoffkunde Grundlagen - Baustoffe - Oberflächenschutz*. 27. vollständig überarbeitete Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2011.
- [14] J. Kronemann: „Untersuchung der zeitlichen Abhängigkeit von Löseprozessen in hochalkalischen Lösungen zur Charakterisierung der Alkaliempfindlichkeit von Gesteinskörnungen“. Dissertation. TU Cottbus, 2015.

## Literatur

- [15] R. Benedix: *Bauchemie: Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten*. 5., überarbeitete und aktualisierte Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien, 2011.
- [16] I. Borchers und Ch. Müller: „Einfluss von Natrium und Kalium auf eine schädigende AKR in Abhängigkeit von der Gesteinskörnung“. In: *17. Internationale Baustofftagung (ibaasil)*. Weimar, 2009.
- [17] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)*. Ausg. Oktober 2013. DAfStb-Richtlinie. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2013.
- [18] A. Leemann und B. Lothenbach: „The  $\text{NA}_2\text{O}$ -equivalent of cement: a universal parameter to assess the potential alkali-aggregate reactivity of concrete“. In: *13. International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*. Trondheim, Norway, 2008.
- [19] D. Constantiner und S. Diamond: „Alkali release from feldspars into pore solutions“. In: *Cement and Concrete Research* 33 (2003), S. 549–554.
- [20] D. Soares et al.: „Study on the factors affecting alkalis release from aggregates into ASR“. In: *15. International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*. Sao Paulo, Brasil, 2016.
- [21] Y. Wang, M. Deng und M. Tang: „Alkali release from aggregate and the effect on AAR expansion“. In: *Materials and Structures* 41 (2008), S. 159–171.
- [22] S. Poyet et al.: „Influence of water on Alkali-Silica Reaction: experimental study and numerical simulations“. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* (2006).
- [23] R. N. Swamy (ed.): *The Alkali-Silica Reaction in Concrete*. Glasgow/London: Blackie und Son Ltd, 1992.
- [24] I. Gunnarsson und S. Arnórsson: „Amorphous silica solubility and the thermodynamic properties of  $\text{H}_4\text{SiO}_4$  in the range of  $0^\circ$  to  $350^\circ\text{C}$  at  $P_{\text{sat}}$ “. In: *Geochimica et Cosmochimica Acta* 64 (2000), S. 2295–2307.
- [25] R. K. Iler: *The Chemistry of silica - Solubility, Polymerization, Colloid and Surface Properties, and Biochemistry*. New York: John Wiley & Sons, 1979.
- [26] P. J. Heaney, C. T. Prewitt und G. V. (eds. Gibbs: *Reviews in Mineralogy, Vol. 29: Silica - physical behaviour, geochemistry and materials applications*. Washington D.C.: Mineralogical Society of America, 1994.
- [27] D. Buteel et al.: „Alkali-silica reaction: A method to quantify the reaction degree“. In: *Cement and Concrete Research* 32 (2002), S. 1199–1206.
- [28] B. Mysen: „Physics and chemistry of silicate glasses and melts“. In: *European Journal of Mineralogy* 15 (2003), S. 781–802.
- [29] A. Leemann: „Raman microscopy of alkali-silica reaction (ASR) products formed in concrete“. In: *Cement and Concrete Research* 102 (2017), S. 41–47.
- [30] A. Hamoudi, L. Khouchaf und P. Cordier: „Long, medium and short range order changes in amorphous  $\text{SiO}_2$  exposed to alkali silica reaction“. In: *13. International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*. Trondheim, Norway, 2008.
- [31] J. Southard: *Sedimentary Geology, Chapter 6 - Other sedimentary rocks: Chert and evaporites*. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 2007.

- [32] K. Voland: „Einfluss der Porosität von Beton auf den Ablauf einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion“. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, 2015.
- [33] T. C. Powers und H. H. Steinour: „An Interpretation of Some Published Researches on the Alkali-Aggregate Reaction Part 1 - The Chemical Reactions and Mechanism of Expansion“. In: *Journal of the American Concrete Institute* 26.6 (1955), S. 497–516.
- [34] T. C. Powers und H. H. Steinour: „An Interpretation of Some Published Researches on the Alkali-Aggregate Reaction Part 2 - A Hypothesis Concerning Safe and Unsafe Reactions with Reactive Silica in Concrete“. In: *Journal of the American Concrete Institute* 26.8 (1955), S. 785–812.
- [35] S. Chatterji et al.: „Studies of alkali-silica reaction. Part 3. Mechanisms by which NaCl and Ca(OH)<sub>2</sub> affect the reaction“. In: *Cement and Concrete Research* 16 (1986), S. 246–254.
- [36] S. Chatterji, N. Thaulow und A. D. Jensen: „Studies of alkali-silica reaction. Part 6. Practical implications of a proposed reaction mechanism“. In: *Cement and Concrete Research* 18 (1988), S. 363–366.
- [37] S. Chatterji, N. Thaulow und A. D. Jensen: „The Role of Ca(OH)<sub>2</sub> in the breakdown of portland cement concrete due to alkali-silica reaction“. In: *Cement and Concrete Research* 9 (1979), S. 185–188.
- [38] S. Diamond: „ASR-Another Look at Mechanisms“. In: *8. International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*. Kyoto, Japan, 1989.
- [39] H. Wang und J. E. Gillot: „Mechanism of alkali-silica reaction and the significance of calcium hydroxide“. In: *Cement and Concrete Research* 21 (1991), S. 647–654.
- [40] S. Sprung und H.-M. Sylla: „Ablauf der Alkali/Kieselsäure-Reaktion im Beton bei unterschiedlichen Zuschlaggesteinen“. In: *ZKG International* 51.6 (1998), S. 334–346.
- [41] E. Garcia-Diaz et al.: „Mechanism of damage for the alkali-silica reaction“. In: *Cement and Concrete Research* 36 (2006), S. 395–400.
- [42] I. Sims und A. Pole (eds.): *Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: A World Review*. London: Taylor & Francis, 2017.
- [43] ASTM C 298: *Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method)*. American Society for Testing and Materials, 1994.
- [44] R. Helmut, D. Stark und S. Diamond: *Alkali-Silica Reaction: An Overview of Research*. Techn. Ber. Washington D.C.: National Research Council: Strategic Highway Research Programm, 1993.
- [45] RILEM TC 191-ARP: *RILEM Recommended Test Method AAR-1: Detection of potential alkali-reactivity of aggregates - Petrographic method*. 2003.
- [46] E. Freyburg und D. Schliffkowitz: „Bewertung der Alkalireaktivität von Gesteinskörnungen nach petrografischen und mikrostrukturellen Kriterien“. In: *16. Internationale Baustofftagung (ibautil)*. Weimar, 2006.
- [47] E. Siebel et al.: „AKR-Prüfverfahren - Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz“. In: *Betontechnische Berichte* (2006), S. 69–81.

## Literatur

- [48] M. Thomas et al.: „Test methods for evaluating preventive measures for controlling expansion due to alkali–silica reaction in concrete“. In: *Cement and Concrete Research* 36 (2006), S. 1842–1856.
- [49] J.A. Larbi und J.H.M. Visser: „Study of the ASR of an aggregate with high chert content by means of ultra-accelerated mortar bar test and pore fluid analysis“. In: *Heron* 47 (2002), S. 141–159.
- [50] RILEM TC 106-AAR: *RILEM Recommended Test Method AAR-2: Detection of potential alkali-reactivity of aggregates - The ultra-accelerated mortar-bar test and RILEM Recommended Test Method AAR-3: Detection of potential alkali-reactivity of aggregates - Method for aggregate combinations using concrete prisms*. 2000.
- [51] ASTM C 1260: *Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)*. American Society for Testing and Materials, 2014.
- [52] ASTM C 1293: *Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction*. American Society for Testing and Materials, 2018.
- [53] RILEM TC 219-ACS: „RILEM Recommended Test Method: AAR-4.1—Detection of Potential Alkali-Reactivity—60 °C Test Method for Aggregate Combinations Using Concrete Prisms“. In: *RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate Reactions in New Concrete Structures*. 2015.
- [54] B. J. Wiggum et al.: *State-of-the art report: Key parameters influencing the alkali aggregate reaction*. Techn. Ber. SINTEF Building and Infrastructure, 2006.
- [55] J. Lindgård: „Alkali-silica reaction (ASR) – Performance testing“. Dissertation. NTNU Trondheim, 2013.
- [56] Ch. Müller, I. Borchers und E. Eickschen: „Erfahrungen mit AKR-Prüfverfahren: Hinweise zur Ableitung praxisgerechter Bewertungskriterien für Performance- und WS-Grundprüfungen“. In: *Betontechnische Berichte* (2012).
- [57] J. Stark et al.: „AKR-Prüfverfahren zur Beurteilung von Gesteinskörnungen und projektspezifischen Betonen“. In: *beton – Die Fachzeitschrift für Bau+Technik* 56 (2006), S. 574–581.
- [58] K. Seyfarth, C. Giebson und J. Stark: „AKR-Performance-Prüfung für Fahrbahndecken aus Beton: Erfahrungen aus Labor und Praxis im Vergleich“. In: *17. Internationale Baustofftagung (ibautil)*. Bd. 2. Weimar, 2009.
- [59] DIN EN 12620: *Gesteinskörnung für Beton*. Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [60] DIN 1045: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [61] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *ARS 04/2013 - Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013 - Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)*. 2013.
- [62] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen RStO 12*. Ausgabe 2012.

- [63] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)*. Ausg. Oktober 2007. DAfStb-Richtlinie. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2007.
- [64] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweise (TP B-Stb) - Teil 1.1.09: AKR-Potenzial und Dauerhaftigkeit von Beton (60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr)*.
- [65] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweise (TP B-Stb) - Teil 1.1.10: AKR-Potenzial und Dauerhaftigkeit von Beton (Klimawechsellagerung)*.
- [66] M. Krus: „Feuchtetransport- und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe: Theoretische Grundlagen und neue Meßtechniken“. Dissertation. Universität Stuttgart, 1995.
- [67] H. Ungricht: „Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung“. Dissertation. ETH Zürich, 2004.
- [68] P. Rucker-Gramm: „Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen“. Dissertation. TU München, 2008.
- [69] K. Kiessl: „Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen: rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung“. Dissertation. TU Essen, 1983.
- [70] A. Steffens: „Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung“. Dissertation. TU Braunschweig, 2000.
- [71] D. A. Rose: „Water movement in porous materials: Part 2 - The separation of the components of water movement“. In: *British Journal of Applied Physics* (1963).
- [72] T. Keller: „Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken: Transportmechanismen - Auswirkung von Rissen“. Dissertation. ETH Zürich, 1991.
- [73] G. Kapteina: „Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauwerken“. Dissertation. TU München, 2011.
- [74] P. Lunk: „Penetration of Water and Salt into Concrete by Capillary Suction“. In: *Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen* 4 (1998), S. 399–422.
- [75] N. Bunke: *Prüfung von Beton: Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 422. Berlin: Beuth Verlag, 1991.
- [76] M. Binnewies et al.: *Allgemeine und Anorganische Chemie*. Berlin: Springer Verlag, 2016.
- [77] A. Volkwein: „Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton“. Dissertation. TU München, 1991.
- [78] P. W. Atkins: *Physikalische Chemie*. 3., korrigierte Auflage. Weinheim: Wiley-VCH Verlag GmbH, 2001.
- [79] S. Lay: „Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion - Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken“. Dissertation. TU München, 2006.

## Literatur

- [80] E. Riedel und C. Janiak: *Anorganische Chemie*. 9. Auflage. Berlin: de Gruyter, 2015.
- [81] W. J. McCarter, H. Ezirim und M. Emerson: „Absorption of water and chloride into concrete“. In: *Magazine of Concrete Research* 44 (1992).
- [82] E. Schäfer: „Einfluss der Reaktionen verschiedener Zementhauptbestandteile auf den Alkalihaushalt der Porenlösung des Zementsteins“. Dissertation. TU Clausthal, 2004.
- [83] H. J. H. Brouwers und R. J. van Eijk: „Alkali concentrations of pore solution in hydrating OPC“. In: *Cement and Concrete Research* 33 (2003), S. 191–196.
- [84] H. Viallis et al.: „Interaction between Salts (NaCl, CsCl) and Calcium Silicate Hydrates (C-S-H)“. In: *Journal of Physical Chemistry B* 103 (1999), S. 5212–5219.
- [85] S.-Y. Hong und F. P. Glasser: „Alkali binding in cement pastes Part I. The C-S-H phase“. In: *Cement and Concrete Research* 29 (1999), S. 1893–1903.
- [86] A. K. Suryavanshi, J. D. Scantlebury und S. B. Lyon: „Mechanism of Friedel’s salt formation in cements rich in Tri-Calcium Aluminate“. In: *Cement and Concrete Research* 26 (1996), S. 717–727.
- [87] M. V. A. Florea und H. J. H. Brouwers: „Chloride binding related to hydration products - Part I: Ordinary Portland Cement“. In: *Cement and Concrete Research* 42 (2012), S. 282–290.
- [88] O. Wowra und M. J. Setzer: „Einfluss der elektrochemischen Doppelschicht auf die Sorption und den Transport von Chlorionen im Zementstein“. In: *Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen* 6 (2000), S. 415–428.
- [89] R. Oesterheld, M. Peck und S. Villaret: *Strassenbau heute - Band 1 Betondecken*. 7. überarbeitete Auflage. Erkrath: Verlag Bau+Technik GmbH, 2018.
- [90] J. Eisenmann und G. Leykauf: *Betonfahrbahnen*. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2003.
- [91] G. Streit: „Betonstraßenbau“. In: *Strassenforschung - 50 Jahre Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen 1924-1974*. Bonn-Bad Godesberg: Kirschbaum Verlag, 1974.
- [92] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton 09)*. Ausgabe 2009.
- [93] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton: ZTV Beton-StB 07*. Ausgabe 2007.
- [94] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton: TL Beton-StB 07*. Ausgabe 2007.
- [95] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton: TP Beton-StB 10*. Ausgabe 2010.
- [96] D. Bosold und A. Grünewald: *Zement-Merkblatt Betontechnik B18: Risse im Beton*. Düsseldorf, 2014.

- [97] C. Sievering: „Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen unter besonderer Berücksichtigung des externen Alkalieintrags“. Dissertation. Ruhr Universität Bochum, 2012.
- [98] R. Breitenbücher et al.: *Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton: Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) - Phase 1 - In-situ-Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Risse*. Techn. Ber. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2010.
- [99] Rupert Springenschmid und Walter Fleischer: „Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 11 (1993), S. 297–301.
- [100] Rupert Springenschmid und Walter Fleischer: „Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse (Fortsetzung aus Heft 11/1993)“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 12 (1993), S. 329–332.
- [101] M. J. Setzer: „Das Feststoff-Porenwassersystem des Zementgels (Solid-liquid gel-system SLGS Modell)“. In: *16. Internationale Baustofftagung (ibaasil)*. Bd. 2. Weimar, 2006, S. 683–700.
- [102] S. Foos: „Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen“. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2006.
- [103] R. Maliha: „Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen in Fahrbahndecken aus Beton“. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2006.
- [104] G. Weil: „Beanspruchung von Betonfahrbahnen“. In: *Strassen- und Tiefbau* 11 (1963).
- [105] H. M. Westergaard: „Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis“. In: *Public Roads* (1926).
- [106] E. Neumann: *Der neuzeitliche Straßenbau*. Berlin/Göttigen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1959.
- [107] M. Mitschke: „Vertikale Strassenbeanspruchung“. In: *Strasse und Autobahn* 4 (1976).
- [108] Ch. Kessler-Kramer: „Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung“. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2002.
- [109] M. Thiele: „Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen“. Dissertation. TU Berlin, 2015.
- [110] S. Marx et al.: *Sachstandbericht Grenzzustände der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 618. Berlin: Beuth Verlag, 2017.
- [111] E. Haibach: *Betriebsfestigkeit : Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Berlin/Heidelberg: Springer Verlag, 2006.
- [112] R. Hohberg: „Zum Ermüdungsverhalten von Beton“. Dissertation. TU Berlin, 2004.
- [113] F. P. Müller, E. Keintzel und H. Charlier: *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau – Teil 1: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 342. Berlin: Beuth Verlag, 1983.
- [114] R. Breitenbücher: „Besonderheiten bei Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in Betonfahrbahndecken“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Heft 102.8 (2007), S. 521–527.

## Literatur

- [115] R. Breitenbücher et al.: *Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton - Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR), Phase 2: Laboruntersuchungen zur Auswirkung von Vorbeanspruchungen und externer Alkalizufuhr*. Techn. Ber. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2014.
- [116] H. Ibuk: „Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung“. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2008.
- [117] Ch. Müller et al.: „Überprüfung des Zeitbeiwertes für Fahrbahndeckenbetone“. In: *Griffig 1* (2013).
- [118] Deutscher Bundestag: *Zerstörung des Fahrbahnbelages durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (Antwort der Bundesregierung auf die Kleine Anfrage der Abgeordneten Peter Hettlich, Winfried Hermann, Dr. Anton Hofreiter, weiterer Abgeordneter und der Frakt. BÜNDNIS 90/ DIE GRÜNEN) - Drucksache 16/12210*. 2009.
- [119] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen: *ARS 15/2005 - Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 15/2005 - Technische Regelwerke im Straßenbau Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)*. 2005.
- [120] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *ARS 12/2006 - Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/2006 - Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)*. 2006.
- [121] Deutscher Bundestag: *Ausmaß der Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion an Betonfahrbahndecken und Ingenieurbauwerken im Bundesfernstraßennetz (Antwort der Bundesregierung auf die Kleine Anfrage der Abgeordneten Stephan Kühn (Dresden), Matthias Gastel, Tabea Rößner, weiterer Abgeordneter und der Frakt. BÜNDNIS 90/DIE GRÜNEN) - Drucksache 18/2688*. 2014.
- [122] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: *Verkehrsinvestitionsbericht für das Berichtsjahr 2016*.
- [123] M. Wieland und N. Ehrlich: „Betondecken mit CEM II/CEM III-Zementen - Zustandsbewertung“. In: *Griffig 2* (2009).
- [124] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton*.
- [125] J. S. Guédon und A. Le Roux: „Influence of Microcracking on the Onset and Development of Alkali Silica Reaction“. In: *Durability of Concrete - Proceedings of the Third CANMET - ACI International Conference*. 1994, S. 713–724.
- [126] R. Przondziona et al.: „Vorschädigungen in Beton infolge zyklischer Beanspruchungen und deren Auswirkung auf Transportprozesse im Hinblick auf eine schädigende AKR“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), S. 3–12.
- [127] Robin Przondziona et al.: „Degradation in concrete structures due to cyclic loading and its effect on transport processes—Experiments and modeling“. In: *Structural Concrete* 18.4 (2017), S. 519–527.
- [128] C. Giebson et al.: „Alkali-silica reaction performance testing of concrete considering external alkalis and preexisting microcracks“. In: *Structural Concrete* 18.4 (2017), S. 528–538.

- [129] S. M. Alaud und G. P.A.G van Zijl: „Effect of Combined ASR and Cyclic Loading on Concrete Bridges“. In: *Facing the Challenges in Structural Engineering*. Hrsg. von H. Rodrigues, A. Elnashai und G. M. Calvi. Sustainable Civil Infrastructures. Springer, 2018.
- [130] DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton-Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [131] DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton-Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [132] DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton-Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [133] DIN EN 12350: *Prüfung von Frischbeton-Teil 6: Frischbetonrohddichte*. Beuth Verlag, Berlin, 1999.
- [134] DIN EN 12350: *Prüfung von Frischbeton-Teil 7: Luftgehalte-Druckverfahren*. Beuth Verlag, Berlin, 2000.
- [135] DIN EN 12350: *Prüfung von Frischbeton-Teil 4: Verdichtungsmaß*. Beuth Verlag, Berlin, 2000.
- [136] R. Hagl: *Elektrische Antriebstechnik*. München: Carl Hanser Verlag GmbH Co. KG, 2015.
- [137] J. F. K. Rausch: „Entwicklung und Anwendung miniaturisierter piezoresistiver Dehnungsmesselemente“. Dissertation. TU Darmstadt, 2012.
- [138] S. Schröder: „Der Einfluss einer zweiaxialen Zugbelastung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton und gemischt bewehrten Bauteilen“. Dissertation. TU Dresden, 2012.
- [139] V. G. Schlüter: „Entwicklung eines experimentell gestützten Bewertungsverfahrens zur Optimierung und Charakterisierung der Dehnungsübertragung oberflächenapplizierter Faser-Bragg-Gitter-Sensoren“. Dissertation. TU Berlin, 2010.
- [140] S. Maack: „Untersuchungen zum Schallfeld niederfrequenter Ultraschallprüfköpfe für die Anwendung im Bauwesen“. Dissertation. TU Berlin, 2012.
- [141] DIN EN 1330: *Zerstörungsfreie Prüfung – Terminologie – Teil 4: Begriffe der Ultraschallprüfung*. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [142] A. Zoëga: „Spannungsabhängigkeit elastischer Wellen in Beton“. Dissertation. TU Berlin, 2011.
- [143] F. Kohlrausch, V. Kose und S. Wagner: *Praktische Physik: Zum Gebrauch für Unterricht, Forschung und Technik, Band 3*. Stuttgart: B.G. Teubner, 1996.
- [144] S. Köppel: „Schallemissionsanalyse zur Untersuchung von Stahlbetontragwerken“. Dissertation. 2002.
- [145] DIN EN 1330: *Zerstörungsfreie Prüfung – Terminologie – Teil 9: Begriffe der Schallemissionsprüfung*. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [146] C. U. Große und T. Schumacher: „Anwendungen der Schallemissionsanalyse an Betonbauwerken“. In: *Bautechnik* 90.11 (2013), S. 721–731.
- [147] V. Picandet, A. Khelidj und H. Bellegou: „Crack effects on gas and water permeability of concretes“. In: *Cement and Concrete Research* 39 (2009), S. 537–547.

## Literatur

- [148] A. Djerbi Tegger et al.: „Effect of uniaxial compressive loading on gas permeability and chloride diffusion coefficient of concrete and their relationship“. In: *Cement and Concrete Research* 52 (2013), S. 131–139.
- [149] A. Malek et al.: „Residual Capacity and Permeability-Based Damage Assessment of Concrete under Low-Cycle Fatigue“. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 30 (2018).
- [150] H. Loosveldt, Z. Lafhaj und F. Skoczylas: „Experimental study of gas and liquid permeability of a mortar“. In: *Cement and Concrete Research* 32 (2002), S. 1357–1363.
- [151] RILEM TC 116-PCD: *RILEM Recommended Test Method: Measurement of the gas permeability of concrete by the Rilem-Cembureau method*. 1999.
- [152] R. Hohberg: *Entwicklung des E-Moduls von Beton aus Recyclingmaterial im Vergleich zu Beton mit natürlichem Zuschlag*. Techn. Ber. Berlin: Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), 2003.
- [153] W. Erfurt: „Erfassung von Gefügeveränderungen in Beton durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit“. Dissertation. Bauhaus Universität Weimar, 2002.
- [154] H. Sobczuk und R. Plagge: *Time domain reflectometry method in environmental measurements*. Lublin: Komitet Inżynierii Środowiska, 2007.
- [155] R. Cerny: „Time-domain reflectometry method and its application for measuring moisture content in porous materials: A review“. In: *Measurement* 42 (2009), S. 329–336.
- [156] Ch. Persch: „Messung von Dielektrizitätskonstanten im Bereich von 0,2 bis 6 GHz und deren Bedeutung für die Mikrowellenerwärmung von Lebensmitteln“. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 1997.
- [157] J. van der Aa und G. Boer: „Automatic moisture content measuring and monitoring system based on time domain reflectometry used in road structures“. In: *NDT & E International* 30.4 (1997), S. 239–242.
- [158] Z. Pavlik et al.: „Determination of Moisture Diffusivity using the Time Domain Reflectometry (TDR) Method“. In: *Journal of Building Physics* 30 (2006), S. 59–70.
- [159] R. Plagge: „Time Domain Reflectometry: Erstellung einer TDR-Kalibrierfunktion für einen Fahrbahnbeton“. Unpublished Work. Dresden, 2014.
- [160] D. Ellersiek: „Entwicklung und Charakterisierung von mikrostrukturierten Planarspulen für Kernspinresonanz-Anwendungen“. Dissertation. RWTH Aachen, 2010.
- [161] H. Friebolin: *Ein- und zweidimensionale NMR-Spektroskopie*. 5. Aufl. Weinheim: Wiley-VCH Verlag GmbH und Co. KG, 2013.
- [162] B. Blümich, S. Haber-Pohlmeier und W. Zia: *Compact NMR*. Berlin: de Gruyter, 2014.
- [163] S. Millar et al.: „Laser Induced Breakdown Spectroscopy (LIBS) im Bauwesen - automatisierte Baustoffanalyse“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), S. 501–510.

- [164] A. Molkenhuth: „Laser-induzierte Breakdown Spektroskopie (LIBS) zur hochauflösenden Analyse der Ionenverteilung in zementgebundenen Feststoffen“. Dissertation. 2009.
- [165] A. Taffe et al.: „Einsatz der Laser-Induzierten Breakdown Spektroskopie (LIBS) im Bauwesen: Teil 1: Verfahrensbeschreibung und Durchführung von Zementanalysen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), S. 693–694.
- [166] B. Savija et al.: „Chloride ingress in cracked concrete: a laser induced breakdown spectroscopy (LIBS) study“. In: *Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 12* (2014), S. 425–442.
- [167] F. Weise et al.: „Auswirkungen von Ermüdungsbeanspruchungen auf Struktur und Eigenschaften von Fahrbahndeckenbeton“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), S. 22–33.
- [168] J. A. Larbi und W. M. M. Heijnen: „Determination of the cement content of five samples of hardened concrete by means of optical microscopy“. In: *Heron* 42.2 (1997), S. 125–138.
- [169] ASTM C 1356: *Standard Test Method for Quantitative Determination of Phases in Portland Cement Clinker by Microscopical Point-Count Procedure*. American Society for Testing and Materials, 2007.
- [170] J. A. Larbi und R. P. J. van Hees: „Quantitative microscopical procedure for characterising mortars in historical buildings“. In: *14. Internationale Baustofftagung (ibaustil)*. Bd. 1. Weimar, 2000, S. 1051–1060.
- [171] R. G. Sibbick und G. West: *Research Report 197: Examination of concrete from the M40 motorway*. Techn. Ber. Transport and Road Research Laboratory - Department of Transport, 1989.
- [172] F. Weise et al.: „Innovative measurement techniques for characterising internal damage processes in concrete due to ASR“. In: *14. International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete (ICAAAR)*. Austin, Texas, USA, 2012.
- [173] Ch. Müller et al.: *Auswirkungen der Gefügedichte der Betone auf den Ablauf einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Abschlussbericht zu IGF-Vorhaben 15248*. Techn. Ber. 2010.
- [174] W. Wallau et al.: „Continuous expansion measurement in accelerated concrete prism testing for verifying ASR-expansion models“. In: *Materials and Structures* 51.3 (2018).
- [175] F. Beltzung und F. H. Wittmann: „Role of disjoining pressure in cement based materials“. In: *Cement and Concrete Research* 35 (2005), S. 2364–2370.
- [176] W. Wallau et al.: *AKR-Schadensmonitoring im 60°C-Betonversuch : Abschlussbericht zum MNPQ-Projekt (19/14)*. Techn. Ber. 2017. URL: <https://www.tib.eu/de/suchen/id/TIBKAT%3A106750463X/AKR-Schadensmonitoring-im-60%C2%BC-Betonversuch-Abschlussbericht/>.



# Abbildungsverzeichnis

2.1	Makroskopische Erscheinungsbilder der Alkali-Kieselsäure-Reaktion . . . . .	4
2.2	Mikroskopische Erscheinungsbilder der Alkali-Kieselsäure-Reaktion . . . . .	4
2.3	Dehnungen von Betonen mit verschiedenen Gesteinskörnungen, verschiedenen Na <sub>2</sub> O-Äquivalenten und unterschiedlichen K <sub>2</sub> O/Na <sub>2</sub> O-Verhältnissen im 60 °C-Betonversuch	6
2.4	Schematischer Einfluss der relativen Feuchte auf die AKR bedingten Dehnungen im Beton . . . . .	7
2.5	AKR-Dehnungen bei verschiedenen konstant gehaltenen relativen Luftfeuchten der Umgebung . . . . .	7
2.6	Einfluss der Temperatur auf die Löslichkeit von amorphem SiO <sub>2</sub> . . . . .	8
2.7	Schematischer Ablauf des Löseprozesses des SiO <sub>2</sub> in alkalischer Lösung . . . . .	8
2.8	Einfluss des pH-Wertes auf die Löslichkeit von amorphem SiO <sub>2</sub> und Quarz bei 25 °C	10
2.9	<sup>29</sup> Si-MAS-NMR-Spektren von nicht reagiertem und reagiertem, amorphem SiO <sub>2</sub> . .	10
2.10	Schematische Darstellung des AKR-Ablaufes und der Rolle des Calciums . . . . .	12
2.11	Vorgehen bei der Einstufung einer Gesteinskörnung nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb . . . . .	16
2.12	Beispielhafte Darstellung einer Sorptionsisotherme von Beton . . . . .	18
2.13	Schematische Darstellung der Transportmechanismen in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt . . . . .	19
2.14	Kontaktwinkel zwischen Feststoff und Wasser bzw. Quecksilber . . . . .	21
2.15	Schematische Darstellung der C-S-H-Struktur . . . . .	24
2.16	Temperatur- und Spannungsentwicklung infolge der Zementhydratation bei Verformungsbehinderung . . . . .	28
2.17	Spannungsverteilung über die Plattenhöhe infolge einer Erwärmung bzw. Abkühlung der Oberseite . . . . .	29
2.18	Berechnungssysteme für die Ermittlung der Spannungen und Verformungen infolge Verkehrsbelastung . . . . .	31
2.19	Mögliche Beanspruchungen bei Ermüdungsversuchen . . . . .	32
2.20	Schematische Darstellung der Ergebnisse von Wöhlerversuchen und Einordnung der verschiedenen Zeitfestigkeiten . . . . .	33
2.21	Schematische Darstellung der Entwicklung der Verzerrungen und der Steifigkeit während der drei Phasen der Ermüdungsbeanspruchung . . . . .	34
2.22	Beispiele für AKR-Schadenskategorien an Betonfahrbahnen . . . . .	35
3.1	Schematische Darstellung des Untersuchungsprogramms . . . . .	43
3.2	Zur Herstellung verwendeter 500 l Mischer und Probekörpergeometrien für die zyklischen Belastungsversuche . . . . .	46
3.3	Teilung eines großformatigen Balkens in Referenzabschnitte und Abschnitt für zyklische mechanische Belastung . . . . .	46
3.4	Bestimmung der Frischbetonkennwerte . . . . .	48
3.5	Bestimmung der Festbetonkennwerte . . . . .	49
3.6	Ergebnisse des Schnellprüfverfahrens . . . . .	50
3.7	Ergebnisse der Nebelkammerlagerung und des 60 °C-Betonversuchs . . . . .	51
3.8	Ultraschallhandgerät UK 1401, Schwingungsrichtung der Prüfköpfe . . . . .	53
3.9	Schematische Darstellung des SEA-Messprinzips . . . . .	54
3.10	Permeameter zur Durchführung der Permeabilitätsmessungen . . . . .	55
3.11	Stereomikroskop Olympus SZX16 für die mikroskopischen Rissanalysen . . . . .	57
3.12	Anregungs- und Messanordnung der Grundswingungsformen bei der Bestimmung der Eigenfrequenz nach Impulsanregung . . . . .	58

## Abbildungsverzeichnis

3.13	Schematische Darstellung der Frequenzabhängigkeit der komplexen Permittivitätszahl . . . . .	60
3.14	Darstellung der verwendeten TDR-Sonden mit einem schematischen Reflektionsbild eines stufenförmigen bzw. nadelförmigen Impulses . . . . .	61
3.15	Schematische Darstellung der Gesamtmagnetisierung mehrerer Kernspins in einem statischen Magnetfeld . . . . .	63
3.16	Schematische Darstellung des Übergangs von Spins vom Zustand niedriger Energie zum Zustand höherer Energie und Veränderung der Gesamtmagnetisierung $M_z$ . . . .	64
3.17	Schematische Darstellung der Entstehung einer MagnetisierungsKomponente in der x-y-Ebene durch Phasenkohärenz . . . . .	64
3.18	Schematischer Messaufbau eines LIBS-Systems . . . . .	66
3.19	Ausschluss der groben Gesteinskörnung bei den LIBS-Messungen durch das Calciumkriterium . . . . .	67
3.20	Darstellung der klimatischen Randbedingungen des 60 °C-Betonversuches . . . . .	68
3.21	Darstellung der klimatischen Randbedingungen der Nebelkammerlagerung . . . . .	69
3.22	Darstellung der klimatischen Randbedingungen der Klimawechselagerung . . . . .	70
3.23	Darstellung der klimatischen Randbedingungen des 60 °C-Betonversuchs mit externer Alkalizufuhr . . . . .	71
4.1	Statisches System und Versuchsstand der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . .	73
4.2	Messanordnung zur Charakterisierung der Degradation während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . . . . .	74
4.3	Überlagerung der klimatisch induzierten Wölb- und Eigenspannung mit der Spannung aus Verkehrsbelastung während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . .	74
4.4	Lastfunktion und Phasen während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . .	74
4.5	Schematischer Versuchsablauf der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . . . . .	75
4.6	Schematische Darstellung der Entnahme eines kleinformatigen Prüfkörpers aus der auf Zug belasteten Oberseite eines Biegezugbalken mit Spannungs- und Schädigungsgradient und aus dem mittleren Drittel eines Druckprismas mit homogener Spannungs- und Schädigungsverteilung . . . . .	76
4.7	Versuchsaufbau für die Druckschwellversuche . . . . .	76
4.8	Anordnung der Dehnmessstreifen, akustischen Sensoren sowie der Ultraschallmessung zur Charakterisierung der Degradation während der zyklischen Druckschwellversuche . . . . .	77
4.9	Lastfunktion, Phasen und Erfassung der Schädigungsparameter während der zyklischen Druckschwellversuche . . . . .	77
4.10	Ergebnisse der Vorversuche zur Ableitung der Abbruchkriterien für die Druckschwellversuche . . . . .	78
4.11	Prüfkörpergewinnung für die Permeabilitätsuntersuchungen nach einem Vier-Punkt-Biegezugversuch . . . . .	79
4.12	Prüfkörpergewinnung aus den jeweiligen Druckschwellversuchen für die Permeabilitätsmessungen . . . . .	79
4.13	Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die mikroskopischen Rissanalysen von Proben aus Biegezugbalken und Druckprismen . . . . .	80
4.14	Schematische Darstellung der Vorgehensweise bei der Rissmikroskopie an Dünnschliffen mit dem Point-Counting-Verfahren . . . . .	81
4.15	Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die kapillaren Saugversuche . . . . .	82
4.16	Anordnung der Bohrlochpaare für die TDR-Messungen während der kapillaren Saugversuche . . . . .	83
4.17	Beispielhafte Darstellung des Eintauchens der Prüfkörper während der kapillaren Saugversuche . . . . .	83
4.18	Schematische Darstellung der Präparation der Proben zur Bestimmung des NaCl-Eintrags . . . . .	84

