

**Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken unter besonderer  
Berücksichtigung des externen Alkalieintrags**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines  
DOKTOR-INGENIEURS

der Fakultät für  
Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Ruhr-Universität Bochum  
vorgelegte  
DISSERTATION  
von

Dipl.-Ing. Christoph Sievering  
aus Essen

1. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. R. Breitenbücher
2. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. M. Radenberg
3. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. habil. J. Stark

Bochum 2012



## INHALTSVERZEICHNIS

<b>1</b>	<b>Einleitung, Problemstellung und Ziel</b> .....	<b>1</b>
1.1	Einleitung .....	1
1.2	Problemstellung .....	1
1.3	Ziel der Arbeit .....	3
<b>2</b>	<b>Stand des Wissens</b> .....	<b>4</b>
2.1	Allgemeines .....	4
2.2	<b>Lastunabhängige Beanspruchungen</b> .....	<b>4</b>
2.2.1	Verformungsbehinderung .....	4
2.2.2	Thermische Beanspruchungen .....	5
2.2.3	Hygrische Beanspruchungen .....	16
2.3	<b>Lastabhängige Beanspruchungen</b> .....	<b>19</b>
2.3.1	Statische Verkehrslasten .....	19
2.3.2	Dynamische Verkehrslasten .....	21
2.3.3	Zyklische Verkehrslasten (Ermüdung) .....	23
2.4	<b>Alkali-Kieselsäure-Reaktion</b> .....	<b>27</b>
2.4.1	Allgemeines .....	27
2.4.2	Reaktionsmechanismus .....	28
2.4.3	Zeitliche Entwicklung der AKR .....	36
2.4.4	AKR-Prüfverfahren .....	37
2.5	<b>Überlagerung der Beanspruchungen von Betonfahrbahndecken</b> .....	<b>41</b>
2.6	<b>Anforderung an den Fahrbahndeckenbeton</b> .....	<b>46</b>
2.7	<b>Systembetrachtungen und Herstellung</b> .....	<b>48</b>
2.7.1	Allgemeines .....	48
2.7.2	Herstellung von Betonfahrbahndecken .....	50
2.8	<b>Zerstörungsfreie Zustandsbewertung mittels Ultraschall</b> .....	<b>52</b>
2.8.1	Grundlagen .....	52
2.8.2	Ultraschall-Prüfköpfe .....	58
2.8.3	Verfolgung von Schädigungsprozessen mittels Ultraschall .....	60
<b>3</b>	<b>Analyse von Bauwerksunterlagen</b> .....	<b>61</b>
3.1	Allgemeines .....	61
3.2	Untersuchte Streckenlose .....	61

<b>3.3</b>	<b>Charakterisierung der Schädigung durch Längsrisse .....</b>	<b>62</b>
<b>3.4</b>	<b>Betonzusammensetzung.....</b>	<b>63</b>
<b>3.5</b>	<b>Lastunabhängige Beanspruchungen .....</b>	<b>66</b>
<b>3.6</b>	<b>Lastabhängige Beanspruchungen.....</b>	<b>70</b>
<b>3.7</b>	<b>Alkali-Kieselsäure-Reaktionen .....</b>	<b>71</b>
3.7.1	Allgemeines.....	71
3.7.2	Dünnschliffuntersuchungen .....	72
3.7.3	Dehnungen infolge AKR-provozierender Lagerung .....	72
3.7.4	Gegenüberstellung von AKR-Dehnungen und Rissöffnungsfläche ...	76
3.7.5	Gegenüberstellung der AKR-Untersuchungen und Alkaligehalt .....	79
<b>3.8</b>	<b>Schlussfolgerungen aus der Analyse der Bauwerksunterlagen.....</b>	<b>81</b>
<b>4</b>	<b>Untersuchungen zum Einfluss von Vorschädigungen und externer Alkalizufuhr .....</b>	<b>85</b>
<b>4.1</b>	<b>Allgemeines und Vorgehensweise.....</b>	<b>85</b>
<b>4.2</b>	<b>Laboruntersuchungen zum Einfluss der Vorschädigung und externem Alkalieintrag .....</b>	<b>87</b>
4.2.1	Herstellung der Probekörper .....	87
4.2.2	Zyklische Belastung der Betonbalken (Vorschädigung) .....	89
4.2.3	Bestimmung relativer dynamischer E-Moduln .....	92
4.2.4	Einwalken von NaCl-Lösung.....	93
4.2.5	AKR-provozierende Lagerung.....	97
<b>4.3</b>	<b>In-situ-Messungen an Betonfahrbahndecken.....</b>	<b>98</b>
4.3.1	Allgemeines.....	98
4.3.2	In-situ-Messungen BAB A30.....	100
4.3.3	In-situ-Messungen BAB A10.....	100
<b>4.4</b>	<b>Ergebnisdiskussion - Laboruntersuchungen.....</b>	<b>101</b>
4.4.1	Degradation des Betongefüges infolge Vorschädigung.....	101
4.4.2	Eindringtiefe der NaCl-Lösung.....	106
4.4.3	Dehnungen infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktionen .....	117
<b>4.5</b>	<b>Ergebnisdiskussion - in-situ-Messungen.....</b>	<b>119</b>
4.5.1	Degradation des Betongefüges infolge zyklischer Belastungen .....	119
4.5.2	Eindringtiefe externer Alkalien (Taumittel) .....	123
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>125</b>
<b>6</b>	<b>Offene Fragen und Ausblick.....</b>	<b>128</b>

<b>7</b>	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>130</b>
	<b>Anhang A „Frisch- und Festbetonkennwerte (Laboruntersuchungen)“...</b>	<b>143</b>
	<b>Anhang B „Gemessene Ultraschalllaufzeiten (Vorschädigung)“ .....</b>	<b>146</b>
	<b>Anhang C „Gemessene NaCl-Eindringtiefen (Einwalken Taumittel)“ .....</b>	<b>161</b>
	<b>Anhang D „Gemessene Dehnungen 60°C-Lagerung (AKR)“.....</b>	<b>172</b>
	<b>Anhang E „In-situ gemessene Ultraschalllaufzeiten“ .....</b>	<b>176</b>



# **1 EINLEITUNG, PROBLEMSTELLUNG UND ZIEL**

## **1.1 Einleitung**

Für die Herstellung dauerhafter und leistungsfähiger Verkehrsflächen, wie z. B. Bundesautobahnen, die im Laufe ihrer Nutzung erheblichen Beanspruchungen unterliegen, hat sich die Betonbauweise seit langem bewährt. Die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise ist jedoch nur dann gegeben, wenn keine unplanmäßigen Instandsetzungs- oder Ersatzmaßnahmen vor Ende der geplanten Nutzungsdauer notwendig werden.

In jüngster Vergangenheit wurden jedoch vermehrt Risse in Betonfahrbahndecken festgestellt, deren Ursache nicht eindeutig einer einzelnen einwirkenden Beanspruchung zugeordnet werden konnte. Dabei ist zu berücksichtigen, dass Fahrbahndecken durch den Verkehr, insbesondere den Schwerlastverkehr, seit Jahren immer stärker beansprucht werden. Vor allem können auch lastunabhängige Einwirkungen infolge hygrischer und thermischer Änderungen zu erheblichen Verformungen bzw. hohen Beanspruchungen in Betonfahrbahndecken führen. Abhängig von den Betonausgangsstoffen sowie der Zusammensetzung des Straßenbetons, den Witterungsbedingungen während des Betoneinbaus usw. wird der Betondecke bereits bei ihrer Herstellung ein Nullspannungsgradient eingeprägt, von dem aus sich dann die späteren Beanspruchungen bei klimatischen Änderungen ableiten. Für die Größe dieser Beanspruchungen sind dabei auch konstruktive Gegebenheiten (Schichtdicke der gesamten Fahrbahn, mit/ohne Verbund usw.) von Bedeutung. Gemein haben Rissbildungen infolge dieser lastabhängigen und lastunabhängigen Beanspruchungen jedoch, dass diese im Nachhinein nur sehr schwer nachvollzogen werden können. Das heißt, dass der Nachweis von Schädigungen infolge dieser Einwirkungen lediglich anhand von Abschätzungen der entsprechenden Spannungsniveaus zwischen zwei Beobachtungszeitpunkten geführt werden kann.

## **1.2 Problemstellung**

Neben den genannten Beanspruchungen werden die vorgefundenen Rissbildungen in Betonfahrbahndecken häufig auch mit Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) in Verbindung gebracht. Hierbei reagieren Alkali-Ionen (Natrium und Kalium), die bereits bei der Betonherstellung über Zement bzw. im Laufe der Nutzungsdauer über alkali-haltige Taumittel in den Beton eingetragen werden, mit amorphen Kieselsäure-Bestandteilen der verwendeten Gesteinskörnungen. Als Reaktionsprodukt bildet sich

ein mehr oder weniger quellfähiges Kieselsäure-Gel, dessen Quelldruck ausgeprägte Rissbildungen im Beton hervorrufen kann. Rissbildungen, die auf diese Schadreaktion zurückzuführen sind, können die Nutzungsdauer von Betonfahrbahndecken z. T. erheblich reduzieren. Dies hat zu Folge, dass bereits weit vor Ende der geplanten Nutzungsdauer von rd. 30 Jahren intensive Instandsetzungs- bzw. Ersatzmaßnahmen notwendig werden. Bei Kosten für eine Ersatzmaßnahme von rd. 10 Mio. € [1] je Kilometer Bundesautobahn wird deutlich, dass der Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken eine besondere volkswirtschaftliche Bedeutung zukommt.

In Erklärungen der deutschen Bundesregierung vom Februar bzw. März 2009 [2, 3] wurde der Umfang an geschädigten Betonfahrbahndecken, deren Schadensbilder auf Alkali-Kieselsäure-Reaktionen hindeuten, auf rd. 350 km Richtungsfahrbahn beziffert. Bei einem Gesamtstreckenbestand an Bundesautobahnen von rd. 12.500 km [4] und einem Anteil an Betonfahrbahndecken von rd. 30 % [5, 6] ergibt sich ein auf die Richtungsfahrbahnen bezogener Anteil geschädigter Betonfahrbahndecken von rd. 4,6 %. Die rd. 350 km Richtungsfahrbahn würden ferner geschätzte Kosten von rd. 3,5 Mrd. € verursachen. Gemäß den Ausführungen der Bundesregierung aus dem Jahr 2009 verteilen sich die beobachteten Schäden auf die Bundesländer Hessen (rd. 137 km, rd. 39 %), Sachsen-Anhalt (rd. 115 km, rd. 33 %), Nordrhein-Westfalen (rd. 3,1 km, rd. 1 %), Brandenburg (rd. 59 km, rd. 17 %), Mecklenburg-Vorpommern (rd. 27 km, rd. 8 %) und Sachsen (rd. 9,5 km, rd. 3 %). Auch wenn es sich dabei teilweise noch um AKR-Verdachtsfälle handelt, deren gutachterliche Bestätigung zu großen Teilen noch aussteht, wird dennoch deutlich, dass es sich hier nicht um eine regional eng eingegrenzte Problemstellung bzw. Besonderheit handelt.

Aufgrund der Vielzahl an potentiellen Ursachen ist daher in-situ auch davon auszugehen, dass die Risse nicht allein durch die AKR ausgelöst wurden, sondern Kombinationen und Interaktionen verschiedener Mechanismen dafür verantwortlich sind. Denn obwohl im Rahmen von Dünnschliffuntersuchungen Reaktionsprodukte einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Nachhinein zweifelsfrei nachgewiesen werden können, ist dennoch ungeklärt, inwieweit diese AKR als Hauptursache für die jeweils entstandene Rissbildung zu betrachten ist, bzw. welcher Anteil ihr an der Rissbildung zuzuschreiben ist. Ferner ist unklar, inwieweit diese durch eine externe Alkalizufuhr (Taumittel) intensiviert wird.



### 1.3 Ziel der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist, in einem ersten Schritt die vorhandenen und z. T. sehr unterschiedlich ausgeprägten Schäden an den Betonfahrbahndecken näher zu analysieren. Hierzu werden das jeweils vorhandene Rissbild quantifiziert sowie die verschiedensten Randbedingungen aus Planung, Bau und Betrieb der jeweiligen Streckenlose anhand von Bauwerksunterlagen ausgewertet. In diese Auswertung werden auch Ergebnisse einschlägiger AKR-Untersuchungen mit einbezogen. Ziel dieser Auswertung ist, die maßgebenden Beanspruchungen, die die Rissbildung begünstigt bzw. die Dauerhaftigkeit beeinträchtigt haben, systematisch zu identifizieren.

In einem zweiten Schritt wird im Rahmen von Laboruntersuchungen der Frage nachgegangen, inwieweit die als maßgebend identifizierten Beanspruchungen das Eindringverhalten extern zugeführter Alkalien und damit die Ausprägung AKR-bedingter Schäden in Betonfahrbahndecken negativ beeinflussen. Hierzu werden unter Variation der Anzahl an Lastzyklen Probekörper aus Straßenbeton realitätsnah, zyklisch beansprucht. Die sich infolge dieser Beanspruchung einstellenden Veränderungen im Mikrogefüge des Betons werden diskontinuierlich über Ultraschalllaufzeitmessungen erfasst. Primäres Ziel dieser Beanspruchungen ist, die Probekörper unterschiedlich stark vorzuschädigen. Im Anschluss wird dann eine Taumittellösung mit Hilfe eines belasteten Reifens in die unterschiedlich stark vorgeschädigten Probekörper eingewalkt. Hierbei wird die Anzahl der Überrollungen variiert. In Abhängigkeit des Vorschädigungsgrades sowie den Anzahlen der Überrollungen wird dann das Eindringverhalten der aufgetragenen Taumittellösung in das Betongefüge quantifiziert. Ferner werden Teilproben, die sich ebenfalls hinsichtlich des Vorschädigungsgrades sowie der Eindringtiefe der Taumittellösung unterscheiden, AKR-provozierend gelagert. Anhand der AKR-bedingten Dehnungsentwicklung während dieser Lagerung kann dann abgeschätzt werden, welchen Einfluss die Vorschädigungen des Betons bzw. die externe Alkalizufuhr auf die Initiierung bzw. Intensivierung AKR-bedingter Schäden in Betonfahrbahndecken unter sonst gleichen Randbedingungen (Betonzusammensetzung und Alkaligehalt im Frischbeton) haben.

## **2 STAND DES WISSENS**

### **2.1 Allgemeines**

Betonfahrbahndecken unterliegen im Laufe ihrer Nutzungsdauer sowohl lastunabhängigen als auch lastabhängigen Beanspruchungen. Lastunabhängige Beanspruchungen entstehen maßgeblich durch die behinderte Verformungsmöglichkeit der Fahrbahndecken bei Temperatur- und Feuchteänderungen. Demgegenüber werden lastabhängige Beanspruchungen durch Lasten aus dem Verkehr sowie dem Eigengewicht der Fahrbahndecke hervorgerufen.

### **2.2 Lastunabhängige Beanspruchungen**

#### **2.2.1 Verformungsbehinderung**

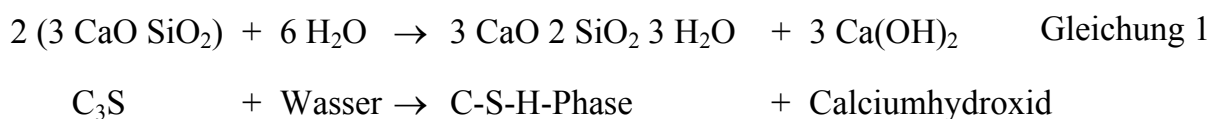
Betonfahrbahndecken werden i. d. R. für einen Fahrbahnquerschnitt mit zwei Richtungsfahrbahnen im Regelquerschnitt RQ 31, für drei Richtungsfahrbahnen im RQ 36 gemäß RAA hergestellt [7]. Hieraus ergibt sich, dass der Beton dann über die gesamte Breite der Fahrbahnen (12,0 m im RQ 31 bzw. 14,5 m im RQ 36 gemäß RAA) eingebaut wird. Bei einer Tagesbetonierleistung in Fahrbahnlängsrichtung von rd. 500 m und mehr ergeben sich sehr große Betonflächen. Aufgrund ihrer Ausdehnung, Masse und Reibung zur Unterlage können sich diese Betonflächen nicht frei verformen, mit der Folge, dass durch diese Behinderung Zwangs- und Eigenspannungen (äußerer und innerer Zwang) entstehen.

In statisch unbestimmten Systemen treten bei behinderten Verformungen Zwangsspannungen im Bauteil auf, die einen Biegemomenten-, Querkraft- und Normalkraftanteil haben können. Diese Zwangsspannungen rufen Auflagerreaktionen und entsprechende Schnittgrößen hervor. Demgegenüber wird von einer inneren Verformungsbehinderung gesprochen, wenn sich in einer Fahrbahndecke benachbarte Bereiche über die Querschnittshöhe unterschiedlich verformen möchten. Dieses ist jedoch aufgrund der Bernoulli-Hypothese (Ebenbleiben der Querschnitte) nicht möglich, sodass sich daraus Eigenspannungen generieren. Daher stehen Eigenspannungen über den Bauteilquerschnitt im Gleichgewicht und rufen keine Schnittgrößen hervor. Auch die statische Lagerung des Gesamtsystems hat keinen Einfluss auf die Eigenspannungen [8].

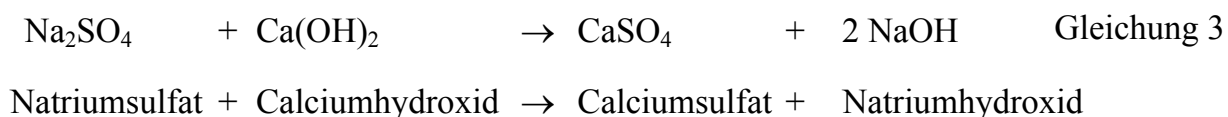
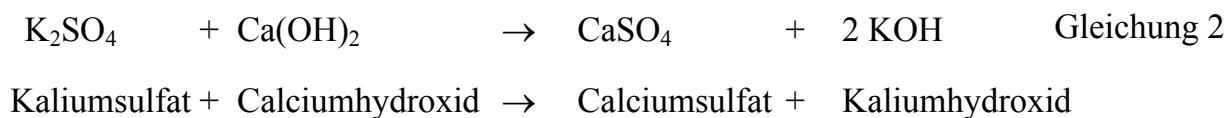
## 2.2.2 Thermische Beanspruchungen

### 2.2.2.1 Thermisches Verhalten des Straßenbetons während der Hydratation

Grundsätzlich wird als Hydratation die chemische Reaktion der Klinkerphasen des Zements mit Wasser bezeichnet. Als Reaktionsprodukte (Hydratationsprodukte) bilden sich überwiegend Calciumsilicathydrate (C-S-H Phasen, festigkeitsbildend, beispielhaft Gleichung 1), Calciumhydroxid  $\text{Ca(OH)}_2$  (Alkalität des Betons) sowie in geringerer Menge Ettringit und Monosulfat [9, 10].



Gleichzeitig gehen Natrium- und Kaliumsulfate des Portlandzements in Lösung und reagieren mit dem Hydratationsprodukt Calciumhydroxid zu Calciumsulfat sowie Kalium- und Natriumhydroxid gemäß Gleichung 2 und Gleichung 3 [10].