4.19	Versuchsaufbau und Messanordnung für die Durchführung des zyklischen Belastungsversuches mit gleichzeitig auf der Zugseite aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	85
4.20	Versuchsablauf des zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuches mit gleichzeitig aufstehender 5 %iger NaCl-Lösung . . . . .	86
4.21	Prüfkörpergewinnung aus dem Belastungsversuch mit aufstehender NaCl-Lösung zur Ermittlung des NaCl-Eintrags . . . . .	86
4.22	Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum reinen Einfluss der ermüdungsinduzierten Rissbildung auf die AKR-Schadensentwicklung im 60 °C-Betonversuch . . . . .	88
4.23	Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung und -präparation zum Aufbringen der Prüflösung für die Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen Biegezugdegradation auf die AKR-Schadensentwicklung mit der Klimawechselagerung . . . . .	90
4.24	Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen Biegezugdegradation auf die AKR-Schadensentwicklung im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr . . . . .	90
4.25	Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum Einfluss der zyklischen Biegezugdegradation mit simultanem NaCl-Lösungseintrag auf die AKR-Schadensentwicklung in der Nebelkammerlagerung und im 60 °C-Betonversuch . . . . .	91
4.26	Schematische Darstellung der Prüfkörpergewinnung für die Untersuchungen zum Einfluss der Druckschwellbelastung auf die AKR-Schadensentwicklung im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr . . . . .	92
5.1	Entwicklung der relativen dynamischen E-Moduln der Balken während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . . . . .	93
5.2	Stauchungen der Unterseiten der Balken während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . . . . .	94
5.3	Ergebnisse der Schallemissionsmessungen der Balken C1-1 und C1-2 während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . . . . .	95
5.4	Ergebnisse der Schallemissionsmessungen der Balken C1-3 und D1-1 während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche . . . . .	95
5.5	Ergebnisse der Schallemissionsmessungen des Balkens D4-1 während des zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuches . . . . .	96
5.6	Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls in Prismenmitte und Schallemissionsereignisse während des zyklischen Druckversuchs von Probe D1-P1 . . . . .	96
5.7	Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls in Prismenmitte und Schallemissionsereignisse während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P1 . . . . .	97
5.8	Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls in Prismenmitte und Schallemissionsereignisse während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P3 . . . . .	97
5.9	Mittels Dehnmessstreifen ermittelte Längs- und Querdehnung während des zyklischen Druckversuchs von Probe D1-P1 . . . . .	98
5.10	Mittels Dehnmessstreifen ermittelte Längs- und Querdehnung während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P1 . . . . .	98
5.11	Mittels Dehnmessstreifen ermittelte Längs- und Querdehnung während des zyklischen Druckversuchs von Probe D4-P3 . . . . .	99
5.12	Tiefenabhängige Permeabilitätskoeffizienten des Balkens C1-1 . . . . .	99
5.13	Gesamtporosität über die Höhe des Balkens C1-1 . . . . .	99
5.14	Permeabilitätskoeffizienten der Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	100
5.15	Permeabilitätskoeffizienten der Prismen D4-P1 und D4-P2 . . . . .	100
5.16	Ergebnisse der Rissmikroskopie an Dünnschliffproben aus Biegezugbalken C1-1 . . . . .	101
5.17	Ergebnisse der Rissmikroskopie an Dünnschliffproben aus Druckprismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	102

## Abbildungsverzeichnis

5.18	Gravimetrische Ergebnisse der kapillaren Saugversuche an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch . . . . .	103
5.19	Ergebnisse der TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch . . . . .	105
5.20	Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch . . . . .	105
5.21	Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch . . . . .	106
5.22	Gravimetrische Ergebnisse der kapillaren Saugversuche an Proben aus einem Druckschwellversuch . . . . .	106
5.23	Ergebnisse der NMR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche an Proben aus einem Druckschwellversuch . . . . .	107
5.24	Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen an Proben aus einem Druckschwellversuch . . . . .	108
5.25	Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen an Proben aus einem Druckschwellversuch . . . . .	108
5.26	Dehnungen an der Oberseite des Balkens D1-2 während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	110
5.27	Stauchungen an der Unterseite des Balkens D1-2 während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	110
5.28	Schallemissionsereignisse während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	111
5.29	Ergebnisse der TDR-Messungen während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	112
5.30	Ergebnisse der LIBS-Messungen nach dem Biegezugbelastungsversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	112
5.31	Ergebnisse der nasschemischen Analyse nach dem Biegezugbelastungsversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	113
5.32	Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	114
5.33	Entwicklung des dynamischen E-Moduls und der Masse während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	114
5.34	Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	116
5.35	Entwicklung des dynamischen E-Moduls und der Masse während des 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	116
5.36	Kontinuierlich gemessene Dehnungen während des automatisierten 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	117
5.37	Entwicklung des dynamischen E-Moduls und Schallemissionsaktivität während des automatisierten 60 °C-Betonversuches an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	118
5.38	Dehnungen während der Klimawechsellagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	119
5.39	Änderung des relativen dynamischen E-Moduls und der Masse während der Klimawechsellagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	120
5.40	Dehnungen während der Klimawechsellagerung ohne Frostbeanspruchung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	121

5.41	Änderung des relativen dynamischen E-Moduls und der Masse während der Klima-wechselagerung ohne Frostbeanspruchung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	121
5.42	Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	122
5.43	Änderung des relativen dynamischen E-Moduls und der Masse während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	123
5.44	Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches ohne externe Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	124
5.45	Änderung des relativen dynamischen E-Moduls und der Masse während des 60 °C-Betonversuches ohne externe Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	124
5.46	Dehnungen während der Nebelkammerlagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	125
5.47	Änderung des relativen dynamischen E-Moduls und der Masse während der Nebelkammerlagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	126
5.48	Dehnungen während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im Druckschwellversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	127
5.49	Änderung des relativen dynamischen E-Moduls und der Masse während des 60 °C-Betonversuches mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im Druckschwellversuch vorgeschädigten Probekörpern . . . . .	128
A.1	Ergebnisse der Ultraschallmessungen und anschließender Ermittlung des dynamischen E-Moduls an zwei Betonfahrbahnplatten der BAB 113 . . . . .	157
A.2	Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken C1-1 . . . . .	158
A.3	Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken C1-2 . . . . .	158
A.4	Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken C1-3 . . . . .	158
A.5	Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken D1-1 . . . . .	159
A.6	Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken D4-1 . . . . .	159
A.7	Entwicklung der E-Moduln $E_{\max}$ und $E_{1/3}$ für die Abbruchkriterien des Druckschwellversuches D1-P1 . . . . .	159
A.8	Entwicklung der E-Moduln $E_{\max}$ und $E_{1/3}$ für die Abbruchkriterien des Druckschwellversuches D4-P1 . . . . .	160
A.9	Entwicklung der E-Moduln $E_{\max}$ und $E_{1/3}$ für die Abbruchkriterien des Druckschwellversuches D4-P3 . . . . .	160
A.10	Hygrische Dehnung der Betonart C1 bei der Lagerung unter Wasser nach Trocknung bis zur Massekonstanz bei 40 °C . . . . .	160
A.11	Ergebnisse der mittels TDR ermittelten Permittivitäten während der kapillaren Saugversuche mit reinem Wasser an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch .	161
A.12	Ergebnisse der mittels TDR ermittelten Permittivitäten während der kapillaren Saugversuche mit NaCl-Lösung an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch .	161

## Abbildungsverzeichnis

A.13 Ergebnisse der NMR-Amplituden während der kapillaren Saugversuche mit reinem Wasser an Proben aus einem Druckschwellversuch . . . . .	161
A.14 Ergebnisse der NMR-Amplituden während der kapillaren Saugversuche mit NaCl-Lösung an Proben aus einem Druckschwellversuch . . . . .	162
A.15 Ergebnisse der mittels TDR ermittelten Permittivitäten während des zyklischen Biegezugversuchs mit auf der Zugseite aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	162
A.16 Einfluss der Masse und Eigenfrequenz auf den dynamischen E-Modul bei der Lagerung unter Wasser . . . . .	162

# Tabellenverzeichnis

2.1	Bildung von Kieselsäurespezies in Abhängigkeit vom pH-Wert . . . . .	9
2.2	Beweglichkeit einiger Ionen in Wasser bei 298 K . . . . .	23
3.1	Zusammensetzung der verwendeten Betone . . . . .	44
3.2	Hergestellte Balken für die zyklischen Biegezugbelastungen . . . . .	47
3.3	Hergestellte Prismen für die zyklischen Druckbelastungen . . . . .	48
3.4	Mittlere Frischbetonkennwerte der jeweiligen Betonzusammensetzungen . . . . .	49
3.5	Mittlere Festbetonkennwerte der jeweiligen Betonzusammensetzungen . . . . .	49
B.1	Frischbetonkennwerte der Herstellungschargen . . . . .	163
B.2	Festbetonkennwerte der Herstellungschargen . . . . .	163
B.3	Ergebnisse der Schnellprüfverfahren nach Alkali-Richtlinie zur Charakterisierung der Gesteinskörnungen . . . . .	164
B.4	Ergebnisse der Nebelkammerlagerung nach Alkali-Richtlinie zur Charakterisierung der Gesteinskörnungen . . . . .	164
B.5	Ergebnisse des 60 °C-Betonversuches nach Alkali-Richtlinie zur Charakterisierung der Gesteinskörnungen . . . . .	164
B.6	Entwicklung der aus den Ultraschalllaufzeiten ermittelten dynamischen E-Moduln während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche an großformatigen Balken . . . . .	165
B.7	Ergebnisse der Dehnungsmessungen während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche an großformatigen Balken . . . . .	166
B.8	Ergebnisse der Schallemissionsanalyse während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche an großformatigen Balken . . . . .	169
B.9	Entwicklung der aus den Ultraschalllaufzeiten ermittelten dynamischen E-Moduln und Ergebnisse der Schallemissionsanalyse während der zyklischen Druckversuche an großformatigen Prismen . . . . .	171
B.10	Ergebnisse der Längs- und Querdehnungsmessungen während der zyklischen Druckversuche an großformatigen Prismen . . . . .	178
B.11	Ergebnisse der tiefenabhängigen Luftpermeabilitätsmessungen an Bohrkernsegmenten aus Balken C1-1 . . . . .	188
B.12	Ergebnisse der tiefenabhängigen Porositätsmessungen an Balken C1-1 . . . . .	188
B.13	Ergebnisse der Luftpermeabilitätsmessungen an Bohrkernen aus großformatigen Prismen . . . . .	188
B.14	Ergebnisse der Rissmikroskopischen Untersuchungen an Dünnschliffen aus Balken C1-1 . . . . .	189
B.15	Ergebnisse der Rissmikroskopischen Untersuchungen an Dünnschliffen aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	189
B.16	Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus Balken C1-1 . . . . .	189
B.17	Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 . . . . .	189
B.18	Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus Balken C1-1 . . . . .	190
B.19	Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 . . . . .	190

## Tabellenverzeichnis

B.20	Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags im Anschluss an die kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 . . . . .	191
B.21	Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 . . . . .	193
B.22	Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	193
B.23	Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2	193
B.24	Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten NMR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	194
B.25	Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten NMR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	195
B.26	Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags im Anschluss an die kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	196
B.27	Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	198
B.28	Dehnungen an der Ober- und Unterseite sowie Schallemissionsaktivität des Balkens D1-2 während der ersten trocken durchgeführten Lastwechsel des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	198
B.29	Dehnungen an der Ober- und Unterseite des Balkens D1-2 während der reinen Beaufschlagung mit NaCl-Lösung ohne mechanische Belastung im Rahmen des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	199
B.30	Dehnungen an der Ober- und Unterseite sowie Schallemissionsaktivität des Balkens D1-2 während der weiteren vier Millionen durchgeführten Lastwechsel mit aufstehender NaCl-Lösung . . . . .	202
B.31	Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung an Balken D1-2 . . . . .	203
B.32	Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags im Anschluss an den Belastungsversuch mit aufstehender NaCl-Lösung an Balken D1-2	204
B.33	Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach dem Belastungsversuch mit aufstehender NaCl-Lösung an Balken D1-2 . . . .	206
B.34	Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern aus Balken D4-1 . . . . .	207
B.35	Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern aus den Prismen D4-P1/D4-P2 . . . . .	207
B.36	Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung mit deionisiertem Wasser an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 . . . . .	208
B.37	Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 . . . . .	208
B.38	Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung ohne Frostphase mit deionisiertem Wasser an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 . . . . .	209

B.39	Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung ohne Frostphase mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 . . . . .	209
B.40	Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 . . . . .	210
B.41	Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern der Betonart D1 . . . . .	210
B.42	Ergebnisse der Untersuchungen während des 60 °C-Betonversuches ohne externe Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern der Betonart D1 . . . . .	211
B.43	Ergebnisse der Untersuchungen während der Nebelkammerlagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern der Betonart D1 . . . . .	211
B.44	Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im Druckschwellversuch vorgeschädigten Probekörpern der Prismen D1-P1 und D1-P2 . . . . .	212



# A Zusätzliche Messergebnisse

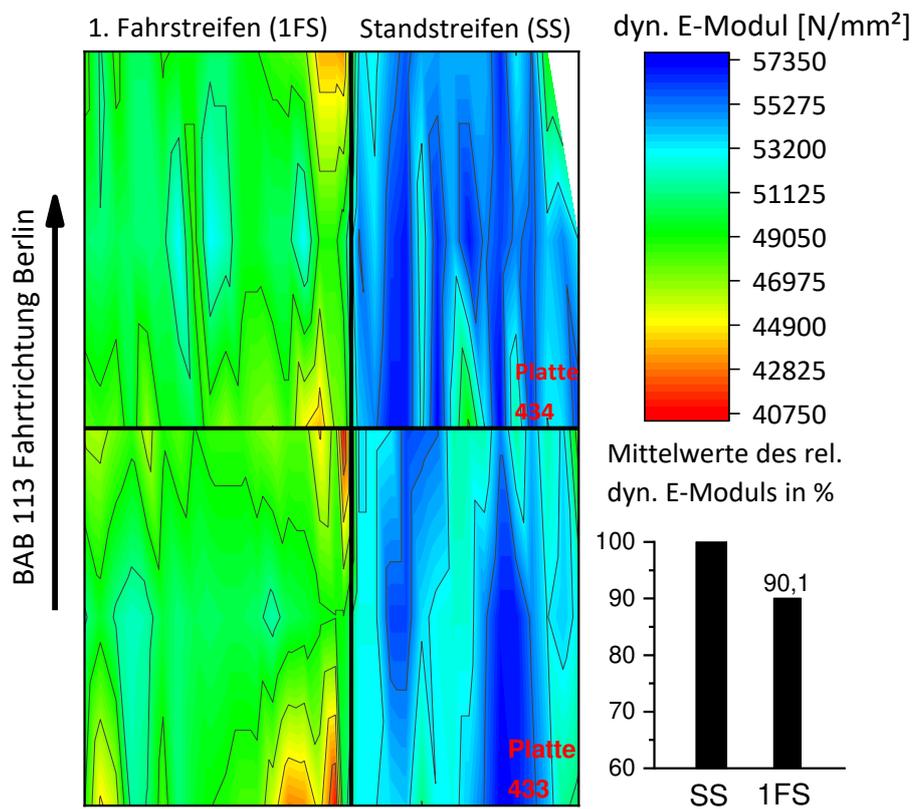


Abbildung A.1: Ergebnisse der Ultraschallmessungen und anschließender Ermittlung des dynamischen E-Moduls an zwei Betonfahrbahnplatten der BAB 113

## A Zusätzliche Messergebnisse

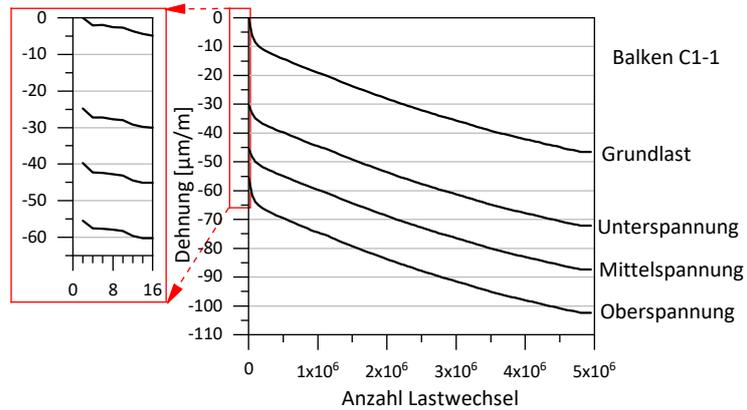


Abbildung A.2: Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken C1-1

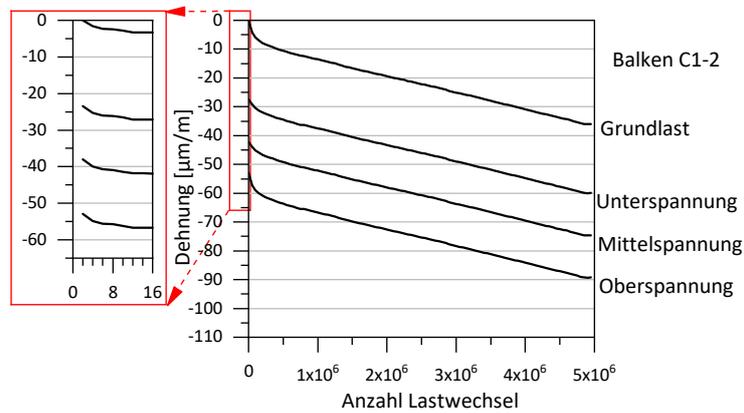


Abbildung A.3: Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken C1-2

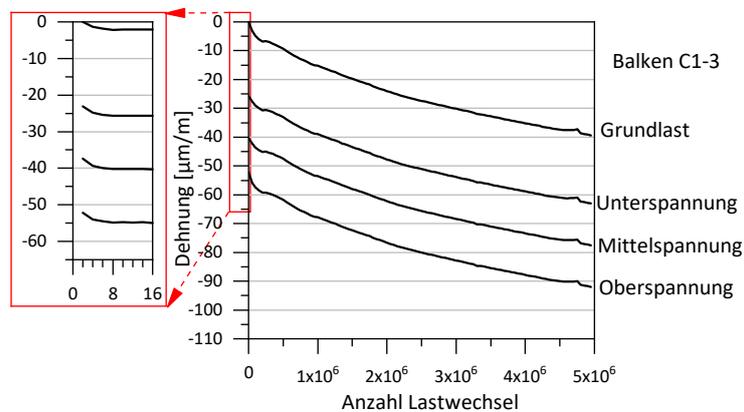


Abbildung A.4: Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken C1-3

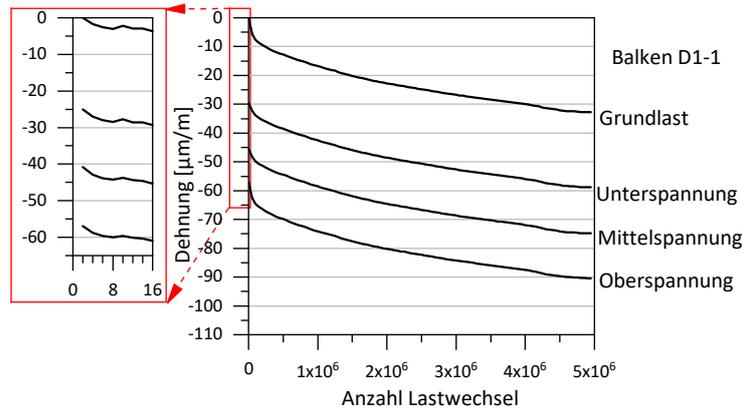


Abbildung A.5: Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken D1-1

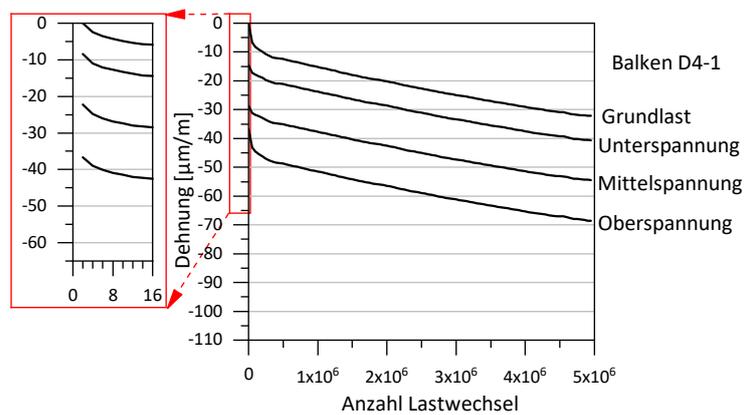


Abbildung A.6: Ergebnisse der Dehnungsmessung in allen Laststufen während der zyklischen Biegezugbelastung von Balken D4-1

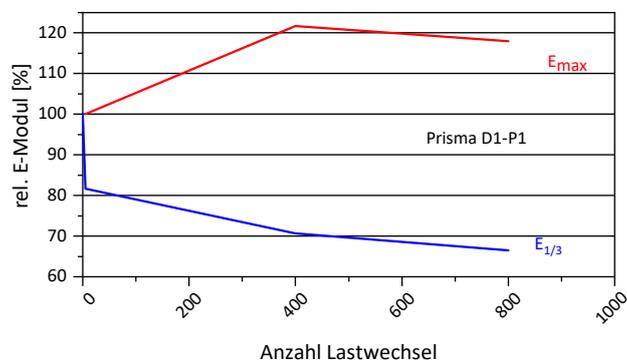


Abbildung A.7: Entwicklung der E-Moduln  $E_{max}$  und  $E_{1/3}$  für die Abbruchkriterien des Druckschwellversuches D1-P1

A Zusätzliche Messergebnisse

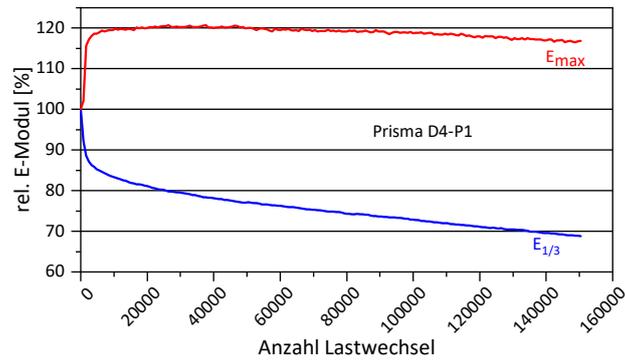


Abbildung A.8: Entwicklung der E-Moduln  $E_{max}$  und  $E_{1/3}$  für die Abbruchkriterien des Druckschwellversuches D4-P1

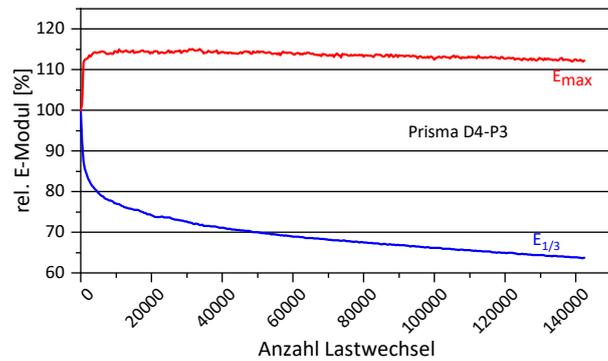


Abbildung A.9: Entwicklung der E-Moduln  $E_{max}$  und  $E_{1/3}$  für die Abbruchkriterien des Druckschwellversuches D4-P3

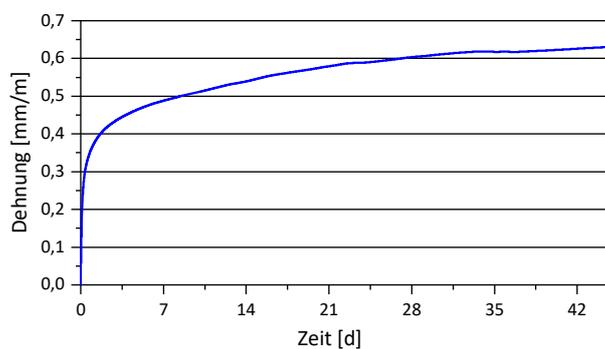


Abbildung A.10: Hygrische Dehnung der Betonart C1 bei der Lagerung unter Wasser nach Trocknung bis zur Massekonstanz bei 40 °C

A Zusätzliche Messergebnisse

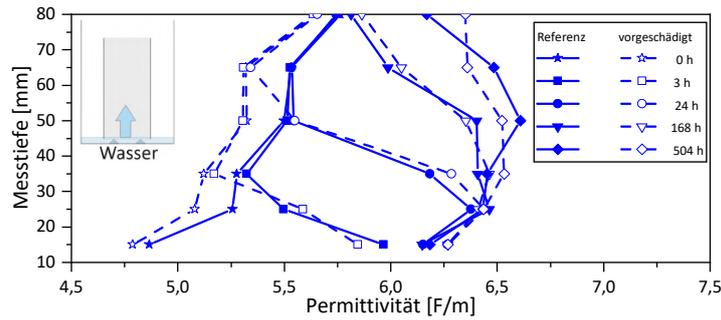


Abbildung A.11: Ergebnisse der mittels TDR ermittelten Permittivitäten während der kapillaren Saugversuche mit reinem Wasser an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch (Balken C1-1)

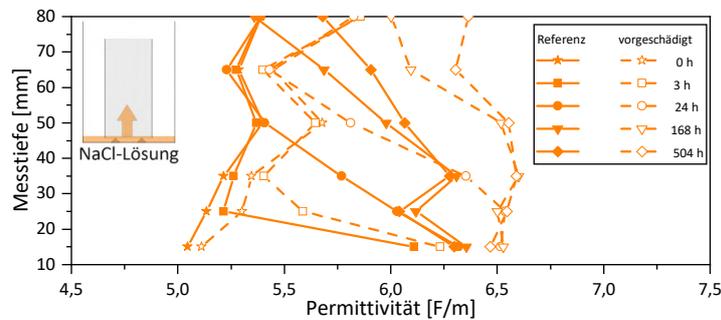


Abbildung A.12: Ergebnisse der mittels TDR ermittelten Permittivitäten während der kapillaren Saugversuche mit NaCl-Lösung an Proben aus einem zyklischen Biegezugversuch (Balken C1-1)

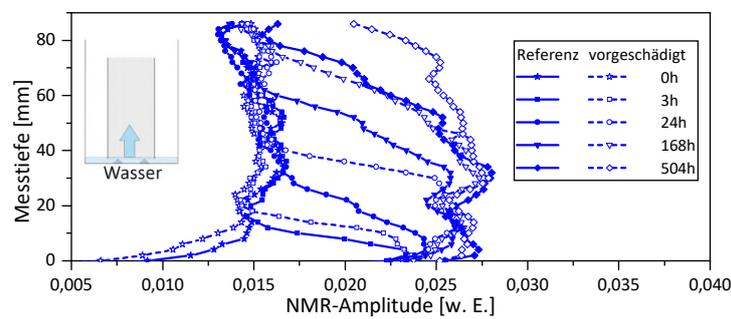


Abbildung A.13: Ergebnisse der NMR-Amplituden während der kapillaren Saugversuche mit reinem Wasser an Proben aus einem Druckschwellversuch (Prismen D1-P1 und D1-P2)

## A Zusätzliche Messergebnisse

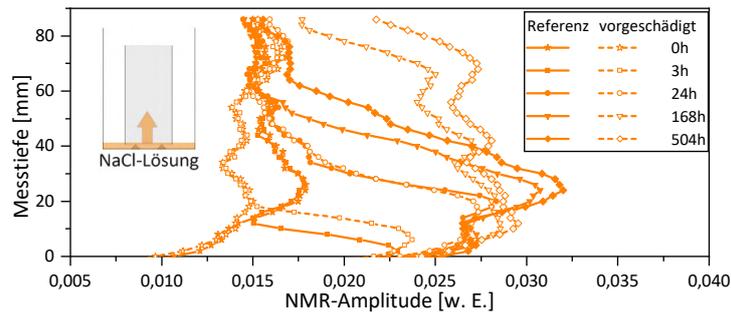


Abbildung A.14: Ergebnisse der NMR-Amplituden während der kapillaren Saugversuche mit NaCl-Lösung an Proben aus einem Druckschwellversuch (Prismen D1-P1 und D1-P2)

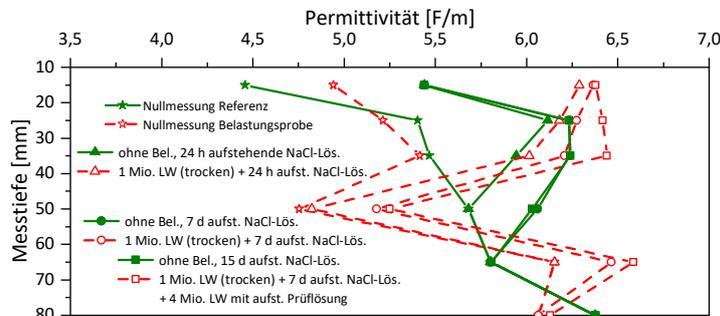


Abbildung A.15: Ergebnisse der mittels TDR ermittelten Permittivitäten während des zyklischen Biegezugversuch mit auf der Zugseite aufstehender NaCl-Lösung (Balken D1-2)

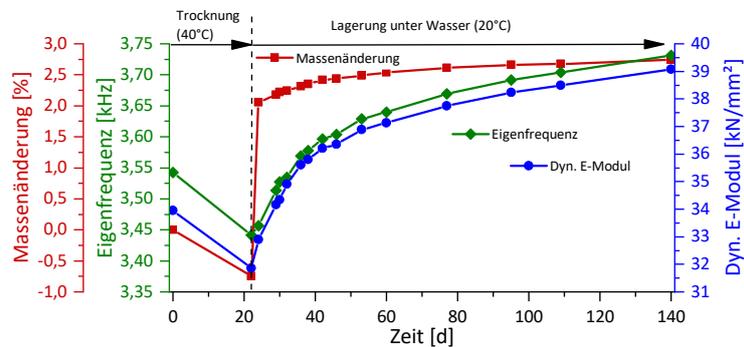


Abbildung A.16: Einfluss der Masse und Eigenfrequenz auf den dynamischen E-Modul bei der Lagerung unter Wasser

## B Tabellarische Messergebnisse

*Tabelle B.1: Frischbetonkennwerte der Herstellungschargen (vgl. Abschnitt 3.2.3)*

Bezeichnung	Messzeit nach Mischende [min.]	Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]	Luftgehalt [%]	Temperatur [°C]	Verdichtungs- maß [-]
Balken C1-1	5	2354	4,5	26,0	1,23
	30	2358	4,2	22,7	1,31
Balken C1-2	5	2358	4,5	23,0	1,21
	30	2361	4,2	23,0	1,32
Balken C1-3	5	2355	4,2	22,9	1,18
	30	2373	4,0	23,1	1,28
Balken D1-1	5	2339	4,7	22,7	1,19
	30	2372	3,5	22,8	1,18
Balken D1-2	5	2346	4,4	22,4	1,19
	30	2369	3,8	23,0	1,23
Balken D4-1	5	2363	3,9	23,6	1,24
	30	2366	2,9	24,0	1,33
Prismen D1-P1/D1-P2	5	2374	3,2	31,0	1,34
	30	2388	2,5	32,5	-
Prismen D4-P1/D4-P2	5	2343	4,3	22,8	1,28
	30	2393	2,9	22,0	1,27
Prismen D4-P3/D4-P4	5	2375	3,8	23,8	1,26
	30	2394	2,7	23,8	1,29

*Tabelle B.2: Festbetonkennwerte der Herstellungschargen (vgl. Abschnitt 3.2.3)*

Bezeichnung	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]	Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
Balken C1-1	45,3	2,30	5,0
Balken C1-2	48,8	2,34	4,9
Balken C1-3	49,4	2,34	4,9
Balken D1-1	46,8	2,32	4,6
Balken D1-2	49,2	2,33	4,9
Balken D4-1	42,5	2,35	4,8
Prismen D1-P1/D1-P2	42,4	2,37	-
Prismen D4-P1/D4-P2	42,0	2,35	-
Prismen D4-P3/D4-P4	43,3	2,38	-

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.3: Ergebnisse der Schnellprüfverfahren nach Alkali-Richtlinie [17] zur Charakterisierung der Gesteinskörnungen (vgl. Abschnitt 3.2.4)

Lagerungsdauer [d]	Dehnung [mm/m]					
	Granodiorit-Splitt		Grauwacke-Splitt		Oberrhein-Kies	
	1. Best.	2. Best.	1. Best.	2. Best.	1. Best.	2. Best.
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	0,002	0,048	0,070	0,073	0,045	0,048
4	0,083	0,072	0,449	0,458	0,415	0,151
5	0,094	0,082	0,572	0,633	0,539	0,273
6	0,139	0,124	0,626	0,749	0,633	0,394
7	0,180	0,143	0,802	0,858	0,698	0,594
8	0,202	0,241	0,889	0,956	0,744	1,038
11	0,327	0,273	1,185	1,313	1,044	1,179
12	0,363	0,282	1,254	1,369	1,123	1,324
13	0,369	0,314	1,343	1,490	1,203	1,379

Tabelle B.4: Ergebnisse der Nebelkammerlagerung nach Alkali-Richtlinie [17] zur Charakterisierung der Gesteinskörnungen (vgl. Abschnitt 3.2.4)

Grauwacke (D-Betone)		Granodiorit-Splitt/Oberrhein-Kies (C-Beton)	
Lagerungsdauer [d]	Dehnung [mm/m]	Lagerungsdauer [d]	Dehnung [mm/m]
0	0,000	0	0,000
3	0,270	1	0,223
7	0,272	6	0,263
28	0,322	27	0,350
56	0,348	55	0,388
84	0,428	83	0,482
112	0,651	111	0,568
140	0,873	139	0,580
168	1,089	167	0,782
196	1,138	195	0,842
224	1,180	223	0,816
252	1,192	251	0,794
273	1,194	279	0,838

Tabelle B.5: Ergebnisse des 60 °C-Betonversuches nach Alkali-Richtlinie [17] zur Charakterisierung der Gesteinskörnungen (vgl. Abschnitt 3.2.4)

Grauwacke (D-Betone)		Granodiorit-Splitt/Oberrhein-Kies (C-Beton)	
Lagerungsdauer [d]	Dehnung [mm/m]	Lagerungsdauer [d]	Dehnung [mm/m]
0	0,000	0	0,000
28	0,547	28	0,654
56	1,270	56	1,075
84	1,578	84	1,262
112	1,747	112	1,375
140	1,848	140	1,483

Tabelle B.6: Entwicklung der aus den Ultraschalllaufzeiten ermittelten dynamischen E-Moduln während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche an großformatigen Balken (vgl. Abschnitt 5.1.1)

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dynamischer E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]					
	C1-1	C1-2	C1-3	D1-1	D1-2	D4-1
0	34,3	32,3	32,7	29,7	30,1	37,1
2	32,8	31,3	31,6	28,5	29,2	35,8
4	32,4	31,2	31,2	28,4	29,0	35,7
6	32,3	31,0	31,2	28,3	29,1	35,5
8	32,2	30,9	31,1	28,2	29,0	35,4
10	32,1	30,8	30,9	28,2	28,9	35,3
12	32,1	30,7	30,8	28,2	28,9	35,2
14	-	30,6	30,7	28,1	28,9	35,2
16	-	30,5	30,7	28,1	28,9	35,1
1.000.000	31,6	30,2	30,5	27,4	28,7	34,8
2.000.000	31,4	30,2	30,3	27,2	-	-
3.500.000	31,0	30,0	30,2	27,4	-	-
5.000.000	30,8	29,8	30,0	27,5	-	34,7

Tabelle B.7: Ergebnisse der Dehnungsmessungen während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche an großformatigen Balken (vgl. Abschnitt 5.1.1)

Anzahl Lastwechsel	Dehnungen [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] (GL=Grundlast, US=Unterspannung, MS=Mittelspannung, OS=Oberspannung)																			
	C1-1				C1-2				C1-3				D1-1				D4-1			
	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS
2	0,0	-24,8	-39,8	-55,4	0,0	-23,4	-38,0	-52,9	0,0	-23,1	-37,4	-52,2	0,0	-25,0	-40,8	-56,9	0,0	-8,4	-22,3	-36,7
4	-2,1	-27,3	-42,3	-57,5	-1,6	-25,3	-40,0	-54,8	-1,3	-24,8	-39,4	-54,0	-1,8	-27,0	-42,9	-58,7	-2,5	-11,0	-24,9	-39,0
6	-2,0	-27,3	-42,4	-57,7	-2,3	-26,0	-40,7	-55,6	-1,9	-25,4	-39,9	-54,5	-2,6	-28,0	-43,8	-59,6	-3,6	-12,0	-26,0	-40,1
8	-2,6	-27,8	-42,8	-57,9	-2,5	-26,2	-41,0	-55,8	-2,2	-25,7	-40,2	-54,8	-3,1	-28,5	-44,2	-60,0	-4,3	-12,8	-26,8	-40,9
10	-2,6	-28,0	-43,1	-58,3	-2,8	-26,6	-41,4	-56,2	-2,1	-25,6	-40,2	-54,7	-2,2	-27,8	-43,8	-59,6	-4,9	-13,4	-27,4	-41,5
12	-3,7	-29,2	-44,4	-59,6	-3,3	-27,1	-41,8	-56,6	-2,0	-25,7	-40,2	-54,8	-3,0	-28,6	-44,4	-60,2	-5,3	-13,8	-27,9	-42,0
14	-4,4	-29,8	-45,0	-60,2	-3,3	-27,1	-41,8	-56,6	-2,1	-25,7	-40,2	-54,8	-3,0	-28,6	-44,6	-60,4	-5,8	-14,2	-28,2	-42,3
16	-4,9	-30,1	-45,1	-60,3	-3,4	-27,2	-41,9	-56,7	-2,1	-25,7	-40,3	-54,9	-3,7	-29,3	-45,3	-60,9	-5,9	-14,4	-28,5	-42,5
50.000	-6,3	-33,2	-48,3	-61,6	-4,2	-29,2	-43,9	-57,2	-3,2	-27,7	-42,3	-55,9	-5,5	-32,3	-48,3	-62,5	-6,7	-17,2	-31,1	-43,1
100.000	-8,6	-34,8	-49,9	-63,9	-5,9	-30,4	-45,1	-58,9	-4,9	-29,0	-43,5	-57,4	-7,6	-33,9	-49,8	-64,5	-8,2	-17,9	-31,8	-44,6
150.000	-9,9	-35,9	-51,0	-65,2	-7,0	-31,3	-46,0	-60,0	-6,0	-29,9	-44,5	-58,5	-8,7	-34,8	-50,7	-65,7	-9,1	-18,4	-32,3	-45,5
200.000	-10,8	-36,7	-51,8	-66,1	-7,8	-32,0	-46,7	-60,9	-6,8	-30,7	-45,2	-59,3	-9,5	-35,5	-51,4	-66,5	-9,9	-19,0	-32,9	-46,2
250.000	-11,5	-37,2	-52,3	-66,8	-8,4	-32,5	-47,2	-61,4	-6,6	-30,5	-45,0	-59,2	-10,1	-36,0	-51,9	-67,1	-10,7	-19,6	-33,6	-46,9
300.000	-12,1	-37,8	-52,9	-67,4	-8,8	-32,9	-47,6	-61,9	-6,9	-30,9	-45,4	-59,6	-10,8	-36,7	-52,6	-67,8	-11,4	-20,2	-34,2	-47,6
350.000	-12,7	-38,4	-53,4	-68,0	-9,3	-33,3	-48,0	-62,4	-7,5	-31,4	-45,8	-60,0	-11,4	-37,2	-53,2	-68,5	-11,9	-20,7	-34,6	-48,1
400.000	-13,3	-38,9	-53,9	-68,6	-9,8	-33,8	-48,5	-62,9	-8,1	-32,0	-46,4	-60,6	-11,9	-37,8	-53,7	-69,0	-12,1	-20,9	-34,8	-48,4
450.000	-13,8	-39,3	-54,4	-69,1	-10,2	-34,2	-48,9	-63,3	-8,7	-32,5	-46,9	-61,1	-12,4	-38,2	-54,1	-69,5	-12,3	-21,0	-35,0	-48,6
500.000	-14,2	-39,8	-54,9	-69,5	-10,5	-34,5	-49,2	-63,6	-9,2	-33,0	-47,5	-61,7	-12,7	-38,5	-54,4	-69,8	-12,4	-21,1	-35,0	-48,7
550.000	-14,7	-40,2	-55,3	-70,0	-10,9	-34,8	-49,5	-64,0	-10,1	-33,8	-48,3	-62,6	-13,1	-38,9	-54,8	-70,3	-12,7	-21,4	-35,4	-49,0
600.000	-15,2	-40,8	-55,9	-70,6	-11,3	-35,2	-49,9	-64,4	-10,8	-34,6	-49,1	-63,4	-13,7	-39,5	-55,4	-70,9	-13,0	-21,7	-35,6	-49,3
650.000	-15,7	-41,3	-56,4	-71,1	-11,6	-35,6	-50,3	-64,8	-11,6	-35,3	-49,8	-64,1	-14,1	-39,9	-55,9	-71,3	-13,3	-21,9	-35,9	-49,6
700.000	-16,2	-41,8	-56,9	-71,6	-12,0	-35,9	-50,6	-65,1	-12,3	-36,0	-50,5	-64,8	-14,5	-40,3	-56,3	-71,8	-13,6	-22,2	-36,1	-49,8
750.000	-16,7	-42,3	-57,4	-72,1	-12,3	-36,3	-51,0	-65,5	-12,9	-36,6	-51,1	-65,4	-14,9	-40,7	-56,6	-72,1	-13,8	-22,5	-36,4	-50,1
800.000	-17,2	-42,7	-57,8	-72,6	-12,4	-36,3	-51,0	-65,5	-13,4	-37,2	-51,6	-66,0	-15,2	-41,0	-56,9	-72,5	-14,1	-22,7	-36,7	-50,4
850.000	-17,7	-43,3	-58,4	-73,1	-12,7	-36,6	-51,3	-65,8	-14,0	-37,8	-52,2	-66,6	-15,6	-41,4	-57,4	-72,9	-14,4	-23,0	-37,0	-50,7
900.000	-18,2	-43,7	-58,8	-73,6	-13,0	-36,9	-51,6	-66,1	-14,6	-38,3	-52,8	-67,1	-16,1	-41,9	-57,9	-73,4	-14,7	-23,3	-37,2	-51,0
950.000	-18,7	-44,2	-59,3	-74,1	-13,3	-37,2	-51,9	-66,4	-15,1	-38,8	-53,3	-67,6	-16,5	-42,3	-58,2	-73,8	-14,9	-23,5	-37,5	-51,2
1.000.000	-19,0	-44,5	-59,7	-74,5	-13,6	-37,5	-52,2	-66,7	-15,2	-39,0	-53,5	-67,8	-16,8	-42,6	-58,5	-74,1	-15,2	-23,8	-37,7	-51,5
1.050.000	-19,4	-44,9	-60,1	-74,9	-13,8	-37,8	-52,4	-67,0	-15,7	-39,4	-53,9	-68,3	-17,1	-42,9	-58,9	-74,4	-15,5	-24,0	-38,0	-51,7
1.100.000	-19,8	-45,4	-60,5	-75,3	-14,1	-38,0	-52,7	-67,3	-16,1	-39,9	-54,4	-68,7	-17,5	-43,3	-59,2	-74,8	-15,7	-24,3	-38,2	-52,0
1.150.000	-20,3	-45,8	-61,0	-75,8	-14,4	-38,3	-53,0	-67,6	-16,6	-40,3	-54,8	-69,2	-17,8	-43,6	-59,6	-75,1	-16,0	-24,6	-38,5	-52,3
1.200.000	-20,8	-46,3	-61,4	-76,3	-14,7	-38,6	-53,3	-67,8	-17,0	-40,7	-55,2	-69,6	-18,1	-43,9	-59,9	-75,4	-16,3	-24,8	-38,7	-52,5
1.250.000	-21,2	-46,8	-61,9	-76,7	-15,0	-38,9	-53,6	-68,1	-17,4	-41,1	-55,6	-70,0	-18,4	-44,2	-60,2	-75,7	-16,5	-25,0	-39,0	-52,8
1.300.000	-21,9	-47,3	-62,5	-77,4	-15,4	-39,3	-53,9	-68,6	-18,0	-41,6	-56,1	-70,6	-18,9	-44,6	-60,6	-76,2	-16,9	-25,3	-39,3	-53,2
1.350.000	-22,4	-47,8	-63,0	-77,9	-15,7	-39,6	-54,3	-68,9	-18,5	-42,1	-56,6	-71,0	-19,2	-45,0	-61,0	-76,6	-17,2	-25,6	-39,5	-53,4
1.400.000	-22,8	-48,3	-63,4	-78,4	-16,1	-39,9	-54,6	-69,2	-18,9	-42,6	-57,1	-71,5	-19,6	-45,3	-61,3	-76,9	-17,4	-25,9	-39,8	-53,7

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.7: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Dehnungen [µm/m] (GL=Grundlast, US=Unterspannung, MS=Mittelspannung, OS=Oberspannung)																			
	C1-1				C1-2				C1-3				D1-1				D4-1			
	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS
1.450.000	-23,3	-48,8	-63,9	-78,8	-16,4	-40,2	-54,9	-69,5	-19,3	-43,0	-57,5	-71,9	-19,9	-45,6	-61,6	-77,3	-17,7	-26,1	-40,0	-54,0
1.500.000	-23,7	-49,2	-64,4	-79,3	-16,7	-40,5	-55,2	-69,8	-19,8	-43,5	-58,0	-72,4	-20,2	-45,9	-61,9	-77,6	-18,0	-26,4	-40,3	-54,2
1.550.000	-24,2	-49,7	-64,8	-79,8	-16,9	-40,8	-55,5	-70,1	-20,2	-43,9	-58,4	-72,8	-20,5	-46,2	-62,2	-77,9	-18,2	-26,6	-40,6	-54,5
1.600.000	-24,6	-50,1	-65,3	-80,2	-17,2	-41,1	-55,8	-70,4	-20,6	-44,3	-58,8	-73,2	-20,7	-46,5	-62,5	-78,2	-18,5	-26,9	-40,8	-54,7
1.650.000	-25,1	-50,5	-65,7	-80,7	-17,5	-41,3	-56,0	-70,7	-21,0	-44,7	-59,2	-73,6	-21,0	-46,8	-62,8	-78,4	-18,7	-27,1	-41,1	-55,0
1.700.000	-25,5	-51,0	-66,1	-81,1	-17,7	-41,6	-56,3	-70,9	-21,4	-45,1	-59,6	-74,0	-21,3	-47,1	-63,1	-78,7	-19,0	-27,4	-41,3	-55,2
1.750.000	-25,9	-51,4	-66,6	-81,5	-18,0	-41,9	-56,6	-71,2	-21,8	-45,5	-60,0	-74,4	-21,5	-47,3	-63,3	-79,0	-19,2	-27,6	-41,5	-55,4
1.800.000	-26,4	-51,9	-67,0	-82,0	-18,3	-42,2	-56,9	-71,5	-22,4	-46,0	-60,5	-74,9	-21,8	-47,6	-63,6	-79,3	-19,4	-27,8	-41,7	-55,6
1.850.000	-26,8	-52,3	-67,5	-82,4	-18,6	-42,4	-57,1	-71,8	-22,8	-46,5	-61,0	-75,4	-22,1	-47,9	-63,9	-79,5	-19,6	-28,0	-41,9	-55,8
1.900.000	-27,2	-52,7	-67,9	-82,9	-18,8	-42,7	-57,4	-72,1	-23,2	-46,9	-61,4	-75,8	-22,3	-48,1	-64,1	-79,7	-19,8	-28,2	-42,1	-56,0
1.950.000	-27,6	-53,2	-68,3	-83,3	-19,1	-43,0	-57,7	-72,3	-23,6	-47,3	-61,8	-76,2	-22,5	-48,3	-64,3	-80,0	-20,0	-28,4	-42,3	-56,2
2.000.000	-28,1	-53,6	-68,8	-83,7	-19,4	-43,3	-58,0	-72,6	-24,0	-47,7	-62,2	-76,6	-22,7	-48,6	-64,6	-80,2	-20,2	-28,6	-42,5	-56,4
2.050.000	-28,5	-54,0	-69,2	-84,2	-19,7	-43,6	-58,3	-72,9	-24,4	-48,1	-62,6	-77,1	-23,0	-48,8	-64,8	-80,4	-20,4	-28,9	-42,8	-56,7
2.100.000	-28,9	-54,5	-69,6	-84,6	-19,9	-43,8	-58,5	-73,2	-24,8	-48,5	-63,0	-77,5	-23,2	-49,0	-65,0	-80,6	-20,7	-29,1	-43,1	-57,0
2.150.000	-29,3	-54,9	-70,1	-85,0	-20,2	-44,1	-58,8	-73,4	-25,2	-48,9	-63,4	-77,8	-23,4	-49,2	-65,2	-80,9	-21,0	-29,4	-43,3	-57,2
2.200.000	-29,8	-55,3	-70,5	-85,5	-20,5	-44,4	-59,1	-73,7	-25,6	-49,3	-63,8	-78,2	-23,6	-49,4	-65,4	-81,1	-21,2	-29,7	-43,6	-57,5
2.250.000	-30,1	-55,7	-70,8	-85,8	-20,7	-44,6	-59,3	-73,9	-25,9	-49,6	-64,1	-78,5	-23,7	-49,6	-65,6	-81,2	-21,5	-29,9	-43,9	-57,8
2.300.000	-30,5	-56,1	-71,2	-86,2	-21,0	-44,9	-59,6	-74,3	-26,2	-49,9	-64,4	-78,9	-24,0	-49,9	-65,8	-81,5	-21,8	-30,2	-44,1	-58,0
2.350.000	-30,9	-56,5	-71,7	-86,6	-21,3	-45,2	-59,9	-74,5	-26,5	-50,2	-64,7	-79,2	-24,2	-50,1	-66,1	-81,7	-22,0	-30,4	-44,4	-58,3
2.400.000	-31,3	-56,9	-72,1	-87,0	-21,6	-45,5	-60,2	-74,8	-26,8	-50,5	-65,0	-79,5	-24,4	-50,3	-66,3	-81,9	-22,2	-30,7	-44,6	-58,5
2.450.000	-31,7	-57,3	-72,4	-87,4	-21,9	-45,8	-60,5	-75,1	-27,1	-50,8	-65,3	-79,8	-24,6	-50,5	-66,5	-82,1	-22,4	-30,9	-44,8	-58,7
2.500.000	-32,1	-57,6	-72,8	-87,8	-22,1	-46,0	-60,7	-75,4	-27,4	-51,1	-65,6	-80,0	-24,8	-50,7	-66,6	-82,3	-22,6	-31,1	-45,0	-58,9
2.550.000	-32,4	-58,0	-73,2	-88,2	-22,4	-46,3	-61,0	-75,6	-27,7	-51,4	-65,9	-80,3	-25,0	-50,9	-66,8	-82,5	-22,9	-31,3	-45,3	-59,2
2.600.000	-32,8	-58,4	-73,6	-88,6	-22,6	-46,5	-61,2	-75,9	-28,0	-51,7	-66,2	-80,6	-25,2	-51,1	-67,1	-82,7	-23,1	-31,6	-45,5	-59,4
2.650.000	-33,2	-58,8	-74,0	-89,0	-22,9	-46,8	-61,5	-76,1	-28,2	-51,9	-66,5	-80,9	-25,4	-51,3	-67,3	-82,9	-23,4	-31,8	-45,7	-59,6
2.700.000	-33,6	-59,2	-74,4	-89,4	-23,2	-47,1	-61,8	-76,4	-28,5	-52,2	-66,7	-81,2	-25,6	-51,5	-67,5	-83,1	-23,6	-32,1	-46,0	-59,9
2.750.000	-33,9	-59,5	-74,7	-89,7	-23,5	-47,4	-62,1	-76,7	-28,8	-52,5	-67,0	-81,5	-25,8	-51,7	-67,6	-83,3	-23,9	-32,3	-46,2	-60,1
2.800.000	-34,3	-59,9	-75,1	-90,1	-23,7	-47,7	-62,4	-77,0	-29,1	-52,8	-67,3	-81,7	-26,0	-51,9	-67,9	-83,5	-24,1	-32,5	-46,5	-60,4
2.850.000	-34,6	-60,2	-75,4	-90,4	-24,0	-47,9	-62,6	-77,3	-29,4	-53,0	-67,6	-82,0	-26,2	-52,1	-68,1	-83,7	-24,3	-32,8	-46,7	-60,6
2.900.000	-34,9	-60,5	-75,7	-90,8	-24,5	-48,4	-63,1	-77,7	-29,6	-53,3	-67,9	-82,3	-26,4	-52,3	-68,3	-83,9	-24,5	-33,0	-46,9	-60,8
2.950.000	-35,3	-60,9	-76,1	-91,1	-24,8	-48,7	-63,4	-78,0	-29,9	-53,6	-68,1	-82,5	-26,6	-52,5	-68,5	-84,1	-24,7	-33,2	-47,1	-61,0
3.000.000	-35,6	-61,2	-76,5	-91,5	-25,1	-49,0	-63,7	-78,3	-30,2	-53,9	-68,4	-82,8	-26,8	-52,7	-68,7	-84,3	-24,9	-33,4	-47,3	-61,2
3.050.000	-36,0	-61,6	-76,8	-91,8	-25,3	-49,2	-63,9	-78,6	-30,4	-54,1	-68,7	-83,1	-26,9	-52,8	-68,8	-84,4	-25,1	-33,6	-47,5	-61,4
3.100.000	-36,3	-62,0	-77,2	-92,2	-25,6	-49,5	-64,2	-78,9	-30,7	-54,4	-68,9	-83,3	-27,1	-53,0	-69,0	-84,6	-25,3	-33,7	-47,7	-61,6
3.150.000	-36,7	-62,3	-77,5	-92,5	-25,8	-49,8	-64,5	-79,1	-31,0	-54,6	-69,2	-83,6	-27,2	-53,2	-69,1	-84,8	-25,5	-34,0	-47,9	-61,8
3.200.000	-37,0	-62,7	-77,9	-92,9	-26,1	-50,1	-64,8	-79,4	-31,2	-54,9	-69,4	-83,9	-27,4	-53,3	-69,3	-84,9	-25,7	-34,2	-48,1	-62,0
3.250.000	-37,4	-63,0	-78,2	-93,2	-26,4	-50,3	-65,1	-79,7	-31,5	-55,2	-69,7	-84,1	-27,6	-53,5	-69,5	-85,1	-26,0	-34,4	-48,3	-62,3
3.300.000	-37,8	-63,4	-78,6	-93,7	-26,7	-50,7	-65,4	-80,0	-32,0	-55,7	-70,2	-84,6	-27,8	-53,7	-69,7	-85,3	-26,2	-34,6	-48,5	-62,5

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.7: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Dehnungen [µm/m] (GL=Grundlast, US=Unterspannung, MS=Mittelspannung, OS=Oberspannung)																			
	C1-1				C1-2				C1-3				D1-1				D4-1			
	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS	GL	US	MS	OS
3.350.000	-38,1	-63,8	-79,0	-94,0	-27,0	-51,0	-65,7	-80,3	-32,1	-55,7	-70,3	-84,7	-28,0	-53,9	-69,9	-85,5	-26,4	-34,8	-48,8	-62,7
3.400.000	-38,5	-64,1	-79,3	-94,4	-27,3	-51,3	-66,0	-80,6	-32,3	-56,0	-70,5	-84,9	-28,1	-54,0	-70,0	-85,6	-26,6	-35,1	-49,0	-62,9
3.450.000	-38,8	-64,5	-79,7	-94,7	-27,6	-51,6	-66,3	-80,9	-32,5	-56,2	-70,7	-85,2	-28,3	-54,2	-70,2	-85,8	-26,8	-35,3	-49,2	-63,1
3.500.000	-39,2	-64,8	-80,0	-95,0	-27,9	-51,9	-66,6	-81,2	-32,8	-56,5	-71,0	-85,4	-28,4	-54,4	-70,3	-85,9	-27,0	-35,5	-49,4	-63,3
3.550.000	-39,5	-65,1	-80,4	-95,4	-28,2	-52,2	-66,9	-81,5	-33,0	-56,7	-71,2	-85,7	-28,6	-54,5	-70,5	-86,1	-27,2	-35,7	-49,6	-63,5
3.600.000	-39,8	-65,4	-80,7	-95,7	-28,5	-52,5	-67,2	-81,8	-33,3	-56,9	-71,5	-85,9	-28,7	-54,7	-70,7	-86,3	-27,4	-35,9	-49,8	-63,7
3.650.000	-40,1	-65,7	-81,0	-96,0	-28,8	-52,7	-67,5	-82,1	-33,5	-57,2	-71,7	-86,1	-28,9	-54,8	-70,8	-86,4	-27,6	-36,0	-50,0	-63,9
3.700.000	-40,4	-66,0	-81,3	-96,3	-29,1	-53,0	-67,8	-82,4	-33,8	-57,4	-72,0	-86,4	-29,0	-55,0	-71,0	-86,5	-27,8	-36,2	-50,1	-64,0
3.750.000	-40,7	-66,4	-81,6	-96,6	-29,4	-53,3	-68,1	-82,7	-34,0	-57,7	-72,2	-86,6	-29,2	-55,1	-71,1	-86,7	-28,0	-36,5	-50,4	-64,3
3.800.000	-41,0	-66,7	-81,9	-96,9	-29,7	-53,6	-68,3	-83,0	-34,3	-57,9	-72,5	-86,9	-29,3	-55,3	-71,3	-86,9	-28,2	-36,7	-50,6	-64,5
3.850.000	-41,3	-67,0	-82,2	-97,2	-30,0	-53,9	-68,6	-83,2	-34,5	-58,2	-72,7	-87,1	-29,5	-55,4	-71,4	-87,0	-28,5	-36,9	-50,8	-64,7
3.900.000	-41,6	-67,2	-82,5	-97,5	-30,2	-54,2	-68,9	-83,5	-34,7	-58,4	-72,9	-87,3	-29,6	-55,6	-71,6	-87,2	-28,7	-37,1	-51,0	-64,9
3.950.000	-41,9	-67,5	-82,7	-97,8	-30,6	-54,5	-69,2	-83,9	-34,9	-58,6	-73,1	-87,6	-29,8	-55,8	-71,7	-87,3	-28,9	-37,3	-51,2	-65,1
4.000.000	-42,1	-67,8	-83,0	-98,0	-30,9	-54,8	-69,5	-84,2	-35,2	-58,9	-73,4	-87,8	-30,0	-55,9	-71,9	-87,5	-29,0	-37,5	-51,4	-65,3
4.050.000	-42,4	-68,1	-83,3	-98,3	-31,2	-55,1	-69,8	-84,5	-35,4	-59,1	-73,6	-88,1	-30,2	-56,1	-72,1	-87,7	-29,3	-37,7	-51,6	-65,6
4.100.000	-42,7	-68,3	-83,6	-98,6	-31,5	-55,4	-70,1	-84,8	-35,7	-59,3	-73,9	-88,3	-30,3	-56,3	-72,3	-87,9	-29,5	-37,9	-51,9	-65,8
4.150.000	-42,9	-68,6	-83,8	-98,8	-31,7	-55,7	-70,4	-85,1	-35,9	-59,5	-74,1	-88,5	-30,5	-56,5	-72,5	-88,1	-29,7	-38,1	-52,0	-66,0
4.200.000	-43,1	-68,8	-84,1	-99,1	-32,0	-56,0	-70,7	-85,4	-36,1	-59,8	-74,3	-88,7	-30,8	-56,8	-72,8	-88,4	-29,8	-38,3	-52,2	-66,1
4.250.000	-43,5	-69,2	-84,4	-99,4	-32,4	-56,3	-71,1	-85,7	-36,4	-60,1	-74,6	-89,0	-31,1	-57,1	-73,1	-88,7	-30,0	-38,4	-52,3	-66,3
4.300.000	-43,8	-69,5	-84,7	-99,7	-32,6	-56,6	-71,3	-85,9	-36,6	-60,3	-74,9	-89,3	-31,4	-57,4	-73,4	-89,0	-30,2	-38,6	-52,5	-66,5
4.350.000	-44,1	-69,8	-85,0	-100,0	-32,9	-56,8	-71,6	-86,2	-36,8	-60,5	-75,0	-89,5	-31,6	-57,6	-73,6	-89,2	-30,4	-38,8	-52,7	-66,7
4.400.000	-44,4	-70,0	-85,2	-100,2	-33,2	-57,2	-71,9	-86,5	-37,0	-60,7	-75,2	-89,6	-31,7	-57,7	-73,7	-89,3	-30,6	-39,0	-52,9	-66,8
4.450.000	-44,6	-70,3	-85,5	-100,5	-33,6	-57,5	-72,3	-86,9	-37,2	-60,9	-75,4	-89,8	-31,9	-57,9	-73,9	-89,5	-30,8	-39,2	-53,1	-67,0
4.500.000	-44,9	-70,6	-85,8	-100,8	-33,8	-57,8	-72,5	-87,1	-37,3	-61,0	-75,5	-90,0	-32,1	-58,1	-74,1	-89,7	-30,8	-39,2	-53,1	-67,1
4.550.000	-45,3	-71,0	-86,2	-101,2	-34,1	-58,0	-72,7	-87,4	-37,5	-61,1	-75,7	-90,1	-32,3	-58,3	-74,3	-89,9	-30,9	-39,3	-53,2	-67,1
4.600.000	-45,6	-71,3	-86,5	-101,5	-34,3	-58,3	-73,0	-87,6	-37,5	-61,2	-75,7	-90,2	-32,4	-58,4	-74,4	-90,0	-31,1	-39,5	-53,4	-67,4
4.650.000	-45,8	-71,4	-86,6	-101,6	-34,7	-58,6	-73,3	-88,0	-37,5	-61,2	-75,7	-90,1	-32,4	-58,4	-74,4	-90,0	-31,4	-39,8	-53,7	-67,6
4.700.000	-46,0	-71,6	-86,8	-101,8	-35,1	-59,0	-73,7	-88,3	-37,5	-61,1	-75,7	-90,1	-32,5	-58,5	-74,5	-90,1	-31,7	-40,1	-54,0	-67,9
4.750.000	-46,2	-71,9	-87,1	-102,1	-35,4	-59,3	-74,0	-88,6	-37,3	-61,0	-75,5	-89,9	-32,6	-58,6	-74,6	-90,2	-31,8	-40,2	-54,0	-68,0
4.800.000	-46,5	-72,1	-87,4	-102,4	-35,7	-59,6	-74,4	-89,0	-38,6	-62,3	-76,8	-91,2	-32,7	-58,7	-74,7	-90,3	-31,9	-40,3	-54,2	-68,1
4.850.000	-46,6	-72,2	-87,4	-102,4	-36,0	-59,9	-74,7	-89,3	-38,9	-62,6	-77,1	-91,5	-32,7	-58,7	-74,8	-90,4	-32,0	-40,5	-54,3	-68,3
4.900.000	-46,6	-72,2	-87,4	-102,4	-36,0	-60,0	-74,7	-89,3	-39,1	-62,8	-77,3	-91,7	-32,8	-58,8	-74,8	-90,4	-32,0	-40,6	-54,3	-68,6
4.950.000	-46,5	-72,2	-87,4	-102,4	-35,9	-59,8	-74,6	-89,2	-39,4	-63,0	-77,5	-92,0	-32,8	-58,8	-74,8	-90,4	-32,2	-40,7	-54,4	-68,6

Tabelle B.8: Ergebnisse der Schallemissionsanalyse während der zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuche an großformatigen Balken (vgl. Abschnitt 5.1.1)

Anzahl Lastwechsel	Schallemissionsaktivität [Hits]					
	C1-1	C1-2	C1-3	D1-1	D1-2	D4-1
2	8002	1348	2584	10775	3401	30018
4	1194	352	392	1452	586	4238
6	639	174	198	980	443	3389
8	372	120	140	580	179	7426
10	316	80	97	562	250	1231
12	159	75	128	563	164	930
14	127	67	56	393	210	680
16	114	47	67	568	74	1094
50.000	50	20	42	59	20	183
100.000	17	10	13	59	16	137
150.000	12	6	9	22	4	129
200.000	5	17	3	31	11	49
250.000	7	3	3	12	7	34
300.000	9	4	-	44	12	33
350.000	8	1	1	108	10	69
400.000	12	5	2	86	43	74
450.000	7	-	63	232	12	199
500.000	10	3	29	182	6	29
550.000	2	-	8	65	11	106
600.000	1	-	12	67	11	85
650.000	1	6	2	47	13	23
700.000	9	-	13	39	9	29
750.000	-	2	11	65	8	48
800.000	4	2	14	178	6	19
850.000	1	1	12	51	14	16
900.000	3	4	12	65	12	29
950.000	5	18	45	1378	11	239
1.000.000	13	-	4	527	2212	38
1.050.000	5	2	6	187	715	28
1.100.000	1	2	1	50	680	358
1.150.000	3	-	1	16	573	25
1.200.000	3	2	2	18	640	36
1.250.000	15	-	1	17	554	29
1.300.000	12	1	1	124	500	40
1.350.000	33	2	1	29	502	21
1.400.000	36	-	1	25	490	24
1.450.000	9	1	-	28	563	17
1.500.000	13	2	-	89	548	14
1.550.000	8	12	4	56	547	16
1.600.000	6	8	3	121	596	31
1.650.000	4	1	-	76	643	18
1.700.000	4	6	4	130	623	19
1.750.000	10	-	9	100	616	19
1.800.000	3	-	4	108	602	31
1.850.000	4	-	-	18	579	49
1.900.000	4	-	9	17	562	74
1.950.000	-	9	245	124	590	23
2.000.000	123	5	72	24	189	18
2.050.000	22	5	1	20	382	23
2.100.000	25	48	2	22	451	24
2.150.000	119	51	2	7	419	23
2.200.000	187	39	4	7	462	21
2.250.000	117	8	3	11	473	19
2.300.000	55	9	6	12	462	20
2.350.000	32	4	6	28	437	40
2.400.000	12	12	6	21	441	33
2.450.000	11	1	3	9	437	71
2.500.000	9	1	2	48	440	25
2.550.000	7	3	2	18	447	19
2.600.000	2	-	3	20	435	26

Fortsetzung auf der nächsten Seite

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.8: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Schallemissionsaktivität [Hits]					
	C1-1	C1-2	C1-3	D1-1	D1-2	D4-1
2.650.000	3	16	8	25	409	19
2.700.000	3	27	12	26	402	31
2.750.000	14	2	14	34	409	31
2.800.000	11	5	12	25	419	16
2.850.000	1	5	13	20	429	18
2.900.000	5	3	10	38	394	23
2.950.000	12	4	7	30	412	27
3.000.000	2	2	1	28	432	39
3.050.000	10	-	1	20	469	32
3.100.000	3	5	-	23	451	14
3.150.000	3	2	2	22	466	16
3.200.000	6	2	3	28	432	67
3.250.000	4	-	10	27	472	61
3.300.000	3	1	11	18	417	74
3.350.000	4	3	9	23	457	23
3.400.000	3	1	5	25	437	69
3.450.000	1	14	53	167	398	52
3.500.000	22	9	4	24	848	32
3.550.000	6	2	3	19	1805	66
3.600.000	-	-	10	217	381	30
3.650.000	4	-	8	23	369	86
3.700.000	14	1	2	21	413	18
3.750.000	2	-	1	23	446	19
3.800.000	2	4	2	18	483	31
3.850.000	7	2	6	22	448	67
3.900.000	3	2	2	17	496	67
3.950.000	6	1	3	19	502	238
4.000.000	6	-	-	21	487	34
4.050.000	3	2	1	284	489	63
4.100.000	12	-	2	1315	441	39
4.150.000	11	-	4	17	457	42
4.200.000	10	31	2	23	484	20
4.250.000	7	26	3	20	454	20
4.300.000	5	17	7	22	508	26
4.350.000	4	9	6	23	527	43
4.400.000	5	2	7	29	460	38
4.450.000	9	6	5	12	468	37
4.500.000	12	1	8	14	489	26
4.550.000	10	2	8	20	494	27
4.600.000	11	2	7	14	632	30
4.650.000	9	4	3	19	479	21
4.700.000	5	1	3	19	470	17
4.750.000	2	3	2	17	479	13
4.800.000	8	2	3	17	465	17
4.850.000	18	-	3	15	414	19
4.900.000	4	1	5	12	416	16
4.950.000	1	2	-	4	415	10

Tabelle B.9: Entwicklung der aus den Ultraschalllaufzeiten ermittelten dynamischen E-Moduln und Ergebnisse der Schallemissionsanalyse während der zyklischen Druckversuche an großformatigen Prismenn (vgl. Abschnitt 5.1.2)

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]			Schallemissionsaktivität [Hits]		
	D1-P1	D4-P1	D4-P3	D1-P1	D4-P1	D4-P3
0	40,72	41,33	43,07	64106	58921	59477
400	20,45	-	41,38	27324	-	9348
800	15,12	39,04	40,79	13579	6922	4906
1.200	-	-	40,39	-	-	3542
1.600	-	38,19	40,09	-	3280	3193
2.000	-	-	39,87	-	-	2670
2.400	-	37,65	39,47	-	2377	2217
2.800	-	-	39,25	-	-	1968
3.200	-	37,25	39,09	-	1840	1954
3.600	-	-	38,94	-	-	1900
4.000	-	36,92	38,79	-	1768	1886
4.400	-	-	38,67	-	-	1407
4.800	-	36,37	38,55	-	1658	1545
5.200	-	-	38,44	-	-	1463
5.600	-	36,07	38,34	-	1561	1425
6.000	-	-	38,24	-	-	1404
6.400	-	35,82	38,15	-	1421	1400
6.800	-	-	38,05	-	-	1349
7.200	-	35,58	37,96	-	1374	1164
7.600	-	-	37,87	-	-	1206
8.000	-	35,38	37,78	-	1393	1140
8.400	-	-	37,69	-	-	1122
8.800	-	35,20	37,61	-	1360	1048
9.200	-	-	37,54	-	-	1183
9.600	-	34,99	37,46	-	1295	1138
10.000	-	-	37,39	-	-	1034
10.400	-	34,83	37,30	-	1262	1042
10.800	-	-	37,23	-	-	1063
11.200	-	34,64	37,15	-	1178	1181
11.600	-	-	37,07	-	-	980
12.000	-	34,46	36,99	-	1128	995
12.400	-	-	36,93	-	-	1113
12.800	-	34,28	36,87	-	1034	1071
13.200	-	-	36,80	-	-	1106
13.600	-	34,11	36,73	-	1140	1063
14.000	-	-	36,66	-	-	945
14.400	-	33,95	36,59	-	1070	1033
14.800	-	-	36,52	-	-	1034
15.200	-	33,80	36,47	-	1079	1024
15.600	-	-	36,40	-	-	934
16.000	-	33,66	36,35	-	1143	1062
16.400	-	-	36,28	-	-	981
16.800	-	33,51	36,20	-	1001	977
17.200	-	-	36,13	-	-	1057
17.600	-	33,37	36,06	-	1107	994
18.000	-	-	35,99	-	-	1016
18.400	-	33,27	35,93	-	1263	957
18.800	-	-	35,87	-	-	967
19.200	-	33,13	35,82	-	1225	1080
19.600	-	-	35,75	-	-	1088
20.000	-	33,03	35,69	-	1204	1059
20.400	-	-	35,62	-	-	1083
20.800	-	32,93	35,56	-	1098	1058
21.200	-	-	35,51	-	-	1067
21.600	-	32,86	35,44	-	1012	965
22.000	-	-	35,40	-	-	1011
22.400	-	32,78	35,32	-	1109	1133
22.800	-	-	35,24	-	-	1007