Daneben reagieren auch die Aluminatphasen ( $\text{C}_3\text{A}$ ,  $\text{C}_4\text{AF}$ ) des Zements während der Hydratation. Diese sind sowohl für die Wärmeentwicklung ( $\text{C}_3\text{A}$ ) als auch für die Farbe des Zementsteins ( $\text{C}_4\text{AF}$ ) maßgeblich verantwortlich [11, 12, 13].

Neben den Eigenschaften des Zements (chemische Zusammensetzung und Mahlfeinheit 16) wird die Hydratationsgeschwindigkeit im Beton maßgeblich vom Zementgehalt, dem Wasserzementwert und ggf. von Betonzusatzmitteln beeinflusst. Darüber hinaus haben auch die Temperaturen während der Erhärtung einen signifikanten Einfluss auf die Reaktionsgeschwindigkeit [11, 17, 18]. So führt eine Erhöhung der Tem-

peratur um 10 K bei sonst gleichen Bedingungen zu einer rd. doppelt so schnellen Hydratation und Wärmefreisetzung [19, 20, 21].

Die Festigkeitsentwicklung des Zementleims lässt sich anhand der Veränderung seiner Viskosität in drei Phasen (Ansteifen, Erstarren und Erhärten) unterteilen (Abbildung 1) [22, 23, 24].

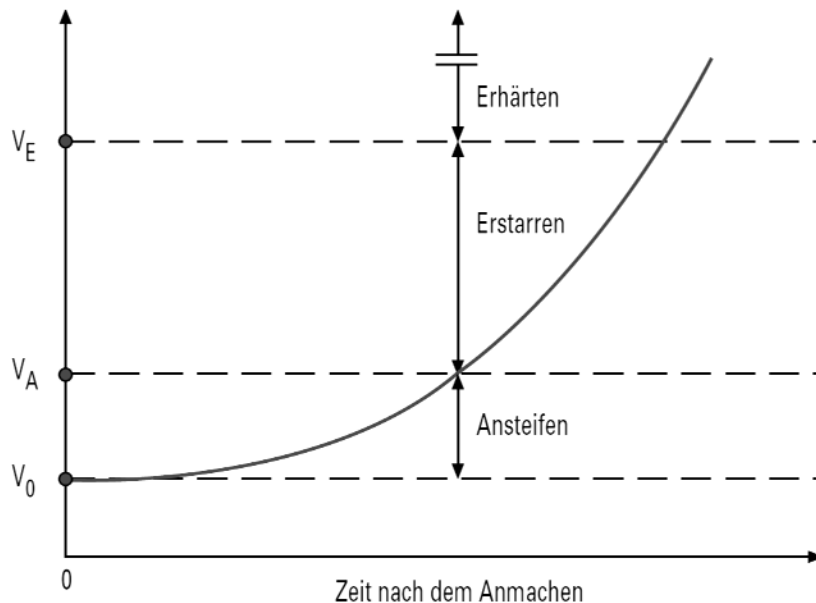


Abbildung 1: Definition von Ansteifen, Erstarren und Erhärten von Zement bei einer Prüfung der Erstarrungszeiten [24]

Nach dem Erstarrungsende entwickeln sich die mechanischen Eigenschaften des Betons kontinuierlich fort. Hierzu zählt neben der Steifigkeit des Betons (E-Modul) auch die Relaxation. Diese ist im jungen Alter noch sehr stark ausgeprägt, sodass Zwangsspannungen infolge einer Änderung der Temperatur (oder Feuchte) im Beton bei vollständiger Verformungsbehinderung in diesem Stadium nicht proportional zunehmen. In diesem Zusammenhang sind alle Zwangsspannungen infolge thermisch bedingter Einwirkungen auf die sog. Nullspannungstemperatur zu beziehen, die neben der absolut freigesetzten Wärmemenge vor allem von der parallel ablaufenden Wärmefreisetzung beeinflusst wird. Als Nullspannungstemperatur wird die Temperatur bezeichnet, bei der ein verformungsbehindert gelagertes Betonbauteil spannungsfrei ist. Für Betonfahrbahndecken ist eine exakte Bestimmung dieser Nullspannungstemperaturen versuchstechnisch in-situ sehr schwierig, da der tatsächliche Grad der Verformungsbehinderung unklar bleibt. Unterschiedliche Betone können jedoch im Labor mit Hilfe

eines sog. Reißrahmenversuchs, in dem Verformungen des Betons behindert werden, hinsichtlich ihrer Rissneigung und sich einstellenden Nullspannungstemperaturen untersucht werden [20].

In Abbildung 2 oben ist die Temperaturentwicklung und unten die sich einstellenden Zwangsspannungen infolge dieser verformungsbehinderten Lagerung während der Hydratation beispielhaft dargestellt [25].

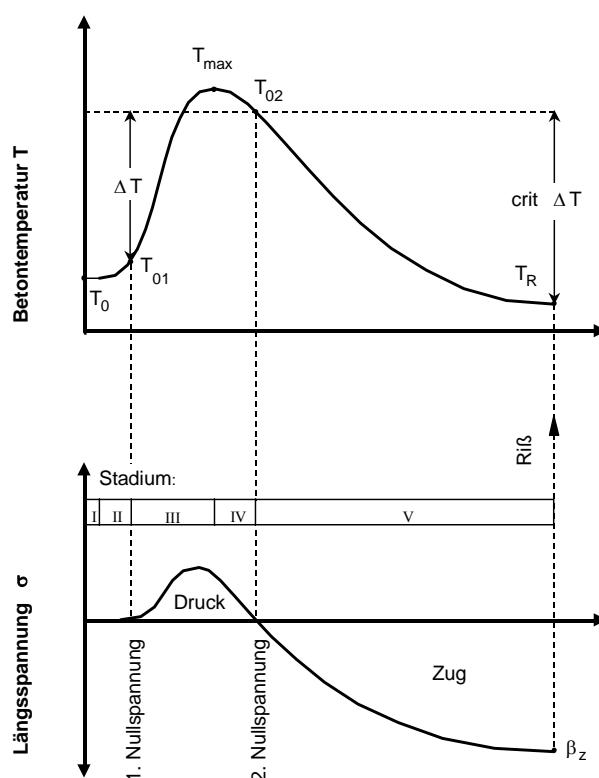


Abbildung 2: Temperatur- und Spannungsentwicklung im Reißrahmenversuch [25]

Dabei lässt sich die Entwicklung der Zwangsspannungen in fünf Phasen unterteilen [25]:

- Phase I Ruhephase ohne Erwärmung infolge Hydratation.
- Phase II Erwärmungen führen zu keinen nennenswerten Spannungen, da der Beton noch plastisch ist; Spannungen werden durch das hohe Relaxationsvermögen abgebaut.
- Phase III Weiterer Temperaturanstieg führt zu vermehrten Druckspannungen, da die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften (E-Modul, Festigkeit) ebenfalls weiter fortschreitet; jedoch erfolgt dieses aufgrund des noch hohen Relaxationsvermögens nicht proportional; das Spannungsmaximum wird vor dem Temperaturmaximum erreicht.

- Phase IV Abbau der vorhandenen Druckspannungen infolge Abkühlung und Relaxation.
- Phase V Aufbau von Zwangsspannungen infolge weiterer Abkühlung und Abnahme des Relaxationsvermögens.

Zudem wurden zwei Nullspannungstemperaturen definiert [25]:

- $T_{01}$  Als erste Nullspannungstemperatur  $T_{01}$  wird die Temperatur bezeichnet, ab der erste Druckspannungen infolge der Erwärmung entstehen.
- $T_{02}$  Die Temperatur, bei der der spannungsfreie Zustand nach Überschreiten des Temperaturmaximums erreicht wird (Ende Phase IV); diese wird als zweite (und eigentliche) Nullspannungstemperatur  $T_{02}$  bezeichnet.

Demnach ist für eine Bewertung von Zwangsspannungen, die sich infolge von Temperaturänderungen in den Betonfahrbahndecken einstellen, immer auch die entsprechende Nullspannungstemperatur  $T_{02}$  von entscheidender Bedeutung.

### 2.2.2.2 Spannungen und Dehnungen im Festbeton infolge Temperaturänderungen

Während der Erhärtung des Fahrbahndeckenbetons stellt sich i. d. R. eine über den Querschnitt ungleichmäßige Temperaturverteilung ein, die zu einer ungleichmäßigen nichtlinearen Verteilung der Nullspannungstemperatur über den Querschnitt führt (Abbildung 3). Hieraus ergibt sich der sog. Nullspannungstemperaturgradient [26].

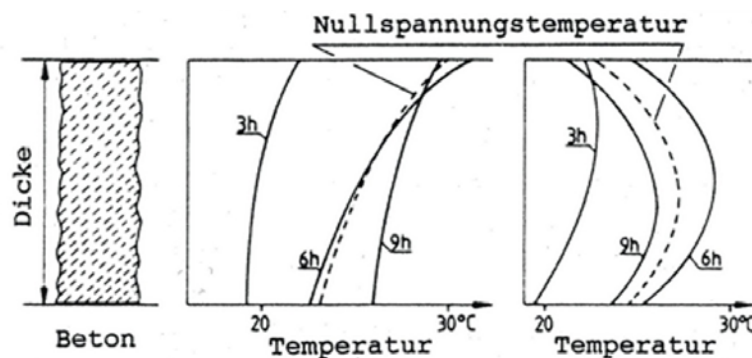


Abbildung 3: Temperaturverlauf und Nullspannungstemperatur (gestrichelt) in einer Betonfahrbahnplatte nach Betonage auf einem kühlen Untergrund bei Abkühlung bzw. Erwärmung von oben [27]

Ausgehend von diesem Nullspannungstemperaturgradienten führen Temperaturänderungen zu Dehnungen bzw. infolge der Verformungsbehinderung zu nichtlinearverteilten Zwangsspannungen im Fahrbahndeckenbeton. Hierbei stellen die Umgebungstemperatur während der Herstellung, die Sonneneinstrahlung, die Windstärke, die Frischbetontemperatur, die Zementart und -menge sowie die Nachbehandlungsart und -dauer die wichtigsten Einflussparameter auf die Nullspannungstemperaturgradienten dar. Diesbezüglich ist der Zeitraum zwischen rd. acht bis zehn Stunden nach der Wasserzugabe von entscheidender Bedeutung [25, 28, ]. Die sich infolge der Verformungsbehinderung einstellenden Zwangsspannungen können in Längsspannungen bzw. Biegespannungen (Wölbspennungen) aufgeteilt werden. Zudem stellen sich nichtlinearverteilte Eigenspannungen ein (Abbildung 4).

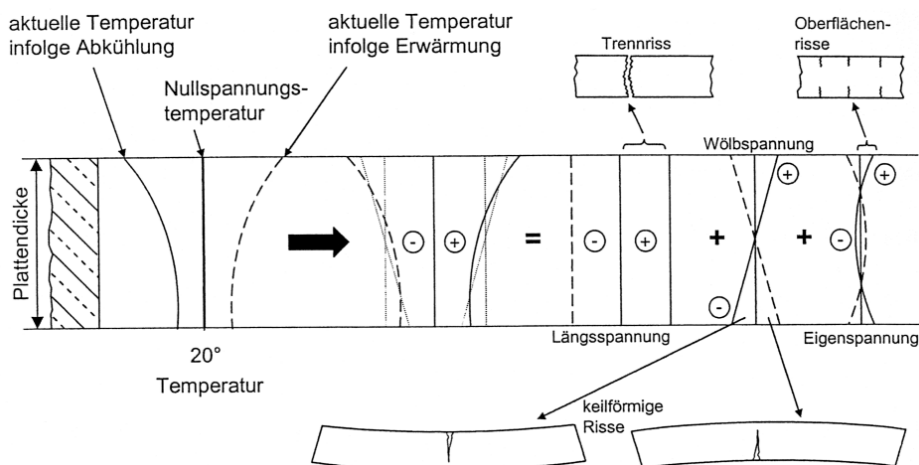


Abbildung 4: *Temperaturspannungen im Querschnitt einer Betonfahrbahndecke mit einem konstanten Nullspannungstemperaturgradienten bei Erwärmung bzw. Abkühlung der Oberseite [42]*

Eine Behinderung der Verformungsmöglichkeit in Längsrichtung führt zu entsprechenden Längszug- oder Längsdruckspannungen. Dabei ist hinsichtlich der Verformungsbehinderung bei Betonfahrbahndecken die Reibung zwischen der Fahrbahnplatte und dem Untergrund wie folgt zu berücksichtigen [35]:

$$\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l_0 - \frac{\gamma \cdot \mu \cdot l_0^2}{4 \cdot E} \quad \text{Gleichung 4}$$

mit: $\Delta l$	Längenänderung	[mm]
$\alpha_T$	Temperaturdehnungskoeffizient	[1/K]
$\Delta T$	Temperaturänderung	[K]
$l_0$	Ausgangslänge	[mm]
$\gamma$	Wichte des Betons	[N/mm <sup>3</sup> ]
$\mu$	Reibungsbeiwert	[-]
$E$	Elastizitätsmodul des Betons	[N/mm <sup>2</sup> ]

Für eine erstmalige Verschiebung nach der Herstellung der Betondecke kann der Reibungsbeiwert aufgrund des teilweise noch vorhandenen Verbundes zur unter der Betondecke befindlichen Tragschicht (Hydraulisch gebundene Tragschicht, Asphalt, Vliesstoff) in einer Größenordnung zwischen 1,0 und 2,0 liegen. Bei einer wiederholten, jahreszeitlich bedingten Bewegung der Fahrbahnplatte reduziert sich dieser Reibungsbeiwerte auf Werte zwischen 0,8 und 1,6 [30, 35].

Der Temperaturdehnungskoeffizient  $\alpha_T$  liegt bei Fahrbahndeckenbetonen in einer Größenordnung zwischen  $9 \cdot 10^{-6}$  und  $12 \cdot 10^{-6}$  [1/K] [31]. In der DIN 1045-1 wird für Normalbetone ein Temperaturdehnungskoeffizient von  $10 \cdot 10^{-6}$  [1/K] angegeben [32]. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Temperaturdehnungskoeffizient für Festbetone makroskopisch als isotrop angenommen werden kann, auch wenn die maßgeblichen Betonbestandteile (Zementstein und Gesteinskörnung) zumeist unterschiedliche Temperaturdehnungskoeffizienten aufweisen [33]. Die Wärmedehnzahlen der für den Betonstraßenbau verwendeten Gesteinskörnungen liegen, abhängig von der Gesteinsart, zwischen  $6,4 \cdot 10^{-6}$  und  $11,8 \cdot 10^{-6}$  1/K (Tabelle 1); die Wärmedehnzahl der Matrix liegt zwischen  $10 \cdot 10^{-6}$  und  $23 \cdot 10^{-6}$  1/K [10].



*Tabelle 1: Temperaturdehnungskoeffizienten verwendeter Gesteinskörnungen [10]*

Art der Gesteinskörnung	Temperaturdehnungskoeffizient $\alpha_T$ [-]
Granit	$7,4 \cdot 10^{-6}$
Diorit, Gabbro	$6,5 \cdot 10^{-6}$
Quarzporphyr, Rhyolith	$7,4 \cdot 10^{-6}$
Basalt	$6,4 \cdot 10^{-6}$
Quarzit, Grauwacke	$11,8 \cdot 10^{-6}$

Die entsprechenden maximalen, gleichmäßigen Zwangsspannungen  $\max. \sigma_R$  berechnen sich dann zu [35]:

$$\max \sigma_R = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \mu \cdot l_0 \quad \text{Gleichung 5}$$

In Tabelle 2 sind aus der Literatur bekannte max. Längsdruckspannungen, äquivalente Temperaturänderungen und Verschiebewege aufgelistet. Diese wurden jeweils für Reibungsbeiwerte zwischen der Tragschicht und der Betondecke von 0,8 bzw. 1,6 berechnet [35].

*Tabelle 2: Spannungen und Verformungen infolge Reibung zwischen Tragschicht und Betondecke [35]*

Plattenlänge L		m	10	20	30	40	50	100	150
max. $\sigma_R$	$\mu=0,8$	N/mm <sup>2</sup>	0,10	0,19	0,29	0,38	0,48	0,96	1,44
	$\mu=1,6$	N/mm <sup>2</sup>	0,19	0,38	0,58	0,77	0,96	1,92	2,88
$\Delta T_R$	$\mu=0,8$	K	0,3	0,6	1,0	1,3	1,6	3,2	4,8
	$\mu=1,6$	K	0,6	1,3	1,9	2,6	3,2	6,4	9,6
$\Delta l_{10^\circ\text{C}}$	$\mu=0,8$	mm	0,98	1,94	2,86	3,74	4,60	8,40	11,40
	$\mu=1,6$	mm	0,97	1,87	2,71	3,49	4,20	6,80	7,80
$\mu$ = Reibungsbeiwert max. $\sigma_R$ = Längsspannung in Plattenmitte (Ausdehnungsnulldpunkt) $\Delta T_R$ = erforderliche Temperaturänderung $\Delta l_{10^\circ\text{C}}$ = Längenänderung der Betondecke bei einer Temperaturänderung von 10°C									

Tabelle 2 zeigt, dass die infolge von Reibung aktivierte Längszwangsspannung bei den üblichen Plattenlängen von rd. 5,0 m unter rd. 0,2 N/mm<sup>2</sup> liegt. Auch wenn diese bei langen Betonplatten zur Rissbildungen führen können, ist hier zu berücksichtigen, dass die Zugspannungen im Betonstraßenbau durch den Fugenschnitt sehr stark reduziert

werden. Damit können diese Zwangsspannungen zwar einen zusätzlichen Einfluss auf das Gesamtspannungsniveau haben, einzeln betrachtet kann dieser Einfluss jedoch vernachlässigt werden [34].