Fortsetzung auf der nächsten Seite

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.9: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]			Schallemissionsaktivität [Hits]		
	D1-P1	D4-P1	D4-P3	D1-P1	D4-P1	D4-P3
23.200	-	32,70	35,17	-	1116	1024
23.600	-	-	35,09	-	-	1077
24.000	-	32,62	35,02	-	1037	1041
24.400	-	-	34,96	-	-	1046
24.800	-	32,54	34,89	-	1052	1074
25.200	-	-	34,84	-	-	994
25.600	-	32,46	34,78	-	1014	940
26.000	-	-	34,74	-	-	975
26.400	-	32,38	34,68	-	1271	1065
26.800	-	-	34,64	-	-	1040
27.200	-	32,30	34,61	-	1037	1072
27.600	-	-	34,57	-	-	1028
28.000	-	32,22	34,53	-	1120	1047
28.400	-	-	34,50	-	-	969
28.800	-	32,15	34,45	-	1082	1004
29.200	-	-	34,43	-	-	1043
29.600	-	32,08	34,39	-	1097	1008
30.000	-	-	34,35	-	-	939
30.400	-	32,00	34,32	-	1124	1002
30.800	-	-	34,29	-	-	939
31.200	-	31,92	34,26	-	1109	983
31.600	-	-	34,22	-	-	1078
32.000	-	31,85	34,19	-	1138	1019
32.400	-	-	34,16	-	-	1013
32.800	-	31,78	34,13	-	1189	1073
33.200	-	-	34,09	-	-	912
33.600	-	31,71	34,06	-	1119	1013
34.000	-	-	34,04	-	-	988
34.400	-	31,64	34,01	-	1196	984
34.800	-	-	33,97	-	-	999
35.200	-	31,57	33,93	-	1029	1135
35.600	-	-	33,89	-	-	1002
36.000	-	31,50	33,86	-	1050	1012
36.400	-	-	33,83	-	-	975
36.800	-	31,43	33,81	-	1185	996
37.200	-	-	33,78	-	-	980
37.600	-	31,37	33,75	-	1001	953
38.000	-	-	33,72	-	-	986
38.400	-	31,30	33,68	-	996	943
38.800	-	-	33,64	-	-	996
39.200	-	31,24	33,61	-	1138	1031
39.600	-	-	33,58	-	-	955
40.000	-	31,18	33,55	-	1052	1024
40.400	-	-	33,52	-	-	963
40.800	-	31,11	33,49	-	1075	934
41.200	-	-	33,45	-	-	982
41.600	-	31,04	33,41	-	1139	944
42.000	-	-	33,39	-	-	994
42.400	-	30,97	33,37	-	1129	1015
42.800	-	-	33,34	-	-	992
43.200	-	30,91	33,31	-	1170	1057
43.600	-	-	33,28	-	-	938
44.000	-	30,85	33,25	-	1115	1030
44.400	-	-	33,22	-	-	1022
44.800	-	30,78	33,19	-	1162	1055
45.200	-	-	33,16	-	-	1017
45.600	-	30,72	33,13	-	1130	1106
46.000	-	-	33,10	-	-	949
46.400	-	30,66	33,06	-	1169	1054
46.800	-	-	33,02	-	-	1013
47.200	-	30,59	32,99	-	1242	1048

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.9: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]			Schallemissionsaktivität [Hits]		
	D1-P1	D4-P1	D4-P3	D1-P1	D4-P1	D4-P3
47.600	-	-	32,96	-	-	1014
48.000	-	30,53	32,93	-	1105	1077
48.400	-	-	32,90	-	-	993
48.800	-	30,47	32,87	-	1092	969
49.200	-	-	32,84	-	-	1119
49.600	-	30,41	32,81	-	1264	1014
50.000	-	-	32,79	-	-	1049
50.400	-	30,35	32,76	-	1112	1018
50.800	-	-	32,73	-	-	1046
51.200	-	30,29	32,70	-	1115	999
51.600	-	-	32,67	-	-	1100
52.000	-	30,24	32,64	-	1144	1058
52.400	-	-	32,61	-	-	1070
52.800	-	30,17	32,58	-	981	1147
53.200	-	-	32,55	-	-	966
53.600	-	30,12	32,52	-	1126	965
54.000	-	-	32,49	-	-	1087
54.400	-	30,05	32,46	-	1133	997
54.800	-	-	32,44	-	-	1118
55.200	-	29,99	32,41	-	1065	908
55.600	-	-	32,38	-	-	1053
56.000	-	29,94	32,35	-	1035	1030
56.400	-	-	32,33	-	-	937
56.800	-	29,88	32,30	-	1174	914
57.200	-	-	32,26	-	-	903
57.600	-	29,82	32,23	-	1148	948
58.000	-	-	32,21	-	-	971
58.400	-	29,76	32,18	-	1186	940
58.800	-	-	32,15	-	-	969
59.200	-	29,70	32,12	-	1049	894
59.600	-	-	32,09	-	-	1064
60.000	-	29,65	32,06	-	1095	955
60.400	-	-	32,04	-	-	1050
60.800	-	29,59	32,00	-	1198	989
61.200	-	-	31,97	-	-	954
61.600	-	29,54	31,95	-	1263	922
62.000	-	-	31,93	-	-	1046
62.400	-	29,48	31,90	-	1169	1008
62.800	-	-	31,87	-	-	925
63.200	-	29,42	31,85	-	1275	1067
63.600	-	-	31,82	-	-	959
64.000	-	29,37	31,80	-	1189	1025
64.400	-	-	31,77	-	-	948
64.800	-	29,30	31,74	-	1130	1049
65.200	-	-	31,71	-	-	1004
65.600	-	29,24	31,68	-	1101	1012
66.000	-	-	31,66	-	-	928
66.400	-	29,18	31,62	-	1214	1041
66.800	-	-	31,59	-	-	997
67.200	-	29,13	31,55	-	1235	1016
67.600	-	-	31,52	-	-	1053
68.000	-	29,07	31,50	-	1075	1050
68.400	-	-	31,47	-	-	962
68.800	-	29,01	31,44	-	1241	1065
69.200	-	-	31,41	-	-	1123
69.600	-	28,95	31,39	-	1130	1002
70.000	-	-	31,36	-	-	1043
70.400	-	28,90	31,32	-	1107	1037
70.800	-	-	31,30	-	-	1042
71.200	-	28,85	31,28	-	1081	1072
71.600	-	-	31,26	-	-	1000

Fortsetzung auf der nächsten Seite

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.9: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]			Schallemissionsaktivität [Hits]		
	D1-P1	D4-P1	D4-P3	D1-P1	D4-P1	D4-P3
72.000	-	28,79	31,23	-	1063	996
72.400	-	-	31,19	-	-	1156
72.800	-	28,73	31,17	-	1170	1071
73.200	-	-	31,15	-	-	1180
73.600	-	28,67	31,13	-	1080	1120
74.000	-	-	31,11	-	-	1112
74.400	-	28,61	31,07	-	1134	1102
74.800	-	-	31,05	-	-	1101
75.200	-	28,55	31,02	-	1179	1037
75.600	-	-	30,99	-	-	1124
76.000	-	28,49	30,96	-	1065	1076
76.400	-	-	30,94	-	-	1121
76.800	-	28,43	30,91	-	1080	1192
77.200	-	-	30,88	-	-	1052
77.600	-	28,37	30,84	-	1162	1065
78.000	-	-	30,82	-	-	1140
78.400	-	28,31	30,78	-	1096	1116
78.800	-	-	30,76	-	-	1066
79.200	-	28,24	30,74	-	1167	1124
79.600	-	-	30,72	-	-	1115
80.000	-	28,16	30,70	-	1192	1196
80.400	-	-	30,68	-	-	1132
80.800	-	28,09	30,65	-	1096	1112
81.200	-	-	30,62	-	-	1077
81.600	-	28,02	30,59	-	1127	1211
82.000	-	-	30,57	-	-	1093
82.400	-	27,96	30,53	-	1215	984
82.800	-	-	30,51	-	-	1076
83.200	-	27,90	30,48	-	1085	1026
83.600	-	-	30,45	-	-	1008
84.000	-	27,83	30,43	-	1180	1062
84.400	-	-	30,39	-	-	1055
84.800	-	27,76	30,36	-	1196	1167
85.200	-	-	30,34	-	-	1049
85.600	-	27,69	30,32	-	1298	1131
86.000	-	-	30,30	-	-	1086
86.400	-	27,62	30,28	-	1144	1028
86.800	-	-	30,26	-	-	983
87.200	-	27,53	30,24	-	1136	1032
87.600	-	-	30,21	-	-	1185
88.000	-	27,44	30,18	-	1107	1091
88.400	-	-	30,15	-	-	1214
88.800	-	27,38	30,13	-	1183	1025
89.200	-	-	30,10	-	-	1186
89.600	-	27,29	30,07	-	1176	1041
90.000	-	-	30,04	-	-	1182
90.400	-	27,21	30,01	-	1192	1067
90.800	-	-	29,97	-	-	1105
91.200	-	27,11	29,94	-	1144	1149
91.600	-	-	29,91	-	-	1168
92.000	-	27,02	29,90	-	1206	1119
92.400	-	-	29,87	-	-	1047
92.800	-	26,93	29,83	-	1223	1092
93.200	-	-	29,80	-	-	1123
93.600	-	26,85	29,77	-	1123	1108
94.000	-	-	29,74	-	-	1093
94.400	-	26,77	29,71	-	1136	1232
94.800	-	-	29,68	-	-	1060
95.200	-	26,68	29,65	-	1184	1154
95.600	-	-	29,62	-	-	1061
96.000	-	26,62	29,60	-	1220	1259

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.9: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]			Schallemissionsaktivität [Hits]		
	D1-P1	D4-P1	D4-P3	D1-P1	D4-P1	D4-P3
96.400	-	-	29,57	-	-	1136
96.800	-	26,56	29,54	-	1134	1119
97.200	-	-	29,52	-	-	1062
97.600	-	26,48	29,49	-	1192	1066
98.000	-	-	29,46	-	-	1121
98.400	-	26,41	29,43	-	1155	1220
98.800	-	-	29,40	-	-	1248
99.200	-	26,34	29,38	-	1264	1113
99.600	-	-	29,36	-	-	1160
100.000	-	26,29	29,33	-	1140	1207
100.400	-	-	29,29	-	-	1213
100.800	-	26,24	29,26	-	1330	1097
101.200	-	-	29,24	-	-	1103
101.600	-	26,18	29,21	-	1283	1093
102.000	-	-	29,18	-	-	1154
102.400	-	26,13	29,15	-	1178	1090
102.800	-	-	29,12	-	-	1110
103.200	-	26,07	29,10	-	1210	1116
103.600	-	-	29,06	-	-	1169
104.000	-	26,02	29,02	-	1218	1096
104.400	-	-	28,99	-	-	1109
104.800	-	25,96	28,95	-	1242	1209
105.200	-	-	28,92	-	-	1181
105.600	-	25,89	28,88	-	1255	1169
106.000	-	-	28,85	-	-	1243
106.400	-	25,84	28,81	-	1304	1340
106.800	-	-	28,79	-	-	1075
107.200	-	25,79	28,76	-	1283	1233
107.600	-	-	28,72	-	-	1176
108.000	-	25,74	28,70	-	1371	1365
108.400	-	-	28,67	-	-	1273
108.800	-	25,68	28,63	-	1372	1184
109.200	-	-	28,61	-	-	1190
109.600	-	25,63	28,59	-	1264	1254
110.000	-	-	28,57	-	-	1224
110.400	-	25,57	28,54	-	1332	1351
110.800	-	-	28,51	-	-	1372
111.200	-	25,51	28,47	-	1241	1298
111.600	-	-	28,44	-	-	1238
112.000	-	25,44	28,41	-	1289	1229
112.400	-	-	28,37	-	-	1314
112.800	-	25,38	28,34	-	1388	1421
113.200	-	-	28,31	-	-	1295
113.600	-	25,31	28,29	-	1322	1386
114.000	-	-	28,24	-	-	1353
114.400	-	25,25	28,20	-	1352	1308
114.800	-	-	28,16	-	-	1325
115.200	-	25,18	28,14	-	1335	1240
115.600	-	-	28,11	-	-	1208
116.000	-	25,10	28,07	-	1356	1283
116.400	-	-	28,04	-	-	1326
116.800	-	25,02	28,01	-	1296	1275
117.200	-	-	27,99	-	-	1191
117.600	-	24,95	27,94	-	1327	1218
118.000	-	-	27,92	-	-	1191
118.400	-	24,88	27,89	-	1272	1277
118.800	-	-	27,87	-	-	1410
119.200	-	24,79	27,83	-	1254	1381
119.600	-	-	27,78	-	-	1467
120.000	-	24,70	27,75	-	1479	1313
120.400	-	-	27,71	-	-	1276

Fortsetzung auf der nächsten Seite

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.9: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]			Schallemissionsaktivität [Hits]		
	D1-P1	D4-P1	D4-P3	D1-P1	D4-P1	D4-P3
120.800	-	24,63	27,66	-	1319	1237
121.200	-	-	27,64	-	-	1426
121.600	-	24,56	27,59	-	1473	1398
122.000	-	-	27,55	-	-	1168
122.400	-	24,50	27,51	-	1309	1180
122.800	-	-	27,48	-	-	1141
123.200	-	24,43	27,43	-	1318	1323
123.600	-	-	27,41	-	-	1251
124.000	-	24,37	27,40	-	1176	1160
124.400	-	-	27,37	-	-	1221
124.800	-	24,31	27,34	-	1419	1560
125.200	-	-	27,33	-	-	1313
125.600	-	24,25	27,27	-	1310	1187
126.000	-	-	27,23	-	-	1376
126.400	-	24,20	27,19	-	1283	1332
126.800	-	-	27,14	-	-	1284
127.200	-	24,14	27,12	-	1396	1334
127.600	-	-	27,09	-	-	1330
128.000	-	24,10	27,04	-	1430	1360
128.400	-	-	26,97	-	-	1419
128.800	-	24,06	26,91	-	1526	1395
129.200	-	-	26,86	-	-	1427
129.600	-	23,99	26,81	-	1425	1345
130.000	-	-	26,78	-	-	1507
130.400	-	23,95	26,75	-	1497	1398
130.800	-	-	26,74	-	-	1386
131.200	-	23,90	26,72	-	1409	1444
131.600	-	-	26,69	-	-	1463
132.000	-	23,87	26,66	-	1560	1496
132.400	-	-	26,63	-	-	1443
132.800	-	23,83	26,61	-	1432	1485
133.200	-	-	26,58	-	-	1593
133.600	-	23,80	26,56	-	1460	1518
134.000	-	-	26,52	-	-	1439
134.400	-	23,77	26,50	-	1520	1444
134.800	-	-	26,48	-	-	1491
135.200	-	23,73	26,43	-	1382	1449
135.600	-	-	26,39	-	-	1487
136.000	-	23,69	26,35	-	1572	1356
136.400	-	-	26,30	-	-	1574
136.800	-	23,65	26,28	-	1493	1522
137.200	-	-	26,25	-	-	1322
137.600	-	23,61	26,22	-	1429	1456
138.000	-	-	26,20	-	-	1505
138.400	-	23,59	26,17	-	1712	1606
138.800	-	-	26,14	-	-	1433
139.200	-	23,54	26,11	-	1544	1494
139.600	-	-	26,09	-	-	1606
140.000	-	23,49	26,06	-	1509	1536
140.400	-	-	26,04	-	-	1539
140.800	-	23,41	26,01	-	1622	1519
141.200	-	-	25,98	-	-	1545
141.600	-	23,35	25,95	-	1532	1573
142.000	-	-	25,94	-	-	1543
142.400	-	23,28	25,90	-	1568	1618
142.800	-	-	-	-	-	-
143.200	-	23,21	-	-	1715	-
143.600	-	-	-	-	-	-
144.000	-	23,13	-	-	1642	-
144.400	-	-	-	-	-	-
144.800	-	23,06	-	-	1626	-

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.9: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Berechneter dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]			Schallemissionsaktivität [Hits]		
	D1-P1	D4-P1	D4-P3	D1-P1	D4-P1	D4-P3
145.200	-	-	-	-	-	-
145.600	-	23,00	-	-	1572	-
146.000	-	-	-	-	-	-
146.400	-	22,93	-	-	1600	-
146.800	-	-	-	-	-	-
147.200	-	22,85	-	-	1539	-
147.600	-	-	-	-	-	-
148.000	-	22,81	-	-	1580	-
148.400	-	-	-	-	-	-
148.800	-	22,72	-	-	1734	-
149.200	-	-	-	-	-	-
149.600	-	22,70	-	-	1654	-
150.000	-	-	-	-	-	-
150.400	-	22,65	-	-	1559	-

Tabelle B.10: Ergebnisse der Längs- und Querdehnungsmessungen während der zyklischen Druckversuche an großformatigen Prismen  
(vgl. Abschnitt 5.1.2)

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
0	0,000	-0,959	-1,300	0,000	-0,614	-0,961	0,000	-0,485	-0,812	0,000	0,287	0,337	0,000	0,163	0,233	0,000	0,093	0,158
400	-0,500	-1,293	-1,708	-	-	-	-0,114	-0,560	-0,901	0,268	0,504	0,592	-	-	-	0,022	0,107	0,175
800	-0,620	-1,452	-1,868	-0,193	-0,727	-1,092	-0,141	-0,592	-0,936	0,369	0,644	0,732	0,082	0,215	0,296	0,028	0,113	0,183
1.200	-	-	-	-	-	-	-0,158	-0,615	-0,961	-	-	-	-	-	-	0,032	0,118	0,188
1.600	-	-	-	-0,233	-0,771	-1,138	-0,173	-0,634	-0,980	-	-	-	0,099	0,236	0,319	0,036	0,123	0,193
2.000	-	-	-	-	-	-	-0,185	-0,649	-0,996	-	-	-	-	-	-	0,038	0,126	0,197
2.400	-	-	-	-0,261	-0,803	-1,170	-0,197	-0,663	-1,010	-	-	-	0,110	0,251	0,335	0,041	0,130	0,200
2.800	-	-	-	-	-	-	-0,206	-0,675	-1,022	-	-	-	-	-	-	0,044	0,133	0,204
3.200	-	-	-	-0,283	-0,828	-1,195	-0,216	-0,686	-1,034	-	-	-	0,120	0,263	0,348	0,046	0,135	0,207
3.600	-	-	-	-	-	-	-0,224	-0,697	-1,044	-	-	-	-	-	-	0,048	0,138	0,209
4.000	-	-	-	-0,303	-0,849	-1,217	-0,232	-0,706	-1,053	-	-	-	0,128	0,273	0,358	0,050	0,140	0,212
4.400	-	-	-	-	-	-	-0,239	-0,715	-1,062	-	-	-	-	-	-	0,052	0,143	0,214
4.800	-	-	-	-0,319	-0,868	-1,236	-0,245	-0,723	-1,071	-	-	-	0,135	0,282	0,367	0,053	0,145	0,217
5.200	-	-	-	-	-	-	-0,252	-0,731	-1,079	-	-	-	-	-	-	0,055	0,147	0,219
5.600	-	-	-	-0,333	-0,884	-1,252	-0,258	-0,738	-1,086	-	-	-	0,142	0,290	0,376	0,056	0,149	0,221
6.000	-	-	-	-	-	-	-0,264	-0,745	-1,094	-	-	-	-	-	-	0,058	0,151	0,223
6.400	-	-	-	-0,347	-0,899	-1,267	-0,269	-0,752	-1,101	-	-	-	0,148	0,297	0,383	0,059	0,153	0,225
6.800	-	-	-	-	-	-	-0,275	-0,759	-1,108	-	-	-	-	-	-	0,061	0,154	0,227
7.200	-	-	-	-0,359	-0,913	-1,281	-0,280	-0,765	-1,114	-	-	-	0,153	0,304	0,390	0,062	0,156	0,229
7.600	-	-	-	-	-	-	-0,285	-0,771	-1,120	-	-	-	-	-	-	0,064	0,158	0,231
8.000	-	-	-	-0,369	-0,925	-1,294	-0,290	-0,777	-1,126	-	-	-	0,158	0,310	0,397	0,065	0,160	0,232
8.400	-	-	-	-	-	-	-0,295	-0,783	-1,131	-	-	-	-	-	-	0,066	0,162	0,234
8.800	-	-	-	-0,380	-0,937	-1,305	-0,300	-0,789	-1,137	-	-	-	0,164	0,316	0,403	0,067	0,163	0,236
9.200	-	-	-	-	-	-	-0,304	-0,794	-1,142	-	-	-	-	-	-	0,069	0,165	0,237
9.600	-	-	-	-0,390	-0,948	-1,317	-0,308	-0,799	-1,147	-	-	-	0,169	0,322	0,409	0,070	0,166	0,239
10.000	-	-	-	-	-	-	-0,312	-0,804	-1,152	-	-	-	-	-	-	0,071	0,168	0,240
10.400	-	-	-	-0,400	-0,959	-1,327	-0,316	-0,809	-1,157	-	-	-	0,173	0,328	0,415	0,072	0,169	0,242
10.800	-	-	-	-	-	-	-0,321	-0,814	-1,162	-	-	-	-	-	-	0,073	0,170	0,243
11.200	-	-	-	-0,408	-0,969	-1,337	-0,324	-0,818	-1,166	-	-	-	0,178	0,333	0,420	0,075	0,172	0,245
11.600	-	-	-	-	-	-	-0,328	-0,822	-1,171	-	-	-	-	-	-	0,076	0,173	0,246
12.000	-	-	-	-0,417	-0,979	-1,347	-0,332	-0,827	-1,175	-	-	-	0,182	0,338	0,426	0,077	0,175	0,248
12.400	-	-	-	-	-	-	-0,335	-0,831	-1,179	-	-	-	-	-	-	0,078	0,177	0,249
12.800	-	-	-	-0,425	-0,988	-1,356	-0,338	-0,835	-1,183	-	-	-	0,186	0,343	0,431	0,079	0,178	0,251
13.200	-	-	-	-	-	-	-0,341	-0,839	-1,187	-	-	-	-	-	-	0,081	0,179	0,252
13.600	-	-	-	-0,432	-0,997	-1,365	-0,344	-0,843	-1,191	-	-	-	0,190	0,348	0,436	0,082	0,180	0,254
14.000	-	-	-	-	-	-	-0,348	-0,847	-1,195	-	-	-	-	-	-	0,083	0,182	0,255

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
14.400	-	-	-	-0,440	-1,005	-1,374	-0,351	-0,850	-1,199	-	-	-	0,194	0,352	0,440	0,084	0,183	0,256
14.800	-	-	-	-	-	-	-0,354	-0,854	-1,203	-	-	-	-	-	-	0,085	0,184	0,258
15.200	-	-	-	-0,447	-1,014	-1,382	-0,358	-0,858	-1,206	-	-	-	0,197	0,357	0,445	0,086	0,186	0,259
15.600	-	-	-	-	-	-	-0,361	-0,861	-1,210	-	-	-	-	-	-	0,087	0,187	0,260
16.000	-	-	-	-0,453	-1,021	-1,390	-0,364	-0,865	-1,214	-	-	-	0,201	0,361	0,449	0,088	0,188	0,261
16.400	-	-	-	-	-	-	-0,366	-0,868	-1,217	-	-	-	-	-	-	0,089	0,189	0,263
16.800	-	-	-	-0,460	-1,029	-1,398	-0,369	-0,872	-1,220	-	-	-	0,204	0,365	0,453	0,090	0,190	0,264
17.200	-	-	-	-	-	-	-0,372	-0,875	-1,224	-	-	-	-	-	-	0,091	0,192	0,265
17.600	-	-	-	-0,467	-1,036	-1,405	-0,375	-0,879	-1,228	-	-	-	0,208	0,369	0,457	0,092	0,192	0,266
18.000	-	-	-	-	-	-	-0,378	-0,882	-1,231	-	-	-	-	-	-	0,093	0,193	0,267
18.400	-	-	-	-0,473	-1,044	-1,412	-0,380	-0,886	-1,235	-	-	-	0,211	0,373	0,461	0,093	0,194	0,268
18.800	-	-	-	-	-	-	-0,383	-0,889	-1,239	-	-	-	-	-	-	0,094	0,195	0,268
19.200	-	-	-	-0,480	-1,051	-1,420	-0,386	-0,893	-1,242	-	-	-	0,215	0,377	0,465	0,095	0,196	0,269
19.600	-	-	-	-	-	-	-0,389	-0,896	-1,245	-	-	-	-	-	-	0,095	0,196	0,270
20.000	-	-	-	-0,486	-1,058	-1,426	-0,390	-0,897	-1,247	-	-	-	0,218	0,381	0,469	0,097	0,199	0,272
20.400	-	-	-	-	-	-	-0,392	-0,899	-1,249	-	-	-	-	-	-	0,099	0,201	0,275
20.800	-	-	-	-0,491	-1,065	-1,433	-0,395	-0,903	-1,253	-	-	-	0,221	0,385	0,473	0,100	0,202	0,276
21.200	-	-	-	-	-	-	-0,398	-0,907	-1,256	-	-	-	-	-	-	0,101	0,202	0,276
21.600	-	-	-	-0,497	-1,071	-1,440	-0,401	-0,910	-1,259	-	-	-	0,224	0,388	0,477	0,101	0,203	0,277
22.000	-	-	-	-	-	-	-0,403	-0,913	-1,263	-	-	-	-	-	-	0,102	0,204	0,277
22.400	-	-	-	-0,503	-1,078	-1,446	-0,406	-0,916	-1,266	-	-	-	0,227	0,391	0,480	0,102	0,204	0,278
22.800	-	-	-	-	-	-	-0,409	-0,919	-1,269	-	-	-	-	-	-	0,103	0,204	0,278
23.200	-	-	-	-0,509	-1,084	-1,453	-0,412	-0,922	-1,271	-	-	-	0,230	0,395	0,483	0,104	0,205	0,279
23.600	-	-	-	-	-	-	-0,415	-0,925	-1,274	-	-	-	-	-	-	0,104	0,206	0,279
24.000	-	-	-	-0,514	-1,091	-1,459	-0,417	-0,928	-1,276	-	-	-	0,233	0,398	0,487	0,105	0,206	0,280
24.400	-	-	-	-	-	-	-0,420	-0,931	-1,279	-	-	-	-	-	-	0,105	0,207	0,281
24.800	-	-	-	-0,519	-1,097	-1,465	-0,422	-0,934	-1,282	-	-	-	0,236	0,402	0,491	0,106	0,208	0,281
25.200	-	-	-	-	-	-	-0,424	-0,936	-1,284	-	-	-	-	-	-	0,107	0,209	0,282
25.600	-	-	-	-0,524	-1,102	-1,471	-0,426	-0,938	-1,287	-	-	-	0,238	0,405	0,494	0,108	0,209	0,283
26.000	-	-	-	-	-	-	-0,428	-0,941	-1,290	-	-	-	-	-	-	0,108	0,210	0,284
26.400	-	-	-	-0,529	-1,108	-1,477	-0,431	-0,944	-1,293	-	-	-	0,241	0,409	0,497	0,108	0,210	0,284
26.800	-	-	-	-	-	-	-0,433	-0,947	-1,296	-	-	-	-	-	-	0,109	0,211	0,285
27.200	-	-	-	-0,533	-1,114	-1,483	-0,435	-0,949	-1,298	-	-	-	0,244	0,412	0,501	0,110	0,212	0,286
27.600	-	-	-	-	-	-	-0,438	-0,952	-1,300	-	-	-	-	-	-	0,111	0,213	0,287
28.000	-	-	-	-0,539	-1,120	-1,489	-0,440	-0,955	-1,303	-	-	-	0,247	0,416	0,504	0,111	0,214	0,288
28.400	-	-	-	-	-	-	-0,442	-0,957	-1,306	-	-	-	-	-	-	0,112	0,214	0,288
28.800	-	-	-	-0,544	-1,126	-1,494	-0,445	-0,960	-1,308	-	-	-	0,251	0,419	0,508	0,113	0,215	0,289
29.200	-	-	-	-	-	-	-0,447	-0,962	-1,310	-	-	-	-	-	-	0,114	0,216	0,290

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
29.600	-	-	-	-0,549	-1,131	-1,499	-0,449	-0,965	-1,313	-	-	-	0,254	0,422	0,511	0,114	0,217	0,291
30.000	-	-	-	-	-	-	-0,450	-0,967	-1,315	-	-	-	-	-	-	0,115	0,218	0,292
30.400	-	-	-	-0,554	-1,136	-1,504	-0,453	-0,970	-1,318	-	-	-	0,257	0,426	0,514	0,116	0,219	0,292
30.800	-	-	-	-	-	-	-0,455	-0,972	-1,320	-	-	-	-	-	-	0,117	0,220	0,293
31.200	-	-	-	-0,558	-1,142	-1,509	-0,456	-0,975	-1,323	-	-	-	0,259	0,429	0,518	0,117	0,220	0,294
31.600	-	-	-	-	-	-	-0,458	-0,977	-1,325	-	-	-	-	-	-	0,118	0,221	0,295
32.000	-	-	-	-0,563	-1,147	-1,514	-0,461	-0,980	-1,328	-	-	-	0,262	0,432	0,521	0,118	0,221	0,295
32.400	-	-	-	-	-	-	-0,463	-0,982	-1,330	-	-	-	-	-	-	0,118	0,222	0,295
32.800	-	-	-	-0,567	-1,153	-1,520	-0,465	-0,985	-1,333	-	-	-	0,264	0,435	0,524	0,119	0,222	0,296
33.200	-	-	-	-	-	-	-0,466	-0,987	-1,335	-	-	-	-	-	-	0,119	0,223	0,297
33.600	-	-	-	-0,571	-1,157	-1,525	-0,469	-0,989	-1,338	-	-	-	0,267	0,439	0,527	0,120	0,224	0,297
34.000	-	-	-	-	-	-	-0,471	-0,992	-1,340	-	-	-	-	-	-	0,120	0,224	0,298
34.400	-	-	-	-0,575	-1,163	-1,530	-0,472	-0,994	-1,343	-	-	-	0,270	0,442	0,531	0,121	0,225	0,299
34.800	-	-	-	-	-	-	-0,475	-0,997	-1,345	-	-	-	-	-	-	0,121	0,225	0,299
35.200	-	-	-	-0,579	-1,167	-1,535	-0,477	-0,999	-1,347	-	-	-	0,272	0,445	0,534	0,122	0,226	0,300
35.600	-	-	-	-	-	-	-0,479	-1,001	-1,350	-	-	-	-	-	-	0,122	0,227	0,300
36.000	-	-	-	-0,583	-1,172	-1,540	-0,481	-1,003	-1,352	-	-	-	0,275	0,448	0,537	0,123	0,227	0,301
36.400	-	-	-	-	-	-	-0,482	-1,005	-1,354	-	-	-	-	-	-	0,124	0,228	0,302
36.800	-	-	-	-0,588	-1,177	-1,545	-0,484	-1,007	-1,356	-	-	-	0,278	0,451	0,540	0,124	0,229	0,303
37.200	-	-	-	-	-	-	-0,486	-1,009	-1,359	-	-	-	-	-	-	0,125	0,230	0,304
37.600	-	-	-	-0,592	-1,182	-1,550	-0,488	-1,012	-1,361	-	-	-	0,280	0,454	0,543	0,126	0,230	0,304
38.000	-	-	-	-	-	-	-0,490	-1,014	-1,363	-	-	-	-	-	-	0,126	0,231	0,305
38.400	-	-	-	-0,596	-1,187	-1,555	-0,491	-1,016	-1,365	-	-	-	0,283	0,457	0,546	0,127	0,232	0,306
38.800	-	-	-	-	-	-	-0,493	-1,018	-1,367	-	-	-	-	-	-	0,128	0,233	0,307
39.200	-	-	-	-0,599	-1,191	-1,559	-0,495	-1,020	-1,369	-	-	-	0,285	0,460	0,549	0,128	0,233	0,308
39.600	-	-	-	-	-	-	-0,496	-1,022	-1,371	-	-	-	-	-	-	0,129	0,234	0,308
40.000	-	-	-	-0,604	-1,196	-1,564	-0,497	-1,024	-1,373	-	-	-	0,288	0,463	0,552	0,129	0,235	0,309
40.400	-	-	-	-	-	-	-0,500	-1,025	-1,375	-	-	-	-	-	-	0,130	0,236	0,310
40.800	-	-	-	-0,608	-1,200	-1,569	-0,502	-1,028	-1,378	-	-	-	0,290	0,466	0,555	0,131	0,236	0,311
41.200	-	-	-	-	-	-	-0,503	-1,030	-1,380	-	-	-	-	-	-	0,132	0,237	0,312
41.600	-	-	-	-0,612	-1,205	-1,573	-0,505	-1,032	-1,382	-	-	-	0,293	0,468	0,558	0,133	0,238	0,313
42.000	-	-	-	-	-	-	-0,507	-1,034	-1,384	-	-	-	-	-	-	0,133	0,239	0,313
42.400	-	-	-	-0,616	-1,210	-1,578	-0,508	-1,036	-1,386	-	-	-	0,295	0,471	0,561	0,134	0,240	0,314
42.800	-	-	-	-	-	-	-0,510	-1,038	-1,388	-	-	-	-	-	-	0,135	0,241	0,315
43.200	-	-	-	-0,620	-1,214	-1,582	-0,512	-1,040	-1,390	-	-	-	0,298	0,474	0,564	0,136	0,242	0,316
43.600	-	-	-	-	-	-	-0,513	-1,042	-1,392	-	-	-	-	-	-	0,136	0,242	0,317
44.000	-	-	-	-0,624	-1,219	-1,587	-0,515	-1,044	-1,394	-	-	-	0,300	0,477	0,567	0,137	0,243	0,318
44.400	-	-	-	-	-	-	-0,517	-1,046	-1,396	-	-	-	-	-	-	0,138	0,244	0,318