Neben diesem konstanten Temperaturanteil führt der lineare Anteil eines Temperaturgradienten zu Biegezwangsspannungen in der Betonfahrbahndecke (Abbildung 4). Erwärmt sich die Fahrbahndecke z. B. im Sommer über die Nullspannungstemperatur, würde sich die Betonplatte nach oben aufwölben. Diesem Aufwölben wirkt jedoch das Eigengewicht der Fahrbahnplatte entgegen. Auf diese Weise entsteht ein Biegemoment, das an der Plattenunterseite zu Biegezugspannungen führt, den sog. Wölbspanspannungen (Abbildung 5 links). In diesem Fall wird definitionsgemäß von einem positiven Temperaturgradienten  $\Delta t$  ( $T_{\text{oben}} - T_{\text{unten}} > 0$ , wobei auch hier die Nullspannungstemperaturen zu berücksichtigen sind) ausgegangen. Im umgekehrten Fall einer Abkühlung der Betonoberfläche ( $T_{\text{oben}} - T_{\text{unten}} < 0$ ) handelt es sich demnach um einen negativen Temperaturgradienten  $\Delta t$ . Dieser berechnet sich zu:

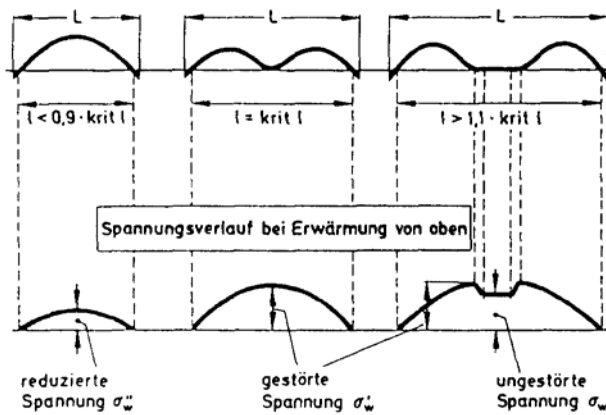
$$\Delta t = \frac{T_{\text{oben}} - T_{\text{unten}}}{h} \quad \text{Gleichung 6}$$

mit: $\Delta t$	linearer Temperaturgradient	[K/mm]
$T$	Temperatur	[K]
$h$	Dicke der Fahrbahnplatte	[mm]

Ein positiver Temperaturgradient führt demnach zu einer Aufwölbung der Fahrbahnplatte, d. h. die Plattenmitte hebt sich nach oben ab. Bei einem negativen Temperaturgradienten kommt es hingegen zu einem Aufschüsseln der Plattenränder (Abbildung 5). Für die Bemessung wird bei einer Erwärmung von oben ein positiver Temperaturgradient von  $\Delta t = 0,09$  [K/mm] und für eine Abkühlung von oben ein negativer Temperaturgradient von  $\Delta t = -0,035$  [K/mm] angesetzt [35].

Zusätzlich zu dem Temperaturgradienten haben auch die geometrischen Randbedingungen einen Einfluss auf die Biegezwangsspannungen. Diese werden insbesondere durch die sog. kritische Länge  $l_{\text{krit}}$  charakterisiert. Sie berechnet sich für die Temperaturgradienten jeweils aus dem Gleichgewicht der Temperaturverformungen und der Rückverformung infolge des Eigengewichtes (Prinzip der virtuellen Verrückung) (Abbildung 5).

## Positiver Temperaturgradient



## Negativer Temperaturgradient

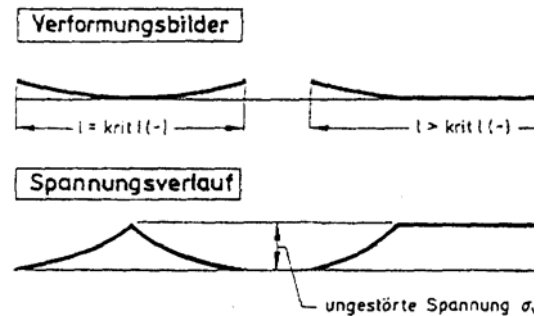


Abbildung 5: Verformungsfiguren von Platten durch einseitige Temperatureinwirkungen in Abhängigkeit der kritischen Länge  $l_{krit}$  [35]

Die jeweiligen kritischen Längen  $l_{krit}$  berechnen sich zu [35]:

$$l_{krit} = h \cdot \sqrt{0,8 \cdot \frac{1}{1-\mu} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E}{\gamma}} \quad \text{für einen positiven Gradienten} \quad \text{Gleichung 7}$$

$$l_{krit} = 0,8165 \cdot h \cdot \sqrt{\frac{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E}{\gamma}} \quad \text{für einen negativen Gradienten} \quad \text{Gleichung 8}$$

mit: $l_{krit}$	kritische Länge	[mm]
$\alpha_T$	Temperaturdehnungskoeffizient	[1/K]
$\Delta t$	Temperaturgradient	[K/mm]
$\gamma$	Wichte	[N/mm <sup>3</sup> ]
$h$	Plattenhöhe	[mm]
$E$	Elastizitätsmodul	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\mu$	Querdehnzahl	[-]

Für die Berechnung der maßgeblichen Wölbspannungen wird zwischen den reduzierten, gestörten und ungestörten Wölbspannungen unterschieden [35]. Eine reduzierte Wölbspannung  $\sigma_w^{II}$  (Gleichung 10) ergibt sich bei einer Plattenlänge von  $l < 0,9 \cdot l_{krit}$ , eine gestörte bei  $l = l_{krit}$  (Sonderfall). Diese sind aufgrund unterschiedlicher Krümmun-

gen rd. 20% größer als die ungestörten Wölbspannungen  $\sigma_w$  (Gleichung 9), die bei Plattenlängen von  $l > 1,1 \cdot l_{krit}$  rechnerisch in Ansatz zu bringen sind. Unter der Annahme einer vollständigen Verformungsbehinderung, einer unendlich steifen Unterlage sowie keinem Verbund zur Tragschicht ergibt sich die Biegezwangsspannung  $\sigma_w$  zu [35]:

$$\sigma_w = \frac{1}{1-\mu} \cdot \frac{h \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha_T \cdot E \quad \text{Gleichung 9}$$

mit: $\sigma_w$	Wölbspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\alpha_T$	Temperaturdehnungskoeffizient	[1/K]
$\Delta t$	Temperaturgradient	[K/mm]
$\mu$	Querdehnzahl	[-]
$h$	Plattenhöhe bzw. -dicke	[mm]
$E$	Elastizitätsmodul	[N/mm <sup>2</sup> ]

Die reduzierte Wölbspannung kann dann mit folgender Formel berechnet werden [35]:

$$\sigma''_w = \left( \frac{L - 400}{0,9 \cdot l_{krit}} \right)^2 \cdot \sigma_w \quad \text{Gleichung 10}$$

mit: $\sigma''_w$	reduzierte Wölbspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_w$	Wölbspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$L$	Plattenlänge	[mm]
$l_{krit}$	kritische Länge	[mm]

Wie beschrieben, sind die resultierenden Biegezwangsspannungen einerseits maßgeblich von den während der Erhärtung des Straßenbetons eingepprägten Nullspannungstemperaturgradienten und andererseits von den aktuellen jahreszeitlich veränderlichen Temperaturgradienten abhängig.

Diese werden maßgeblich durch die Umgebungstemperaturen bestimmt. Zudem führt auch die kurzweilige Sonnenstrahlung zu einer Erwärmung der Betonfahrbahndecke. Diese ist wiederum von der Trübung der Luft, dem Einfallswinkel der Strahlung sowie der Helligkeit der Betonoberfläche abhängig. Neben den jahreszeitlichen Temperatur-

änderungen kann z. B. auch Niederschlag, der innerhalb weniger Minuten vor allem durch Gewitterregen im Sommer zu beobachten ist, zu einer schnellen Abkühlung der Betonrandzone führen. Hier sind schnelle Temperaturänderungen möglich, die in Betondecken zu einem kurzfristig vorhandenem negativen Temperaturgradienten in einer Größenordnung von 1,3 K/cm führen (Abbildung 6) [36, 37, 38, 39, 40].

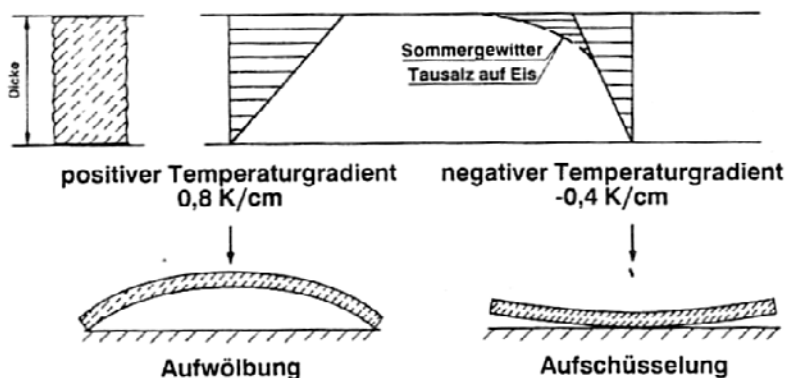


Abbildung 6: Temperaturgradienten und Verformungen in Betonplatten [41]

Unter der Annahme typischer Materialkennwerte für Straßenbetone (Temperaturdehnzahl  $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ , E-Modul  $35.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $\mu$  0,20 und einer Wichte von  $24 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3$ ) sowie einer Plattendicke von 270 mm und einer Plattenlänge von 5,0 m lassen sich gemäß Gleichung 7 bis Gleichung 10 die in Tabelle 3 aufgelisteten thermisch bedingten Wölbspannungen abschätzen.

Tabelle 3: Abgeschätzte Wölbspannungen infolge Temperaturänderungen

	Positiver Temperaturgradient		Negativer Temperaturgradient	
	0,8 K/cm (Erwärmung)	-0,4 K/cm (Abkühlung)	-1,3 K/cm (Gewitterregen)	
Kritische Länge $l_{\text{krit}}$ [m]	10,1	5,83	10,5	
ungestörte Wölbspannung $\sigma_w$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-5,67	2,84	9,21	
reduzierte Wölbspannung $\sigma'_w$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-1,45	2,18	2,18	

## 2.2.3 Hygrische Beanspruchungen

### 2.2.3.1 Schwinden, Quellen und Feuchte-transport

Hygrisch bedingte Verformungen des Straßenbetons stellen sich im Allgemeinen durch Schwinden infolge des Austrocknens oder durch Quellen infolge Feuchtigkeitszunahme ein. Dabei sind beide Vorgänge maßgeblich von der Feuchteleitfähigkeit und dem Feuchte-transport sowie der Schwindverformungszahl des Betons abhängig. Die Schwindverformungszahl ist ein Maß für die bei Feuchteänderungen auftretenden Formänderungen analog zu der Wärmedehnzahl bei Temperatureinwirkung. Beide werden wiederum sehr stark von der Betonzusammensetzung (Zementart, -menge und -gehalt sowie w/z-Wert) beeinflusst [42, 43, 44, 45, 46].

Grundsätzlich können vier Arten des Schwindens bzw. Quellens unterschieden werden, auch wenn nicht alle Schwindarten ausschließlich auf Feuchteänderungen zurückzuführen sind [47, 48, 49]:

1. Plastisches Schwinden, Frühschwinden oder Kapillarschwinden des Frischbetons
2. Chemisches und autogenes Schwinden
3. Carbonatisierungsschwinden
4. Austrocknungsschwinden und Quellen des Festbetons ist gekennzeichnet durch:
  - Sehr langsame zeit- und lastunabhängige Verformung des porösen Festbetons infolge Wasseraufnahme bzw. -abgabe.
  - Bei Betonfahrbahndecken findet aufgrund der freien Bewitterung ein stetiger Wechsel zwischen Schwinden und Quellen statt. Er wird maßgeblich durch die relative Luftfeuchte bestimmt [50].
  - Das Austrocknungsschwinden und Quellen ist reversibel.

Bei Fahrbahndecken aus Beton können i. d. R. das plastische, autogene und Carbonatisierungsschwinden bei der Betrachtung der maßgeblichen Einwirkungen vernachlässigt werden. Demgegenüber kommt dem Trocknungsschwinden bzw. dem Quellen des Betons infolge Wasseraufnahme und -abgabe eine besondere Bedeutung zu. Das Trocknungsschwinden bzw. Quellen wird dabei maßgeblich durch die Feuchteleitfähigkeit des Betons bestimmt.

Die Feuchteleitfähigkeit eines Betons wird wiederum maßgeblich von der Menge an feuchteleitenden Kapillarporen, der Kapillarporosität, bestimmt. Je mehr feuchtelei-

tende Poren im Beton vorhanden sind, desto größer ist die Feuchteleitfähigkeit und desto schneller kann der Beton bei entsprechenden Umgebungsbedingungen Feuchtigkeit aufnehmen bzw. abgeben [51].

Der Feuchtetransport im Beton beruht im Allgemeinen auf einem hygri-schen Ungleichgewicht, das entweder innerhalb des Betons oder zwischen dem Beton und der Umgebung vorherrscht. Dabei wird die Wasseraufnahme bzw. -abgabe in erster Linie vom kapillaren Wassertransport sowie der Wasserdampfdiffusion beeinflusst. Beide Transportvorgänge finden gleichzeitig statt und sind kaum zu trennen [52].

### *2.2.3.2 Spannungen und Dehnungen im Festbeton infolge Feuchteänderungen*

Ähnlich wie bei Temperaturänderungen werden im Beton auch bei Änderungen der Feuchtigkeit gegenüber dem hygri-schen Ausgangszustand Verformungen hervorgerufen, die – sofern sie wie bei Betonfahrbahn-decken behindert werden – analog zu den thermischen Verformungen zu Zwang- und Eigenspannungen führen (wie Abbildung 4, jedoch hygri-sche Dehnung).

Hierbei sei angemerkt, dass sich die hygri-sch bedingten Vorgänge i. A. über deutlich längere Zeiträume erstrecken als die thermisch bedingten. In der Praxis erfolgt das Austrocknen der Oberfläche vergleichsweise langsam, da eine zwischenzeitliche kapillare Wasserumverteilung bereits nach wenigen Stunden eine deutliche Rückverformung zur Folge hat [53]. Zudem werden Eigen- und Zwangsspannungen durch Kriecheinflüsse zum Teil erheblich abgemindert [46]. Diese Längenänderungen infolge hygri-scher Einwirkungen sind zunächst in etwa direkt proportional zur Wasseraufnahme [41, 55]. Ab einem Wassergehalt von rd. 4 M.-% steigt der Proportionalitätsfaktor jedoch rasch auf das rd. 6-fache an (Abbildung 7). Eine Erhöhung des Feuchtegehalts von beispielsweise 4,2 M.-% auf 4,6 M.-% führt zu einer Dehnung um rd. 0,2 mm/m, was einer Temperaturerhöhung um 20 K entspricht.

Von Bedeutung ist dabei auch die Feuchteverteilung über den Betonquerschnitt. In verschiedenen Untersuchungen [54, 55] hat sich gezeigt, dass unter normalen Bedingungen nur die obersten Zentimeter des Straßenbetons stark austrocknen und der übrige Bereich einen nahezu einheitlichen Feuchtegehalt aufweist. Steht die Unterseite der Betondecke direkt mit Wasser in Kontakt, wird sogar zusätzlich Feuchte aufgenommen, was zu erhöhtem Quellen und entsprechend hohen Spannungen führt (Abbildung 8).

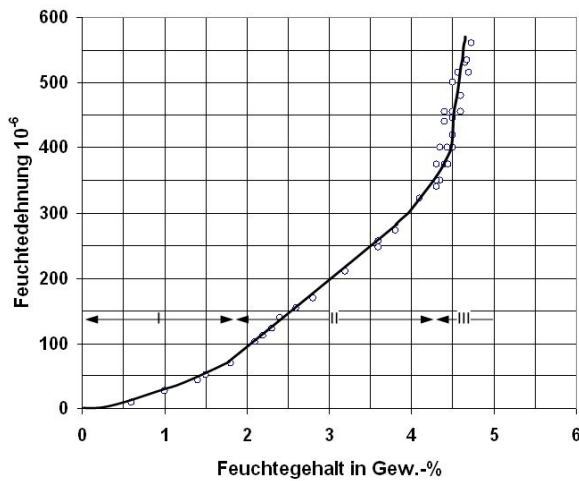


Abbildung 7: Hygrische Verformungen in Abhängigkeit des Feuchtegehalts [55]

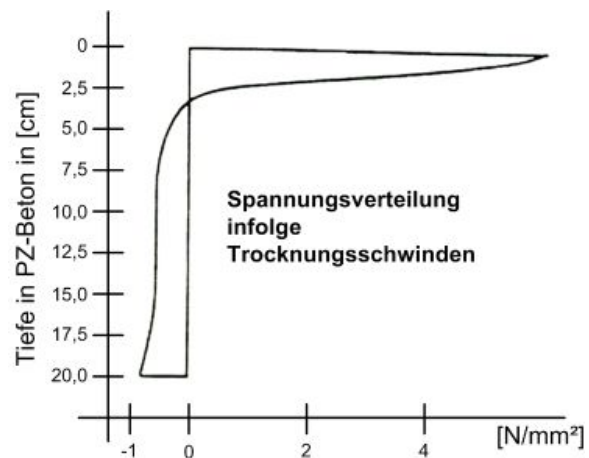


Abbildung 8: Spannungsverteilung bei Austrocknung der Oberfläche [54]

In einschlägigen Untersuchungen zeigte sich, dass bei einer 22 cm dicken Betonplatte zwischen schwindender Oberschicht und quellender Unterschicht ein Dehnungsunterschied von 0,4 ‰ auftreten kann. Dieser Unterschied führt infolge des Feuchtigkeitsgefälles zu einem negativen Verformungsgradienten, der etwa doppelt so groß ist, wie der, der sich als maximaler thermischer Verformungsgradient (bei Erwärmung von oben: max.  $\Delta t = 0,8 \text{ K/cm}$ ) einstellt [56]. Bei gleichzeitigem Wassersaugen an der Unterseite ergab sich sogar ein äquivalenter Temperaturgradient von bis zu 1,6 K/cm und ein Abheben der Plattenränder von mehreren Millimetern [56, 57].

Das Quellen im unteren und mittleren Deckenbereich führt in Kombination mit dem Schwinden in den obersten Zentimetern zu Spannungen wie sie in Abbildung 4 analog für nicht-lineare Temperaturverteilungen dargestellt sind. Neben zentrischen Längsspannungen bilden sich auch hier an der austrocknenden Oberseite der Betondecke zusätzliche Zugspannungen in einer Größenordnung von 5 N/mm<sup>2</sup> in Form von Biege- und Eigenspannungen [58].

Da der nicht-lineare Anteil an Eigenspannungen beim Schwinden besonders hoch ist (Abbildung 8), entstehen bei dieser Beanspruchung meist netzartige feine Krakeleerisse, aus denen sich dann später durchgehende Längs- und Querrisse weiterentwickeln können. Solche Krakeleerisse in der Oberfläche bilden sich oftmals schon in jungem Alter bei frühzeitiger Austrocknung [55].



## 2.3 Lastabhängige Beanspruchungen

### 2.3.1 Statische Verkehrslasten

Betonfahrbahndecken werden maßgeblich durch die mechanischen Belastungen aus dem überrollenden Verkehr beansprucht [59, 60, 61, 62]. Die einwirkenden Verkehrslasten greifen naturgemäß an der Fahrbahnoberfläche an und erzeugen im Querschnitt überwiegend Biegespannungen [63]. Die Spannungen und Verformungen infolge der Verkehrslasten können dabei grundsätzlich mit den unterschiedlichen in Abbildung 9 dargestellten Modellen berechnet werden [35].