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
44.800	-	-	-	-0,627	-1,223	-1,591	-0,518	-1,047	-1,398	-	-	-	0,303	0,480	0,570	0,138	0,245	0,319
45.200	-	-	-	-	-	-	-0,520	-1,050	-1,400	-	-	-	-	-	-	0,139	0,245	0,320
45.600	-	-	-	-0,631	-1,228	-1,596	-0,522	-1,052	-1,402	-	-	-	0,305	0,483	0,573	0,140	0,246	0,321
46.000	-	-	-	-	-	-	-0,524	-1,054	-1,404	-	-	-	-	-	-	0,141	0,247	0,322
46.400	-	-	-	-0,635	-1,232	-1,600	-0,525	-1,056	-1,406	-	-	-	0,308	0,486	0,576	0,141	0,248	0,323
46.800	-	-	-	-	-	-	-0,527	-1,058	-1,408	-	-	-	-	-	-	0,142	0,249	0,323
47.200	-	-	-	-0,639	-1,236	-1,605	-0,528	-1,060	-1,410	-	-	-	0,310	0,488	0,578	0,142	0,250	0,324
47.600	-	-	-	-	-	-	-0,530	-1,061	-1,412	-	-	-	-	-	-	0,144	0,251	0,325
48.000	-	-	-	-0,643	-1,241	-1,609	-0,532	-1,063	-1,413	-	-	-	0,313	0,491	0,581	0,144	0,251	0,326
48.400	-	-	-	-	-	-	-0,534	-1,066	-1,415	-	-	-	-	-	-	0,145	0,252	0,327
48.800	-	-	-	-0,647	-1,245	-1,613	-0,535	-1,067	-1,417	-	-	-	0,315	0,494	0,584	0,146	0,253	0,328
49.200	-	-	-	-	-	-	-0,537	-1,069	-1,419	-	-	-	-	-	-	0,146	0,254	0,328
49.600	-	-	-	-0,651	-1,249	-1,618	-0,539	-1,071	-1,421	-	-	-	0,317	0,496	0,587	0,147	0,255	0,329
50.000	-	-	-	-	-	-	-0,540	-1,073	-1,423	-	-	-	-	-	-	0,148	0,256	0,330
50.400	-	-	-	-0,655	-1,254	-1,622	-0,541	-1,075	-1,425	-	-	-	0,320	0,499	0,589	0,149	0,257	0,331
50.800	-	-	-	-	-	-	-0,543	-1,077	-1,426	-	-	-	-	-	-	0,149	0,257	0,332
51.200	-	-	-	-0,659	-1,258	-1,626	-0,544	-1,078	-1,428	-	-	-	0,322	0,502	0,592	0,150	0,258	0,333
51.600	-	-	-	-	-	-	-0,546	-1,080	-1,430	-	-	-	-	-	-	0,151	0,259	0,334
52.000	-	-	-	-0,661	-1,262	-1,631	-0,547	-1,082	-1,432	-	-	-	0,324	0,504	0,595	0,151	0,260	0,335
52.400	-	-	-	-	-	-	-0,549	-1,084	-1,434	-	-	-	-	-	-	0,152	0,261	0,335
52.800	-	-	-	-0,666	-1,266	-1,635	-0,550	-1,086	-1,436	-	-	-	0,327	0,507	0,597	0,153	0,262	0,336
53.200	-	-	-	-	-	-	-0,552	-1,088	-1,438	-	-	-	-	-	-	0,154	0,263	0,337
53.600	-	-	-	-0,669	-1,271	-1,640	-0,554	-1,090	-1,440	-	-	-	0,329	0,510	0,600	0,154	0,263	0,338
54.000	-	-	-	-	-	-	-0,555	-1,091	-1,442	-	-	-	-	-	-	0,155	0,264	0,339
54.400	-	-	-	-0,672	-1,275	-1,644	-0,556	-1,093	-1,444	-	-	-	0,331	0,512	0,603	0,156	0,265	0,340
54.800	-	-	-	-	-	-	-0,557	-1,095	-1,445	-	-	-	-	-	-	0,157	0,266	0,341
55.200	-	-	-	-0,676	-1,279	-1,648	-0,560	-1,097	-1,447	-	-	-	0,333	0,515	0,605	0,158	0,267	0,342
55.600	-	-	-	-	-	-	-0,561	-1,098	-1,449	-	-	-	-	-	-	0,158	0,268	0,343
56.000	-	-	-	-0,679	-1,283	-1,652	-0,562	-1,100	-1,450	-	-	-	0,336	0,518	0,608	0,159	0,269	0,344
56.400	-	-	-	-	-	-	-0,564	-1,102	-1,452	-	-	-	-	-	-	0,160	0,270	0,344
56.800	-	-	-	-0,683	-1,286	-1,655	-0,566	-1,104	-1,454	-	-	-	0,339	0,521	0,611	0,161	0,271	0,345
57.200	-	-	-	-	-	-	-0,567	-1,105	-1,456	-	-	-	-	-	-	0,161	0,271	0,346
57.600	-	-	-	-0,686	-1,290	-1,659	-0,569	-1,107	-1,458	-	-	-	0,341	0,524	0,615	0,162	0,272	0,347
58.000	-	-	-	-	-	-	-0,570	-1,109	-1,459	-	-	-	-	-	-	0,163	0,273	0,348
58.400	-	-	-	-0,689	-1,294	-1,663	-0,572	-1,111	-1,461	-	-	-	0,344	0,527	0,618	0,163	0,274	0,349
58.800	-	-	-	-	-	-	-0,573	-1,112	-1,463	-	-	-	-	-	-	0,164	0,274	0,349
59.200	-	-	-	-0,693	-1,298	-1,667	-0,575	-1,114	-1,465	-	-	-	0,347	0,530	0,621	0,165	0,275	0,350
59.600	-	-	-	-	-	-	-0,576	-1,116	-1,467	-	-	-	-	-	-	0,166	0,276	0,351

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
60.000	-	-	-	-0,695	-1,302	-1,670	-0,578	-1,118	-1,469	-	-	-	0,349	0,533	0,623	0,166	0,277	0,352
60.400	-	-	-	-	-	-	-0,579	-1,120	-1,471	-	-	-	-	-	-	0,167	0,278	0,353
60.800	-	-	-	-0,697	-1,305	-1,673	-0,580	-1,121	-1,472	-	-	-	0,352	0,536	0,627	0,168	0,279	0,354
61.200	-	-	-	-	-	-	-0,582	-1,124	-1,474	-	-	-	-	-	-	0,168	0,279	0,354
61.600	-	-	-	-0,701	-1,309	-1,678	-0,583	-1,125	-1,476	-	-	-	0,355	0,539	0,630	0,169	0,280	0,355
62.000	-	-	-	-	-	-	-0,585	-1,126	-1,477	-	-	-	-	-	-	0,170	0,281	0,357
62.400	-	-	-	-0,704	-1,313	-1,682	-0,586	-1,128	-1,479	-	-	-	0,356	0,541	0,632	0,171	0,282	0,357
62.800	-	-	-	-	-	-	-0,587	-1,129	-1,480	-	-	-	-	-	-	0,172	0,284	0,359
63.200	-	-	-	-0,708	-1,317	-1,686	-0,589	-1,131	-1,482	-	-	-	0,359	0,544	0,634	0,173	0,285	0,360
63.600	-	-	-	-	-	-	-0,590	-1,132	-1,484	-	-	-	-	-	-	0,174	0,285	0,360
64.000	-	-	-	-0,712	-1,320	-1,690	-0,592	-1,135	-1,486	-	-	-	0,361	0,546	0,637	0,174	0,286	0,361
64.400	-	-	-	-	-	-	-0,593	-1,136	-1,488	-	-	-	-	-	-	0,175	0,287	0,362
64.800	-	-	-	-0,715	-1,324	-1,694	-0,595	-1,138	-1,490	-	-	-	0,363	0,548	0,639	0,175	0,287	0,362
65.200	-	-	-	-	-	-	-0,596	-1,140	-1,491	-	-	-	-	-	-	0,176	0,288	0,363
65.600	-	-	-	-0,718	-1,328	-1,697	-0,598	-1,142	-1,493	-	-	-	0,365	0,550	0,641	0,177	0,289	0,364
66.000	-	-	-	-	-	-	-0,600	-1,144	-1,495	-	-	-	-	-	-	0,177	0,290	0,365
66.400	-	-	-	-0,721	-1,331	-1,701	-0,601	-1,145	-1,496	-	-	-	0,367	0,553	0,644	0,178	0,291	0,366
66.800	-	-	-	-	-	-	-0,603	-1,147	-1,498	-	-	-	-	-	-	0,179	0,292	0,367
67.200	-	-	-	-0,724	-1,335	-1,705	-0,604	-1,148	-1,499	-	-	-	0,369	0,555	0,646	0,180	0,292	0,367
67.600	-	-	-	-	-	-	-0,605	-1,150	-1,501	-	-	-	-	-	-	0,180	0,293	0,368
68.000	-	-	-	-0,728	-1,339	-1,709	-0,607	-1,152	-1,503	-	-	-	0,370	0,557	0,648	0,181	0,294	0,369
68.400	-	-	-	-	-	-	-0,609	-1,154	-1,505	-	-	-	-	-	-	0,181	0,294	0,370
68.800	-	-	-	-0,731	-1,343	-1,713	-0,611	-1,155	-1,507	-	-	-	0,372	0,559	0,651	0,182	0,295	0,370
69.200	-	-	-	-	-	-	-0,612	-1,157	-1,508	-	-	-	-	-	-	0,182	0,296	0,371
69.600	-	-	-	-0,733	-1,346	-1,716	-0,613	-1,159	-1,510	-	-	-	0,375	0,562	0,653	0,183	0,296	0,372
70.000	-	-	-	-	-	-	-0,615	-1,161	-1,512	-	-	-	-	-	-	0,184	0,297	0,372
70.400	-	-	-	-0,737	-1,350	-1,720	-0,616	-1,162	-1,514	-	-	-	0,377	0,564	0,656	0,184	0,298	0,373
70.800	-	-	-	-	-	-	-0,618	-1,164	-1,515	-	-	-	-	-	-	0,185	0,299	0,374
71.200	-	-	-	-0,741	-1,353	-1,724	-0,619	-1,165	-1,517	-	-	-	0,379	0,567	0,658	0,186	0,299	0,375
71.600	-	-	-	-	-	-	-0,621	-1,167	-1,519	-	-	-	-	-	-	0,186	0,300	0,376
72.000	-	-	-	-0,743	-1,357	-1,727	-0,622	-1,168	-1,520	-	-	-	0,381	0,569	0,661	0,187	0,301	0,377
72.400	-	-	-	-	-	-	-0,623	-1,170	-1,521	-	-	-	-	-	-	0,189	0,303	0,378
72.800	-	-	-	-0,745	-1,359	-1,730	-0,624	-1,171	-1,523	-	-	-	0,383	0,572	0,663	0,190	0,304	0,379
73.200	-	-	-	-	-	-	-0,626	-1,173	-1,524	-	-	-	-	-	-	0,190	0,305	0,380
73.600	-	-	-	-0,747	-1,362	-1,733	-0,627	-1,174	-1,526	-	-	-	0,386	0,575	0,666	0,192	0,306	0,381
74.000	-	-	-	-	-	-	-0,628	-1,176	-1,527	-	-	-	-	-	-	0,192	0,307	0,382
74.400	-	-	-	-0,750	-1,366	-1,737	-0,629	-1,177	-1,529	-	-	-	0,387	0,577	0,668	0,193	0,307	0,383
74.800	-	-	-	-	-	-	-0,631	-1,179	-1,530	-	-	-	-	-	-	0,194	0,309	0,384

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
75.200	-	-	-	-0,755	-1,370	-1,741	-0,632	-1,180	-1,532	-	-	-	0,389	0,578	0,670	0,195	0,309	0,385
75.600	-	-	-	-	-	-	-0,633	-1,182	-1,533	-	-	-	-	-	-	0,195	0,310	0,386
76.000	-	-	-	-0,759	-1,375	-1,745	-0,635	-1,184	-1,536	-	-	-	0,390	0,579	0,671	0,196	0,311	0,387
76.400	-	-	-	-	-	-	-0,637	-1,186	-1,538	-	-	-	-	-	-	0,196	0,311	0,387
76.800	-	-	-	-0,762	-1,378	-1,749	-0,638	-1,187	-1,539	-	-	-	0,391	0,581	0,673	0,196	0,311	0,387
77.200	-	-	-	-	-	-	-0,640	-1,189	-1,541	-	-	-	-	-	-	0,197	0,312	0,388
77.600	-	-	-	-0,764	-1,381	-1,753	-0,642	-1,191	-1,543	-	-	-	0,393	0,583	0,675	0,197	0,313	0,389
78.000	-	-	-	-	-	-	-0,643	-1,193	-1,545	-	-	-	-	-	-	0,198	0,313	0,389
78.400	-	-	-	-0,766	-1,384	-1,756	-0,644	-1,194	-1,546	-	-	-	0,395	0,585	0,677	0,198	0,314	0,390
78.800	-	-	-	-	-	-	-0,646	-1,196	-1,548	-	-	-	-	-	-	0,199	0,315	0,391
79.200	-	-	-	-0,769	-1,387	-1,759	-0,647	-1,197	-1,550	-	-	-	0,397	0,587	0,679	0,199	0,315	0,391
79.600	-	-	-	-	-	-	-0,649	-1,199	-1,551	-	-	-	-	-	-	0,200	0,316	0,392
80.000	-	-	-	-0,772	-1,391	-1,763	-0,650	-1,201	-1,553	-	-	-	0,398	0,589	0,682	0,201	0,317	0,393
80.400	-	-	-	-	-	-	-0,652	-1,202	-1,555	-	-	-	-	-	-	0,201	0,318	0,394
80.800	-	-	-	-0,774	-1,394	-1,767	-0,653	-1,204	-1,556	-	-	-	0,400	0,592	0,684	0,202	0,318	0,394
81.200	-	-	-	-	-	-	-0,655	-1,205	-1,558	-	-	-	-	-	-	0,203	0,319	0,395
81.600	-	-	-	-0,778	-1,398	-1,770	-0,656	-1,207	-1,559	-	-	-	0,402	0,594	0,686	0,204	0,320	0,396
82.000	-	-	-	-	-	-	-0,657	-1,208	-1,561	-	-	-	-	-	-	0,204	0,321	0,397
82.400	-	-	-	-0,782	-1,402	-1,774	-0,658	-1,210	-1,562	-	-	-	0,404	0,596	0,688	0,205	0,322	0,398
82.800	-	-	-	-	-	-	-0,659	-1,211	-1,564	-	-	-	-	-	-	0,206	0,323	0,399
83.200	-	-	-	-0,786	-1,406	-1,778	-0,661	-1,213	-1,565	-	-	-	0,406	0,598	0,689	0,206	0,324	0,400
83.600	-	-	-	-	-	-	-0,662	-1,214	-1,567	-	-	-	-	-	-	0,207	0,324	0,401
84.000	-	-	-	-0,789	-1,409	-1,780	-0,663	-1,215	-1,568	-	-	-	0,408	0,600	0,692	0,208	0,325	0,402
84.400	-	-	-	-	-	-	-0,665	-1,217	-1,570	-	-	-	-	-	-	0,209	0,326	0,403
84.800	-	-	-	-0,792	-1,413	-1,784	-0,666	-1,218	-1,571	-	-	-	0,410	0,602	0,694	0,210	0,327	0,404
85.200	-	-	-	-	-	-	-0,667	-1,220	-1,573	-	-	-	-	-	-	0,211	0,328	0,405
85.600	-	-	-	-0,794	-1,417	-1,787	-0,668	-1,221	-1,574	-	-	-	0,412	0,604	0,696	0,211	0,329	0,406
86.000	-	-	-	-	-	-	-0,669	-1,223	-1,576	-	-	-	-	-	-	0,212	0,330	0,406
86.400	-	-	-	-0,797	-1,420	-1,791	-0,671	-1,224	-1,577	-	-	-	0,413	0,606	0,698	0,213	0,331	0,407
86.800	-	-	-	-	-	-	-0,672	-1,226	-1,579	-	-	-	-	-	-	0,213	0,331	0,408
87.200	-	-	-	-0,799	-1,423	-1,794	-0,674	-1,227	-1,581	-	-	-	0,415	0,608	0,700	0,214	0,332	0,409
87.600	-	-	-	-	-	-	-0,676	-1,229	-1,583	-	-	-	-	-	-	0,214	0,333	0,410
88.000	-	-	-	-0,802	-1,427	-1,798	-0,677	-1,231	-1,584	-	-	-	0,417	0,610	0,702	0,215	0,333	0,410
88.400	-	-	-	-	-	-	-0,677	-1,232	-1,586	-	-	-	-	-	-	0,216	0,334	0,411
88.800	-	-	-	-0,805	-1,430	-1,801	-0,679	-1,234	-1,587	-	-	-	0,418	0,612	0,705	0,216	0,335	0,412
89.200	-	-	-	-	-	-	-0,681	-1,235	-1,589	-	-	-	-	-	-	0,217	0,336	0,413
89.600	-	-	-	-0,808	-1,433	-1,805	-0,682	-1,236	-1,590	-	-	-	0,420	0,615	0,707	0,218	0,336	0,414
90.000	-	-	-	-	-	-	-0,683	-1,238	-1,592	-	-	-	-	-	-	0,218	0,337	0,414

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
90.400	-	-	-	-0,811	-1,436	-1,808	-0,684	-1,240	-1,593	-	-	-	0,422	0,617	0,709	0,219	0,338	0,415
90.800	-	-	-	-	-	-	-0,686	-1,241	-1,595	-	-	-	-	-	-	0,220	0,339	0,416
91.200	-	-	-	-0,814	-1,440	-1,811	-0,687	-1,243	-1,596	-	-	-	0,424	0,619	0,711	0,221	0,340	0,417
91.600	-	-	-	-	-	-	-0,689	-1,244	-1,598	-	-	-	-	-	-	0,221	0,341	0,418
92.000	-	-	-	-0,816	-1,443	-1,814	-0,690	-1,246	-1,600	-	-	-	0,425	0,621	0,713	0,222	0,342	0,419
92.400	-	-	-	-	-	-	-0,691	-1,247	-1,601	-	-	-	-	-	-	0,223	0,342	0,420
92.800	-	-	-	-0,819	-1,447	-1,818	-0,692	-1,248	-1,602	-	-	-	0,427	0,623	0,715	0,223	0,343	0,421
93.200	-	-	-	-	-	-	-0,693	-1,250	-1,604	-	-	-	-	-	-	0,224	0,344	0,422
93.600	-	-	-	-0,823	-1,450	-1,821	-0,694	-1,252	-1,606	-	-	-	0,429	0,625	0,717	0,225	0,345	0,422
94.000	-	-	-	-	-	-	-0,696	-1,253	-1,607	-	-	-	-	-	-	0,226	0,346	0,423
94.400	-	-	-	-0,825	-1,454	-1,824	-0,697	-1,255	-1,609	-	-	-	0,431	0,627	0,720	0,227	0,347	0,424
94.800	-	-	-	-	-	-	-0,699	-1,256	-1,610	-	-	-	-	-	-	0,227	0,348	0,425
95.200	-	-	-	-0,828	-1,457	-1,828	-0,700	-1,258	-1,612	-	-	-	0,433	0,629	0,722	0,228	0,348	0,426
95.600	-	-	-	-	-	-	-0,701	-1,259	-1,613	-	-	-	-	-	-	0,229	0,350	0,427
96.000	-	-	-	-0,831	-1,460	-1,831	-0,703	-1,261	-1,615	-	-	-	0,435	0,632	0,724	0,230	0,350	0,428
96.400	-	-	-	-	-	-	-0,703	-1,262	-1,616	-	-	-	-	-	-	0,230	0,351	0,429
96.800	-	-	-	-0,833	-1,463	-1,835	-0,705	-1,263	-1,618	-	-	-	0,437	0,634	0,726	0,231	0,352	0,430
97.200	-	-	-	-	-	-	-0,706	-1,265	-1,619	-	-	-	-	-	-	0,232	0,353	0,431
97.600	-	-	-	-0,836	-1,466	-1,838	-0,707	-1,266	-1,620	-	-	-	0,438	0,636	0,728	0,232	0,354	0,432
98.000	-	-	-	-	-	-	-0,708	-1,268	-1,622	-	-	-	-	-	-	0,233	0,355	0,433
98.400	-	-	-	-0,838	-1,469	-1,841	-0,710	-1,269	-1,623	-	-	-	0,440	0,638	0,731	0,234	0,356	0,433
98.800	-	-	-	-	-	-	-0,711	-1,271	-1,625	-	-	-	-	-	-	0,235	0,357	0,434
99.200	-	-	-	-0,840	-1,472	-1,845	-0,712	-1,272	-1,626	-	-	-	0,442	0,640	0,733	0,235	0,358	0,435
99.600	-	-	-	-	-	-	-0,714	-1,274	-1,628	-	-	-	-	-	-	0,236	0,358	0,436
100.000	-	-	-	-0,842	-1,475	-1,847	-0,715	-1,275	-1,629	-	-	-	0,444	0,642	0,735	0,237	0,359	0,437
100.400	-	-	-	-	-	-	-0,716	-1,276	-1,631	-	-	-	-	-	-	0,238	0,360	0,438
100.800	-	-	-	-0,845	-1,479	-1,851	-0,718	-1,278	-1,632	-	-	-	0,446	0,645	0,737	0,239	0,361	0,439
101.200	-	-	-	-	-	-	-0,719	-1,279	-1,634	-	-	-	-	-	-	0,240	0,362	0,440
101.600	-	-	-	-0,847	-1,482	-1,853	-0,721	-1,281	-1,635	-	-	-	0,448	0,647	0,739	0,240	0,363	0,441
102.000	-	-	-	-	-	-	-0,722	-1,283	-1,637	-	-	-	-	-	-	0,241	0,364	0,442
102.400	-	-	-	-0,850	-1,485	-1,857	-0,723	-1,284	-1,638	-	-	-	0,450	0,649	0,742	0,242	0,365	0,443
102.800	-	-	-	-	-	-	-0,724	-1,286	-1,639	-	-	-	-	-	-	0,243	0,366	0,444
103.200	-	-	-	-0,853	-1,489	-1,860	-0,726	-1,287	-1,641	-	-	-	0,452	0,652	0,744	0,244	0,367	0,445
103.600	-	-	-	-	-	-	-0,728	-1,289	-1,643	-	-	-	-	-	-	0,244	0,368	0,446
104.000	-	-	-	-0,855	-1,492	-1,863	-0,728	-1,290	-1,644	-	-	-	0,454	0,654	0,747	0,245	0,369	0,447
104.400	-	-	-	-	-	-	-0,729	-1,291	-1,645	-	-	-	-	-	-	0,246	0,370	0,448
104.800	-	-	-	-0,858	-1,495	-1,867	-0,730	-1,292	-1,647	-	-	-	0,456	0,656	0,749	0,247	0,371	0,449
105.200	-	-	-	-	-	-	-0,732	-1,294	-1,648	-	-	-	-	-	-	0,248	0,371	0,450

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
105.600	-	-	-	-0,860	-1,498	-1,870	-0,732	-1,296	-1,650	-	-	-	0,458	0,659	0,751	0,248	0,373	0,451
106.000	-	-	-	-	-	-	-0,735	-1,296	-1,651	-	-	-	-	-	-	0,249	0,373	0,451
106.400	-	-	-	-0,862	-1,501	-1,873	-0,735	-1,298	-1,652	-	-	-	0,460	0,661	0,754	0,250	0,374	0,452
106.800	-	-	-	-	-	-	-0,735	-1,299	-1,654	-	-	-	-	-	-	0,250	0,375	0,453
107.200	-	-	-	-0,865	-1,504	-1,877	-0,737	-1,300	-1,655	-	-	-	0,462	0,663	0,756	0,251	0,376	0,454
107.600	-	-	-	-	-	-	-0,739	-1,302	-1,657	-	-	-	-	-	-	0,252	0,377	0,455
108.000	-	-	-	-0,867	-1,507	-1,880	-0,740	-1,303	-1,658	-	-	-	0,464	0,666	0,759	0,253	0,378	0,457
108.400	-	-	-	-	-	-	-0,741	-1,305	-1,659	-	-	-	-	-	-	0,254	0,379	0,458
108.800	-	-	-	-0,870	-1,510	-1,883	-0,742	-1,306	-1,661	-	-	-	0,466	0,668	0,761	0,255	0,380	0,458
109.200	-	-	-	-	-	-	-0,743	-1,308	-1,662	-	-	-	-	-	-	0,256	0,381	0,459
109.600	-	-	-	-0,873	-1,514	-1,886	-0,745	-1,309	-1,664	-	-	-	0,468	0,671	0,763	0,256	0,382	0,461
110.000	-	-	-	-	-	-	-0,746	-1,311	-1,665	-	-	-	-	-	-	0,257	0,383	0,462
110.400	-	-	-	-0,875	-1,517	-1,889	-0,747	-1,312	-1,666	-	-	-	0,470	0,673	0,766	0,258	0,384	0,462
110.800	-	-	-	-	-	-	-0,748	-1,313	-1,668	-	-	-	-	-	-	0,259	0,385	0,463
111.200	-	-	-	-0,878	-1,520	-1,892	-0,750	-1,315	-1,669	-	-	-	0,472	0,675	0,768	0,260	0,386	0,464
111.600	-	-	-	-	-	-	-0,751	-1,316	-1,671	-	-	-	-	-	-	0,260	0,387	0,465
112.000	-	-	-	-0,880	-1,523	-1,895	-0,752	-1,318	-1,672	-	-	-	0,474	0,678	0,771	0,261	0,388	0,466
112.400	-	-	-	-	-	-	-0,754	-1,319	-1,674	-	-	-	-	-	-	0,262	0,389	0,467
112.800	-	-	-	-0,883	-1,526	-1,899	-0,754	-1,320	-1,675	-	-	-	0,476	0,680	0,773	0,263	0,390	0,468
113.200	-	-	-	-	-	-	-0,756	-1,322	-1,676	-	-	-	-	-	-	0,264	0,390	0,469
113.600	-	-	-	-0,885	-1,529	-1,902	-0,757	-1,323	-1,678	-	-	-	0,478	0,682	0,775	0,264	0,391	0,470
114.000	-	-	-	-	-	-	-0,758	-1,325	-1,679	-	-	-	-	-	-	0,265	0,392	0,471
114.400	-	-	-	-0,888	-1,533	-1,905	-0,759	-1,326	-1,681	-	-	-	0,480	0,685	0,778	0,266	0,393	0,472
114.800	-	-	-	-	-	-	-0,760	-1,327	-1,682	-	-	-	-	-	-	0,267	0,394	0,473
115.200	-	-	-	-0,890	-1,535	-1,908	-0,762	-1,329	-1,683	-	-	-	0,482	0,687	0,780	0,268	0,395	0,474
115.600	-	-	-	-	-	-	-0,763	-1,330	-1,685	-	-	-	-	-	-	0,268	0,396	0,475
116.000	-	-	-	-0,893	-1,539	-1,912	-0,764	-1,331	-1,686	-	-	-	0,484	0,689	0,782	0,269	0,397	0,476
116.400	-	-	-	-	-	-	-0,765	-1,333	-1,688	-	-	-	-	-	-	0,270	0,398	0,477
116.800	-	-	-	-0,896	-1,542	-1,915	-0,766	-1,334	-1,689	-	-	-	0,486	0,691	0,785	0,271	0,399	0,478
117.200	-	-	-	-	-	-	-0,767	-1,335	-1,690	-	-	-	-	-	-	0,271	0,400	0,479
117.600	-	-	-	-0,899	-1,545	-1,919	-0,769	-1,337	-1,692	-	-	-	0,487	0,693	0,787	0,272	0,401	0,480
118.000	-	-	-	-	-	-	-0,770	-1,338	-1,693	-	-	-	-	-	-	0,273	0,402	0,481
118.400	-	-	-	-0,901	-1,548	-1,922	-0,771	-1,339	-1,695	-	-	-	0,490	0,696	0,789	0,274	0,403	0,482
118.800	-	-	-	-	-	-	-0,772	-1,341	-1,696	-	-	-	-	-	-	0,274	0,403	0,483
119.200	-	-	-	-0,904	-1,552	-1,925	-0,774	-1,342	-1,698	-	-	-	0,491	0,698	0,791	0,275	0,404	0,484
119.600	-	-	-	-	-	-	-0,774	-1,344	-1,699	-	-	-	-	-	-	0,276	0,405	0,485
120.000	-	-	-	-0,906	-1,555	-1,928	-0,776	-1,345	-1,700	-	-	-	0,493	0,700	0,794	0,277	0,406	0,485
120.400	-	-	-	-	-	-	-0,777	-1,346	-1,702	-	-	-	-	-	-	0,278	0,407	0,486

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
120.800	-	-	-	-0,909	-1,558	-1,931	-0,778	-1,348	-1,703	-	-	-	0,495	0,703	0,796	0,278	0,408	0,487
121.200	-	-	-	-	-	-	-0,779	-1,349	-1,705	-	-	-	-	-	-	0,279	0,409	0,489
121.600	-	-	-	-0,912	-1,561	-1,935	-0,780	-1,350	-1,706	-	-	-	0,497	0,705	0,799	0,280	0,410	0,489
122.000	-	-	-	-	-	-	-0,782	-1,352	-1,707	-	-	-	-	-	-	0,281	0,411	0,490
122.400	-	-	-	-0,914	-1,564	-1,938	-0,783	-1,353	-1,709	-	-	-	0,499	0,707	0,801	0,282	0,412	0,491
122.800	-	-	-	-	-	-	-0,784	-1,355	-1,710	-	-	-	-	-	-	0,282	0,413	0,492
123.200	-	-	-	-0,917	-1,567	-1,941	-0,785	-1,356	-1,712	-	-	-	0,501	0,710	0,803	0,283	0,414	0,493
123.600	-	-	-	-	-	-	-0,787	-1,358	-1,713	-	-	-	-	-	-	0,284	0,414	0,494
124.000	-	-	-	-0,919	-1,570	-1,944	-0,788	-1,359	-1,715	-	-	-	0,503	0,712	0,806	0,285	0,415	0,495
124.400	-	-	-	-	-	-	-0,789	-1,360	-1,716	-	-	-	-	-	-	0,285	0,416	0,496
124.800	-	-	-	-0,922	-1,573	-1,947	-0,790	-1,362	-1,718	-	-	-	0,505	0,714	0,808	0,286	0,417	0,497
125.200	-	-	-	-	-	-	-0,791	-1,363	-1,719	-	-	-	-	-	-	0,287	0,418	0,498
125.600	-	-	-	-0,925	-1,576	-1,950	-0,793	-1,365	-1,721	-	-	-	0,507	0,717	0,810	0,288	0,419	0,499
126.000	-	-	-	-	-	-	-0,794	-1,366	-1,722	-	-	-	-	-	-	0,289	0,420	0,500
126.400	-	-	-	-0,927	-1,580	-1,954	-0,795	-1,367	-1,724	-	-	-	0,509	0,719	0,813	0,289	0,421	0,501
126.800	-	-	-	-	-	-	-0,796	-1,369	-1,725	-	-	-	-	-	-	0,290	0,422	0,502
127.200	-	-	-	-0,928	-1,583	-1,957	-0,798	-1,371	-1,726	-	-	-	0,511	0,721	0,815	0,291	0,423	0,503
127.600	-	-	-	-	-	-	-0,799	-1,372	-1,728	-	-	-	-	-	-	0,292	0,424	0,504
128.000	-	-	-	-0,932	-1,586	-1,961	-0,800	-1,373	-1,729	-	-	-	0,513	0,724	0,817	0,293	0,425	0,505
128.400	-	-	-	-	-	-	-0,801	-1,375	-1,731	-	-	-	-	-	-	0,294	0,426	0,506
128.800	-	-	-	-0,935	-1,590	-1,964	-0,803	-1,376	-1,732	-	-	-	0,515	0,726	0,820	0,294	0,427	0,507
129.200	-	-	-	-	-	-	-0,804	-1,377	-1,734	-	-	-	-	-	-	0,295	0,428	0,508
129.600	-	-	-	-0,938	-1,593	-1,967	-0,806	-1,379	-1,735	-	-	-	0,517	0,728	0,822	0,296	0,429	0,509
130.000	-	-	-	-	-	-	-0,806	-1,381	-1,737	-	-	-	-	-	-	0,297	0,430	0,510
130.400	-	-	-	-0,941	-1,596	-1,971	-0,807	-1,382	-1,738	-	-	-	0,519	0,730	0,824	0,298	0,431	0,511
130.800	-	-	-	-	-	-	-0,808	-1,383	-1,739	-	-	-	-	-	-	0,298	0,432	0,512
131.200	-	-	-	-0,944	-1,600	-1,974	-0,810	-1,385	-1,741	-	-	-	0,521	0,733	0,827	0,299	0,433	0,513
131.600	-	-	-	-	-	-	-0,811	-1,386	-1,743	-	-	-	-	-	-	0,300	0,434	0,514
132.000	-	-	-	-0,946	-1,603	-1,977	-0,811	-1,387	-1,744	-	-	-	0,523	0,735	0,829	0,301	0,434	0,515
132.400	-	-	-	-	-	-	-0,814	-1,389	-1,745	-	-	-	-	-	-	0,302	0,435	0,516
132.800	-	-	-	-0,949	-1,606	-1,981	-0,815	-1,390	-1,746	-	-	-	0,525	0,737	0,832	0,302	0,436	0,516
133.200	-	-	-	-	-	-	-0,815	-1,391	-1,748	-	-	-	-	-	-	0,303	0,437	0,518
133.600	-	-	-	-0,951	-1,609	-1,984	-0,817	-1,393	-1,749	-	-	-	0,527	0,740	0,834	0,304	0,438	0,518
134.000	-	-	-	-	-	-	-0,818	-1,394	-1,751	-	-	-	-	-	-	0,305	0,439	0,519
134.400	-	-	-	-0,954	-1,612	-1,987	-0,820	-1,396	-1,752	-	-	-	0,529	0,742	0,837	0,306	0,440	0,520
134.800	-	-	-	-	-	-	-0,820	-1,397	-1,753	-	-	-	-	-	-	0,306	0,441	0,521
135.200	-	-	-	-0,957	-1,615	-1,991	-0,822	-1,398	-1,755	-	-	-	0,531	0,744	0,839	0,307	0,442	0,522
135.600	-	-	-	-	-	-	-0,823	-1,398	-1,755	-	-	-	-	-	-	0,308	0,443	0,523

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.10: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Längsdehnung [mm/m]									Querdehnung [mm/m]								
	D1-P1			D4-P1			D4-P3			D1-P1			D4-P1			D4-P3		
	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>max</sub>
136.000	-	-	-	-0,959	-1,618	-1,994	-0,823	-1,400	-1,757	-	-	-	0,533	0,747	0,841	0,309	0,444	0,524
136.400	-	-	-	-	-	-	-0,824	-1,401	-1,758	-	-	-	-	-	-	0,310	0,445	0,525
136.800	-	-	-	-0,962	-1,622	-1,998	-0,825	-1,403	-1,759	-	-	-	0,535	0,749	0,844	0,310	0,446	0,526
137.200	-	-	-	-	-	-	-0,826	-1,404	-1,761	-	-	-	-	-	-	0,311	0,447	0,527
137.600	-	-	-	-0,964	-1,625	-2,001	-0,827	-1,405	-1,762	-	-	-	0,537	0,752	0,847	0,312	0,448	0,528
138.000	-	-	-	-	-	-	-0,829	-1,407	-1,764	-	-	-	-	-	-	0,312	0,448	0,529
138.400	-	-	-	-0,966	-1,628	-2,003	-0,830	-1,408	-1,765	-	-	-	0,541	0,756	0,850	0,313	0,449	0,530
138.800	-	-	-	-	-	-	-0,831	-1,409	-1,766	-	-	-	-	-	-	0,314	0,450	0,531
139.200	-	-	-	-0,968	-1,630	-2,006	-0,833	-1,411	-1,768	-	-	-	0,543	0,759	0,853	0,315	0,451	0,532
139.600	-	-	-	-	-	-	-0,833	-1,412	-1,769	-	-	-	-	-	-	0,316	0,452	0,533
140.000	-	-	-	-0,971	-1,633	-2,009	-0,835	-1,414	-1,770	-	-	-	0,545	0,761	0,856	0,316	0,453	0,534
140.400	-	-	-	-	-	-	-0,836	-1,415	-1,772	-	-	-	-	-	-	0,317	0,454	0,535
140.800	-	-	-	-0,973	-1,636	-2,012	-0,837	-1,416	-1,773	-	-	-	0,547	0,764	0,859	0,318	0,455	0,536
141.200	-	-	-	-	-	-	-0,838	-1,418	-1,775	-	-	-	-	-	-	0,319	0,456	0,537
141.600	-	-	-	-0,976	-1,640	-2,016	-0,840	-1,419	-1,776	-	-	-	0,550	0,767	0,861	0,319	0,457	0,538
142.000	-	-	-	-	-	-	-0,841	-1,421	-1,778	-	-	-	-	-	-	0,320	0,458	0,539
142.400	-	-	-	-0,978	-1,643	-2,019	-0,842	-1,422	-1,779	-	-	-	0,552	0,769	0,864	0,321	0,459	0,539
143.200	-	-	-	-0,981	-1,646	-2,023	-	-	-	-	-	-	0,554	0,772	0,866	-	-	-
144.000	-	-	-	-0,984	-1,649	-2,026	-	-	-	-	-	-	0,555	0,774	0,868	-	-	-
144.800	-	-	-	-0,986	-1,652	-2,029	-	-	-	-	-	-	0,558	0,776	0,871	-	-	-
145.600	-	-	-	-0,990	-1,656	-2,033	-	-	-	-	-	-	0,559	0,778	0,873	-	-	-
146.400	-	-	-	-0,993	-1,660	-2,037	-	-	-	-	-	-	0,561	0,780	0,875	-	-	-
147.200	-	-	-	-0,995	-1,662	-2,040	-	-	-	-	-	-	0,563	0,783	0,878	-	-	-
148.000	-	-	-	-0,997	-1,665	-2,043	-	-	-	-	-	-	0,567	0,787	0,882	-	-	-
148.800	-	-	-	-1,001	-1,669	-2,046	-	-	-	-	-	-	0,569	0,789	0,884	-	-	-
149.600	-	-	-	-1,003	-1,672	-2,049	-	-	-	-	-	-	0,571	0,791	0,887	-	-	-
150.400	-	-	-	-1,006	-1,675	-2,052	-	-	-	-	-	-	0,573	0,794	0,889	-	-	-

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.11: Ergebnisse der tiefenabhängigen Luftpermeabilitätsmessungen an Bohrkernsegmenten aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.2.1)