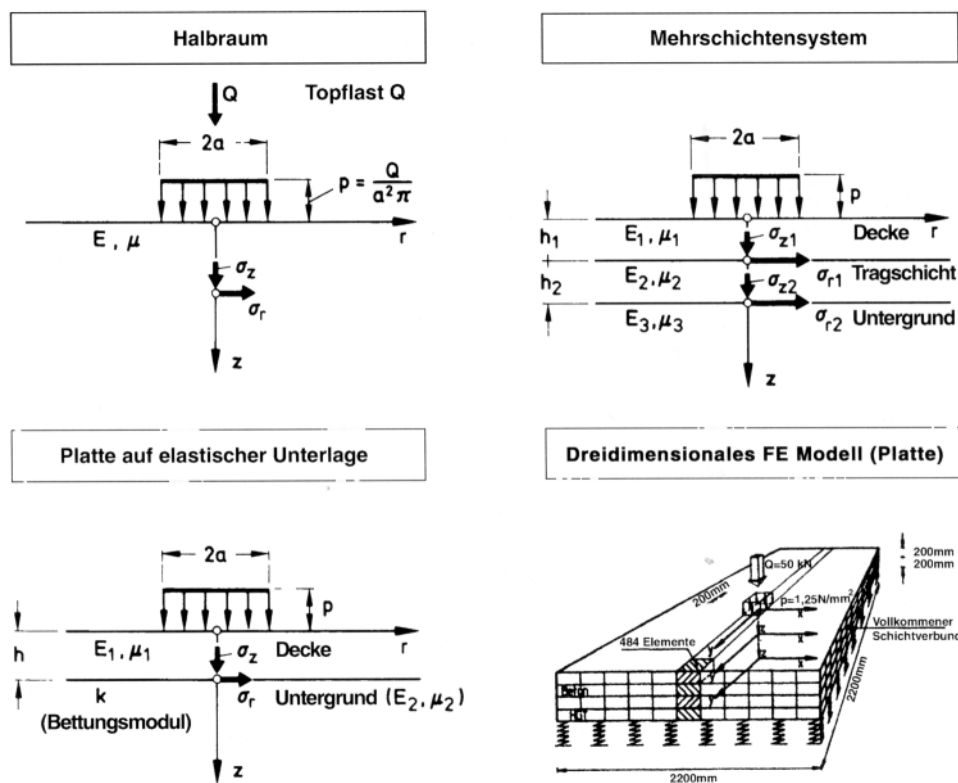


Abbildung 9: Rechenmodelle für Fahrbahnen [35]

Vielfach werden bis heute für die Berechnung von Spannungen in Betonfahrbahndecken auf elastischer Unterlage die ersten Ansätze von Westergaard angewandt [64]. Für den Lastfall „Plattenmitte“ und „Plattenrand“ lassen sich nach diesem Näherungsverfahren, dem die Bettungsmodultheorie zugrunde liegt, die Spannungen  $\sigma_{QM}$  und  $\sigma_{QR}$  infolge der statischen Verkehrseinwirkung gemäß Gleichung 11 und Gleichung 12 sehr einfach abschätzen.

$$\sigma_{QM} = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[ \lg \left( \frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad \text{Gleichung 11}$$

$$\sigma_{QR} = W \cdot \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[ \lg \left( \frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) + \lg \left( \frac{b}{1 - \mu} \right) - 2,484 \right] \quad \text{Gleichung 12}$$

mit: Q	Radlast	[N]
h	Dicke der Betondecke	[mm]
$\mu$	Querdehnzahl des Betons	[-]
E	Elastizitätsmodul des Betons	[N/mm <sup>2</sup> ]
k	Bettungsmodul	[N/mm <sup>3</sup> ]
b	(fiktiver) Belastungsradius zur Berücksichtigung eines von der Balkentheorie abweichenden Spannungsverlaufs	[mm]
	$= \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h$	für $a < 1,724 h$
	$= a$	für $a > 1,724 h$
a	Belastungskreishalbmesser	[mm]
	$= \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}}$	
p	Kontaktdruck	[N/mm <sup>2</sup> ]
W	Wirksamkeitsindex für die mittragende Wirkung der Nachbarplatte für verdübelte Fugen gemäß [35] $W = 0,80$	[-]

In Abbildung 10 sind die nach Gleichung 11 und Gleichung 12 berechneten Biegespannungen für verschieden dicke Betonfahrbahndecken (Querdehnzahl  $\mu = 0,20$ , E-Modul  $E = 35.000 \text{ N/mm}^2$ , Bettungsmodul  $k = 0,028 \text{ N/mm}^3$  und einem Kontaktdruck  $p = 0,7 \text{ N/mm}^2$ ) dargestellt.

Für die in Deutschland derzeit gemäß §34 der Straßenverkehrsordnung zugelassige max. Achslast von 11,5 t – entsprechend einer Radlast von 57,5 kN – ergibt sich demnach eine statische Biegespannung infolge der Verkehrsbelastung in Plattenmitte von rd. 1,1 N/mm<sup>2</sup>, am Plattenrand von rd. 1,2 N/mm<sup>2</sup>.

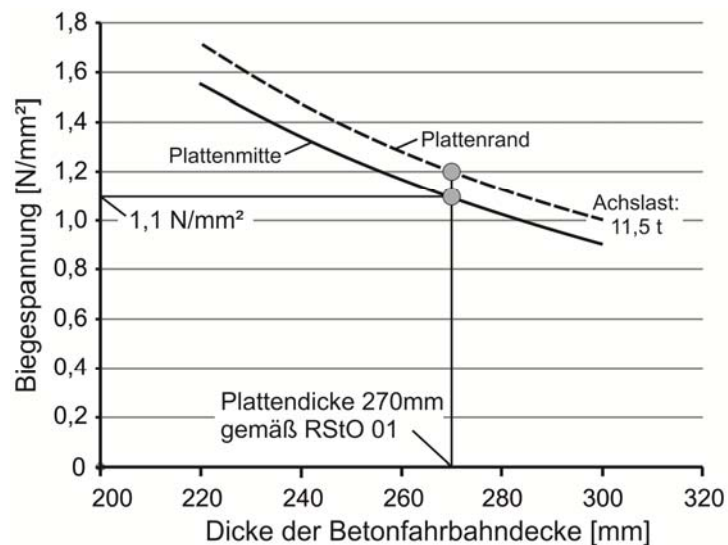


Abbildung 10: Nach dem Verfahren von Westergaard berechnete Biegespannungen

### 2.3.2 Dynamische Verkehrslasten

Neben den statischen Verkehrslasten sind i. d. R. im Rahmen einer Bemessung von Betonfahrbahndecken zusätzlich dynamische Schwankungen der Achslasten anzusetzen, die über den Streckenverlauf variieren (Abbildung 11) [65, 66, 67, 68, 69].

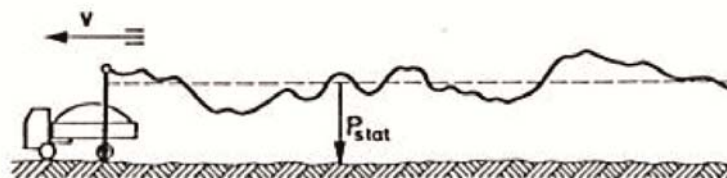


Abbildung 11: Aufzeichnung der schwankenden Achslast  $P$  um die statische Achslast  $P_{stat}$  [65]

Diese schwankenden Achslasten werden maßgeblich von der Fahrzeuggeschwindigkeit aber auch von der Straßenbeschaffenheit, der Reifenbauart und den Federungs- und Dämpfungseigenschaften der Achse beeinflusst (Abbildung 12) [65].

Dabei zeigen Ergebnisse des AASHO-Road-Tests [70], dass die statischen Radlasten aufgrund von Straßenschäden (Unebenheiten etc.) für stark belastete Straßen global mit einem Sicherheitsfaktor von 1,2 bis 1,5 erhöht werden sollten, bei weniger stark belasteten Straßen mit einem Faktor von 1,0 bis 1,2 [66]. Aus Abbildung 12 geht fer-

ner für Autobahnen sowie für eine Fahrgeschwindigkeit von 80 km/h (max. zul. Lkw-Geschwindigkeit) hervor, dass dieser Sicherheitsfaktor ( $1 + P_{\text{dyn, eff}}/P_{\text{stat}}$ ) in Abhängigkeit des Fahrzeugwertes  $F$  weiter auf einen Bereich zwischen 1,03 bis 1,12 eingegrenzt werden kann. Niemann [71] ist jedoch der Meinung, dass diese Sicherheitsfaktoren bei einer Bemessung der Betonfahrbahndecken aufgrund der geringen Stützweite und insgesamt hohen Masse der Betonplatten sowie der dämpfenden Wirkung der Bettung vernachlässigbar sind.

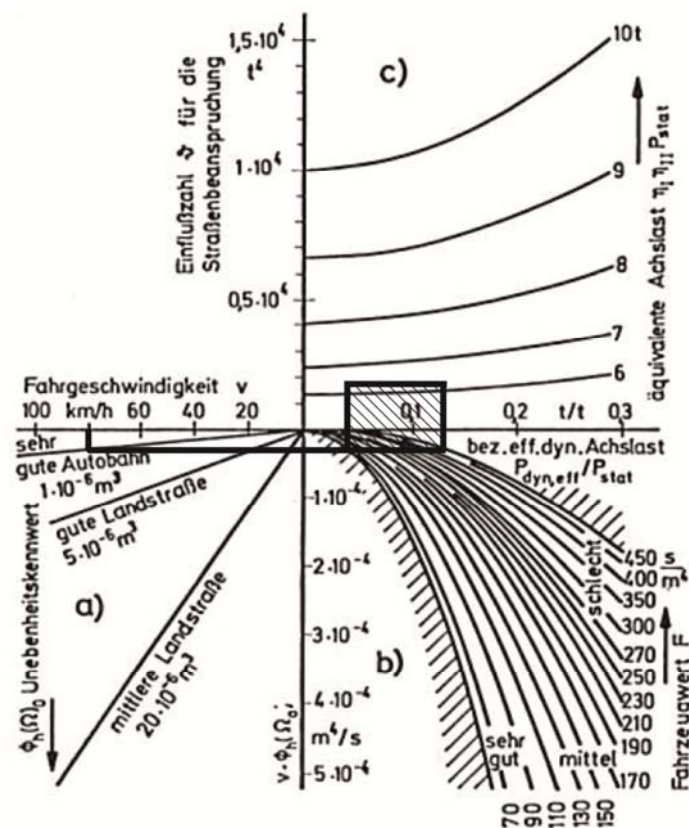


Abbildung 12: Straßenbeanspruchung bei unebenen Fahrbahnen [65]  
 a) Zusammenhang zwischen Fahrgeschwindigkeit und Unebenheitskennwert  
 b) Zusammenhang zwischen Fahrzeugwert  $F$  und auf  $P_{\text{stat}}$  bezogenen effektiven dynamischen Achslast  $P_{\text{dyn, eff}}$

Im Gegensatz zu diesen dynamischen Achslastschwankungen, die eine kurzfristige Spannungserhöhung infolge der schwingenden Fahrzeugmasse (Erhöhung der Einwirkung) darstellen, wird bei einer zyklischen Verkehrsbelastung die Abnahme der Steifigkeit (Verringerung des Widerstandes) infolge einer Ermüdungsbeanspruchung betrachtet.

### 2.3.3 Zyklische Verkehrslasten (Ermüdung)

Es ist allgemein bekannt, dass ein Werkstoff infolge sehr vieler Lastzyklen auch unterhalb seiner Kurzzeitfestigkeit infolge Ermüdung versagen kann. Daher ist bei zyklisch belasteten Bauteilen stets zwischen der sog. Kurzzeitfestigkeit, der Zeitfestigkeit und der Dauerschwingfestigkeit zu unterscheiden (Abbildung 13) [73].

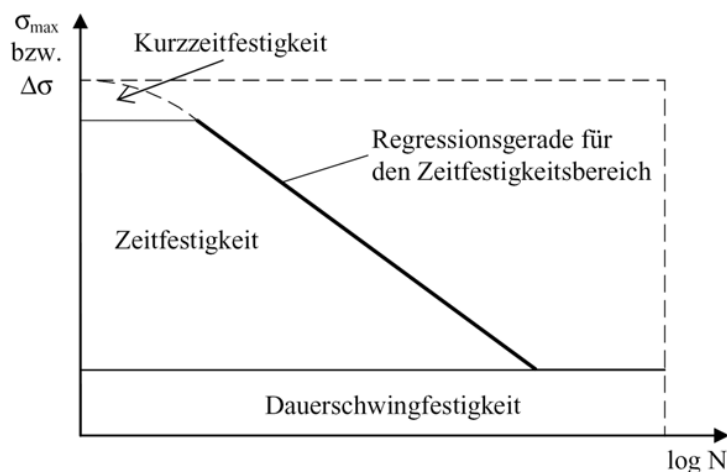


Abbildung 13: Schematisches Wöhler-Diagramm mit unterschiedlichen Festigkeitsbereichen [73]

Mit sinkender Amplitude der Belastung ( $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ ) tritt ein Versagen des Betons schon nach einigen Hunderttausend oder erst nach mehreren zig-Millionen Lastwechseln ein (Wöhlerfestigkeit). Dabei wird die Anzahl der Lastwechsel, bei der eine Probe infolge zyklischer Belastungen versagt, mit den in Abbildung 14 dargestellten sog. Wöhlerlinien über die Ermüdungslastwechselanzahl oder Bruchlastzyklenzahlen  $N_f$  (Fatigue) beschrieben.

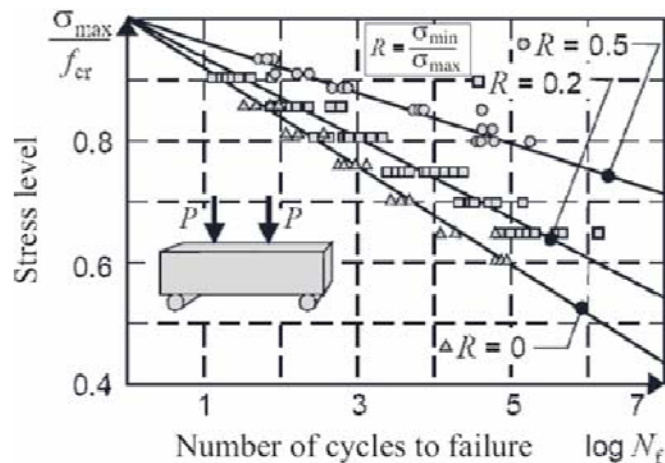


Abbildung 14: Wöhlerlinie für zyklische Biegezugbelastung [72, 73]

Diesen Wöhlerlinien ist in erster Linie zu entnehmen, nach wie vielen Lastzyklen der Beton bei einem vorgegebenen Verhältnis von Unter- und Oberspannung versagt. Aber auch bis zum eigentlichen Versagen des Betons stellen sich Veränderungen in den Betoneigenschaften ein (Abbildung 15).

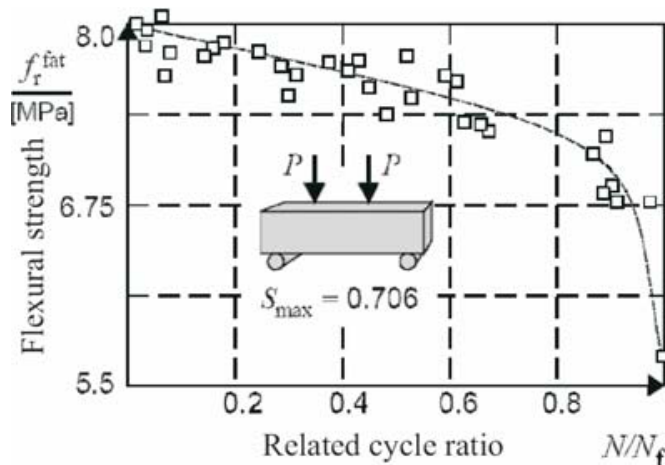


Abbildung 15: Veränderung der Biegezugfestigkeit infolge zyklischer Belastung [72, 73]

Abbildung 15 ist beispielsweise zu entnehmen, dass die Biegezugfestigkeit infolge einer zyklischen Belastung auf einem Spannungsniveau, das einem Verhältnis von Oberspannung zur Festigkeit ( $S = \sigma_{\max} / f_{ct}$ ) von 0,706 entspricht, bis rd. 80 % der Bruchlastzyklenzahl linear abnimmt. Im Bereich zwischen rd. 80 % bis 100 % kündigt sich das Versagen der Probe dann durch eine überproportionale Abnahme der Biegezugfestigkeit an [72, 73].

Die zyklischen Belastungen führen jedoch nicht nur zu einer Abnahme der Biegezugfestigkeit, es bilden sich allmählich auch feinste Mikrorisse im Betongefüge aus, die die Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahndecken z. T. stark beeinträchtigen können (Abbildung 16) [73].

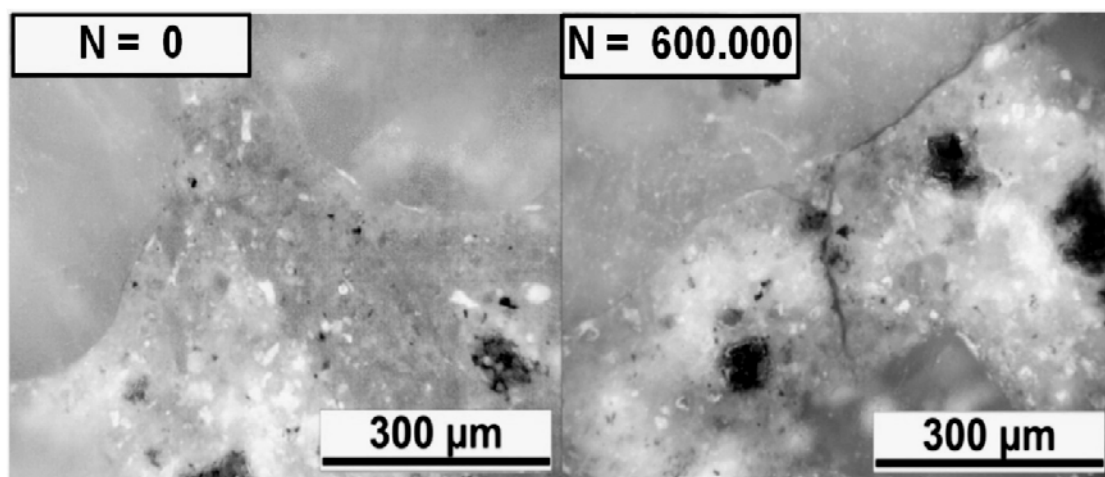


Abbildung 16: Mikrorissbildung infolge zyklischer Belastung [73]

Diesbezüglich zeigten Untersuchungen von Ibuk [73], dass mit zunehmender Lastzyklenzahl in erster Linie die Anzahl der Mikrorisse im Betongefüge ansteigt. Infolge einer Belastung mit 600.000 Lastzyklen nahmen diese beispielsweise von 2 Mikrorissen auf 14 Mikrorisse um den Faktor 7 zu. Im gleichen Zuge stiegen die gemessenen durchschnittlichen Rissbreiten von 4,0 µm auf 11,0 µm sowie die durchschnittlichen Risslängen (zurückgerechnet aus der Mikrorissfläche) von 425 µm auf 1163 µm um den Faktor 2,75 an (Tabelle 4). Das heißt, dass bei einer zweidimensionalen Betrachtung der Degradation des Betongefüges (Risscharakteristik ermittelt an polierten Schnittflächen) die Fläche, die für den Transport von Feuchtigkeit und in dieser gelöste Medien zur Verfügung steht, nach 600.000 Lastzyklen um den Faktor 53 zunahm.

Tabelle 4: Mikrorisscharakteristika nach unterschiedlichen Lastzyklen [73]

Lastzyklenzahl N		0	1	180.000	600.000
Mikrorissbreite <sup>1)</sup>	[µm]	4,0	8,0	7,0	11,0
Mikrorissanzahl	[-]	2	1	5	14
Mikrorissfläche	[µm <sup>2</sup> ]	3.400	2.900	28.400	179.200

<sup>1)</sup> gemittelte Werte

Diese Degradation ist verbunden mit einer entsprechenden Verminderung der Steifigkeit, die zerstörungsfrei über den dynamischen E-Modul beschrieben werden kann (Abbildung 17) [74].

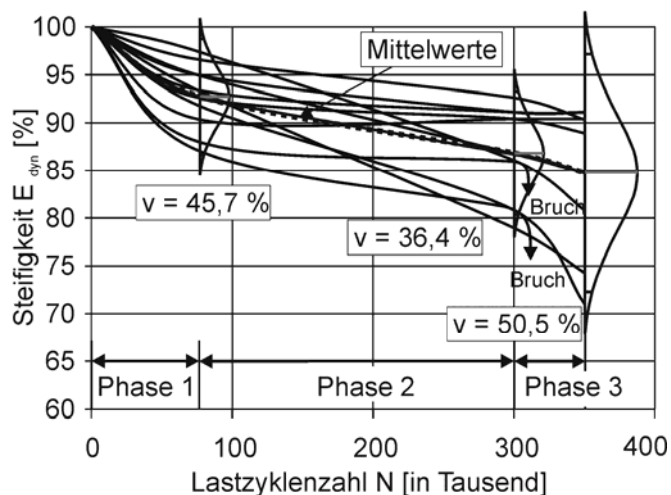


Abbildung 17: *Veränderungen der Steifigkeit im Beton mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen bei zyklischer Druckbeanspruchung [73]*

In Abbildung 17 ist ein typischer S-förmiger Verlauf des Steifigkeitsabfalls infolge einer zyklischen Belastung zu erkennen. Dabei zeigt sich, dass die Steifigkeit bereits nach wenigen 1000 Lastwechseln um rd. 5% abnimmt. Nach diesem anfänglich ausgeprägten Abfall nimmt die Degradation des Betongefüges bei anhaltender zyklischer Belastung zunächst nur noch langsam zu. Erst kurz vor dem endgültigen Versagen des Betons ist dann erneut eine ausgeprägte Zunahme der Degradation bzw. Abnahme der Steifigkeit zu beobachten. Gleichzeitig wird die „Dauerfestigkeit“ entsprechend reduziert, sodass sich Risse aus den überlagerten Spannungen verschiedener Ursachen allmählich deutlich unterhalb der Kurzzeitfestigkeit einstellen können. Darüber hinaus kann über diese Mikrorisse Feuchtigkeit, im Winterhalbjahr auch Taumittel, leichter in das Betoninnere gelangen und dort zu hygrischen bzw. chemischen Quellreaktionen (AKR) führen. Somit können sich infolge dieser lastabhängigen Degradation auch die Randbedingungen für lastunabhängige Einwirkungen langfristig verändern.

Eine besondere Bedeutung bekommen diese zyklischen Belastungen vor dem Hintergrund, dass diese die in den letzten Dekaden aufgrund der gestiegenen bundesweiten Güterverkehrsleistung (Abbildung 18) stetig zugenommen haben. Selbst wenn sich die zulässigen Radlasten in diesem Zeitraum nicht nennenswert erhöht haben, ist aufgrund



der erheblichen Zunahme des Schwerverkehrs dennoch von einer stärkeren zyklischen Beanspruchung der Betonfahrbahndecken auszugehen.

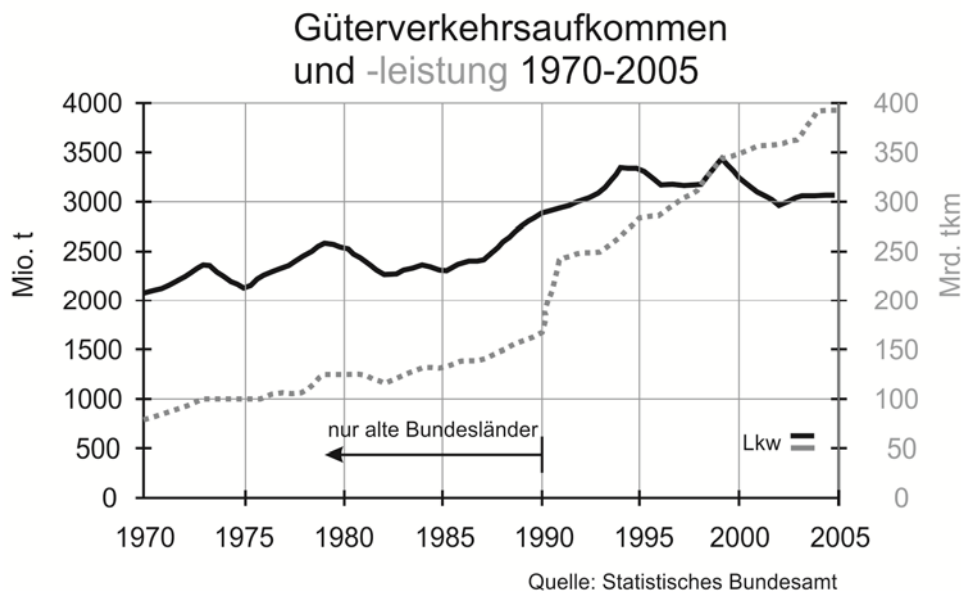


Abbildung 18: Güterverkehrsaufkommen und -leistung zwischen 1970 und 2005

## 2.4 Alkali-Kieselsäure-Reaktion

### 2.4.1 Allgemeines

Alkali-Kieselsäure-Reaktionen sind seit etwa 1940 bekannt, als erstmals Schäden an Betonbauteilen festgestellt wurden, die auf Reaktionen zwischen den in der Porenlösung des Zementsteins gelösten Alkalien (Natrium- und Kaliumionen) und amorphen, kryptokristallinen oder gittergestörten Kieselsäurebestandteilen ( $\text{SiO}_2$ ) der Gesteinskörnungen zurückzuführen waren [75]. Gefährdet sind dabei in erster Linie Gesteine, die amorphe Kieselsäure bzw. gestresste Quarze enthalten, da diese kein regelmäßiges Atomgitter aufweisen.

In Deutschland ist dabei grundsätzlich zwischen den sehr schnell hinsichtlich AKR reagierenden Gesteinen wie beispielsweise Opalsandstein, Kieselkreide, Flint und Kieselschiefer und den sog. slow/late Gesteinen wie beispielsweise Rhyolith (Quarzporphyr), Grauwacke, Granit und gebrochenem Oberrheinkiesplitt zu unterscheiden. Während die sehr schnell reagierenden Gesteine grundsätzlich nicht für den Bau von Betonfahrbahndecken eingesetzt werden dürfen, ist die Verwendung von slow/late

Gesteinen prinzipiell möglich. In diesem Fall ist jedoch eine intensive Begutachtung der Gesteine hinsichtlich ihrer AKR-Sensitivität zwingend erforderlich [75, 76, 77, 78, 79].

Ferner ist bei Betonfahrbahndecken grundsätzlich zwischen zwei unterschiedlichen Alkaliquellen zu unterscheiden:

1. Über den Zement (und in geringem Maße auch über die Zusatzmittel) bereits während der Herstellung eingetragene Alkalien.
2. Über alkalihaltige Taumittel während der Nutzungsdauer zusätzlich eingetragene Alkalien.

Nach bisherigen Erfahrungen ist mit einer schädigenden AKR erst zu rechnen, wenn der in Porenlösung des Betons gelöste Alkaligehalt über rd.  $3,0 \text{ kg/m}^3$  liegt [80].

## 2.4.2 Reaktionsmechanismus

### 2.4.2.1 Interne Alkaliquelle

Wird den Hauptklinkerphasen ( $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_2\text{S}$ ,  $\text{C}_4\text{AF}$ ,  $\text{C}_3\text{A}$ ) des Zements bei der Betonherstellung Wasser zugegeben, reagieren diese zu Calcium-Silikat-Hydraten (CSH-Phasen) und Calciumhydroxid ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) (Gleichung 1) [81]. Im gleichen Zuge gehen Natrium- und Kaliumsulfate in Lösung und reagieren mit dem Hydratationsprodukt Calciumhydroxid zu Calciumsulfat sowie Kalium- und Natriumhydroxid (Gleichung 2 und Gleichung 3). Als Folge dessen stehen gelöste Alkalihydroxide in der Porenlösung der Zementsteinmatrix grundsätzlich für eine AKR zu Verfügung.

Untersuchungen von Schäfer und Meng [82] zeigen, dass der in der Porenlösung des Betons gelöste Alkaligehalt bei Verwendung eines reinen Portlandzementes (CEM I) in einer Größenordnung von rd. 0,60 M.-% liegt, auch wenn der Gesamtalkaligehalt des Klinkers in diesem Beispiel rd. 0,75 M.-% betrug (Abbildung 19). Das heißt, dass nur rd. 75 % der gesamten über den Klinker in den Beton eingetragenen Alkalien in der Porenlösung gelöst wurden [82].

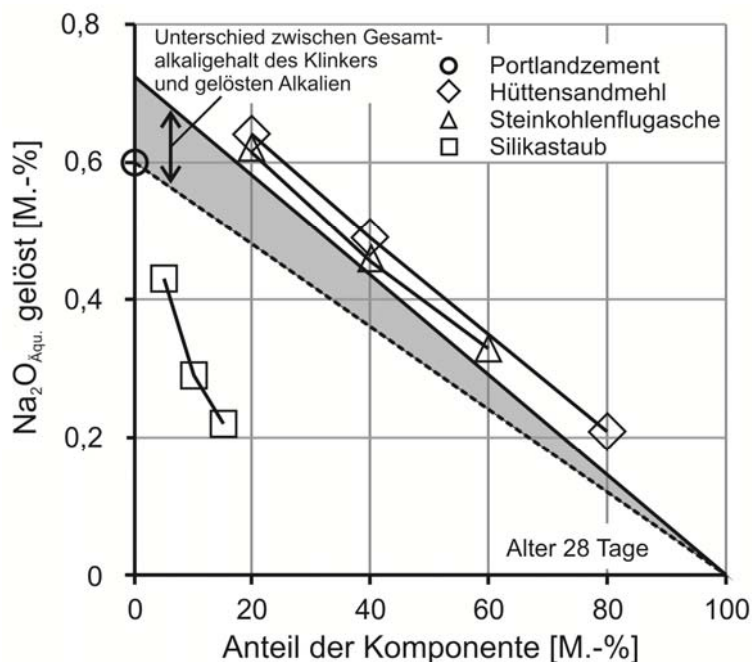


Abbildung 19: Einfluss der Zementbestandteile auf den gelösten Alkaligehalt [82]

Wird der Klinkeranteil durch Zugabe von Hüttensandmehl (z.B. CEM II/B-S), Steinkohlenflugasche (z.B. CEM II/B-V) oder Silikastaub (z.B. CEM II/A-D) reduziert, nimmt auch der Anteil der in der Porenlösung gelösten Alkalien ab, sodass sich auch das für eine AKR notwendige Alkaliangebot reduziert.

#### 2.4.2.2 Externe Alkaliquelle

Hinsichtlich der externen Alkalizufuhr zeigen Untersuchungen von Stark [83], dass die Dehnungen von Betonprobekörpern gleicher Ausgangsmischung bei der zusätzlichen Einwirkung einer NaCl-Lösung bzw. Kaliumacetat-Lösung (Flughafenbetrieb) mit einer Konzentration von  $0,6 \text{ mol}_{\text{Wirkstoff}}/\text{l}$  während der Klimawechsellagerung (siehe hierzu Abschnitt 2.4.4) im Vergleich zur Einwirkung von destilliertem Wasser signifikant ansteigen (Abbildung 20).

Anhand von Dünnschliffuntersuchungen, die nach Prüfende aus den Proben hergestellt wurden, konnten in den mit NaCl-Lösung bzw. Kaliumacetat-Lösung beaufschlagten Probekörpern vermehrt Reaktionsprodukte einer AKR nachgewiesen werden. Hieraus folgert Stark, dass die externe Alkalizufuhr zu einer signifikanten Intensivierung der AKR im Beton führt, auch wenn die genauen Transport- und Reaktionsmechanismen noch nicht abschließend geklärt sind [87].

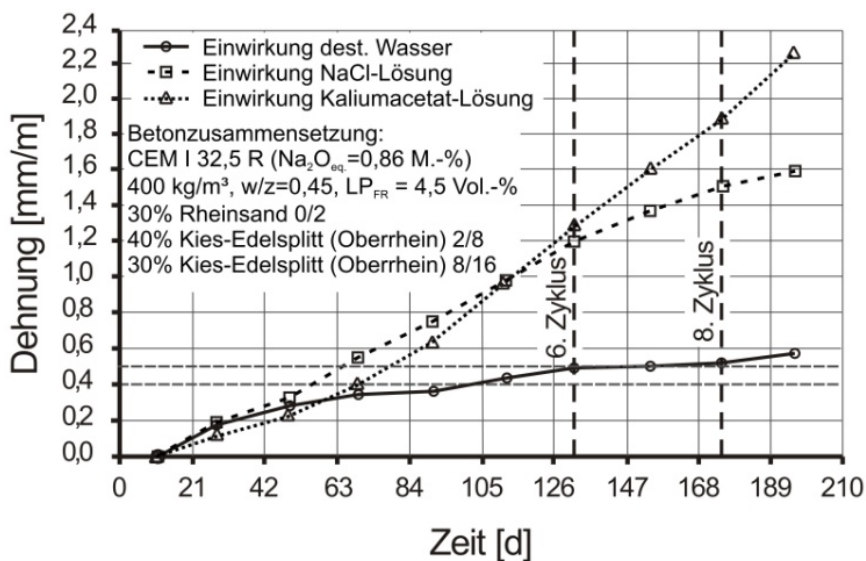


Abbildung 20: Dehnungen bei FIB-Klimawechselagerung ohne/mit Taumittel-Einwirkung [83]

Hinsichtlich dieser Reaktionsmechanismen werden in der Literatur verschiedene Ansätze diskutiert [84, 85, 86, 87]. Im Mittelpunkt der Diskussion steht dabei die Umsetzung des aus Kostengründen vorwiegend eingesetzten Taumittels Natriumchlorid ( $\text{NaCl}$ ) in den für eine AKR notwendigen Reaktionspartner Natriumhydroxid ( $\text{NaOH}$ ). So geht Chatterji [84, 85] davon aus, dass  $\text{Na}^+$ -Ionen aus dem  $\text{NaCl}$  und  $\text{OH}^-$ -Ionen aus dem Hydratationsprodukt  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (Gleichung 1) jeweils in der Porenlösung gelöst werden und somit für eine AKR zur Verfügung stehen, während  $\text{Ca}^{2+}$ - und  $\text{Cl}^-$ -Ionen in der Porenlösung verbleiben. Saito [88] vertritt hingegen die Ansicht, dass nicht hydratisierte Aluminat- und Aluminathydratphasen ( $\text{C}_3\text{A}$  und  $\text{C}_4\text{AF}$ ) des Zements zusammen mit  $\text{NaCl}$ ,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  und Wasser zu Friedel'schem Salz reagieren (Gleichung 13).



Hierbei würden dann die  $\text{Na}^+$ - und  $\text{OH}^-$ -Ionen als freie Ionen zurückbleiben und dementsprechend für eine AKR zur Verfügung stehen.

Diesbezügliche Untersuchungen von Stark [87] an einer  $\text{KOH}$  gesättigten Prüflösung zeigen demgegenüber, dass bei einer Einlagerung von amorphem  $\text{SiO}_2$  reines Kalium-Kieselsäure-Gel entsteht. Wurde der Lösung Natriumchlorid zugegeben, wurden zusätzlich Natrium-Ionen chemisch in die Reaktionsprodukte eingebaut, d. h. es bildete

sich ein Natrium/Kalium-Kieselsäure-Gel. Dieses würde bedeuten, dass auch in Abwesenheit von  $\text{Ca(OH)}_2$  und  $\text{C}_3\text{A}$  (im Widerspruch zu den o. g. Ansätzen) Natrium-Ionen der Taumittel die Reaktionsprodukte der AKR beeinflussen.

Neben der Frage nach dem Reaktionsmechanismus sind in der Literatur einschlägige Untersuchungen zum Eindringen der Alkalien in Beton und deren Auswirkungen auf eine AKR veröffentlicht, die jedoch z. T. widersprüchliche Schlussfolgerungen offenbaren. So lagerte Bérubé Betonzylinder mit unterschiedlichen Alkaligehalten im Frischbeton (hoch:  $4,6 \text{ kg/m}^3$  und niedrig:  $1,8 \text{ kg/m}^3$ ) in 6 %-iger NaCl-Lösung sowie bei 100 % rel. Luftfeuchte ein. Nach einem Jahr wurden u. a. für Natrium tiefenabhängige Eindringprofile bestimmt (Abbildung 21) [86].

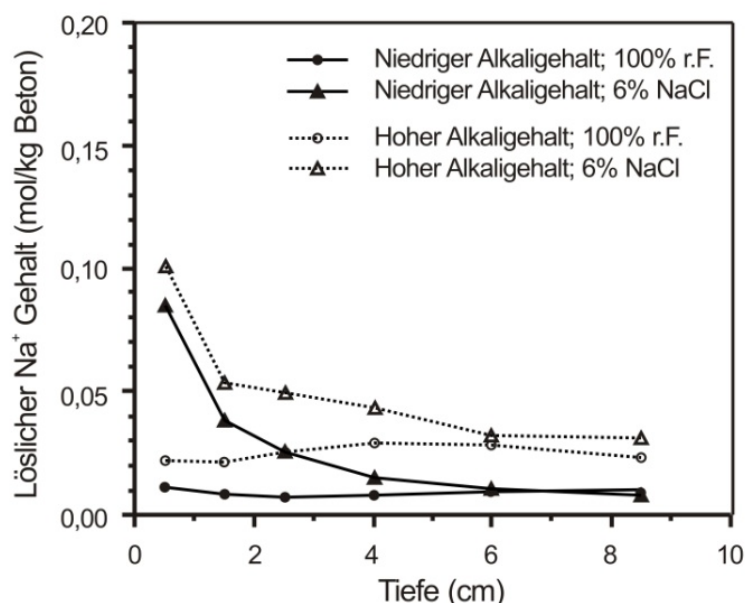


Abbildung 21: Eindringprofile für Natrium nach einjähriger Lagerung [86]

Infolge der Einlagerung in NaCl-Lösung konnte an den ungeschädigten Betonzylindern ein Anstieg der Natriumkonzentration lediglich bis zu einer Tiefe von etwa 4 cm festgestellt werden. Diese Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass die Alkalien bei reiner Einlagerung nur in den Randbereich des ungeschädigten Betons eindringen. Gleichzeitig wurde in diesem Randbereich eine Verringerung der  $\text{OH}^-$ -Konzentration festgestellt, woraus Bérubé schließt, dass infolge der Einlagerung in NaCl-Lösung keine Intensivierung der AKR im Beton möglich sei, da die  $\text{OH}^-$ -Ionen nicht mehr für die AKR zur Verfügung stehen. Diesbezüglich kann jedoch auch argumentiert werden, dass die  $\text{OH}^-$ -Ionen möglicherweise im lösenden Prozess der AKR (Abbildung 22)

bereits verbraucht wurden und als Reaktion darauf die Konzentration im Randbereich sank.