Tiefenbereich [cm]	Referenz		vorgeschädigt	
	Permeabilitätskoeffizient [ $10^{-16} \text{ m}^2$ ]	Standardabweichung	Permeabilitätskoeffizient [ $10^{-16} \text{ m}^2$ ]	Standardabweichung
0-5	1,977	0,307	2,249	0,131
5-10	1,155	0,193	1,321	0,182
10-15	0,820	0,080	0,798	0,014
15-20	0,867	0,127	0,855	0,166

Tabelle B.12: Ergebnisse der tiefenabhängigen Porositätsmessungen an Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.2.1)

Tiefenbereich [cm]	Gesamtporosität [%]	Standardabweichung
0-5	13,25	0,12
5-10	12,42	0,12
10-17	12,43	0,11
17-22	12,54	0,27
22-27	12,36	0,15

Tabelle B.13: Ergebnisse der Luftpermeabilitätsmessungen an Bohrkernen aus großformatigen Prismen (vgl. Abschnitt 5.2.1)

Betonart	Referenz (D1-P2/D4-P2)		vorgeschädigt (D1-P1/D4-P1)	
	Permeabilitätskoeffizient [ $10^{-16} \text{ m}^2$ ]	Standardabweichung	Permeabilitätskoeffizient [ $10^{-16} \text{ m}^2$ ]	Standardabweichung
D1	1,210	0,296	6,793	2,138
D4	1,530	0,581	3,004	1,707

Tabelle B.14: Ergebnisse der Rissmikroskopischen Untersuchungen an Dünnschliffen aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.2.2)

Tiefenbereich [mm]	Referenz		vorgeschädigt	
	Risshäufigkeit bezogen auf Zementsteinanteil [%]	Mittlere Rissbreite [ $\mu\text{m}$ ]	Risshäufigkeit bezogen auf Zementsteinanteil [%]	Mittlere Rissbreite [ $\mu\text{m}$ ]
0-2,4	5,1	6,7	6,5	9,1
10-12,4	3,5	4,6	6,9	5,4
20-22,4	4,1	4,9	6,1	4,3
30-32,4	3,6	5,1	5,4	4,4
40-42,4	4,2	4,0	8,4	4,4
50-52,4	4,2	5,1	5,6	4,6
60-62,4	4,3	4,2	7,9	3,9
70-72,4	3,0	4,9	8,6	4,5

Tabelle B.15: Ergebnisse der Rissmikroskopischen Untersuchungen an Dünnschliffen aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.2.2)

Tiefenbereich [mm]	Referenz		vorgeschädigt	
	Risshäufigkeit bezogen auf Zementsteinanteil [%]	Mittlere Rissbreite [ $\mu\text{m}$ ]	Risshäufigkeit bezogen auf Zementsteinanteil [%]	Mittlere Rissbreite [ $\mu\text{m}$ ]
10-12,4	4,6	5,4	8,9	6,7
20-22,4	5,1	5,0	10,0	7,2
30-32,4	3,1	5,1	10,0	7,1
40-42,4	5,1	6,2	9,5	6,4
50-52,4	4,0	5,2	8,2	8,1
60-62,4	3,6	5,3	9,2	6,6
70-72,4	6,0	6,7	9,1	6,5

Tabelle B.16: Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Saugzeit [h]	Referenz		vorgeschädigt	
	Mittlere Aufnahme [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ]	Standardabweichung	Mittlere Aufnahme [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ]	Standardabweichung
0	0,000	0,000	0,000	0,000
3	1,452	0,072	1,515	0,033
24	2,600	0,107	2,721	0,051
120	3,746	0,108	4,083	0,165
168	4,135	0,105	4,419	0,224
500	5,537	0,156	6,155	0,353

Tabelle B.17: Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Saugzeit [h]	Referenz		vorgeschädigt	
	Mittlere Aufnahme [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ]	Standardabweichung	Mittlere Aufnahme [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ]	Standardabweichung
0	0,000	0,000	0,000	0,000
3	1,155	0,072	1,230	0,058
24	2,064	0,183	2,267	0,101
120	3,152	0,274	3,381	0,157
168	3,374	0,282	3,640	0,162
500	4,237	0,440	4,600	0,275

Tabelle B.18: Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Messtiefe [mm]	Permittivität [F/m] ( $\bar{x}$ =Mittelwert, $\sigma$ =Standardabweichung)																							
	Referenz										vorgeschiedigt													
	0 h		3 h		24 h		120 h		168 h		504 h		0 h		3 h		24 h		120 h		168 h		504 h	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
15	4,87	0,10	5,97	0,33	6,15	0,32	6,15	0,31	6,15	0,29	6,18	0,30	4,79	0,15	5,85	0,19	6,27	0,24	6,28	0,14	6,27	0,16	6,27	0,22
25	5,26	0,04	5,50	0,07	6,38	0,10	6,44	0,12	6,46	0,15	6,43	0,13	5,08	0,28	5,59	0,17	6,44	0,27	6,45	0,28	6,41	0,25	6,44	0,27
35	5,28	0,08	5,32	0,07	6,18	0,16	6,41	0,10	6,41	0,14	6,45	0,14	5,12	0,25	5,17	0,24	6,29	0,41	6,46	0,55	6,46	0,56	6,53	0,62
50	5,50	0,12	5,51	0,11	5,55	0,10	6,30	0,15	6,40	0,16	6,61	0,20	5,32	0,24	5,31	0,23	5,55	0,22	6,32	0,34	6,35	0,39	6,52	0,43
65	5,53	0,17	5,53	0,16	5,54	0,15	5,80	0,05	5,99	0,05	6,49	0,11	5,32	0,28	5,31	0,27	5,34	0,25	5,90	0,23	6,05	0,21	6,36	0,28
80	5,76	0,19	5,75	0,19	5,75	0,18	5,79	0,20	5,81	0,21	6,17	0,23	5,65	0,17	5,64	0,16	5,65	0,16	5,75	0,12	5,87	0,05	6,35	0,08

Tabelle B.19: Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Messtiefe [mm]	Permittivität [F/m] ( $\bar{x}$ =Mittelwert, $\sigma$ =Standardabweichung)																							
	Referenz										vorgeschiedigt													
	0 h		3 h		24 h		120 h		168 h		504 h		0 h		3 h		24 h		120 h		168 h		504 h	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
15	5,05	0,29	6,11	0,34	6,32	0,31	6,33	0,34	6,36	0,38	6,30	0,36	5,11	0,13	6,23	0,15	6,52	0,18	6,57	0,21	6,53	0,22	6,47	0,23
25	5,13	0,23	5,22	0,21	6,03	0,18	6,11	0,19	6,12	0,24	6,04	0,20	5,30	0,20	5,59	0,21	6,54	0,28	6,61	0,29	6,50	0,30	6,55	0,35
35	5,21	0,50	5,26	0,44	5,77	0,49	6,30	0,76	6,31	0,65	6,28	0,58	5,35	0,16	5,40	0,23	6,35	0,32	6,61	0,34	6,60	0,30	6,59	0,32
50	5,40	0,41	5,37	0,43	5,41	0,43	5,98	0,47	5,98	0,47	6,06	0,46	5,68	0,22	5,65	0,21	5,81	0,14	6,56	0,30	6,52	0,29	6,56	0,32
65	5,29	0,17	5,27	0,16	5,23	0,16	5,59	0,31	5,69	0,29	5,91	0,29	5,45	0,32	5,40	0,36	5,43	0,40	6,03	0,49	6,10	0,51	6,30	0,50
80	5,39	0,21	5,38	0,17	5,39	0,22	5,35	0,21	5,36	0,21	5,68	0,14	5,85	0,07	5,86	0,08	5,83	0,08	5,94	0,06	6,00	0,05	6,36	0,06

Tabelle B.20: Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags im Anschluss an die kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Messtiefe [mm]	LIBS-Signalintensität [w. E.] ( $\bar{x}$ =Mittelwert, $\sigma$ =Standardabweichung)							
	Referenz				vorgeschädigt			
	Na		Cl		Na		Cl	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	2,30348	0,26253	1,03727	0,00092	2,47467	0,08440	1,03541	0,00221
1	2,25692	0,21398	1,03741	0,00074	2,38417	0,14792	1,03679	0,00185
2	2,24673	0,22918	1,03739	0,00061	2,32532	0,12221	1,03706	0,00095
3	2,24040	0,19236	1,03682	0,00186	2,27555	0,17908	1,03693	0,00283
4	2,24904	0,17451	1,03623	0,00091	2,24576	0,23750	1,03686	0,00074
5	2,26445	0,23989	1,03550	0,00109	2,22701	0,24129	1,03657	0,00126
6	2,27350	0,16538	1,03495	0,00101	2,22285	0,21514	1,03659	0,00063
7	2,27740	0,20887	1,03454	0,00128	2,22878	0,27712	1,03609	0,00173
8	2,27107	0,15443	1,03399	0,00151	2,23219	0,20162	1,03597	0,00065
9	2,26312	0,14867	1,03345	0,00177	2,23910	0,18430	1,03553	0,00019
10	2,25274	0,15320	1,03301	0,00032	2,24687	0,23380	1,03504	0,00145
11	2,25098	0,19554	1,03266	0,00060	2,25003	0,24578	1,03469	0,00099
12	2,25020	0,19370	1,03223	0,00107	2,24817	0,22094	1,03435	0,00152
13	2,25011	0,25076	1,03187	0,00165	2,24574	0,19779	1,03369	0,00048
14	2,24001	0,23916	1,03171	0,00116	2,23999	0,16040	1,03320	0,00173
15	2,22569	0,21494	1,03159	0,00070	2,23208	0,17085	1,03282	0,00172
16	2,20278	0,14570	1,03145	0,00103	2,22514	0,20425	1,03231	0,00155
17	2,18066	0,26767	1,03137	0,00227	2,21536	0,12654	1,03195	0,00163
18	2,15892	0,15750	1,03128	0,00046	2,20822	0,18103	1,03173	0,00242
19	2,14564	0,16704	1,03118	0,00239	2,20029	0,16266	1,03122	0,00215
20	2,13581	0,18789	1,03104	0,00164	2,18970	0,17657	1,03100	0,00204
21	2,13456	0,21165	1,03066	0,00206	2,17920	0,20407	1,03061	0,00103
22	2,13199	0,20967	1,03034	0,00197	2,16811	0,17443	1,03032	0,00148
23	2,12831	0,17057	1,03011	0,00059	2,15295	0,17056	1,02995	0,00220
24	2,12118	0,17650	1,03002	0,00108	2,13930	0,13033	1,02984	0,00096
25	2,11203	0,23337	1,02990	0,00134	2,13097	0,19557	1,02958	0,00145
26	2,08981	0,13235	1,02962	0,00106	2,11904	0,14770	1,02940	0,00146
27	2,06693	0,19952	1,02940	0,00120	2,11286	0,13660	1,02924	0,00121
28	2,04392	0,17070	1,02913	0,00201	2,10456	0,13614	1,02896	0,00117
29	2,02575	0,12684	1,02879	0,00159	2,09243	0,18394	1,02879	0,00172
30	2,01043	0,12294	1,02839	0,00206	2,07356	0,07847	1,02878	0,00089
31	2,00933	0,12756	1,02820	0,00106	2,05373	0,09994	1,02847	0,00054
32	2,01232	0,14326	1,02804	0,00058	2,03032	0,12973	1,02834	0,00129
33	2,02023	0,17805	1,02788	0,00128	2,01531	0,10219	1,02830	0,00162
34	2,02405	0,18849	1,02803	0,00171	2,00579	0,13258	1,02813	0,00139
35	2,02680	0,18436	1,02775	0,00142	1,99934	0,10912	1,02800	0,00090
36	2,02599	0,18305	1,02746	0,00046	1,99835	0,13543	1,02795	0,00161
37	2,02465	0,19169	1,02733	0,00128	1,99935	0,16279	1,02784	0,00081
38	2,02380	0,13691	1,02720	0,00126	1,99323	0,15016	1,02790	0,00222
39	2,02749	0,15871	1,02707	0,00183	1,98464	0,04853	1,02784	0,00140
40	2,03569	0,23522	1,02703	0,00111	1,97913	0,11195	1,02771	0,00060
41	2,04097	0,15179	1,02697	0,00065	1,97148	0,11791	1,02750	0,00105
42	2,04155	0,24574	1,02686	0,00111	1,96381	0,09464	1,02762	0,00091
43	2,03566	0,23674	1,02687	0,00021	1,96006	0,09516	1,02758	0,00187
44	2,02545	0,19155	1,02688	0,00078	1,95476	0,12822	1,02736	0,00130
45	2,00801	0,20189	1,02672	0,00044	1,94796	0,09455	1,02738	0,00068
46	1,99140	0,11845	1,02682	0,00115	1,94383	0,07651	1,02744	0,00077
47	1,98324	0,12591	1,02686	0,00112	1,94042	0,06582	1,02723	0,00102
48	1,98026	0,18001	1,02691	0,00096	1,93549	0,10659	1,02712	0,00064
49	1,98134	0,13303	1,02701	0,00106	1,93575	0,06370	1,02688	0,00053
50	1,98789	0,15599	1,02702	0,00086	1,93473	0,06464	1,02675	0,00050
51	1,99720	0,16034	1,02691	0,00019	1,93501	0,07602	1,02655	0,00082
52	1,99957	0,13066	1,02700	0,00190	1,93658	0,08741	1,02654	0,00236
53	2,00029	0,18563	1,02703	0,00065	1,94293	0,11894	1,02648	0,00258
54	1,99859	0,18810	1,02709	0,00069	1,94885	0,05681	1,02649	0,00057
55	1,99434	0,15670	1,02710	0,00018	1,95943	0,14123	1,02674	0,00067

Fortsetzung auf der nächsten Seite

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.20: Fortsetzung

Messtiefe [mm]	LIBS-Signalintensität [w. E.] ( $\bar{x}$ =Mittelwert, $\sigma$ =Standardabweichung)							
	Referenz				vorgeschiedigt			
	Na		Cl		Na		Cl	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
56	1,98952	0,13830	1,02710	0,00058	1,96704	0,09578	1,02675	0,00142
57	1,99396	0,13559	1,02678	0,00141	1,97330	0,12882	1,02685	0,00129
58	2,00338	0,19402	1,02668	0,00059	1,97554	0,19833	1,02699	0,00176
59	2,01711	0,14405	1,02663	0,00015	1,97318	0,13875	1,02695	0,00221
60	2,03793	0,16610	1,02653	0,00060	1,96677	0,17414	1,02719	0,00185
61	2,05936	0,22008	1,02660	0,00138	1,95876	0,15168	1,02722	0,00095
62	2,07041	0,27953	1,02666	0,00096	1,95013	0,11509	1,02740	0,00283
63	2,07877	0,25311	1,02661	0,00036	1,94285	0,08299	1,02738	0,00074
64	2,08041	0,29807	1,02671	0,00144	1,94008	0,09347	1,02734	0,00126
65	2,07235	0,16972	1,02666	0,00128	1,93884	0,08668	1,02737	0,00063
66	2,05969	0,16234	1,02664	0,00059	1,94079	0,14547	1,02714	0,00173
67	2,04983	0,21860	1,02656	0,00009	1,94671	0,07970	1,02702	0,00065
68	2,03371	0,17323	1,02680	0,00111	1,95605	0,11418	1,02672	0,00019
69	2,02251	0,23269	1,02682	0,00090	1,96702	0,09081	1,02679	0,00145
70	2,01186	0,14701	1,02689	0,00023	1,98046	0,09153	1,02689	0,00099
71	2,00448	0,17517	1,02693	0,00105	1,99398	0,13434	1,02679	0,00152
72	1,99683	0,14555	1,02695	0,00096	2,00390	0,19160	1,02672	0,00048
73	1,99726	0,20108	1,02694	0,00215	2,00808	0,17528	1,02672	0,00173
74	1,99180	0,15848	1,02708	0,00087	2,00850	0,19060	1,02679	0,00172
75	1,99082	0,14140	1,02705	0,00198	2,00583	0,13212	1,02676	0,00155
76	1,98743	0,17922	1,02692	0,00117	2,00197	0,18516	1,02671	0,00163
77	1,98740	0,26268	1,02702	0,00023	2,00201	0,16080	1,02665	0,00242
78	1,98251	0,16525	1,02730	0,00082	2,00479	0,20883	1,02675	0,00215
79	1,98229	0,17092	1,02720	0,00107	2,00537	0,13963	1,02679	0,00204
80	1,97583	0,13894	1,02726	0,00088	2,00411	0,17554	1,02682	0,00103
81	1,97277	0,15667	1,02730	0,00143	2,00491	0,19736	1,02665	0,00148
82	1,96479	0,17808	1,02722	0,00161	1,99971	0,18433	1,02660	0,00220
83	1,95529	0,14022	1,02707	0,00061	1,99216	0,17531	1,02675	0,00096
84	1,94475	0,12474	1,02698	0,00089	1,98876	0,16585	1,02671	0,00145
85	1,94457	0,08311	1,02687	0,00053	1,98998	0,17175	1,02671	0,00146
86	1,94505	0,15313	1,02672	0,00219	1,98776	0,16525	1,02679	0,00121
87	1,95139	0,12409	1,02680	0,00116	1,98806	0,14999	1,02691	0,00117
88	1,96253	0,14192	1,02671	0,00166	1,99065	0,18219	1,02697	0,00172
89	1,97316	0,23424	1,02654	0,00046	1,99397	0,19423	1,02693	0,00089
90	1,97521	0,08280	1,02651	0,00030	1,99479	0,14526	1,02701	0,00054
91	1,97424	0,13193	1,02656	0,00041	1,99934	0,18433	1,02698	0,00129
92	1,96763	0,13125	1,02644	0,00148	2,00269	0,13000	1,02717	0,00162
93	1,95862	0,11685	1,02653	0,00215	2,00314	0,23543	1,02719	0,00139
94	1,95002	0,09127	1,02667	0,00162	1,99814	0,17711	1,02699	0,00090
95	1,94529	0,09524	1,02677	0,00035	1,99135	0,19373	1,02704	0,00161
96	1,94164	0,11733	1,02685	0,00049	1,97947	0,11805	1,02693	0,00081
97	1,94260	0,11597	1,02701	0,00215	1,97007	0,12694	1,02681	0,00222
98	1,94334	0,16123	1,02706	0,00016	1,96503	0,13218	1,02675	0,00140
99	1,94491	0,08235	1,02705	0,00183	1,96342	0,09753	1,02673	0,00060
100	1,94233	0,10679	1,02690	0,00238	1,96571	0,17593	1,02681	0,00105

Tabelle B.21: Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus Balken C1-1 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Mess-tiefe [mm]	Ionengehalt [M.-%] ( $\bar{x}$ =Mittelwert, $\sigma$ =Standardabweichung)							
	Referenz				vorgeschädigt			
	Na		Cl		Na		Cl	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0-10	0,235	0,0071	0,324	0,0202	0,238	0,0197	0,333	0,0170
10-20	0,103	0,0118	0,156	0,0178	0,103	0,0024	0,172	0,0278
20-30	0,085	0,0071	0,069	0,0023	0,087	0,0062	0,090	0,0273
30-45	0,072	0,0024	0,023	0,0015	0,080	0,0071	0,023	0,0016
45-60	0,067	0,0047	0,020	0,0004	0,067	0,0094	0,020	0,0004
60-80	0,060	0,0000	0,020	0,0005	0,058	0,0062	0,019	0,0004

Tabelle B.22: Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Saug-zeit [h]	Referenz		vorgeschädigt	
	Mittlere Aufnahme [kg/m <sup>2</sup> ]	Standard-abweichung	Mittlere Aufnahme [kg/m <sup>2</sup> ]	Standard-abweichung
0	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0,857	0,072	1,089	0,083
24	1,880	0,166	2,393	0,080
72	2,759	0,276	3,491	0,124
168	3,763	0,385	4,714	0,169
500	5,456	0,457	6,812	0,248

Tabelle B.23: Ergebnisse der gravimetrischen Messungen während der kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Saug-zeit [h]	Referenz		vorgeschädigt	
	Mittlere Aufnahme [kg/m <sup>2</sup> ]	Standard-abweichung	Mittlere Aufnahme [kg/m <sup>2</sup> ]	Standard-abweichung
0	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0,948	0,068	0,938	0,053
24	1,992	0,150	2,411	0,517
72	2,793	0,158	3,456	0,406
168	3,459	0,105	4,400	0,530
500	4,427	0,147	5,519	0,669

Tabelle B.24: Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten NMR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit deionisiertem Wasser an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Messtiefe [mm]	NMR-Amplitude [ $10^{-3}$ w. E.] ( $\bar{x}$ =Mittelwert, $\sigma$ =Standardabweichung)																							
	Referenz										vorgeschädigt													
	0 h		3 h		24 h		72 h		168 h		504 h		0 h		3 h		24 h		72 h		168 h		504 h	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	9,17	2,22	22,28	2,71	22,47	2,02	23,89	2,25	23,34	3,05	25,47	3,31	6,60	1,50	23,17	1,31	23,36	0,82	24,85	0,59	23,75	0,53	25,20	0,34
2	11,55	2,35	23,31	2,54	23,82	1,94	25,47	2,44	24,41	2,87	27,08	3,10	8,90	1,54	23,63	1,32	24,32	1,09	26,19	0,29	24,71	0,90	26,38	0,68
4	12,82	2,20	23,26	2,17	24,45	1,32	25,92	2,04	25,29	2,63	27,30	2,77	10,58	1,34	23,25	1,31	24,56	1,10	26,43	0,31	24,95	0,91	26,40	0,74
6	13,27	1,71	21,40	1,49	24,32	0,92	26,00	1,64	25,82	1,88	27,02	2,25	11,09	1,40	22,87	1,36	24,68	0,74	26,18	0,54	25,07	0,40	26,70	0,57
8	14,47	1,88	19,98	1,33	24,33	0,88	26,25	1,54	25,87	1,39	26,55	1,69	12,20	1,37	22,80	1,36	24,94	0,72	26,63	0,65	25,32	0,35	26,51	0,41
10	14,62	2,10	17,38	1,55	23,86	1,11	26,66	1,32	25,90	1,27	26,50	1,46	13,05	1,34	22,11	1,33	25,60	0,82	26,75	0,12	25,99	0,53	26,76	0,43
12	14,74	1,86	15,76	1,57	23,18	1,26	26,53	0,79	26,02	1,13	26,38	0,90	13,88	1,32	20,66	1,45	26,12	0,70	27,18	0,61	26,51	0,32	26,98	0,49
14	14,89	1,56	15,21	1,48	22,29	1,03	26,42	0,58	25,91	0,85	26,10	0,35	14,34	1,34	18,14	1,37	26,00	0,98	27,56	1,17	26,39	0,76	27,04	0,71
16	14,51	1,34	14,66	1,32	21,57	0,75	25,74	0,40	25,78	0,39	25,51	0,33	14,54	1,44	16,38	1,48	25,92	1,25	27,77	1,44	26,31	1,09	26,73	0,68
18	14,25	1,33	14,94	1,31	20,75	0,80	25,05	0,28	25,06	0,37	25,73	0,35	14,21	1,36	14,92	1,42	25,28	1,24	27,78	0,95	25,67	1,07	26,24	0,60
20	14,42	1,33	14,84	1,32	20,62	1,35	24,73	0,34	24,57	0,34	26,05	0,33	14,20	1,32	14,35	1,35	24,94	1,46	27,55	0,98	25,33	1,32	25,88	0,70
22	14,68	1,37	15,47	1,37	20,07	1,75	24,80	0,83	24,48	0,31	26,75	0,38	14,10	1,37	14,29	1,38	25,00	1,48	27,68	0,84	25,39	1,34	25,70	1,03
24	15,04	1,55	15,53	1,32	18,98	1,83	25,22	0,72	24,93	0,50	27,19	0,67	13,99	1,39	14,85	1,31	25,47	0,76	27,43	0,74	25,52	1,51	26,14	1,03
26	15,39	1,66	15,64	1,36	17,93	1,40	25,38	0,38	25,99	0,70	27,59	0,95	14,49	1,33	14,83	1,43	25,36	0,72	27,04	0,66	26,42	1,64	26,84	1,28
28	15,89	1,77	16,09	1,32	17,19	1,51	25,01	0,54	25,71	0,42	27,63	0,54	14,74	1,53	14,98	1,43	25,17	1,07	27,40	1,15	27,15	1,35	27,54	1,66
30	16,07	1,45	16,32	1,31	17,09	1,77	24,77	1,40	25,79	0,74	27,96	0,51	15,02	1,56	14,80	1,48	24,91	1,69	27,65	1,45	27,36	1,32	27,86	2,00
32	16,26	1,47	16,64	1,31	16,60	1,55	23,99	1,98	25,77	1,44	28,04	0,86	15,24	1,53	15,22	1,35	23,35	1,17	28,00	1,39	27,02	1,10	27,50	2,01
34	16,64	1,39	16,71	1,35	16,77	1,83	22,70	2,18	25,41	1,76	27,81	0,87	15,41	1,73	15,67	1,53	21,71	1,19	27,48	1,24	26,62	0,89	27,36	1,86
36	16,45	1,46	16,79	1,31	16,35	1,62	21,44	1,55	24,54	1,15	27,02	0,42	15,13	1,58	15,53	1,41	19,97	0,95	26,89	1,01	26,31	0,73	27,04	1,21
38	16,42	1,37	16,57	1,32	16,14	1,43	20,24	1,34	24,04	0,38	26,35	0,42	15,23	1,75	15,30	1,39	18,06	0,88	26,13	0,32	26,28	0,54	27,02	1,14
40	16,35	1,39	16,65	1,33	15,93	1,43	19,20	1,64	23,36	0,61	26,01	0,79	15,35	1,74	15,32	1,53	16,74	0,85	25,39	0,37	26,61	0,40	26,94	1,13
42	16,18	1,31	16,50	1,34	15,33	1,67	18,71	1,53	22,65	1,39	25,90	1,39	15,29	1,45	15,52	1,64	15,73	1,10	24,60	0,38	26,24	0,64	26,92	1,11
44	15,80	1,33	16,13	1,49	15,26	1,33	17,84	1,80	22,24	1,91	25,40	1,56	15,53	1,35	15,53	1,68	15,98	1,10	23,81	0,57	25,86	0,87	26,88	1,29
46	15,86	1,33	16,07	1,48	15,38	1,80	17,60	1,71	21,60	2,12	25,16	1,40	15,03	1,31	15,21	1,80	15,50	1,42	22,38	0,51	26,25	0,37	26,45	1,36
48	15,93	1,34	16,51	1,57	15,46	1,63	17,22	1,35	21,02	2,47	25,12	1,23	14,90	1,31	15,44	1,72	15,33	1,17	21,18	0,45	24,83	1,40	26,43	1,34
50	16,55	1,31	16,44	1,62	15,72	1,64	17,54	0,83	20,94	2,52	25,33	1,07	14,91	1,33	15,08	1,74	15,40	1,28	19,96	0,62	24,55	1,64	26,48	1,33
52	16,43	1,35	16,65	1,41	15,57	1,75	17,26	0,78	20,47	2,04	25,33	1,18	14,92	1,36	14,86	1,76	15,15	1,28	18,83	0,59	24,34	1,47	26,35	1,41
54	16,00	1,31	16,52	1,46	15,72	1,67	17,04	0,47	19,56	1,90	24,82	1,25	14,74	1,35	15,10	1,55	15,32	0,98	17,81	0,87	24,06	1,54	26,30	1,25
56	15,74	1,32	16,07	1,38	15,56	1,50	16,41	0,36	18,36	1,71	23,98	1,03	14,48	1,31	14,88	1,66	15,41	0,81	17,00	0,66	23,43	1,05	25,94	1,00
58	16,03	1,34	15,83	1,31	14,98	1,49	15,79	0,25	17,38	1,35	23,35	0,83	14,68	1,34	14,71	1,41	15,11	0,83	16,32	0,32	22,75	0,67	25,73	0,72
60	15,26	1,42	15,51	1,34	14,75	1,55	15,50	0,28	16,23	1,34	22,49	0,51	14,44	1,32	14,78	1,34	15,41	0,71	15,79	0,16	22,33	0,37	25,39	0,43
62	14,91	1,43	14,92	1,31	14,76	1,50	14,93	0,07	15,59	1,02	21,94	0,54	14,95	1,62	14,92	1,33	15,07	0,76	15,45	0,13	21,62	0,33	25,09	0,31
64	14,92	1,39	14,81	1,32	14,28	1,43	14,74	0,05	15,27	0,49	21,14	0,63	14,54	1,67	15,01	1,32	15,59	0,69	15,43	0,07	20,78	0,33	24,95	0,32
66	15,03	1,45	14,98	1,39	14,64	1,16	15,28	0,28	15,18	0,50	21,03	0,76	15,00	1,47	15,11	1,31	15,41	0,74	15,39	0,08	19,92	0,34	24,59	0,36
68	14,84	1,44	14,94	1,31	14,32	0,92	15,25	0,05	15,03	0,33	20,65	0,71	15,26	1,43	15,27	1,39	15,85	0,76	15,24	0,06	19,10	0,36	24,84	0,37
70	14,65	1,48	14,78	1,31	14,12	0,85	15,26	0,26	15,02	0,61	20,42	1,04	15,10	1,37	15,34	1,39	15,73	0,71	15,33	0,05	18,27	0,31	25,17	0,43
72	14,64	1,58	14,42	1,32	13,83	0,75	15,26	0,64	14,84	0,59	19,80	1,20	15,25	1,35	15,96	1,51	16,24	0,73	15,54	0,28	17,55	0,33	25,23	0,56
74	14,50	1,46	14,50	1,46	13,76	0,85	14,84	0,73	14,40	0,69	18,77	0,78	15,25	1,36	15,33	1,62	15,95	0,72	14,90	0,37	16,57	0,49	25,00	0,60
76	14,32	1,53	14,32	1,53	13,44	0,88	14,44	0,71	13,96	0,81	17,76	0,62	15,41	1,32	15,53	1,52	15,80	0,76	15,06	0,16	16,01	0,60	24,43	0,64
78	13,58	1,57	13,58	1,57	13,39	0,94	13,87	0,86	13,50	0,94	16,44	0,39	15,27	1,43	15,41	1,46	15,96	0,94	14,92	0,59	15,80	0,62	23,85	0,77
80	13,32	1,38	13,32	1,38	13,19	1,15	13,19	0,53	13,46	0,33	15,85	0,52	15,21	1,42	15,02	1,38	15,22	0,91	14,86	0,55	15,19	0,93	23,31	0,95
82	13,24	1,33	13,24	1,33	13,06	1,33	13,07	0,05	13,24	0,34	15,45	0,64	15,30	1,37	14,97	1,40	14,98	0,97	14,95	0,42	14,88	0,71	22,46	1,02
84	13,60	1,32	13,60	1,32	13,06	1,62	13,37	0,53	13,13	0,82	15,80	0,69	15,06	1,32	14,63	1,37	15,00	0,96	14,71	0,19	14,31	0,76	21,45	0,94
86	14,35	1,47	14,35	1,47	13,82	1,48	13,87	1,00	13,67	0,92	16,31	0,67	14,86	1,41	14,66	1,34	14,67	0,92	14,51	0,52	14,36	0,68	20,48	0,75