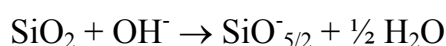
Auch wenn hinsichtlich des genauen Reaktionsmechanismus noch viele Fragen offen bleiben, kann dennoch festgestellt werden, dass der externen Alkalizufuhr besonders bei Betonfahrbahndecken hinsichtlich der Entstehung bzw. Intensivierung einer beton-schädigenden AKR eine besondere Bedeutung zukommt.

#### 2.4.2.3 Lösender Angriff der Alkalihydroxide

Die Kieselsäure ( $\text{SiO}_2$ ) weist im räumlichen Mineralaufbau eine Tetraederstruktur mit dem Silizium-Atom (Si) in der Mitte des Tetraeders, umgeben von vier Sauerstoff-Atomen (O) aus zwei eigenen und zwei benachbarten Sauerstoff-Atomen auf [89]. Bei dem weit verbreiteten Mineral Quarz stellt der i. A. regelmäßige kristalline Mineralaufbau der Kieselsäure eine starke Verbindung der Tetraeder untereinander dar, die selbst von starken Alkalihydroxidlösungen nur wenig angegriffen wird [90].

Quarz zählt jedoch zu den polymorphen Mineralen, d. h. er kann bei gleicher chemischer Zusammensetzung in zwei oder mehreren Modifikationen vorliegen. Je nach den Entstehungsbedingungen können dabei neben Quarz die Modifikationen Cristobalit und Tridymit auftreten [91]. Diese Modifikationen haben in der Regel einen unregelmäßigen amorphen Mineralaufbau und enthalten Fehlstellen, die die Bindung der Tetraeder untereinander schwächen. Quarz kann eine erhöhte Alkaliempfindlichkeit auch dann aufweisen, wenn er Gefügeunstetigkeiten enthält oder durch gesteinsbildende Prozesse stark metamorph beansprucht wurde. Zu diesen Quarzen zählt der gestresste Quarz, der beispielsweise in Grauwacken enthalten sein kann [90, 92].

Zu Beginn des lösenden Angriffs reagieren zunächst Bereiche schwächerer Bindung (Silanolgruppen) an der Gesteinsoberfläche mit den Hydroxidionen (Gleichung 14) [89, 93, 94].



Gleichung 14

Bei einem andauernden Angriff der OH<sup>-</sup>-Ionen, der schließlich zur Auflösung des Gefüges führt, geht dann die Kieselsäure als H<sub>2</sub>SiO<sub>4</sub><sup>2-</sup> in Lösung (Gleichung 15) [89].



2.4.2.4 Wasseraufnahme und Quellen des Alkali-Kieselsäure-Gels

Infolge der Auflösung der Kieselsäure unter Bildung des H<sub>2</sub>SiO<sub>4</sub><sup>2-</sup> entsteht an der Gesteinsoberfläche eine negative Ladungsverteilung, die anschließend mit Ca<sup>2+</sup>-, Na<sup>+</sup>- oder K<sup>+</sup>-Ionen aus der Porenlösung neutralisiert wird. Durch diesen Ladungsausgleich bildet sich ein Alkali-Kieselsäure-Gel [89]. In der Literatur [47, 75, 95] wird häufig eine zusammenfassende Schreibweise dieser AKR angegeben, in der nicht zwischen dem lösenden Angriff und Ladungsausgleich durch die Alkali-Ionen unterschieden wird und sowohl die Reaktion von Natrium als auch Kalium (M = Na bzw. K) mit der Kieselsäure (SiO<sub>2</sub>) beinhaltet (Abbildung 22) [75].

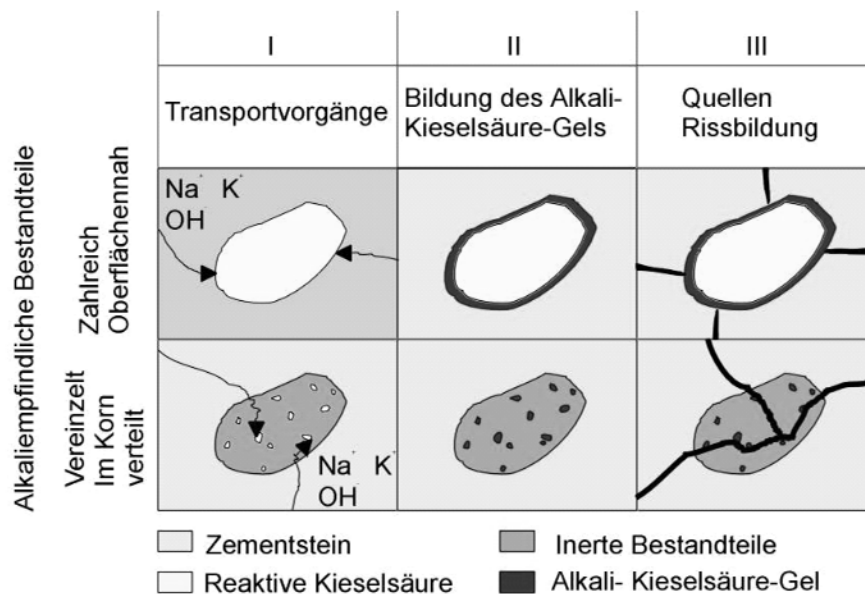
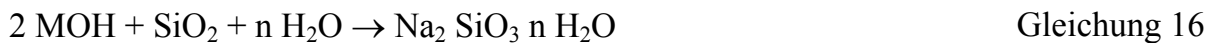


Abbildung 22: Schematischer Ablauf der AKR bei unterschiedlicher Verteilung der reaktiven Bestandteile [96]

Infolge der Aufnahme von Wasser und der damit einhergehenden Volumenexpansion kann im Betongefüge ein innerer Quelldruck von bis zu 20 N/mm<sup>2</sup> entstehen [75, 96]. Dabei wird die Quellfähigkeit des Gels maßgeblich von dessen Zusammensetzung be-

einflusst. Quellfähige Gele weisen einen  $\text{SiO}_2$ -Gehalt zwischen rd. 15 % und 75 %,  $\text{Na}_2\text{O}$  und  $\text{K}_2\text{O}$ -Gehalt zwischen rd. 25 % und rd. 85 % sowie ein  $\text{CaO}$ -Gehalt zwischen rd. 5 % und 30 % auf (Abbildung 22) [97].

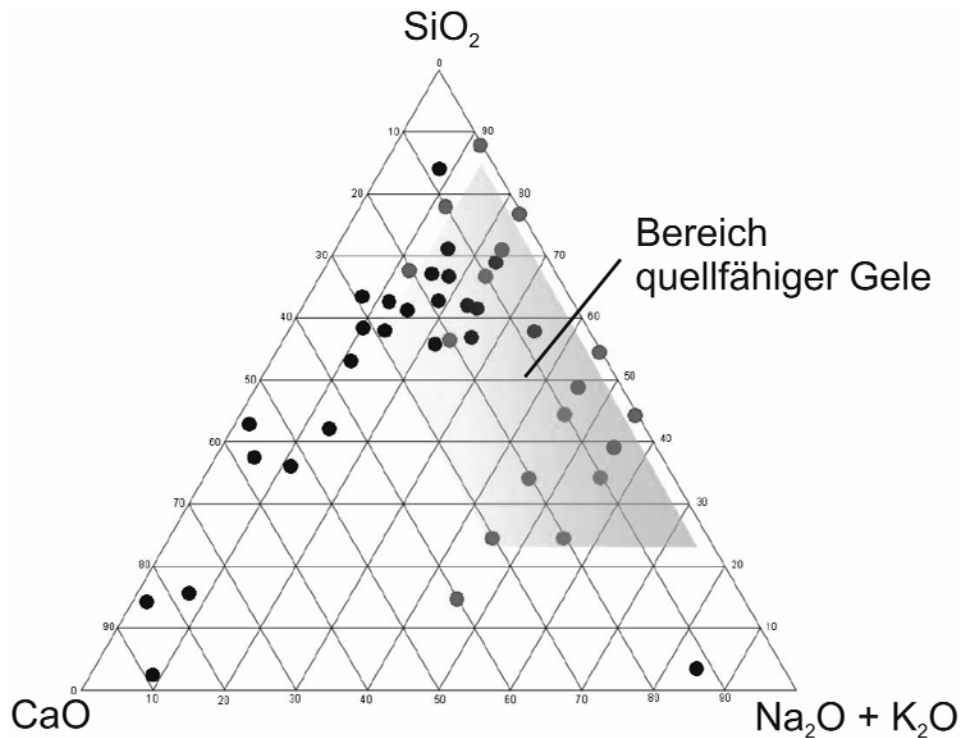


Abbildung 23: Bereich quellfähiger Alkali-Silikat-Gele [97]

Diese Beanspruchung liegt oft über der vom Beton aufnehmbaren Zugfestigkeit, so dass Risse entstehen können, die zunächst meist fein verteilt und netzartig vorliegen, sich allerdings durch das gesamte Betongefüge ziehen. In diesem Potential, das Betongefüge vollständig zerstören zu können, liegt auch die maßgebliche Gefährdung, die von einer AKR ausgeht.

Die eigentliche Bildung des Alkalisilikat-Gels ist dabei einerseits vom pH-Wert der Porenlösung und der Temperatur abhängig. Andererseits spielt auch die Verteilung der alkaliempfindlichen Bestandteile in der Matrix sowie deren Löslichkeit eine entscheidende Rolle für die Gelbildung (Abbildung 24).



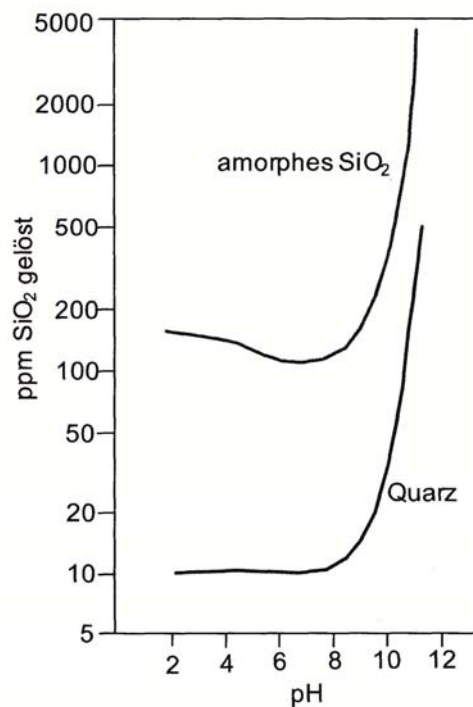


Abbildung 24: Einfluss des pH-Wertes auf die Löslichkeit von kristallinem und amorphem SiO<sub>2</sub> [75]

Liegt die alkalireaktive Gesteinskörnung als gesamtes Korn (z. B. Opal) vor, bildet sich das Alkalisilikat-Gel vom Rand des Kornes aus (Abbildung 22 oben). Dieses Gel füllt dann zunächst die umliegenden Porenräume aus. Sind diese Porenräume mit Gel gefüllt, übt dieses – bei weiterer Feuchtaufnahme – einen erheblichen Quelldruck auf die umliegende Zementsteinmatrix aus, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit reißt. Liegen die alkalireaktiven Bestandteile nur in vereinzelt Gesteinskörnern vor (z. B. Grauwacke oder andere slow/late Gesteine), bildet sich das Alkalisilikat-Gel vornehmlich im Inneren des Gesteinskorns selbst (Abbildung 22 unten). Überschreitet nun der Quelldruck im Inneren des Gesteinskorns die Zugfestigkeit desselben, kommt es zu einem Versagen. Diese Schädigung setzt sich dann wegen der geringeren Festigkeit des Zementsteins im Verhältnis zur Gesteinsfestigkeit auf das umliegende Gefüge fort. Zudem wird durch die resultierende Rissbildung weiterer Raum zur Verfügung gestellt, in dem weitere Gelbildungen zu einer Schadensausweitung beitragen [75].

### 2.4.3 Zeitliche Entwicklung der AKR

Die zeitliche Entwicklung einer betonschädigenden AKR kann nach Nielsen [98] in drei wesentliche Phasen unterteilt werden (Abbildung 25). Dabei wird die Einleitungsphase maßgeblich durch die Diffusion des Wassers und die Gelbildung in unmittelbarer Nähe der Gesteinskörner bestimmt. Wird infolge des entstehenden Quelldrucks die Zugfestigkeit des Gesteinskorns und des Zementsteins erreicht, kommt es zu den beschriebenen Mikrorissen im Betongefüge [98]. In dieser zweiten Phase, die durch eine zunehmende Dehnung infolge Mikrorissbildung gekennzeichnet ist, füllen sich die entstandenen Risse bei weiterem Reaktionsfortschritt ebenfalls mit Gel und erzeugen auch dort einen schädigenden Quelldruck, der bis zur vollständigen Auflockerung des Betongefüges führen kann. Erst wenn kein Reaktionspotential für eine weitere Gelbildung mehr im Beton vorhanden ist, nehmen die Dehnungen nicht weiter zu.

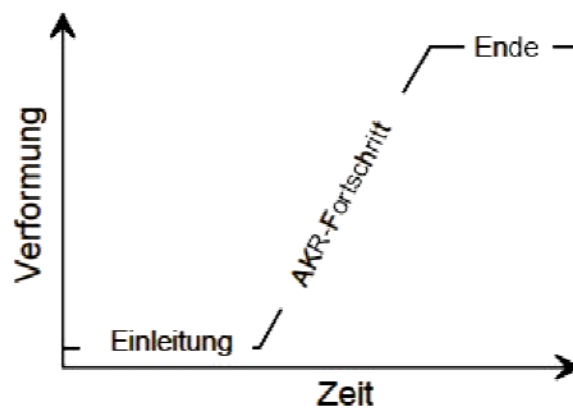


Abbildung 25: Modell für die zeitliche Dehnungsentwicklung infolge AKR [98]

Nach Untersuchungen von Seyfarth et al. [99] kann gerade eine lange Einleitungsphase während der einschlägigen AKR-Prüfung (z. B. 9-monatiger Nebelkammerlagerung) zu einer fehlerhaften Abschätzung des tatsächlichen AKR-Potentials der Gesteinskörnungen führen, da der Bewertungszeitpunkt dann vor dem Ende der Einleitungsphase liegt (Abbildung 26).

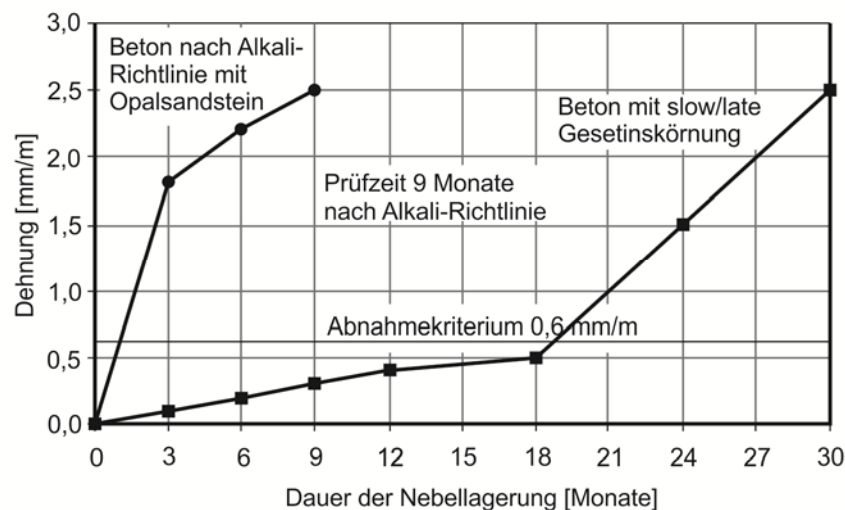


Abbildung 26: Schematische Darstellung des Dehnungsverhaltens von Beton mit Opalsandstein und slow/late Gesteinskörnung während der Nebelkammerlagerung [99]

Die Abschätzung des tatsächlichen Schädigungspotentials sogenannter slow/late Gesteinskörnungen ist daher bis dato aufgrund nicht vollständig geklärter Reaktionsmechanismen sehr schwierig. Dies bedeutet, dass gerade die für den Bau von Betonfahrbahndecken in der Vergangenheit häufig verwendeten Gesteinskörnungen Grauwacke und Quarzporphyr mit den derzeit vorhandenen Prüfverfahren (Abschnitt 2.4.4) hinsichtlich ihrer Reaktivität nur sehr schwer beurteilt werden können [99]. Aufgrund der Tatsache, dass die Reaktionskinematik dieser Gesteinskörnungen langsam abläuft und zudem spät einsetzt, sind besonders hier Fälle vorstellbar, bei denen eine tiefgreifende Schädigung der Betonfahrbahndecke infolge AKR im Laufe der Nutzungsdauer (i. d. R. 30 Jahre) ausbleibt. Liegen demgegenüber günstige Randbedingungen für die Gel- und Quelldruckbildung vor, ist auch eine beschleunigte Schadreaktion und damit ein Versagen der Betonfahrbahndecke weit vor Ende der Nutzungsdauer vorstellbar.

## 2.4.4 AKR-Prüfverfahren

### 2.4.4.1 Allgemeines

Um Gesteinskörnungen hinsichtlich ihres möglichen Schädigungspotentials infolge AKR prüfen zu können, werden national wie international unterschiedliche Prüfverfahren angewendet. Diese unterscheiden sich grundsätzlich in Mörtel- und Betonprüfverfahren. In Tabelle 5 sind die einschlägigen AKR-Prüfverfahren aufgelistet.

*Tabelle 5: Übersicht über derzeitige AKR-Prüfverfahren*

Prüfungen am	Prüfverfahren Bezeichnung	Nationaler Richtlinienverweis	Internationale Anbindung/Vergleich
<i>Mörtel</i>	Schnellprüfverfahren (Referenzprüfverfahren)	Teil 3 der Alkali-Richtlinie (2007) [100]	Verfahren von Oberholster und Davies (NBRI-Verfahren) [101]; ASTM C 1260 [102], RILEM Prüfverfahren AAR-2 [103].
	Mörtelschnelltest (Alternativverfahren)	Anhang A der Alkali-Richtlinie (2007) [100]	
<i>Beton</i>	Betonversuch mit 40°C-Nebelkammerlagerung	Teil 3 der Alkali-Richtlinie (2007) [100]	ASTM C 1293 [104] RILEM Prüfverfahren AAR-3 [105].
	Betonversuch bei 60°C über Wasser (60°C-Betonversuch)		Französische Norm NF P-18-454 [106] RILEM Prüfverfahren AAR-4 [107]
	FIB-Performance-Prüfverfahren mit Klimawechsellagerung		

Bei den in Tabelle 5 aufgelisteten Prüfverfahren, die an Mörteln durchgeführt werden, sind die Prüfergebnisse bereits nach 13 bzw. 28 Tagen zu erwarten. Diese lassen jedoch aufgrund der sehr restriktiven Prüfbedingungen keine abgestufte Aussage über die Alkaliempfindlichkeit der geprüften Gesteinskörnungen zu, sodass diese z. T. zu negativ beurteilt werden. So werden u. U. Gesteinskörnungen, die sich in der Praxis durchaus als geeignet erwiesen haben, nach den Mörtelschnelltests als nicht geeignet eingestuft [83].