Tabelle B.25: Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten NMR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während der kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Messtiefe [mm]	NMR-Amplitude [ $10^{-3}$ w. E.] ( $\bar{x}$ =Mittelwert, $\sigma$ =Standardabweichung)																							
	Referenz										vorgeschädigt													
	0 h		3 h		24 h		72 h		168 h		504 h		0 h		3 h		24 h		72 h		168 h		504 h	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	10,70	1,14	22,42	2,09	23,60	1,86	23,87	2,23	24,34	2,01	25,36	1,77	9,67	0,93	21,64	1,30	23,08	1,47	23,66	1,92	24,02	1,08	24,24	1,49
2	12,11	1,64	22,95	2,94	25,25	2,46	25,52	2,76	25,99	2,58	26,80	2,67	11,17	0,70	22,74	0,84	24,70	0,77	25,29	1,45	25,58	1,18	25,73	1,47
4	12,73	1,81	22,43	2,96	26,20	2,55	26,48	2,83	26,94	2,66	27,22	3,10	12,20	0,69	23,31	0,75	25,52	0,42	26,10	1,30	26,57	1,36	26,64	1,50
6	13,28	1,84	20,88	2,33	26,57	2,54	26,84	2,82	27,31	2,65	26,91	2,64	12,99	0,71	23,74	0,71	26,37	0,77	26,95	1,46	27,13	1,63	27,53	1,43
8	13,10	1,42	19,06	1,90	26,56	2,10	26,80	2,61	27,26	2,43	26,69	2,65	13,53	0,75	23,51	0,70	26,60	0,85	27,18	1,50	28,18	1,73	28,52	1,51
10	13,68	1,14	16,54	1,10	26,72	1,97	26,48	2,41	26,95	2,21	26,53	2,35	14,06	0,77	22,98	0,75	26,93	0,95	27,51	1,56	28,56	1,69	29,26	1,31
12	14,21	1,03	15,04	0,88	26,71	1,62	26,17	1,75	26,64	1,46	26,51	1,95	14,05	0,71	21,51	0,80	26,99	0,32	27,57	1,27	28,55	1,34	29,54	1,03
14	15,11	0,90	15,03	0,97	26,51	1,58	26,22	1,41	27,61	0,77	27,20	1,32	14,14	0,70	19,75	0,81	27,36	0,10	27,94	1,24	28,42	1,08	29,11	0,80
16	16,08	0,69	15,50	0,70	27,36	1,11	27,37	1,24	28,37	0,89	28,64	0,79	14,58	0,81	17,27	0,73	27,36	0,69	28,11	1,25	28,21	1,14	29,18	0,88
18	16,65	0,78	16,56	0,74	28,11	0,66	28,26	1,24	29,46	1,10	29,93	0,81	14,79	0,87	15,24	0,96	27,28	1,13	28,59	1,57	28,09	1,23	28,71	1,04
20	17,48	0,76	17,09	0,84	28,36	0,67	29,19	1,26	30,18	1,10	30,90	1,13	15,03	0,94	14,89	1,10	27,08	1,34	28,68	1,93	28,07	1,39	28,73	1,22
22	17,59	0,91	17,51	0,81	27,44	0,67	29,40	1,25	30,37	1,35	31,43	1,24	14,63	1,04	14,60	1,13	26,21	1,62	28,44	2,21	28,24	1,20	28,82	1,19
24	17,87	0,71	17,55	0,78	25,53	0,96	29,58	1,24	30,74	1,45	32,00	1,30	14,83	0,78	14,61	1,06	24,94	1,83	27,94	2,19	27,93	1,39	28,52	1,08
26	17,91	0,79	17,82	0,78	23,47	0,45	29,57	1,29	30,46	1,13	31,80	1,21	14,54	0,72	14,32	1,07	23,42	2,22	27,16	2,27	27,52	1,44	28,40	1,28
28	17,77	0,74	17,74	0,75	21,73	0,55	28,95	1,23	29,64	0,79	31,57	1,13	14,34	0,86	14,08	1,27	21,77	3,30	26,48	2,41	27,07	1,78	28,08	1,29
30	17,48	0,72	17,47	0,77	20,33	0,11	27,30	1,29	28,39	0,77	30,84	0,89	13,86	0,83	13,64	1,36	20,68	3,95	25,79	2,52	26,65	2,09	27,66	1,61
32	16,74	0,75	17,04	0,70	19,31	0,05	25,22	1,42	27,60	0,77	29,48	0,80	13,36	0,91	13,54	1,26	19,96	3,87	25,51	1,95	26,23	2,03	27,20	1,86
34	16,76	0,74	16,82	0,72	18,16	0,08	23,35	1,38	26,42	0,80	28,61	0,88	13,33	0,77	13,40	1,02	18,98	3,73	25,78	1,34	26,07	1,71	26,72	1,59
36	16,60	0,92	16,46	0,80	18,09	0,35	21,75	1,53	25,63	0,79	28,36	1,02	13,66	0,74	14,02	0,78	18,61	2,87	26,28	1,27	26,59	1,02	26,91	1,37
38	16,65	0,86	16,21	0,78	18,10	0,24	20,49	1,64	25,01	0,79	27,80	1,07	13,91	0,79	13,76	0,69	18,14	2,45	26,63	1,43	27,13	0,83	27,40	0,83
40	16,28	0,95	16,18	0,71	17,88	0,10	19,13	1,58	24,00	0,81	26,99	0,99	14,42	0,76	14,24	0,70	18,00	1,92	27,14	1,25	27,09	0,77	27,90	0,77
42	15,85	1,18	15,82	0,84	17,57	0,54	17,83	1,54	22,93	0,89	25,67	0,87	14,68	0,70	14,38	0,88	17,26	1,76	26,86	1,30	26,96	0,81	28,08	0,82
44	15,94	1,56	15,27	0,86	16,72	0,50	16,84	1,60	21,26	0,95	24,67	0,82	14,58	0,70	14,70	0,84	16,96	1,31	25,94	1,88	26,29	1,13	27,82	0,77
46	15,31	1,77	15,61	0,91	16,44	0,82	15,92	1,57	19,90	0,86	23,50	0,93	14,45	0,91	14,31	1,20	16,68	1,14	24,57	2,84	25,64	1,77	27,47	1,16
48	15,48	1,85	15,49	1,02	16,01	0,56	15,49	1,38	18,88	0,84	22,54	0,81	14,46	1,25	14,33	1,27	16,07	0,79	23,77	3,08	25,20	2,45	26,93	2,00
50	15,39	1,66	15,53	0,73	16,05	0,11	15,42	1,49	18,08	0,80	22,33	1,15	14,09	1,12	14,22	1,16	15,90	0,79	22,76	3,29	25,18	2,60	26,66	2,25
52	15,84	1,71	15,70	0,85	16,04	0,42	15,10	1,31	17,13	0,79	21,68	1,25	14,09	1,21	14,30	1,17	15,66	0,39	21,75	2,83	24,58	2,31	26,18	2,02
54	15,89	1,37	16,21	0,70	16,39	0,20	15,47	1,27	16,80	0,91	21,31	1,49	13,83	1,08	13,88	0,99	15,63	0,18	20,95	2,45	24,27	2,28	25,96	1,61
56	15,80	1,22	15,97	0,69	16,25	0,06	15,34	1,29	16,64	0,84	20,22	1,56	14,24	0,88	14,10	0,81	15,40	0,32	20,09	2,39	24,01	1,78	25,85	1,23
58	15,51	1,59	15,64	0,76	15,81	0,20	14,96	1,23	15,77	0,77	19,21	1,43	14,48	0,69	14,62	0,78	15,03	0,51	19,51	1,87	24,21	1,43	26,26	0,90
60	15,30	1,88	15,26	0,70	15,25	0,16	14,75	1,24	15,35	0,78	18,47	1,37	14,57	0,70	14,82	0,69	14,69	0,36	18,94	1,59	24,33	0,97	26,36	0,93
62	15,26	2,21	14,83	0,72	14,76	0,07	14,25	1,24	15,04	1,06	17,57	1,18	15,19	1,01	15,04	0,75	15,02	0,32	18,48	1,25	24,75	0,79	26,42	1,41
64	15,19	1,97	14,86	0,96	14,85	0,52	14,15	1,33	14,87	1,06	17,01	1,11	15,77	1,29	15,29	1,07	15,06	0,40	18,05	1,41	24,60	1,02	27,01	2,07
66	15,15	1,82	14,84	0,84	14,70	0,76	13,90	1,32	14,84	1,09	16,88	1,30	15,83	1,76	15,43	1,33	15,45	0,16	18,01	1,95	25,03	1,03	27,01	2,54
68	15,53	1,60	15,20	0,99	14,82	0,86	14,52	1,50	15,00	1,20	17,05	1,15	16,39	1,62	16,16	1,64	15,94	0,14	17,72	2,03	24,60	0,99	27,35	3,03
70	15,89	1,39	15,66	1,14	15,20	0,87	14,15	1,54	15,15	1,08	17,05	0,87	16,26	1,54	16,10	1,75	16,15	0,39	17,40	2,05	24,03	0,99	27,27	2,61
72	15,82	1,33	15,57	1,20	15,44	0,91	14,39	1,51	15,19	1,14	16,97	0,96	16,67	1,51	16,34	1,83	16,61	0,52	17,51	1,97	23,03	0,95	26,89	2,69
74	15,67	1,51	15,25	1,01	15,26	0,91	14,25	1,41	15,13	1,07	16,96	0,99	16,43	1,44	16,35	1,71	17,00	1,57	17,63	2,05	22,39	0,83	26,50	2,44
76	15,71	1,50	15,23	0,78	15,44	0,88	14,51	1,40	15,08	1,04	17,01	1,15	16,55	1,45	16,12	1,36	16,76	1,17	17,44	1,82	21,22	0,92	25,79	1,97
78	15,34	1,58	15,24	0,75	15,53	0,39	14,40	1,24	15,37	0,92	16,76	0,78	16,26	1,25	16,28	1,39	16,93	1,20	17,07	1,71	20,00	0,83	25,25	1,76
80	15,22	1,57	15,11	0,80	15,36	0,21	14,17	1,24	14,89	0,87	16,36	0,77	15,94	1,53	16,04	1,25	16,68	1,04	17,12	1,85	19,19	1,04	24,38	1,86
82	15,19	1,73	14,81	0,79	15,19	0,25	14,22	1,27	15,07	0,92	15,75	0,78	15,57	1,54	15,72	1,68	16,37	1,53	16,48	1,71	18,10	1,42	23,50	1,76
84	15,34	1,74	14,84	0,90	14,65	0,49	14,03	1,26	14,58	1,09	15,50	0,82	15,26	1,40	15,29	1,52	15,94	1,35	16,44	1,89	17,69	1,50	22,55	1,48
86	15,26	1,76	15,01	1,07	14,49	0,79	14,04	1,56	14,52	1,18	15,56	0,97	15,01	1,42	15,30	1,19	15,94	0,97	15,83	2,01	17,70	1,51	21,76	1,15

B Tabellarische Messergebnisse

*Tabelle B.26: Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags im Anschluss an die kapillaren Saugversuche mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.3.1)*

Messtiefe [mm]	LIBS-Signalintensität [w. E.]			
	Referenz		vorgeschiedigt	
	Na	Cl	Na	Cl
0	2,2769	1,1239	2,2595	1,1171
1	2,1347	1,1224	2,1414	1,1185
2	2,0899	1,1147	2,1067	1,1132
3	2,0390	1,1087	2,0487	1,1092
4	2,0120	1,1012	2,0440	1,1039
5	2,0191	1,0939	2,0411	1,0977
6	2,0246	1,0890	2,0397	1,0922
7	2,0270	1,0852	2,0396	1,0878
8	2,0323	1,0822	2,0419	1,0846
9	2,0359	1,0800	2,0450	1,0820
10	2,0336	1,0781	2,0481	1,0795
11	2,0174	1,0757	2,0495	1,0779
12	2,0076	1,0729	2,0553	1,0766
13	1,9949	1,0709	2,0594	1,0759
14	1,9776	1,0686	2,0605	1,0751
15	1,9551	1,0659	2,0621	1,0743
16	1,9360	1,0640	2,0607	1,0738
17	1,9122	1,0622	2,0627	1,0735
18	1,8809	1,0599	2,0632	1,0733
19	1,8521	1,0573	2,0635	1,0725
20	1,8302	1,0551	2,0560	1,0713
21	1,8077	1,0533	2,0526	1,0702
22	1,7886	1,0515	2,0498	1,0693
23	1,7768	1,0497	2,0320	1,0684
24	1,7681	1,0484	2,0145	1,0675
25	1,7546	1,0474	2,0022	1,0667
26	1,7420	1,0463	1,9898	1,0657
27	1,7325	1,0454	1,9695	1,0639
28	1,7227	1,0445	1,9531	1,0619
29	1,7155	1,0435	1,9396	1,0598
30	1,7104	1,0428	1,9212	1,0579
31	1,7056	1,0421	1,9051	1,0564
32	1,6990	1,0413	1,8881	1,0555
33	1,6929	1,0407	1,8650	1,0550
34	1,6872	1,0400	1,8414	1,0542
35	1,6808	1,0399	1,8186	1,0533
36	1,6729	1,0397	1,7910	1,0526
37	1,6678	1,0390	1,7651	1,0523
38	1,6647	1,0386	1,7481	1,0519
39	1,6583	1,0382	1,7348	1,0519
40	1,6464	1,0376	1,7232	1,0515
41	1,6355	1,0371	1,7191	1,0509
42	1,6257	1,0367	1,7183	1,0500
43	1,6132	1,0366	1,7207	1,0490
44	1,6020	1,0367	1,7211	1,0476
45	1,5957	1,0367	1,7198	1,0463
46	1,5898	1,0367	1,7164	1,0453
47	1,5847	1,0369	1,7106	1,0446
48	1,5818	1,0373	1,7042	1,0439
49	1,5782	1,0377	1,6969	1,0429
50	1,5755	1,0379	1,6897	1,0423
51	1,5749	1,0381	1,6814	1,0417
52	1,5723	1,0381	1,6751	1,0411
53	1,5671	1,0381	1,6691	1,0405
54	1,5719	1,0379	1,6572	1,0400
55	1,5722	1,0380	1,6440	1,0393
56	1,5649	1,0378	1,6308	1,0387

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.26: Fortsetzung

Messtiefe [mm]	LIBS-Signalintensität [w. E.]			
	Referenz		vorgeschädigt	
	Na	Cl	Na	Cl
57	1,5608	1,0375	1,6169	1,0381
58	1,5609	1,0373	1,6022	1,0377
59	1,5537	1,0371	1,5886	1,0372
60	1,5430	1,0368	1,5793	1,0370
61	1,5455	1,0367	1,5721	1,0369
62	1,5504	1,0369	1,5663	1,0371
63	1,5502	1,0371	1,5620	1,0372
64	1,5534	1,0372	1,5587	1,0372
65	1,5603	1,0372	1,5564	1,0370
66	1,5660	1,0372	1,5525	1,0366
67	1,5673	1,0369	1,5502	1,0361
68	1,5672	1,0366	1,5504	1,0356
69	1,5677	1,0366	1,5478	1,0353
70	1,5657	1,0365	1,5400	1,0354
71	1,5620	1,0368	1,5366	1,0355
72	1,5583	1,0371	1,5409	1,0354
73	1,5580	1,0376	1,5427	1,0354
74	1,5574	1,0378	1,5438	1,0356
75	1,5535	1,0378	1,5486	1,0357
76	1,5526	1,0375	1,5560	1,0361
77	1,5528	1,0373	1,5594	1,0367
78	1,5516	1,0371	1,5603	1,0373
79	1,5502	1,0369	1,5596	1,0375
80	1,5526	1,0367	1,5596	1,0376
81	1,5532	1,0370	1,5595	1,0374
82	1,5541	1,0372	1,5561	1,0371
83	1,5608	1,0377	1,5533	1,0367
84	1,5731	1,0378	1,5527	1,0368
85	1,5748	1,0379	1,5544	1,0367
86	1,5717	1,0380	1,5552	1,0367
87	1,5673	1,0380	1,5534	1,0367
88	1,5593	1,0380	1,5501	1,0368
89	1,5503	1,0379	1,5487	1,0369
90	1,5430	1,0380	1,5468	1,0369
91	1,5432	1,0379	1,5457	1,0369
92	1,5449	1,0379	1,5431	1,0370
93	1,5469	1,0379	1,5391	1,0371
94	1,5467	1,0379	1,5357	1,0370
95	1,5479	1,0381	1,5342	1,0366
96	1,5494	1,0384	1,5352	1,0364
97	1,5511	1,0384	1,5379	1,0366
98	1,5529	1,0386	1,5442	1,0369
99	1,5557	1,0387	1,5515	1,0372
100	1,9423	1,0269	1,9657	1,0268

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.27: Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach den kapillaren Saugversuchen mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an Proben aus den Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.3.1)

Mess- tiefe [mm]	Ionengehalt [M.-%] (PK= Prüfkörper)									
	Referenz					vorgeschädigt				
	Na		Cl		PK2	Na		Cl		PK2
PK1	PK2	PK1	PK2	PK1		PK2	PK1	PK2		
0-10	0,210	0,205	0,325	0,308		0,218	0,215	0,332	0,381	
10-20	0,080	0,070	0,138	0,146		0,075	0,090	0,216	0,133	
20-30	0,065	0,060	0,042	0,068		0,070	0,065	0,150	0,052	
30-45	0,050	0,045	0,017	0,023		0,060	0,045	0,076	0,021	
45-60	0,045	0,040	0,016	0,015		0,050	0,040	0,024	0,016	
60-80	0,040	0,030	0,017	0,015		0,035	0,040	0,015	0,017	

Tabelle B.28: Dehnungen an der Ober- und Unterseite sowie Schallemissionsaktivität des Balkens D1-2 während der ersten trocken durchgeführten Lastwechsel des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung (vgl. Abschnitt 5.3.2)

Anzahl Lastwechsel	Dehnungen [µm/m] (GL=Grundlast, OS=Oberspannung)						Schallemissions- aktivität belastete Probe [Hits]
	belastete Probe				unbelastete Referenz		
	Oberseite		Unterseite		Oberseite	Unterseite	
	GL	OS	GL	OS	-	-	
2	0,0	57,8	0,0	-58,6	0,0	0,0	3401
4	8,8	62,3	-1,6	-61,3	1,4	0,1	586
6	5,3	62,7	-2,3	-62,1	0,4	0,0	443
8	9,7	65,4	-2,7	-62,4	1,7	-0,2	179
10	11,1	65,8	-3,4	-63,3	1,7	-0,5	250
12	9,8	65,5	-3,6	-63,6	1,6	-0,6	164
14	7,8	64,2	-4,1	-64,1	1,8	-0,8	210
16	10,5	65,3	-4,4	-64,4	2,3	-1,2	74
50.000	15,8	70,9	-7,4	-67,1	3,6	-1,2	20
100.000	17,9	72,8	-8,4	-68,0	4,0	-1,2	16
150.000	19,7	74,6	-9,3	-68,8	4,2	-1,0	4
200.000	21,2	75,8	-10,1	-69,5	4,2	-0,8	11
250.000	21,9	76,6	-10,4	-69,8	3,8	-0,5	7
300.000	20,9	74,8	-10,5	-70,0	1,9	-0,1	12
350.000	18,1	72,5	-10,7	-70,2	-1,1	0,3	10
400.000	15,8	70,1	-11,1	-70,6	-3,8	0,3	43
450.000	14,0	68,5	-11,6	-71,2	-5,8	-0,1	12
500.000	13,3	67,8	-12,2	-71,9	-7,3	-0,6	6
550.000	13,1	67,8	-12,9	-72,5	-8,4	-1,1	11
600.000	13,5	68,0	-13,4	-73,0	-9,1	-1,6	11
650.000	15,3	70,6	-14,1	-73,6	-8,1	-2,1	13
700.000	18,3	73,0	-14,5	-74,0	-6,2	-2,5	9
750.000	20,9	75,6	-14,6	-74,1	-4,6	-2,6	8
800.000	22,9	77,4	-14,6	-74,1	-3,6	-2,3	6
850.000	24,2	78,6	-14,4	-73,9	-2,7	-1,8	14
900.000	24,3	78,6	-14,2	-73,7	-2,4	-1,3	12
950.000	24,3	78,7	-14,1	-73,7	-2,5	-1,0	11

Tabelle B.29: Dehnungen an der Ober- und Unterseite des Balkens D1-2 während der reinen Beaufschlagung mit NaCl-Lösung ohne mechanische Belastung im Rahmen des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung (vgl. Abschnitt 5.3.2)

Saug- Zeit [d]	Dehnungen [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] (GL=Grundlast, OS=Oberspannung)					
	belastete Probe				unbelastete Referenz	
	Oberseite		Unterseite		Oberseite	Unterseite
	GL	OS	GL	OS	-	-
0,0212	24,8	-	-16,3	-	-5,3	-2,4
0,0630	27,7	-	-21,2	-	-8,7	-6,4
0,1047	31,8	-	-24,7	-	-10,4	-9,5
0,1464	35,7	-	-27,6	-	-9,8	-11,9
0,1880	39,0	-	-30,0	-	-8,3	-13,9
0,2297	42,0	-	-32,1	-	-6,6	-15,6
0,2714	44,7	-	-34,1	-	-4,7	-17,2
0,3130	47,1	-	-35,9	-	-2,9	-18,7
0,3547	49,4	-	-37,7	-	-1,3	-20,2
0,3964	51,5	-	-39,7	-	-0,3	-21,9
0,4380	53,6	-	-41,5	-	0,9	-23,4
0,4797	55,8	-	-43,2	-	2,5	-24,8
0,5214	57,5	-	-44,8	-	3,7	-26,0
0,5630	59,1	-	-46,3	-	4,8	-27,1
0,6047	60,5	-	-47,7	-	5,7	-28,2
0,6464	61,6	-	-49,1	-	6,5	-29,4
0,6880	62,5	-	-50,5	-	7,1	-30,5
0,7297	63,4	-	-51,8	-	7,7	-31,7
0,7714	64,3	-	-53,1	-	8,3	-32,9
0,8130	65,2	-	-54,4	-	9,0	-34,2
0,8547	66,1	-	-55,7	-	9,8	-35,4
0,8964	67,4	-	-57,0	-	10,7	-36,7
0,9380	68,8	-	-58,2	-	11,6	-38,0
0,9797	70,1	-	-59,4	-	12,5	-39,1
1,0214	71,4	-	-60,5	-	13,5	-40,3
1,0630	72,8	-	-61,6	-	14,6	-41,4
1,1047	74,8	-	-62,7	-	15,8	-42,4
1,1464	76,2	-	-63,7	-	17,0	-43,5
1,1880	77,8	-	-64,7	-	18,3	-44,5
1,2297	79,5	-	-65,6	-	20,1	-45,5
1,2714	81,2	-	-66,5	-	22,0	-46,5
1,3130	82,9	-	-67,4	-	23,9	-47,4
1,3547	84,8	-	-68,2	-	25,8	-48,2
1,3964	86,5	-	-68,9	-	27,4	-48,9
1,4380	88,2	-	-69,6	-	28,8	-49,5
1,4797	89,9	-	-70,3	-	30,1	-50,1
1,5214	91,5	-	-70,9	-	31,4	-50,6
1,5630	92,8	-	-71,5	-	32,4	-51,0
1,6047	93,9	-	-72,1	-	33,4	-51,5
1,6464	95,2	-	-72,7	-	34,5	-52,0
1,6880	96,5	-	-73,3	-	35,6	-52,5
1,7297	97,8	-	-73,9	-	36,6	-53,0
1,7714	99,1	-	-74,5	-	37,6	-53,6
1,8130	100,4	-	-75,1	-	38,7	-54,1
1,8547	101,9	-	-75,7	-	39,9	-54,8
1,8964	103,5	-	-76,3	-	41,1	-55,4
1,9380	105,2	-	-76,9	-	42,3	-55,9
1,9797	106,8	-	-77,4	-	43,4	-56,4
2,0214	108,5	-	-77,9	-	44,6	-56,9
2,0630	110,3	-	-78,5	-	45,9	-57,4
2,1047	112,2	-	-79,0	-	47,6	-58,0
2,1464	114,0	-	-79,5	-	49,3	-58,5
2,1880	115,8	-	-80,0	-	50,9	-59,0
2,2297	117,5	-	-80,4	-	52,4	-59,4
2,2714	119,4	-	-80,9	-	54,0	-59,8
2,3130	121,0	-	-81,3	-	55,5	-60,1

Fortsetzung auf der nächsten Seite

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.29: Fortsetzung

Saug- Zeit [d]	Dehnungen [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] (GL=Grundlast, OS=Oberspannung)					
	belastete Probe				unbelastete Referenz	
	Oberseite		Unterseite		Oberseite	Unterseite
	GL	OS	GL	OS	-	-
2,3547	122,5	-	-81,7	-	56,8	-60,5
2,3964	124,0	-	-82,0	-	58,2	-60,7
2,4380	125,5	-	-82,4	-	59,5	-61,0
2,4797	127,1	-	-82,8	-	60,8	-61,3
2,5214	128,6	-	-83,1	-	62,0	-61,5
2,5630	129,8	-	-83,4	-	63,1	-61,7
2,6047	131,1	-	-83,7	-	64,1	-61,9
2,6464	132,4	-	-84,1	-	65,2	-62,2
2,6880	133,7	-	-84,4	-	66,3	-62,5
2,7297	135,0	-	-84,8	-	67,4	-62,8
2,7714	136,4	-	-85,1	-	68,5	-63,0
2,8130	137,7	-	-85,4	-	69,7	-63,3
2,8547	139,1	-	-85,7	-	70,8	-63,6
2,8964	140,5	-	-86,0	-	71,9	-63,8
2,9380	141,8	-	-86,2	-	72,9	-64,1
2,9797	143,1	-	-86,5	-	74,0	-64,3
3,0214	144,3	-	-86,7	-	75,0	-64,5
3,0630	145,5	-	-87,0	-	76,1	-64,7
3,1047	146,7	-	-87,2	-	77,0	-64,9
3,1464	147,7	-	-87,4	-	77,9	-65,0
3,1880	148,6	-	-87,7	-	78,8	-65,2
3,2297	149,5	-	-87,9	-	79,6	-65,4
3,2714	150,4	-	-88,1	-	80,4	-65,6
3,3130	151,1	-	-88,3	-	81,1	-65,7
3,3547	151,7	-	-88,6	-	81,8	-65,9
3,3964	152,4	-	-88,8	-	82,4	-66,1
3,4380	153,1	-	-89,0	-	83,1	-66,2
3,4797	153,7	-	-89,3	-	83,7	-66,4
3,5214	154,5	-	-89,5	-	84,3	-66,6
3,5630	155,3	-	-89,8	-	84,9	-66,9
3,6047	156,1	-	-90,1	-	85,6	-67,1
3,6464	157,0	-	-90,3	-	86,3	-67,4
3,6880	158,0	-	-90,6	-	86,9	-67,6
3,7297	159,0	-	-90,8	-	87,6	-67,9
3,7714	160,0	-	-91,1	-	88,4	-68,1
3,8130	161,0	-	-91,3	-	89,1	-68,3
3,8547	162,1	-	-91,5	-	89,8	-68,5
3,8964	163,1	-	-91,7	-	90,5	-68,7
3,9380	164,1	-	-91,9	-	91,2	-68,9
3,9797	165,0	-	-92,1	-	91,9	-69,1
4,0214	166,0	-	-92,2	-	92,6	-69,3
4,0630	166,9	-	-92,4	-	93,3	-69,5
4,1047	167,7	-	-92,6	-	94,0	-69,6
4,1464	168,5	-	-92,8	-	94,7	-69,8
4,1880	169,1	-	-92,9	-	95,3	-70,0
4,2297	169,7	-	-93,1	-	95,8	-70,1
4,2714	170,2	-	-93,3	-	96,3	-70,3
4,3130	170,6	-	-93,4	-	96,8	-70,4
4,3547	170,3	-	-93,6	-	96,8	-70,5
4,3964	169,8	-	-93,7	-	96,7	-70,7
4,4380	169,1	-	-93,8	-	96,3	-70,8
4,4797	168,8	-	-94,1	-	96,2	-71,0
4,5214	168,8	-	-94,4	-	96,2	-71,2
4,5630	168,8	-	-94,7	-	96,2	-71,5
4,6047	168,8	-	-95,1	-	96,2	-71,8
4,6464	169,0	-	-95,4	-	96,2	-72,1
4,6880	169,3	-	-95,8	-	96,2	-72,4
4,7297	169,7	-	-96,1	-	96,1	-72,7
4,7714	170,2	-	-96,5	-	96,2	-73,1

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.29: Fortsetzung

Saug- Zeit [d]	Dehnungen [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] (GL=Grundlast, OS=Oberspannung)					
	belastete Probe				unbelastete Referenz	
	Oberseite		Unterseite		Oberseite	Unterseite
	GL	OS	GL	OS	-	-
4,8130	170,6	-	-96,8	-	96,3	-73,4
4,8547	171,2	-	-97,2	-	96,5	-73,8
4,8964	171,9	-	-97,5	-	96,8	-74,2
4,9380	172,5	-	-97,7	-	97,0	-74,5
4,9797	173,1	-	-98,0	-	97,2	-74,8
5,0214	173,8	-	-98,3	-	97,5	-75,1
5,0630	175,0	-	-98,6	-	98,0	-75,3
5,1047	176,3	-	-98,9	-	98,7	-75,6
5,1464	177,6	-	-99,2	-	99,4	-75,8
5,1880	178,3	-	-99,4	-	99,7	-76,0
5,2297	178,8	-	-99,5	-	99,9	-76,2
5,2714	179,2	-	-99,7	-	100,0	-76,3
5,3130	179,6	-	-99,8	-	100,1	-76,5
5,3547	179,3	-	-100,0	-	99,8	-76,7
5,3964	178,6	-	-100,1	-	99,2	-76,8
5,4380	177,9	-	-100,3	-	98,6	-77,0
5,4797	177,3	-	-100,5	-	98,0	-77,2
5,5214	176,6	-	-100,8	-	97,3	-77,4
5,5630	176,0	-	-101,1	-	96,5	-77,6
5,6047	175,4	-	-101,4	-	95,9	-77,9
5,6464	174,8	-	-101,8	-	95,3	-78,3
5,6880	174,5	-	-102,2	-	94,9	-78,7
5,7297	174,2	-	-102,6	-	94,6	-79,2
5,7714	174,2	-	-103,0	-	94,3	-79,7
5,8130	174,3	-	-103,4	-	94,3	-80,2
5,8547	174,5	-	-103,9	-	94,5	-80,7
5,8964	174,9	-	-104,3	-	94,8	-81,2
5,9380	175,5	-	-104,6	-	95,2	-81,6
5,9797	176,0	-	-104,9	-	95,6	-82,0
6,0214	176,6	-	-105,1	-	96,1	-82,3
6,0630	177,7	-	-105,4	-	97,1	-82,6
6,1047	178,8	-	-105,6	-	98,2	-82,8
6,1464	179,6	-	-105,8	-	99,2	-83,0
6,1880	180,3	-	-105,9	-	100,0	-83,1
6,2297	180,9	-	-106,0	-	100,7	-83,1
6,2714	181,4	-	-106,1	-	101,3	-83,1
6,3130	181,7	-	-106,1	-	101,8	-83,0
6,3547	181,9	-	-106,1	-	102,1	-83,0
6,3964	182,1	-	-106,2	-	102,3	-82,9
6,4380	182,4	-	-106,2	-	102,6	-82,9
6,4797	182,7	-	-106,3	-	102,9	-82,9
6,5214	183,0	-	-106,4	-	103,1	-83,0
6,5630	183,2	-	-106,4	-	103,2	-82,9
6,6047	182,7	-	-106,5	-	102,9	-82,8
6,6464	182,2	-	-106,6	-	102,5	-82,8
6,6880	182,1	-	-106,9	-	102,1	-82,9
6,7297	182,5	-	-107,2	-	102,1	-83,2
6,7714	183,5	-	-107,5	-	102,5	-83,7
6,8130	186,0	-	-107,9	-	104,0	-84,4
6,8547	189,0	-	-108,2	-	105,9	-85,1
6,8856	190,0	-	-108,3	-	107,8	-85,4

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.30: Dehnungen an der Ober- und Unterseite sowie Schallemissionsaktivität des Balkens D1-2 während der weiteren vier Millionen durchgeführten Lastwechsel mit aufstehender NaCl-Lösung (vgl. Abschnitt 5.3.2)

Anzahl Lastwechsel	Dehnungen [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] (GL=Grundlast, OS=Oberspannung)						Schallemissionsaktivität belastete Probe [Hits]
	belastete Probe				unbelastete Referenz		
	Oberseite		Unterseite		Oberseite	Unterseite	
	GL	OS	GL	OS	-	-	
1.000.000	187,3	241,9	-108,2	-163,8	108,3	-85,5	2212
1.050.000	195,8	248,6	-110,9	-165,9	115,1	-85,4	715
1.100.000	198,6	251,1	-111,3	-166,2	117,0	-84,1	680
1.150.000	201,1	253,4	-111,8	-166,6	118,4	-83,4	573
1.200.000	203,0	255,2	-112,2	-167,0	119,5	-83,0	640
1.250.000	205,8	257,9	-112,6	-167,3	121,2	-82,7	554
1.300.000	208,6	260,7	-112,7	-167,3	122,9	-82,3	500
1.350.000	211,1	263,1	-112,7	-167,3	124,4	-81,9	502
1.400.000	213,1	265,1	-112,8	-167,3	125,7	-81,4	490
1.450.000	213,9	266,1	-112,8	-167,3	126,0	-80,9	563
1.500.000	213,7	266,2	-112,9	-167,5	125,9	-80,8	548
1.550.000	214,5	266,9	-113,4	-167,9	126,8	-81,0	547
1.600.000	215,7	268,1	-113,7	-168,1	127,7	-81,1	596
1.650.000	216,8	269,1	-113,9	-168,4	128,7	-81,0	643
1.700.000	217,8	270,1	-114,2	-168,6	129,5	-81,0	623
1.750.000	218,9	271,1	-114,4	-168,8	130,4	-80,9	616
1.800.000	220,5	272,6	-114,7	-169,1	131,6	-80,8	602
1.850.000	221,9	274,0	-114,9	-169,3	132,6	-80,6	579
1.900.000	223,2	275,3	-115,1	-169,4	133,5	-80,5	562
1.950.000	224,5	276,6	-115,3	-169,6	134,5	-80,4	590
2.000.000	225,9	277,9	-115,5	-169,8	135,6	-80,3	189
2.050.000	227,2	279,1	-115,7	-169,9	136,6	-80,2	382
2.100.000	228,4	280,3	-115,9	-170,1	137,7	-80,2	451
2.150.000	229,6	281,6	-116,0	-170,2	138,8	-80,1	419
2.200.000	230,8	282,8	-116,1	-170,3	139,9	-80,0	462
2.250.000	231,9	283,8	-116,3	-170,4	140,9	-79,9	473
2.300.000	232,8	284,7	-116,4	-170,6	141,8	-79,8	462
2.350.000	233,7	285,6	-116,6	-170,7	142,8	-79,8	437
2.400.000	234,6	286,5	-116,8	-170,9	143,8	-79,8	441
2.450.000	235,5	287,4	-117,0	-171,1	144,7	-79,8	437
2.500.000	236,5	288,4	-117,1	-171,2	145,7	-79,8	440
2.550.000	237,5	289,3	-117,3	-171,4	146,7	-79,8	447
2.600.000	238,5	290,3	-117,4	-171,5	147,6	-79,8	435
2.650.000	239,5	291,3	-117,6	-171,7	148,5	-79,8	409
2.700.000	241,1	292,8	-117,8	-171,9	150,0	-79,9	402
2.750.000	242,7	294,1	-117,9	-172,0	151,5	-80,0	409
2.800.000	244,1	295,6	-118,1	-172,2	152,8	-80,1	419
2.850.000	245,5	297,0	-118,2	-172,4	154,0	-80,1	429
2.900.000	246,9	298,4	-118,3	-172,5	155,2	-80,1	394
2.950.000	248,1	299,6	-118,5	-172,8	156,4	-80,2	412
3.000.000	249,2	300,7	-118,7	-173,0	157,5	-80,3	432
3.050.000	250,4	301,9	-119,0	-173,3	158,7	-80,4	469
3.100.000	251,6	303,2	-119,3	-173,6	159,8	-80,6	451
3.150.000	252,8	304,3	-119,5	-173,9	161,0	-80,7	466
3.200.000	253,2	304,7	-119,7	-174,1	161,5	-80,8	432
3.250.000	253,3	304,9	-120,0	-174,4	161,7	-80,9	472
3.300.000	253,9	305,5	-120,4	-174,8	161,8	-81,1	417
3.350.000	254,4	306,2	-120,9	-175,3	161,8	-81,4	457
3.400.000	254,9	306,7	-121,3	-175,8	162,2	-81,8	437
3.450.000	255,5	307,4	-121,8	-176,3	162,7	-82,2	398
3.500.000	256,2	308,0	-122,3	-176,7	163,3	-82,6	848
3.550.000	256,7	308,5	-122,7	-177,2	163,8	-83,0	1805
3.600.000	257,2	309,1	-123,2	-177,7	164,3	-83,4	381
3.650.000	257,8	309,7	-123,6	-178,1	164,9	-83,8	369
3.700.000	258,4	310,3	-124,0	-178,6	165,3	-84,2	413
3.750.000	258,6	310,5	-124,5	-179,0	165,3	-84,5	446

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.30: Fortsetzung

Anzahl Lastwechsel	Dehnungen [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] (GL=Grundlast, OS=Oberspannung)						Schallemissionsaktivität belastete Probe [Hits]
	belastete Probe				unbelastete Referenz		
	Oberseite		Unterseite		Oberseite	Unterseite	
	GL	OS	GL	OS	-	-	
3.800.000	258,8	310,8	-124,9	-179,5	165,1	-84,8	483
3.850.000	258,8	310,8	-125,4	-180,0	164,8	-85,2	448
3.900.000	259,1	311,1	-126,0	-180,6	164,7	-85,7	496
3.950.000	259,2	311,3	-126,5	-181,1	164,7	-86,2	502
4.000.000	258,9	311,0	-127,0	-181,6	164,3	-86,7	487
4.050.000	258,9	311,0	-127,5	-182,1	164,1	-87,1	489
4.100.000	258,9	311,0	-128,1	-182,7	164,1	-87,6	441
4.150.000	258,9	311,0	-128,7	-183,3	164,1	-88,1	457
4.200.000	258,8	310,9	-129,4	-184,0	163,9	-88,8	484
4.250.000	258,9	310,9	-130,2	-184,7	163,6	-89,3	454
4.300.000	258,4	310,4	-130,9	-185,3	162,9	-89,7	508
4.350.000	257,7	309,7	-131,5	-185,9	161,8	-90,2	527
4.400.000	256,7	308,8	-132,1	-186,5	160,5	-90,7	460
4.450.000	256,9	308,9	-132,8	-187,2	159,8	-91,4	468
4.500.000	258,2	310,2	-133,4	-187,6	161,2	-92,2	489
4.550.000	258,6	310,3	-133,5	-187,7	162,3	-92,3	494
4.600.000	258,1	309,8	-133,7	-187,8	161,7	-92,1	632
4.650.000	257,2	309,0	-133,9	-188,1	160,3	-92,2	479
4.700.000	255,6	307,5	-134,4	-188,4	157,7	-92,6	470
4.750.000	256,2	307,5	-135,0	-188,9	158,4	-93,5	479
4.800.000	256,8	307,6	-135,2	-189,1	159,9	-93,7	465
4.850.000	259,7	310,6	-135,8	-189,6	162,3	-93,8	414
4.900.000	261,3	312,0	-135,9	-189,7	164,3	-93,9	416

Tabelle B.31: Ergebnisse der nach verschiedenen Zeiten durchgeführten TDR-Messungen zur Erfassung des Feuchteintrages während des Belastungsversuches mit aufstehender NaCl-Lösung an Balken D1-2(vgl. Abschnitt 5.3.2)

Messtiefe [mm]	Permittivität [F/m]							
	0 h <sup>1</sup>	24 h <sup>2</sup>	Referenz 165 h <sup>3</sup>	5 Mio. LW <sup>4</sup>	0 h <sup>1</sup>	vorgeschädigt		5 Mio. LW <sup>4</sup>
					24 h <sup>2</sup>	165 h <sup>3</sup>		
15	4,46	5,44	5,44	5,44	4,94	6,29	6,37	6,38
25	5,40	6,12	6,23	6,23	5,21	6,18	6,28	6,42
35	5,47	5,94	6,24	6,24	5,42	6,02	6,21	6,44
50	5,68	5,68	6,06	6,03	4,75	4,82	5,18	5,25
65	5,80	5,80	5,80	5,81	6,15	6,15	6,46	6,59
80	6,38	6,38	6,38	6,38	6,07	6,07	6,07	6,13