Vor dem Hintergrund, dass die Gesteinskörnungen in den Mörtelschnelltests nur sehr grob zu beurteilen sind, besteht auch die Möglichkeit, die Alkalireaktivität der Gesteinskörnungen in Betonversuchen zu prüfen. Bei den Betonprüfverfahren handelt es sich um Langzeitprüfverfahren, bei denen die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnungen erst nach 5 bis 9 Monaten bewertet werden kann. Auch wenn hier eine abgestufte Einschätzung möglich ist, führen die langen Lagerungsdauern in der Praxis oft zu Schwierigkeiten im Bauablauf. Zudem ist bislang noch nicht abschließend untersucht, inwieweit sich die im Rahmen der AKR-provozierenden Lagerungen ermittelten Dehnungen und damit das tatsächliche Schädigungspotential auf reale Praxisverhältnisse, denen Betonfahrbahndecken unterliegen, übertragen lassen.

Der Betonversuch bei 60 °C-Lagerung (mit und ohne Alkalizufuhr) sowie die FIB-Performance-Prüfung werden derzeit hauptsächlich von den anerkannten Gutachterstellen verwendet, die gemäß ARS 12/2006 die Reaktivität der für den Bau von Verkehrsflächen aus Beton zu verwendenden, gebrochenen Gesteinskörnungen beurteilen.

#### 2.4.4.2 *Betonversuch bei 60 °C über Wasser (60 °C-Betonversuch)*

Die zu untersuchenden Lieferkörnungen der Korngruppen 2/16 bzw. 2/22,4 sowie der Prüfzement werden ohne weitere Vorbehandlung der Gesteinskörnung für die Betonherstellung bereitgestellt. Aus dem hergestellten Beton werden drei Balken mit den Maßen  $75 \pm 5 \text{ mm} \times 75 \pm 5 \text{ mm} \times 280 \pm 10 \text{ mm}$  für die Dehnungsmessung betoniert und in den ersten 24 Stunden in der Schalung bei  $20 \pm 2,0 \text{ °C}$  und mit einem feuchten Tuch abgedeckt. Nach der Dehnungsnullmessung der ausgeschalteten Probekörper bei  $20 \pm 2,0 \text{ °C}$  werden diese für 20 Wochen in einen dicht verschlossenen Behälter mit Wasserbad in einer Prüfruhe ( $60 \pm 2,0 \text{ °C}$ ,  $> 98 \text{ \% r. F.}$ ) gelagert. Nach dieser Lagerung wird die Dehnung der Balken bei  $20 \text{ °C}$  gemessen, wobei der Grenzwert für die Beurteilung „unbedenklich“ bei  $0,3 \text{ mm/m}$  liegt.

Der  $60 \text{ °C}$ -Betonversuch wurde in Anlehnung an die französische Norm NF P-18-454 [106] entwickelt und ist vergleichbar mit dem RILEM AAR-4 Prüfverfahren [107].

#### 2.4.4.3 *FIZ 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr*

Im Gegensatz zum  $60 \text{ °C}$ -Betonversuch, wie er in der Alkali-Richtlinie des DAfStb beschrieben ist, hat das Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf einen erweiterten  $60 \text{ °C}$ -Betonversuch mit Alkalizufuhr von außen speziell für Bohrkernuntersuchungen entwickelt. Im Zuge des Prüfverfahrens werden die Bohrkernhälften sechs Tage bei  $60 \text{ °C}$  und  $100 \text{ \% r. F.}$  in der Prüfruhe gelagert. Nach einer eintägigen Lagerung bei  $20 \text{ °C}$  und  $100 \text{ \% r. F.}$  wird der Abstand der Messmarken nach sieben Tagen ermittelt. Anschließend lagern die Prüfkörper entsprechend der 14-tägigen Wechsellagerung bis zu einer Lagerungsdauer von rd. 6 Monaten. Die Wechsellagerung wird in folgendem Turnus durchgeführt:

- 5 d bei  $60 \text{ °C}$  im Trockenschrank
- 2 d eingetaucht in 3 %iger NaCl-Lösung
- 6 d bei  $60 \text{ °C}$  und  $100 \text{ \% r. F.}$
- 1 d bei  $20 \text{ °C}$  und  $100 \text{ \% r. F.}$  (Messung Abstand Messmarken / Eigenschwingzeit)

Der Abstand der Messmarken wird dann alle 14 Tage gemessen und aus der Differenz zum Abstand vor Einlagerung in die Prüfruhe die Dehnung berechnet. Der Grenzwert für die Beurteilung „unbedenklich“ liegt hier bei  $0,5 \text{ mm/m}$ .

#### 2.4.4.4 FIB-Performance-Prüfverfahren mit Klimawechsellagerung:

Im Gegensatz zu den AKR-Prüfverfahren, die in die Alkali-Richtlinie aufgenommen wurden und bei denen die Lieferkörnungen unter vergleichbaren Bedingungen und festgelegten Betonzusammensetzungen beurteilt werden, kann für spezielle Bauvorhaben (z. B. Fahrbahndeckenbau) auch der Nachweis der Unschädlichkeit einer Lieferkörnung mit einer projektspezifischen Betonzusammensetzung erbracht werden. Während der Nutzungsdauer sind Betonbauwerke einer Vielzahl von Umgebungsbedingungen (Temperatur- und Feuchtwechsel, externe Alkalizufuhr) ausgesetzt, die in den o. g. Prüfverfahren aufgrund der konstanten Prüfbedingungen nicht berücksichtigt werden. Am Finger Institut für Baustoffkunde FIB in Weimar wurde daher ein Performance-Prüfverfahren mit Klimawechsellagerung entwickelt [83, 108], das die sich ändernden Klimabedingungen sowie eine externe Zufuhr von Taumitteln zeittraffend berücksichtigt. Das Klimawechsellagerungsprogramm besteht aus mindestens sechs 21-tägigen Zyklen mit Trocknungs-, Nebel- und Frost-Tauwechselphasen (Abbildung 27).

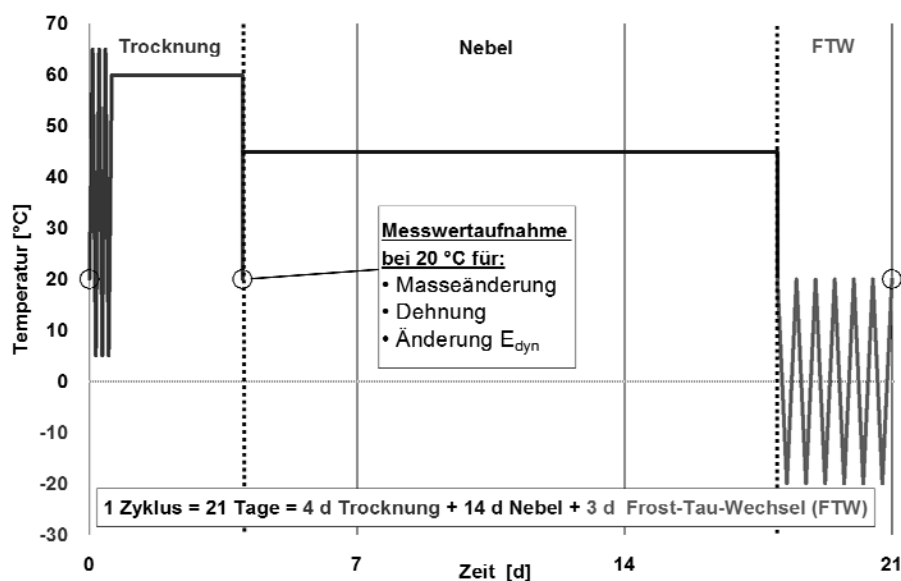


Abbildung 27: AKR-Klimawechsellagerungszyklus [108]

Die Prüfung wird an Betonbalken (100 mm × 100 mm × 400 mm) durchgeführt, an denen zu Zyklusbeginn, nach der Trocknungsphase und am Zyklusende Dehnungen, Ultraschalllaufzeiten und Probekörpermassen jeweils bei 20 °C gemessen werden. Ergänzend dazu erfolgt eine augenscheinliche Beurteilung der Probekörper hinsichtlich

Rissbildung, Verfärbungen und AKR-Gelaustritt. Da alle Messungen bei einer Umgebungstemperatur von 20 °C durchgeführt werden, liegt der Dehnungsgrenzwert bei 0,4 mm/m.

Wird der projektspezifische Beton planmäßig während der Nutzungsdauer mit Taumitteln beaufschlagt, wird dieser Einfluss auch im Rahmen der Performance-Prüfung berücksichtigt. Dazu werden die Betonbalken in Anlehnung an den schwedischen „Slab Test“ [109, 110] präpariert, d. h. mit umlaufender Gummiabdichtung. Die Taumittelbelastung wird in Form einer Taumittellösung (NaCl-Lösung mit einer Konzentration von 0,6 mol/l) simuliert und beginnt nach der ersten Trocknungsphase. Die nach der Frost-Tauwechselphase überschüssige Lösung verbleibt in der anschließenden Trocknungsphase auf den Probekörpern und wird eingetrocknet, bevor nach der Trocknungsphase erneut Taumittellösung aufgebracht wird. Um den Einfluss der alkalihaltigen Taumittel verifizieren zu können, wird parallel eine Serie mit destilliertem Wasser (Nullserie) beaufschlagt. Als Grenzwert für die zulässige Dehnung ist hier ein Wert von 0,5 mm/m festgelegt, da die Probekörper unter der Einwirkung der Taumittel auch mehr Wasser aufnehmen als bei der Nullserie. Die daraus folgenden, höheren hygrischen Dehnungen sind in diesem Grenzwert berücksichtigt.

## 2.5 Überlagerung der Beanspruchungen von Betonfahrbahndecken

Bei den in Abbildung 14 und Abbildung 15 dargestellten Ergebnissen von Laboruntersuchungen wurde stets das Verhältnis der einwirkenden Spannungen (Amplituden) konstant gehalten. Bei Betonfahrbahndecken ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich gerade diese Spannungsverhältnisse einerseits in kurzfristigen Tag-Nacht-Zyklen andererseits auch in langfristigen Sommer-Winter-Zyklen witterungsbedingt ändern. Hieraus ergibt sich, dass sich Schäden infolge einer zyklischen Belastung auf unterschiedlichen Spannungsniveaus akkumulieren [73].

Diesbezüglich kann für isotrope Baustoffe (z. B. Stahl) über die sog. Palmgren-Miner-Hypothese (Schadensakkumulationshypothese) die kumulierte Bruchlastzyklenzahl für Lastsequenzen mit variabler Spannungsamplitude bestimmt werden [111, 112]. Grundlegende Annahme dieser Hypothese ist, dass sich ein zufälliger Belastungsprozess in  $i$  verschiedene Kollektive mit jeweils konstanter Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_i$  einteilen lässt (Abbildung 28) [113, 73].

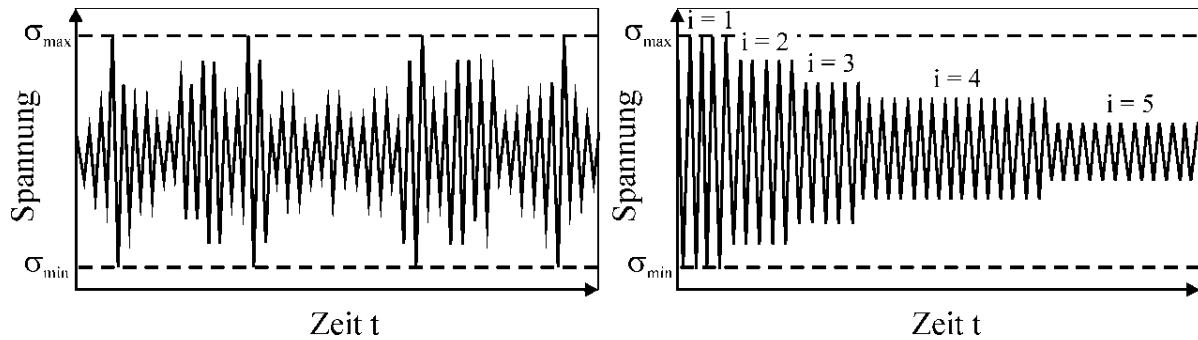


Abbildung 28: Zufälliger Belastungsprozess und dessen Aufbereitung in Belastungskollektive [113]

Demzufolge verursacht jeder Lastzyklus im Baustoff eine Teilschädigung, die unabhängig von der bereits durch die vorhergehenden Lastzyklen verursachte Schädigung ist. Diese Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation wurde jedoch für den anisotropen Baustoff Beton anhand zahlreicher Untersuchungen bereits widerlegt (Abbildung 29) [73, 114].

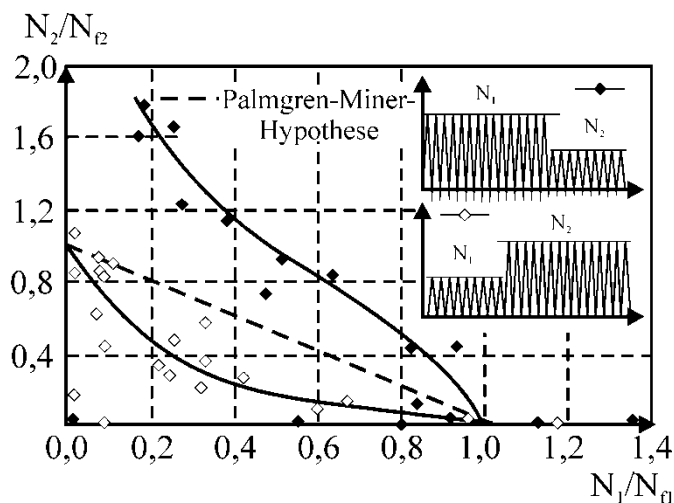


Abbildung 29: Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation im zweistufigen zyklischen Biegezugversuch [73, 114]

Diesbezüglich ist Abbildung 29 zu entnehmen, dass Betonproben die zu Beginn einer zyklischen Belastung auf einem höheren Spannungsniveau und erst in einem zweiten Schritt auf niedrigerem Niveau belastet wurden, eine deutlich stärkere Schädigung erfahren als Proben, bei denen die Belastungsreihenfolge von niedrig nach hoch getauscht wurde. Dieses widerspricht der Palmgren-Miner-Hypothese, bei der eine line-



re Zunahme der Schädigung bis zum Versagen reihenfolgeunabhängig vorausgesetzt wird [73].

Für Betonfahrbahndecken bedeutet diese Reihenfolgeabhängigkeit, dass der unterschiedlich ausgeprägte Nullspannungsgradient (infolge variierender klimatischer Bedingungen während der Herstellung), von dem auch das Spannungsniveau während der Nutzungsdauer bei sich ändernden Temperaturen abhängig ist, einen maßgeblichen Einfluss auf die Schädigung des Betons infolge der zyklischen Verkehrsbelastung hat.

In den Abschnitten 2.2 und 2.3 wurden die maßgeblichen lastabhängigen und lastunabhängigen Beanspruchungen, die auf Betonfahrbahndecken einwirken, getrennt voneinander beschrieben. Diese wirken jedoch in der Praxis in den seltensten Fällen unabhängig voneinander ein. Vielmehr ist davon auszugehen, dass sich diese Beanspruchungen zeitlich und räumlich überlagern und auch untereinander interagieren.

Grundsätzlich sind bei einer Überlagerung sich langsam verändernder thermischer Zwangsspannungen mit rasch zyklisch wiederkehrenden Verkehrslasten zwei unterschiedliche Beanspruchungsniveaus (Ober- und Unterspannungen) zu unterscheiden.

Infolge einer Abkühlung von oben entstehen bei negativen Temperaturgradienten von 0,4 K/cm an der Oberseite Zwangszugspannungen in Höhe von rd. 2,2 N/mm<sup>2</sup>. In Plattenmitte wirken die Verkehrslasten, die bei Überrollung durch einen 40-t-LKW zu Biegespannungen von rd. 1,1 N/mm<sup>2</sup> führen, an der Plattenoberseite entlastend. Für diese Einwirkungskombination „1“ in Plattenmitte ist dementsprechend eine Oberspannung  $\sigma_o$  von 2,2 N/mm<sup>2</sup> und eine Unterspannung  $\sigma_u$  von 1,1 N/mm<sup>2</sup> anzusetzen. Das Verhältnis  $\sigma_u/\sigma_o$  beträgt somit 0,5, für eine durchschnittliche Biegezugfestigkeit des Betons von rd. 4,5 N/mm<sup>2</sup> ergibt sich ein Verhältnis  $\sigma_o/f_{c,t}$  von rd. 0,5 (Abbildung 30).

Im Randbereich hingegen ergibt sich eine veränderte Situation. Beim Lastfall „Abkühlung von oben“ wird trotz der Verdübelung mit der Nachbarplatte ein Abheben der Plattenränder nicht vollständig verhindert, d. h. der Plattenrand hebt sich in einer Größenordnung von rd. 2 mm vom Untergrund ab [31]. Die überrollende Verkehrslast wirkt in dieser Einwirkungskombination „2“ spannungserhöhend. Somit ergibt sich hier eine Oberspannung  $\sigma_o$  von 3,4 N/mm<sup>2</sup> und eine Unterspannung  $\sigma_u$  von 2,2 N/mm<sup>2</sup>. Das Verhältnis  $\sigma_u/\sigma_o$  beträgt hier 0,65, das Verhältnis  $\sigma_o/f_{c,t}$  rd. 0,75.

In Tabelle 6 sind die maßgeblichen Überlagerungen der Beanspruchungen zusammenfassend aufgelistet. Dabei ist zu berücksichtigen, dass aus einer Erwärmung von oben

Druckspannungen an der Plattenoberseite resultieren. Die Kombinationen 3 und 4 werden daher nicht weiter betrachtet.