<sup>1</sup>nach 1 Mio. trockenen Lastwechseln

<sup>2</sup>nach 24 Stunden reiner Saugzeit

<sup>3</sup>nach 7 Tagen reiner Saugzeit

<sup>4</sup>nach 7 Tagen reiner Saugzeit und weiteren 4 Mio. Lastwechseln mit aufstehender NaCl-Lösung

B Tabellarische Messergebnisse

Table B.32: Ergebnisse der LIBS-Messungen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags im Anschluss an den Belastungsversuch mit aufstehender NaCl-Lösung an Balken D1-2 (vgl. Abschnitt 5.3.2)

Messtiefe [mm]	LIBS-Signalintensität [w. E.] (PK=Prüfkörper)							
	Referenz				vorgeschädigt			
	Na		Cl		Na		Cl	
	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2
1	2,74805	2,36072	1,06643	1,05797	2,95485	2,72988	1,06911	1,05337
2	2,69172	1,98467	1,06874	1,05775	2,93592	2,66281	1,06931	1,05790
3	2,53212	1,77942	1,06647	1,05486	2,75450	2,56965	1,06800	1,05627
4	2,27490	1,76664	1,06374	1,05193	2,46844	2,38332	1,06699	1,05315
5	2,12006	1,79023	1,06221	1,04784	2,21077	2,14667	1,06313	1,05257
6	2,03476	1,80255	1,06081	1,04413	2,06417	1,99125	1,05881	1,05166
7	2,00696	1,83912	1,05716	1,04247	2,00891	1,93244	1,05280	1,04884
8	2,03863	1,88440	1,05202	1,04188	2,03237	1,91587	1,04855	1,04637
9	2,09482	1,90436	1,04952	1,04030	2,04199	1,91892	1,04603	1,04369
10	2,12932	1,88101	1,04829	1,03756	2,04761	1,92293	1,04385	1,04025
11	2,13779	1,85305	1,04707	1,03545	2,04988	1,93648	1,04194	1,03900
12	2,13239	1,83019	1,04553	1,03359	2,04617	1,94158	1,04034	1,03867
13	2,14351	1,84019	1,04263	1,03149	2,03327	1,94792	1,03917	1,03771
14	2,17234	1,84010	1,04240	1,03120	2,02033	1,92998	1,03840	1,03771
15	2,17369	1,83766	1,04108	1,03094	2,00803	1,94626	1,03743	1,03666
16	2,14851	1,83111	1,04076	1,03021	2,04919	1,95663	1,03677	1,03429
17	2,12176	1,82454	1,03998	1,02875	2,03748	1,96342	1,03698	1,03287
18	2,11390	1,81781	1,03881	1,02820	1,99625	1,99261	1,03589	1,03316
19	2,12465	1,80971	1,03900	1,02806	1,96070	1,98531	1,03570	1,03231
20	2,14194	1,80249	1,03845	1,02755	1,96820	1,95528	1,03533	1,03144
21	2,12515	1,80198	1,03568	1,02803	1,95568	1,92598	1,03499	1,03178
22	2,10374	1,78916	1,03430	1,02692	1,95949	1,90515	1,03489	1,03140
23	2,06161	1,75471	1,03222	1,02717	1,93118	1,90493	1,03399	1,02935
24	2,00721	1,72593	1,03102	1,02740	1,91493	1,93198	1,03385	1,02823
25	1,96482	1,71245	1,03007	1,02698	1,89213	1,95494	1,03173	1,02703
26	1,92261	1,72359	1,02943	1,02563	1,90391	1,94371	1,03001	1,02641
27	1,90359	1,71225	1,02948	1,02478	1,88705	1,90966	1,02870	1,02617
28	1,90441	1,69643	1,02862	1,02553	1,88037	1,88565	1,02850	1,02634
29	1,91075	1,69862	1,02853	1,02470	1,87235	1,87931	1,02784	1,02676
30	1,88782	1,70971	1,02773	1,02429	1,86552	1,86975	1,02723	1,02711
31	1,85668	1,72529	1,02708	1,02440	1,84526	1,83667	1,02738	1,02704
32	1,84078	1,73030	1,02554	1,02514	1,82607	1,82859	1,02648	1,02788
33	1,82518	1,71073	1,02521	1,02537	1,80957	1,83210	1,02630	1,02739
34	1,82144	1,69901	1,02537	1,02635	1,81281	1,82878	1,02526	1,02636
35	1,81418	1,70726	1,02486	1,02787	1,80626	1,80857	1,02508	1,02543
36	1,79179	1,71149	1,02536	1,02759	1,79214	1,78650	1,02540	1,02508
37	1,75029	1,69332	1,02509	1,02580	1,77623	1,78717	1,02594	1,02495
38	1,72600	1,67950	1,02460	1,02508	1,75685	1,78249	1,02619	1,02531
39	1,71976	1,68784	1,02476	1,02533	1,75601	1,76230	1,02560	1,02410
40	1,71699	1,68820	1,02460	1,02588	1,76241	1,75776	1,02457	1,02423
41	1,71864	1,68319	1,02518	1,02606	1,76571	1,75961	1,02436	1,02480
42	1,71170	1,67157	1,02401	1,02578	1,76688	1,74753	1,02578	1,02577
43	1,72603	1,66926	1,02370	1,02617	1,75487	1,73721	1,02597	1,02659
44	1,74167	1,66290	1,02365	1,02511	1,75274	1,73683	1,02488	1,02552
45	1,76082	1,68104	1,02401	1,02456	1,76343	1,71826	1,02420	1,02490
46	1,76926	1,70487	1,02399	1,02477	1,75822	1,71789	1,02364	1,02421
47	1,76353	1,70966	1,02335	1,02611	1,74932	1,72186	1,02344	1,02447
48	1,75665	1,69487	1,02400	1,02669	1,74481	1,72879	1,02351	1,02376
49	1,78461	1,66717	1,02451	1,02686	1,75035	1,72612	1,02482	1,02477
50	1,78211	1,65199	1,02479	1,02566	1,74449	1,71690	1,02513	1,02484
51	1,74961	1,66324	1,02461	1,02554	1,74805	1,712	1,02579	1,02529
52	1,73867	1,66513	1,0253	1,02565	1,74851	1,71571	1,02515	1,02556
53	1,73445	1,65061	1,02568	1,02565	1,73753	1,71472	1,02628	1,025
54	1,73346	1,65307	1,02595	1,02592	1,76213	1,71437	1,02536	1,02456
55	1,73625	1,67247	1,02468	1,02626	1,76521	1,72564	1,02586	1,02354
56	1,73581	1,68355	1,02471	1,02565	1,75202	1,73651	1,02657	1,02472

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle B.32: Fortsetzung

Messtiefe [mm]	LIBS-Signalintensität [w. E.] (PK=Prüfkörper)							
	Referenz				vorgeschiedigt			
	Na		Cl		Na		Cl	
	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2
57	1,73346	1,67636	1,02448	1,02497	1,73724	1,73978	1,02605	1,02492
58	1,72893	1,68169	1,02397	1,02482	1,73347	1,73835	1,02607	1,02457
59	1,73231	1,67499	1,02345	1,02625	1,7537	1,72601	1,02708	1,02443
60	1,73685	1,67662	1,02371	1,02576	1,7715	1,74513	1,02607	1,02444
61	1,73	1,67215	1,02426	1,02517	1,77799	1,77789	1,02556	1,02539
62	1,70517	1,67183	1,02517	1,02542	1,7882	1,78697	1,02557	1,02504
63	1,70841	1,67819	1,02488	1,02538	1,78608	1,78689	1,02484	1,02463
64	1,71913	1,68461	1,02541	1,02506	1,76694	1,76861	1,02467	1,02444
65	1,71	1,67505	1,02505	1,025	1,74879	1,75586	1,02554	1,02393
66	1,69988	1,66682	1,02486	1,02493	1,73861	1,74885	1,02495	1,02473
67	1,71022	1,67161	1,02412	1,02595	1,75022	1,75501	1,02562	1,02441
68	1,73654	1,68632	1,02416	1,02607	1,75109	1,74646	1,02601	1,02522
69	1,75698	1,70581	1,02432	1,02631	1,74435	1,74909	1,02557	1,02555
70	1,73824	1,72038	1,02412	1,02505	1,73967	1,74256	1,02475	1,0252
71	1,72655	1,69444	1,02426	1,02492	1,74017	1,73447	1,02497	1,02469
72	1,70275	1,68439	1,02462	1,02526	1,7429	1,72874	1,02561	1,02459
73	1,69819	1,6802	1,02554	1,02465	1,74155	1,73293	1,0265	1,02442
74	1,72359	1,66801	1,0245	1,02521	1,73362	1,74449	1,02597	1,02429
75	1,72944	1,66132	1,02399	1,02565	1,74801	1,75227	1,02576	1,02507
76	1,73913	1,67475	1,02468	1,02614	1,75641	1,75589	1,02636	1,02488
77	1,73071	1,69242	1,025	1,02714	1,73625	1,75591	1,02628	1,02412
78	1,71116	1,70184	1,02511	1,02575	1,7088	1,77326	1,02554	1,02482
79	1,71307	1,70373	1,02471	1,02489	1,6789	1,77481	1,02467	1,02473
80	1,71288	1,72371	1,024	1,02453	1,67986	1,7768	1,02504	1,02505
81	1,70564	1,72399	1,02379	1,02561	1,71672	1,77636	1,02478	1,02533
82	1,70999	1,70475	1,02334	1,02558	1,74732	1,76682	1,02479	1,02495
83	1,72451	1,6988	1,02378	1,02515	1,73303	1,76805	1,02415	1,02509
84	1,73545	1,70511	1,02323	1,0255	1,74168	1,77646	1,02434	1,02598
85	1,73943	1,68851	1,02458	1,02621	1,73933	1,79314	1,02393	1,02529
86	1,74021	1,67557	1,02498	1,02551	1,73642	1,81213	1,02437	1,02611
87	1,75512	1,67506	1,02511	1,02632	1,73796	1,81165	1,02517	1,02642
88	1,75143	1,68962	1,02577	1,02624	1,73887	1,80347	1,02568	1,0263
89	1,73602	1,69073	1,02567	1,02726	1,73548	1,78672	1,02538	1,02566
90	1,72341	1,70764	1,02478	1,02658	1,73837	1,78475	1,02598	1,02572
91	1,72446	1,71293	1,02499	1,02629	1,75756	1,77191	1,02614	1,02572
92	1,72921	1,73083	1,02471	1,02577	1,75233	1,77083	1,02631	1,02615
93	1,71663	1,72613	1,02405	1,02599	1,74855	1,7657	1,02617	1,02506
94	1,7139	1,72182	1,02433	1,0257	1,73169	1,78121	1,02641	1,02371
95	1,7414	1,70386	1,02494	1,02515	1,74585	1,77974	1,02622	1,02337
96	1,7428	1,6967	1,02535	1,0253	1,76588	1,78037	1,02665	1,0244
97	1,73758	1,71297	1,02457	1,02563	1,75576	1,79096	1,02738	1,02592
98	1,75423	1,71308	1,02501	1,02554	1,74578	1,81325	1,0275	1,02628
99	1,77418	1,71905	1,0253	1,02483	1,75481	1,81063	1,02713	1,02492
100	1,77588	1,72551	1,02493	1,02511	1,74861	1,80308	1,02721	1,02463
101	1,75876	1,71616	1,02507	1,02483	1,73731	1,7769	1,02635	1,02457
102	1,73218	1,70126	1,02519	1,0247	1,7295	1,76838	1,02488	1,02527
103	1,71139	1,698	1,02571	1,02518	1,73475	1,77506	1,02476	1,02489
104	1,72378	1,68697	1,0249	1,02501	1,72285	1,78234	1,02579	1,02501
105	1,74504	1,70657	1,025	1,02472	1,72939	1,78733	1,0259	1,02469
106	1,75136	1,72036	1,0251	1,0251	1,72916	1,79542	1,0258	1,02468
107	1,75213	1,72214	1,02501	1,02617	1,72071	1,79564	1,02573	1,02464
108	1,75002	1,71703	1,02536	1,02644	1,72601	1,77452	1,02586	1,02506
109	1,74923	1,70949	1,02638	1,02658	1,74377	1,7589	1,02645	1,02571
110	1,76308	1,71461	1,02646	1,02686	1,76087	1,77168	1,02658	1,02517
111	1,75579	1,70408	1,02528	1,02767	1,74401	1,78154	1,0267	1,0249
112	1,75388	1,70252	1,02442	1,02726	1,73731	1,78879	1,02557	1,02516
113	1,76115	1,70411	1,02496	1,02577	1,73476	1,78838	1,02636	1,02479
114	1,769	1,71071	1,02586	1,02574	1,73028	1,80166	1,02589	1,0245
115	1,7657	1,71432	1,02571	1,02614	1,7316	1,79364	1,02652	1,02476

Fortsetzung auf der nächsten Seite

B Tabellarische Messergebnisse

Tabelle B.32: Fortsetzung

Messtiefe [mm]	LIBS-Signalintensität [w. E.] (PK=Prüfkörper)							
	Referenz				vorgeschiedigt			
	Na		Cl		Na		Cl	
	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2
116	1,77629	1,73971	1,02573	1,02625	1,73889	1,78224	1,02582	1,02514
117	1,7938	1,74998	1,0251	1,02617	1,73238	1,79503	1,02589	1,02523
118	1,78356	1,75896	1,02468	1,02582	1,73394	1,80503	1,02525	1,02546
119	1,77992	1,75532	1,0246	1,02486	1,72927	1,80564	1,02431	1,02602
120	1,79606	1,75684	1,02548	1,02584	1,73792	1,78375	1,02464	1,02584
121	1,80984	1,74699	1,02645	1,02584	1,74444	1,7774	1,02402	1,02538
122	1,80898	1,75093	1,02758	1,02596	1,74477	1,76717	1,02369	1,02573
123	1,80399	1,74144	1,02686	1,0262	1,74829	1,76574	1,02364	1,02456
124	1,77944	1,73836	1,02661	1,02642	1,75294	1,7595	1,02403	1,02534
125	1,76679	1,75655	1,02618	1,02721	1,74458	1,76944	1,02448	1,02576
126	1,75115	1,77755	1,02571	1,02766	1,75098	1,75752	1,02478	1,02568
127	1,74274	1,76362	1,02394	1,02628	1,76111	1,74099	1,02362	1,02413
128	1,73551	1,76985	1,02429	1,02647	1,7532	1,76283	1,0246	1,02497
129	1,73093	1,75961	1,02405	1,0273	1,72834	1,78395	1,0248	1,02479
130	1,73851	1,75783	1,02502	1,0274	1,7184	1,78836	1,02408	1,02586
131	1,75382	1,73318	1,02442	1,0269	1,72831	1,78635	1,02298	1,02698
132	1,75991	1,72462	1,02531	1,02557	1,73193	1,77909	1,02435	1,02604
133	1,77105	1,72764	1,02496	1,026	1,70826	1,78071	1,0255	1,02516
134	1,7624	1,743	1,02448	1,02624	1,69397	1,78131	1,02443	1,02509
135	1,75753	1,74892	1,02513	1,02619	1,69314	1,78718	1,0241	1,02608
136	1,74935	1,74182	1,02426	1,02596	1,69928	1,78811	1,02567	1,02604
137	1,76626	1,72173	1,02538	1,02567	1,70416	1,81733	1,02649	1,02631

Tabelle B.33: Ergebnisse der nasschemischen Analysen zur Erfassung des Na- und Cl-Ioneneintrags nach dem Belastungsversuch mit aufstehender NaCl-Lösung an Balken D1-2 (vgl. Abschnitt 5.3.2)

Mess- tiefe [mm]	Ionengehalt [M.-%] (PK= Prüfkörper)							
	Referenz				vorgeschiedigt			
	Na		Cl		Na		Cl	
	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2	PK1	PK2
0-10	0,215	0,190	0,316	0,284	0,223	0,213	0,366	0,283
10-20	0,100	0,070	0,168	0,114	0,083	0,083	0,209	0,132
20-30	0,080	0,070	0,079	0,048	0,078	0,063	0,095	0,045
30-45	0,055	0,050	0,017	0,019	0,053	0,058	0,021	0,022
45-60	0,045	0,055	0,014	0,017	0,048	0,043	0,016	0,015
60-80	0,035	0,050	0,014	0,018	0,043	0,043	0,015	0,017

Tabelle B.34: Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern aus Balken D4-1 (vgl. Abschnitt 5.4.1.1)

Zeit [d]	Referenz						vorgeschädigt					
	Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	98,40	2,24	0,00	0,00
28	0,43	0,02	97,06	0,46	0,73	0,02	0,46	0,06	97,44	2,05	0,73	0,05
56	0,60	0,05	102,20	0,87	0,79	0,03	0,63	0,06	101,90	1,79	0,78	0,06
84	0,66	0,06	105,14	1,81	0,76	0,04	0,67	0,06	105,47	2,29	0,75	0,06
112	0,70	0,06	107,83	2,08	0,74	0,03	0,71	0,06	107,14	2,46	0,74	0,05
140	0,73	0,07	108,66	2,21	0,75	0,04	0,74	0,07	111,08	1,04	0,74	0,05

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.35: Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch an ungeschädigten und im zyklischen Druckversuch vorgeschädigten Probekörpern aus den Prismen D4-P1/D4-P2 (vgl. Abschnitt 5.4.1.2)

Zeit [d]	Referenz						vorgeschädigt					
	Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	78,17	3,92	0,00	0,00
28	0,49	0,39	94,99	0,19	0,67	0,06	0,56	0,16	86,66	4,43	0,73	0,04
56	0,66	0,43	99,92	0,60	0,59	0,03	0,79	0,19	93,24	2,91	0,67	0,05
84	0,75	0,45	100,36	0,66	0,57	0,03	0,88	0,19	93,56	5,26	0,62	0,05
112	0,82	0,46	102,04	0,31	0,54	0,03	0,96	0,18	97,39	4,13	0,63	0,04
140	0,83	0,46	102,81	0,23	0,54	0,03	0,96	0,19	98,24	4,25	0,59	0,05

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.36: Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung mit deionisiertem Wasser an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Dehnung [mm/m]		Referenz dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		vorgeschädigt dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
4	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	96,12	2,65	0,00	0,00
21	0,28	0,01	106,67	0,21	2,48	0,10	0,29	0,01	102,50	1,71	2,51	0,12
42	0,37	0,01	105,60	0,19	2,75	0,09	0,37	0,01	101,34	1,88	2,75	0,13
63	0,41	0,01	104,24	0,43	2,89	0,09	0,41	0,01	99,80	1,99	2,83	0,10
84	0,44	0,02	103,64	0,59	2,96	0,13	0,44	0,01	99,28	1,80	2,97	0,09
105	0,48	0,03	102,88	0,58	2,97	0,14	0,47	0,02	98,68	1,66	2,97	0,10
126	0,51	0,03	102,80	0,34	2,89	0,15	0,51	0,02	98,38	1,35	2,90	0,14
147	0,53	0,02	102,78	0,46	2,86	0,10	0,53	0,01	98,64	1,53	2,88	0,08
168	0,55	0,04	103,04	0,21	2,81	0,16	0,54	0,01	98,97	1,49	2,77	0,06
189	0,57	0,04	103,42	0,38	2,82	0,14	0,56	0,02	99,42	1,33	2,71	0,11
210	0,59	0,04	103,92	0,36	2,74	0,17	0,57	0,02	99,90	1,34	2,69	0,12
231	0,60	0,04	104,20	0,93	2,70	0,15	0,59	0,02	100,27	1,37	2,65	0,13
252	0,61	0,04	106,18	0,60	2,64	0,15	0,59	0,02	102,20	0,88	2,68	0,11

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.37: Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Dehnung [mm/m]		Referenz dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		vorgeschädigt dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
4	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,51	0,77	0,00	0,00
21	0,30	0,01	106,07	1,08	2,51	0,07	0,32	0,01	103,92	0,71	2,52	0,09
42	0,41	0,03	104,60	1,03	2,77	0,09	0,43	0,01	102,33	0,85	2,77	0,14
63	0,46	0,02	103,20	0,76	2,88	0,18	0,50	0,01	100,30	1,00	2,95	0,08
84	0,54	0,03	101,77	0,72	3,03	0,19	0,58	0,01	98,85	1,12	3,23	0,04
105	0,64	0,05	100,36	0,74	3,16	0,16	0,67	0,02	96,94	1,42	3,28	0,04
126	0,75	0,06	98,00	0,61	3,36	0,18	0,79	0,03	94,98	1,47	3,37	0,06
147	0,88	0,09	95,67	1,12	3,57	0,17	0,95	0,06	92,17	2,18	3,58	0,16
168	1,02	0,10	92,91	1,12	3,71	0,11	1,11	0,09	88,93	3,10	3,69	0,18
189	1,20	0,14	90,43	1,94	3,87	0,17	1,30	0,14	86,37	3,91	3,80	0,18
210	1,40	0,18	86,69	2,61	3,95	0,15	1,52	0,18	82,83	4,22	3,93	0,16
231	1,58	0,20	84,82	2,65	4,04	0,16	1,75	0,21	81,08	4,65	3,90	0,04
252	1,77	0,23	85,09	1,87	4,19	0,27	1,98	0,24	80,94	4,56	3,84	0,14

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.38: Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung ohne Frostphase mit deionisiertem Wasser an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Dehnung [mm/m]		Referenz dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		vorgeschädigt dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
4	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,74	2,24	0,00	0,00
21	0,26	0,01	112,55	0,57	2,01	0,05	0,25	0,00	110,41	2,45	2,00	0,10
42	0,31	0,02	111,71	0,35	2,20	0,03	0,30	0,01	109,64	2,39	2,13	0,06
63	0,34	0,02	110,66	0,23	2,36	0,02	0,33	0,01	108,42	2,35	2,25	0,07
84	0,37	0,02	110,31	0,03	2,44	0,02	0,35	0,01	107,91	2,31	2,33	0,05
105	0,38	0,02	110,77	0,04	2,45	0,04	0,36	0,01	108,47	2,28	2,34	0,05
126	0,40	0,02	111,13	0,16	2,42	0,06	0,38	0,01	108,74	2,31	2,34	0,05
147	0,41	0,01	111,30	0,18	2,43	0,05	0,39	0,01	109,31	2,32	2,31	0,04
168	0,42	0,01	111,73	0,25	2,45	0,07	0,40	0,01	109,59	2,20	2,36	0,08
189	0,43	0,01	112,22	0,20	2,44	0,04	0,41	0,01	109,97	2,29	2,31	0,03
210	0,44	0,01	112,79	0,19	2,45	0,02	0,42	0,01	110,20	2,32	2,37	0,05
231	0,45	0,01	113,04	0,12	2,42	0,04	0,42	0,01	110,29	2,34	2,35	0,08
252	0,44	0,01	113,13	0,02	2,40	0,05	0,42	0,01	110,67	2,35	2,35	0,08

$\bar{x}$ =Mittelwert  
 $\sigma$ =Standardabweichung  
<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.39: Ergebnisse der Untersuchungen in der Klimawechsellagerung ohne Frostphase mit 3,6 %iger NaCl-Lösung an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezug vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Dehnung [mm/m]		Referenz dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		vorgeschädigt dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
4	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,17	2,47	0,00	0,00
21	0,25	0,00	112,20	1,45	1,92	0,14	0,26	0,01	109,85	2,41	1,85	0,12
42	0,33	0,03	110,92	1,19	2,10	0,10	0,33	0,00	108,81	2,37	2,06	0,05
63	0,40	0,03	110,02	1,09	2,29	0,05	0,38	0,01	107,43	2,03	2,22	0,06
84	0,45	0,04	109,07	1,72	2,50	0,12	0,43	0,01	106,48	2,13	2,38	0,04
105	0,49	0,03	109,21	1,12	2,59	0,06	0,48	0,02	105,54	1,61	2,45	0,14
126	0,55	0,05	108,68	2,01	2,75	0,17	0,56	0,03	104,90	0,71	2,64	0,15
147	0,63	0,06	107,31	1,85	2,93	0,08	0,66	0,03	103,27	1,40	2,86	0,06
168	0,70	0,07	106,90	2,40	2,96	0,08	0,81	0,05	100,06	0,99	3,23	0,04
189	0,83	0,11	103,17	2,71	3,31	0,21	0,93	0,04	96,92	1,01	3,32	0,08
210	0,97	0,15	100,55	3,14	3,56	0,27	1,11	0,04	94,37	0,25	3,66	0,06
231	1,13	0,20	96,96	3,65	3,69	0,24	1,32	0,08	89,84	0,54	3,83	0,17
252	1,29	0,25	94,01	3,09	3,85	0,21	1,54	0,09	87,12	0,18	4,08	0,12

$\bar{x}$ =Mittelwert  
 $\sigma$ =Standardabweichung  
<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.40: Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern der Betonart C1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Dehnung [mm/m]		Referenz				Dehnung [mm/m]		vorgeschädigt			
	$\bar{x}$	$\sigma$	dyn. E-Modul [%]	$\bar{x}^1$	$\sigma$	Massenänderung [g]	$\bar{x}$	$\sigma$	dyn. E-Modul [%]	$\bar{x}^1$	$\sigma$	Massenänderung [g]
0	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	98,90	1,69	0,00	0,00
14	0,14	0,01	101,24	2,61	0,74	0,03	0,13	0,01	101,36	1,42	0,74	0,09
28	0,19	0,01	99,11	2,86	0,91	0,04	0,18	0,01	99,22	1,04	0,89	0,05
42	0,25	0,02	97,42	2,38	0,99	0,04	0,23	0,01	97,04	1,75	1,00	0,03
56	0,31	0,03	98,19	0,44	1,13	0,06	0,29	0,02	97,49	1,60	1,07	0,05
70	0,36	0,03	95,24	2,04	1,26	0,05	0,35	0,03	94,96	3,65	1,25	0,06
84	0,43	0,05	95,87	3,08	1,35	0,03	0,41	0,02	95,85	1,17	1,36	0,06
98	0,50	0,06	92,57	4,16	1,42	0,05	0,47	0,04	91,90	1,75	1,41	0,06
112	0,57	0,07	92,78	2,99	1,52	0,03	0,55	0,04	91,45	0,40	1,53	0,07
126	0,65	0,10	88,86	0,28	1,58	0,04	0,64	0,05	89,30	0,88	1,58	0,07
140	0,72	0,11	88,61	2,77	1,61	0,04	0,71	0,05	87,22	1,77	1,61	0,07

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.41: Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten und im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch vorgeschädigten Probekörpern der Betonart D1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Dehnung [mm/m]		Referenz				Dehnung [mm/m]		vorgeschädigt			
	$\bar{x}$	$\sigma$	dyn. E-Modul [%]	$\bar{x}^1$	$\sigma$	Massenänderung [g]	$\bar{x}$	$\sigma$	dyn. E-Modul [%]	$\bar{x}^1$	$\sigma$	Massenänderung [g]
0	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	98,50	1,84	0,00	0,00
14	0,16	0,01	100,74	0,14	0,50	0,04	0,17	0,01	100,70	1,70	0,49	0,04
28	0,21	0,01	100,74	0,11	0,70	0,06	0,22	0,02	100,63	1,39	0,70	0,02
42	0,31	0,01	98,57	0,34	0,94	0,12	0,32	0,02	97,81	1,26	0,93	0,02
56	0,38	0,01	95,91	0,22	0,98	0,10	0,39	0,03	96,37	1,28	0,96	0,02
70	0,45	0,02	94,64	0,22	1,13	0,08	0,45	0,03	94,78	0,41	1,17	0,04
84	0,53	0,02	93,75	0,35	1,19	0,08	0,54	0,04	94,08	0,62	1,22	0,03
98	0,62	0,03	91,70	0,20	1,30	0,08	0,64	0,05	92,05	0,99	1,32	0,02
112	0,73	0,02	89,82	0,46	1,30	0,16	0,73	0,06	90,14	1,22	1,38	0,05
126	0,81	0,04	88,18	0,39	1,41	0,08	0,81	0,07	88,21	1,13	1,45	0,04
140	0,88	0,05	86,19	0,26	1,48	0,10	0,89	0,08	86,75	1,30	1,50	0,04

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.42: Ergebnisse der Untersuchungen während des 60 °C-Betonversuches ohne externe Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern der Betonart D1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Referenz						vorgeschädigt						Referenz ohne simultanen NaCl-Eintrag					
	Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	99,61	2,28	0,00	0,00	0,00	0,00	97,72	3,94	0,00	0,00
28	0,14	0,01	106,68	1,10	0,73	0,04	0,14	0,00	105,26	8,33	0,67	0,06	0,15	0,01	106,20	4,80	0,92	0,15
56	0,17	0,01	110,09	1,36	0,73	0,04	0,17	0,01	108,18	8,56	0,71	0,10	0,21	0,02	110,30	5,42	1,04	0,11
84	0,21	0,02	111,78	1,61	0,78	0,03	0,22	0,01	111,27	3,42	0,74	0,09	0,23	0,01	113,22	5,85	1,12	0,06
112	0,22	0,02	114,89	1,28	0,74	0,03	0,23	0,01	113,04	8,23	0,73	0,11	0,25	0,02	115,36	5,55	1,04	0,11
140	0,22	0,02	116,52	1,94	0,74	0,03	0,23	0,01	114,60	4,96	0,74	0,10	0,26	0,02	117,48	5,63	1,05	0,10

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.43: Ergebnisse der Untersuchungen während der Nebelkammerlagerung an ungeschädigten sowie im zyklischen Vier-Punkt-Biegezugversuch mit simultan aufstehender NaCl-Lösung vorgeschädigten Probekörpern der Betonart D1 (vgl. Abschnitt 5.4.2.1)

Zeit [d]	Referenz						vorgeschädigt						Referenz ohne simultanen NaCl-Eintrag					
	Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}^1$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,14	3,58	0,00	0,00	0,00	0,00	98,29	2,44	0,00	0,00
28	0,04	0,02	104,70	1,49	0,35	0,08	0,04	0,01	104,74	3,34	0,35	0,02	0,06	0,02	105,11	2,31	0,51	0,02
56	0,05	0,02	106,64	1,39	0,41	0,08	0,04	0,01	106,52	3,33	0,41	0,01	0,07	0,01	107,57	2,39	0,57	0,01
84	0,06	0,02	107,36	0,69	0,43	0,08	0,05	0,01	107,71	3,53	0,43	0,02	0,08	0,02	109,35	2,41	0,59	0,03
112	0,07	0,02	108,72	1,65	0,46	0,08	0,06	0,01	108,32	3,51	0,46	0,02	0,08	0,02	109,34	2,28	0,61	0,02
140	0,08	0,02	108,70	0,77	0,47	0,08	0,09	0,01	109,09	3,66	0,47	0,02	0,11	0,01	109,18	3,09	0,60	0,02
168	0,08	0,02	108,92	0,55	0,44	0,06	0,08	0,00	109,32	3,56	0,44	0,05	0,11	0,02	111,02	2,14	0,61	0,01
196	0,10	0,02	109,53	1,03	0,47	0,05	0,08	0,03	109,87	3,78	0,47	0,05	0,11	0,01	110,93	2,29	0,62	0,02
224	0,09	0,03	109,60	1,02	0,45	0,05	0,08	0,00	110,04	4,10	0,45	0,03	0,11	0,01	111,35	2,25	0,59	0,03
252	0,10	0,02	109,85	0,96	0,44	0,06	0,10	0,01	110,37	4,05	0,44	0,03	0,13	0,01	110,94	2,80	0,59	0,03
273	0,12	0,02	110,08	0,66	0,45	0,06	0,11	0,01	110,73	4,09	0,45	0,05	0,13	0,00	111,93	2,10	0,58	0,03

$\bar{x}$ =Mittelwert

$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

Tabelle B.44: Ergebnisse der Untersuchungen im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr an ungeschädigten sowie im Druckschwellversuch vorgeschädigten Probekörpern der Prismen D1-P1 und D1-P2 (vgl. Abschnitt 5.4.2.2)

Zeit [d]	Referenz						vorgeschädigt					
	Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]		Dehnung [mm/m]		dyn. E-Modul [%]		Massenänderung [g]	
	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\bar{x}$ <sup>1</sup>	$\sigma$	$\bar{x}$	$\sigma$
0	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	86,74	5,71	0,00	0,00
14	0,11	0,00	101,39	0,63	0,42	0,04	0,11	0,00	92,45	3,26	0,39	0,02
28	0,17	0,00	100,83	1,05	0,55	0,05	0,21	0,01	93,13	2,73	0,55	0,02
42	0,25	0,00	98,68	2,08	0,71	0,06	0,34	0,01	92,99	3,03	0,70	0,02
56	0,33	0,00	97,48	1,16	0,75	0,06	0,47	0,02	91,42	2,67	0,76	0,03
70	0,43	0,00	95,76	1,45	0,86	0,06	0,60	0,03	90,27	3,12	0,86	0,02
84	0,53	0,01	94,08	1,56	0,94	0,07	0,75	0,03	88,42	2,73	0,95	0,02
98	0,64	0,01	90,97	2,08	1,01	0,06	0,88	0,04	86,84	2,78	1,02	0,02
112	0,78	0,01	89,85	1,00	1,07	0,06	1,04	0,05	85,09	3,21	1,07	0,02
126	0,93	0,03	86,93	1,07	1,14	0,06	1,17	0,06	82,78	3,03	1,16	0,03
140	1,10	0,04	83,68	1,00	1,20	0,06	1,33	0,07	80,17	3,70	1,20	0,03
154	1,27	0,07	80,40	2,32	1,24	0,06	1,47	0,09	77,31	3,39	1,24	0,05
168	1,43	0,09	76,82	2,55	1,28	0,04	1,61	0,09	74,95	3,56	1,30	0,02
182	1,59	0,11	73,05	2,63	1,33	0,06	1,74	0,10	70,70	2,71	1,31	0,03

$\bar{x}$ =Mittelwert

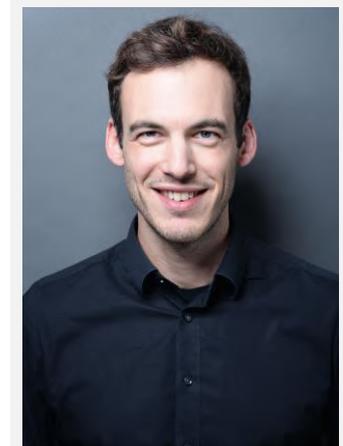
$\sigma$ =Standardabweichung

<sup>1</sup>bezogen auf den Ausgangswert der Referenzproben

---

## Persönliche Daten

Name Enno Krütt  
Geburtsdatum / -ort 07.02.1986 Kassel



---

## Praktische Erfahrung

05/2020 – heute Gutachter  
CRP Bauingenieure GmbH

01/2016 – 04/2020 Wissenschaftlicher Mitarbeiter  
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)  
Fachbereich 7.1 „Baustoffe“

02/2015 – 09/2015 Studentische Hilfskraft  
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)  
Fachbereich 7.1 „Baustoffe“

01/2012 – 01/2015 Studentische Hilfskraft  
Müller BBM GmbH

09/2006 – 05/2007 Zivildienst  
Deutsches Rotes Kreuz

---

## Ausbildung

04/2012 – 10/2015 Studium Bauingenieurwesen mit den Schwerpunkten  
„Baustoffe“ und „Bauphysik“, Technische Universität Berlin  
Abschluss: Master of Science

10/2007 – 01/2013 Studium Bauingenieurwesen  
Technische Universität Berlin  
Abschluss: Bachelor of Science

- 09/2006 –11/2006    Ausbildung zum Rettungssanitäter
- 2002 – 2005        Berufsausbildung zum Tischler  
Berufsbildendes Gemeinschaftswerk Kassel e.V.  
Der schulische und berufsbildende Teil meines Lebenslaufes überschneiden sich, da  
ich meine Berufsausbildung im Rahmen einer Doppelqualifikation (allgemeine  
Hochschulreife im Verbund mit einer Berufsausbildung) erworben habe.
- 1992 – 2006        Abitur  
Freie Waldorfschule Kassel