Tabelle 6: *Einwirkungskombinationen und Spannungen an der Plattenoberseite infolge Überlagerung der Beanspruchungen*

		resultierende Spannungen und Verhältnisse an der Plattenoberseite	negativer Temperaturgradient -0,4 K/cm (Abkühlung) $\sigma''_w = 2,2 \text{ N/mm}^2$ (Abschnitt 2.2.2.2)	positiver Temperaturgradient 0,8 K/cm (Erwärmung) $\sigma''_w = -1,5 \text{ N/mm}^2$ (Abschnitt 2.2.2.2)	
Spannungen infolge Verkehr	Plattenmitte $\sigma_{QM} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ (Abschnitt 2.3.1) 	$\sigma_O \text{ [N/mm}^2]$	2,2	 	
		$\sigma_U \text{ [N/mm}^2]$	$2,2 - 1,1 = 1,1$		-1,5 - 1,1 = -2,6
		$R = \sigma_U / \sigma_O$	0,50		-1,5
		$S = \sigma_O / f_{ct}^{1)}$	0,50		0,58
	Plattenrand $\sigma_{QR} = 1,2 \text{ N/mm}^2$ (Abschnitt 2.3.1) 	$\sigma_O \text{ [N/mm}^2]$	$2,2 + 1,2 = 3,4$	-1,5 - 1,2 = -2,7	
		$\sigma_U \text{ [N/mm}^2]$	2,2	-1,5	
		$R = \sigma_U / \sigma_O$	0,65	0,55	
		$S = \sigma_O / f_{ct}^{1)}$	0,75	Druckbereich	

<sup>1)</sup> Annahme:  $f_{ct} = 4,5 \text{ N/mm}^2$  für Straßenbeton

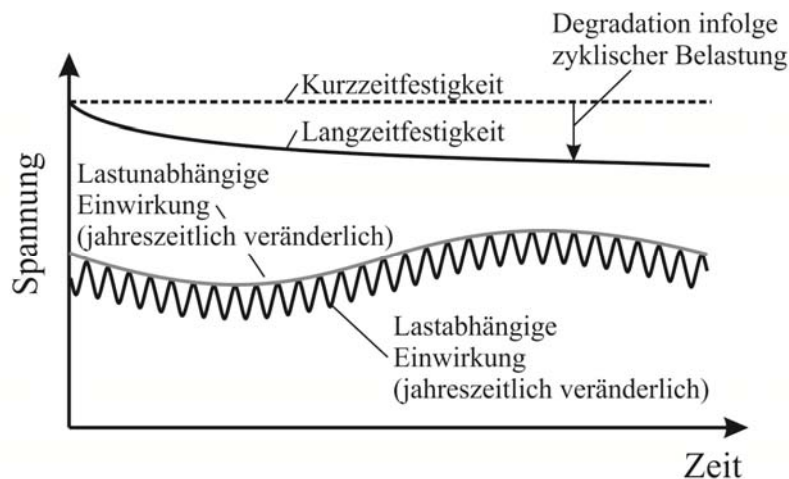


Abbildung 30: *Schematische Darstellung der Überlagerung von Einwirkungen (Kombination 1, Tabelle 6)*

Aufgrund der Vielzahl voneinander abhängiger Rechenschritte kann eine exakte Berechnung von Spannungen infolge solcher Überlagerungen von Einwirkungen aus-

schließlich mit Hilfe leistungsfähiger Simulationssoftware durchgeführt werden. Diesbezüglich wurden in den letzten Jahren erste Forschungsarbeiten durchgeführt, in denen Einflüsse aus den thermischen und hygri-schen Einwirkungen mit Einwirkungen aus den Verkehrslasten überlagert wurden [31]. Ziel dieser Arbeiten war, der Entstehung breiter Risse in Fahrbahndecken aus Beton näher zu kommen. Mit den intensiven AKR-Diskussionen bei Betonfahrbahndecken wurden diese Rechenmodelle um den Einfluss einer betonschädigenden AKR erweitert [115]. Dabei wurden neben den Beanspruchungen, die sich aus der Temperatur, der Feuchte, den Verkehrslasten und einer AKR ergeben, auch die Geometrie der Fahrbahndecke und konstruktive Merkmale, wie z. B. der Verbund der Fahrbahndecke mit der HGT oder einer auftretenden Zwangsbeanspruchung berücksichtigt.

Die Ergebnisse der Lastfallkombination „Temperatur, Feuchte, AKR und Verkehrslast“ zeigten, dass bei einaxialer Betrachtung des Systems und Lagerung der Fahrbahnplatte mit Verbund und ohne Zwang kritische Spannungen berechnet werden können, die dann zu einer Rissbildung führen. Diese war maßgeblich auf eine Aufwölbung der Fahrbahnplatte infolge der AKR (Annahme: AKR-Dehnungen an der Plattenoberseite größer als an der Plattenunterseite) in Kombination mit einer schnellen Abkühlung der Plattenoberseite (Temperaturschock durch Gewitterregen) zurückzuführen [115]. Die AKR-bedingten Dehnungen wurden in dieser Modellrechnung mit einer konstanten Dehnungsrate von 1,2 %/Jahr angenommen, da bislang keine wissenschaftlichen Erkenntnisse über zeit- und lagerungsabhängige Dehnungsraten für unterschiedliche Gesteinskörnungen bekannt sind. Zudem gibt es bislang keine Möglichkeit, die AKR-spezifische Interaktion der Gesteinskörnungen mit den in der Porenlösung des Fahrbahndeckenbetons gelösten Alkalien (aus Zement und/oder Taumitteln) modellhaft zu beschreiben.

Neben der Berechnung der einaxialen Spannungszustände wurden von Maliha [115] ebenfalls Spannungen für den zwei-axialen Zustand, denen Betonfahrbahndecken in der Praxis unterliegen, abgeschätzt. Hierbei ging er davon aus, dass die Verformungen maßgeblich in Fahrtrichtung behindert werden (Zwang). Als Folge dessen überlagern sich an der Plattenoberfläche hohe Zugspannungen in Querrichtung mit erheblichen Druckspannungen in Längsrichtung, was bei der Gesamtüberlagerung von Beanspruchungen zu einer Rissentstehung (Längsrisse) an der Oberfläche von Betonfahrbahnen führt (Abbildung 31).

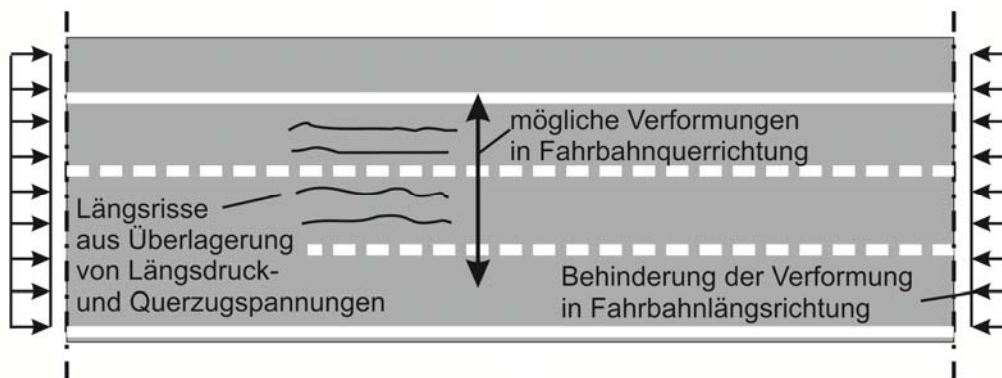


Abbildung 31: Schematische Darstellung der Verformungsmöglichkeit in Fahr-  
bahnquerrichtung

Zusammenfassend kann anhand der bereits durchgeführten numerischen Untersuchungen festgehalten werden, dass es durch witterungsbedingte Einwirkungen (Temperatur, Feuchte) in erster Linie zu einer feinen Rissbildung an der Betonoberfläche kommt. Diese schränkt die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der Fahrbahndecke primär und singular nicht ein. Eine zusätzlich auftretende AKR kann jedoch dazu führen, dass diese ursprünglich feinen Risse aufgeweitet werden. Da die in der Praxis beobachteten Rissbilder nicht eindeutig den berechneten Rissbildern zugeordnet werden, besteht hinsichtlich der modellhaften Abbildung der überlagerten Einwirkungen, denen Betonfahrbahndecken im Laufe ihrer Nutzungsdauer unterliegen, weiterhin Forschungsbedarf.

## 2.6 Anforderung an den Fahrbahndeckenbeton

Für die Herstellung von Fahrbahndeckenbeton wird in Deutschland überwiegend Portlandzement (CEM I, Mindestfestigkeitsklasse 32,5) verwendet, wobei der Einsatz von Portlandhütten- oder Hochofenzementen (CEM II/B-S bzw. CEM III/A, Mindestfestigkeitsklasse 42,5) nach Abstimmung mit dem Auftraggeber ebenfalls möglich ist [117]. Dabei sind neben den Anforderungen der DIN EN 197-1 [116] auch die Anforderungen der TL Beton StB 07 [117] einzuhalten. Hierzu zählen u. a. die Mahlfeinheit, der Wasseranspruch, der Erstarrungsbeginn sowie die höchstzulässige 2-Tage-Druckfestigkeit. Eine der zusätzlichen Anforderungen, die für die weiteren Betrachtungen einen maßgeblichen Einfluss haben wird, ist die Begrenzung des  $\text{Na}_2\text{O}$ -

Äquivalents (Gesamtalkaliäquivalent), welches sich gemäß Gleichung 17 wie folgt berechnet:

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq.}} = (\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O}) \quad \text{Gleichung 17}$$

Die Anforderungen an das  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent des verwendeten Zementes wurden im Laufe der letzten Jahrzehnte mehrfach reduziert. Der historische Vergleich zwischen den ZTV Beton-StB 93 [118] und den ZTV Beton-StB 01 [119] zeigt, dass das Gesamtalkaliäquivalent des zu verwendenden Zementes bei dieser Umstellung auf einen Wert von max. 1,0 M.-% (für CEM I Zemente) beschränkt wurde. Hintergrund dieser Reduktion waren zu diesem Zeitpunkt weniger Maßnahmen zur Reduktion der Gefahr einer schädigenden Alkalireaktion bei gleichzeitiger Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnung, vielmehr sollten hygrische Verformungen des Straßenbetons gering gehalten werden [50, 120]. Nach neueren Erkenntnissen zur Vermeidung einer schädigenden AKR im Beton wurde mit Einführung des Allgemeinen Rundschreibens Straßenbau (ARS) Nr. 15/2005 [121] bzw. später ersetzt durch das ARS Nr. 12/2006 [122] das  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent des zu verwendenden Zementes auf nun 0,80 M.-% (für CEM I Zemente) begrenzt (Tabelle 7). Dieser Wert ist auch im derzeit gültigen Regelwerk (TL Beton StB 07 [117]) festgeschrieben.

*Tabelle 7: Zulässige Alkaligehalte des Zementes für Beton von Fahrbahndecken*

Zement	Hüttensandgehalt [M.-%]	Alkaligehalt des Zementes $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent [M.-%]	Alkaligehalt des Zementes ohne Hüttensand bzw. Ölschiefer $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent [M.-%]
CEM I + CEM II/A		$\leq 0,80$	-
CEM II/B-T	21 bis 29	-	$\leq 0,90$
CEM II/B-S	21 bis 29	-	$\leq 0,90$
CEM II/B-S	30 bis 35	-	$\leq 1,00$
CEM III/A	36 bis 50	-	$\leq 1,05$

Neben den Anforderungen an das  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent des Zementes wird auch der Mindestzementgehalt in den einschlägigen Regelwerken festgelegt. Vor Einführung der ZTV Beton-StB 01 wurde ein Mindestzementgehalt von  $340 \text{ kg/m}^3$ , mit Einführung ein Mindestzementgehalt von  $350 \text{ kg/m}^3$  gefordert. Die derzeitige Fassung der TL Beton-StB 07 sieht hier wieder einen Zementgehalt zwischen min.  $340 \text{ kg/m}^3$  und max.

360 kg/m<sup>3</sup> für Straßenbetone mit Texturierung des Oberflächenmörtels vor. Damit liegt der zu verwendende Zementgehalt in sehr engen Grenzen. Wird die Betonfahrbahndecke in Waschbetonbauweise hergestellt, die seit Einführung der ZTV Beton-StB 07 Standardbauweise ist, ist aufgrund des kleineren Größtkorns (i. d. R. 5-8 mm anstelle von 22 mm) ein Mindestzementgehalt von 420 kg/m<sup>3</sup> einzuhalten.

Die grundsätzlichen Anforderungen an die einsetzbaren Gesteinskörnungen für die Herstellung des Fahrbahndeckenbetons können der DIN EN 12620 [123] entnommen werden. Zudem legen die TL Gestein-StB [124] weitere Anforderungen hinsichtlich des Frost-Taumittel-Widerstandes, des Anteils an organischen Verunreinigungen, der Kornform sowie des Polierwiderstandes fest. Zur Vermeidung einer schädigenden Alkalireaktion im Beton sind zudem den Forderungen des Allgemeinen Rundschreibens Straßenbau ARS Nr. 12/2006 [122] nachzukommen. Diesbezüglich wurden insbesondere folgende Einschränkungen hinsichtlich der Verwendung von Gesteinskörnungen für Straßenbetone getroffen:

- 1) Die in der DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)“ genannten alkalireaktiven Gesteine dürfen beim Bau von Fahrbahndecken aus Beton generell nicht verwendet werden. Dieses sind im Wesentlichen Opalsandstein einschließlich Kieselkreide und Flint.
- 2) Grauwacke, Quarzporphyr, Kies-Edelsplitt des Oberrheins, rezyklierte Gesteinskörnungen und alle nach Deutschland eingeführte Gesteinskörnungen dürfen beim Bau von Fahrbahndecken aus Beton nur verwendet werden, wenn deren Eignung für diesen Zweck durch eine hierfür anerkannte Stelle in einem Gutachten nachgewiesen ist.

## **2.7 Systembetrachtungen und Herstellung**

### **2.7.1 Allgemeines**

Im Rahmen der Bemessung von Betonfahrbahndecken werden ausgehend von der Verkehrsbelastung (DTV<sup>(SV)</sup>-Werte) als maßgebliche Einflussparameter die äquivalenten 10-t-Achsübergänge bzw. die bemessungsrelevante Beanspruchung B, die sich aus Gleichung 18 ergibt, berechnet.

Bestimmung von B aus  $DTV^{(SV)}$ -Werten bei konstanten Faktoren [125]:

$$B = N \cdot DTV^{(SV)} \cdot f_A \cdot q_{Bm} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_z \cdot 365 \quad \text{Gleichung 18}$$

mit: B	äquivalente 10-t-Achsübergänge im zugrunde gelegten Nutzungszeitraum
N	Anzahl der Jahre des zugrunde gelegten Nutzungszeitraums, i. d. R. 30 Jahre
$DTV^{(SV)}$	durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs
$f_A$	Achszahlfaktor
$f_1$	Fahrstreifenfaktor
$f_2$	Fahrstreifenbreitenfaktor
$f_3$	Steigungsfaktor
$f_z$	mittlerer jährlicher Zuwachsfaktor des Schwerverkehrs
	$f_z = \frac{(1 + p)^N - 1}{p \cdot N} \cdot (1 + p)$
p	mittlere jährliche Zunahme des Schwerverkehrs

Auf Grundlage dieser äquivalenten 10-t-Achsübergänge ist dann eine der sieben verschiedenen standardisierten Bauklassen (SV sowie I bis VI) auszuwählen (Zeile 2 Abbildung 32). Dabei ist der Aufbau der Fahrbahnkonstruktionen in Deutschland allgemein in den „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen – RStO 01“ [125] geregelt.

Aufgrund der hohen Verkehrsbelastungen auf bundesdeutschen Fernstraßen ( $DTV^{(SV)}$ -Werte) ergibt sich i. d. R. eine Einordnung in die Bauklasse SV. Diese Bauklasse wird für die weiteren Untersuchungen und Ausführungen als Referenzbauweise herangezogen. Gemäß Abbildung 32 besteht die hier gewählte Referenzbauweise aus einer 27 cm dicken Betondecke, einer Vliesstoffzwischenlage (Verbund zwischen Betondecke und HGT wird hierdurch aufgehoben) und einer 15 cm dicken hydraulisch gebundenen Tragschicht.

Zeile	Bauklasse		SV				I				II				III				IV				V				VI			
	Äquivalente 10-l-Achsübergänge in Mio.	B	> 32				> 10 - 32				> 3 - 10				> 0,8 - 3				> 0,3 - 0,8				> 0,1 - 0,3				≤ 0,1			
Dicke des frostsich. Oberbaues <sup>1)</sup>			55	65	75	85	55	65	75	85	55	65	75	85	45	55	65	75	45	55	65	75	35	45	55	65	35	45	55	65
Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschuttschicht bzw. Schicht aus frostunempfindlichem Material																														
1.1	Betondecke																													
	Vliesstoff																													
	Hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT)																													
	Frostschuttschicht																													
Dicke der Frostschuttschicht			-	-	33 <sup>2)</sup>	43	-	25 <sup>3)</sup>	35	45	-	26 <sup>3)</sup>	36	46	-	-	27 <sup>3)</sup>	37												
1.2	Betondecke																													
	Vliesstoff																													
	Verfestigung																													
	Schicht aus frostunempfindlichem Material - weit- oder intermittierend gestuft gemäß DIN 18196 -																													
Dicke der Schicht aus frostunempfindlichem Material			8 <sup>4)</sup>	18 <sup>4)</sup>	28	38	15 <sup>4)</sup>	25	35	45	16 <sup>4)</sup>	26	36	46	7 <sup>4)</sup>	17 <sup>4)</sup>	27	37												
1.3	Betondecke																													
	Vliesstoff																													
	Verfestigung																													
	Schicht aus frostunempfindlichem Material - enggestuft gemäß DIN 18196 -																													
Dicke der Schicht aus frostunempfindlichem Material			3 <sup>4)</sup>	13 <sup>4)</sup>	23	33	10 <sup>4)</sup>	20	30	40	11 <sup>4)</sup>	21	31	41	2 <sup>4)</sup>	12 <sup>4)</sup>	22	32												

Abbildung 32: Tragschichten mit hydraulischem Bindemittel gemäß RStO 01 [125]

### 2.7.2 Herstellung von Betonfahrbahndecken

Seit rd. 30 Jahren werden Betonfahrbahndecken mit Hilfe von Gleitschalungsfertigern hergestellt. Bei dieser Einbautechnik wird der Frischbeton vor dem bzw. durch den Fertiger verteilt, mit Innenrüttlern verdichtet und anschließend geglättet. Dabei wird die mitgleitende Schalung am Ende des Fertigers dazu verwendet, eine gleichmäßige rechteckige Querschnittsform der Fahrbahndecke sicherzustellen. Verlässt der Beton den Bereich, in dem er noch von Schalung seitlich gestützt wird, muss er seine Form selbstständig bewahren. Um diese sog. Grünstandfestigkeit zu erlangen, werden i. d. R. Betone mit einer steifen Frischbetonkonsistenz verwendet [126, 127].

Betonfahrbahndecken können nicht nur einlagig betoniert werden, d. h. die gesamte Schichtdicke (z. B. 27 cm) wird in einem Arbeitsschritt hergestellt. Heutzutage wird der Beton meist zweilagig eingebaut. Hierdurch lassen sich Fahrbahndecken mit unterschiedlichen Zusammensetzungen im Ober- und Unterbetons herstellen. Dieses hat insbesondere für die derzeitige Standardbauweise „Waschbeton“ mit einem Größtkorn von 8 mm und einem Zementgehalt von rd. 420 kg/m<sup>3</sup> den Vorteil, dass nicht die gesamte Fahrbahndecke mit diesem Beton hergestellt werden muss. In diesem Fall wird i. d. R. ein wirtschaftlicherer Unterbeton mit größerem Größtkorn (z. B. 22 mm) und geringerem Zementgehalt (z. B. 350 kg/m<sup>3</sup>) eingesetzt. Ferner werden während des



Betoneinbaus in den späteren Längsscheinfugen Anker, in den Querscheinfugen Dübel eingebaut. Sowohl die Dübel als auch die Anker verhindern im Festbeton vertikale Plattenverschiebungen. Zudem verhindern die Anker ein Auseinanderdriften der einzelnen Fahrstreifen [128, 129].

Nach dem Betoneinbau wird in den noch frischen Oberflächenmörtel entweder eine Textur eingeprägt oder eine Waschbetonoberfläche durch Entfernen des Oberflächenmörtels hergestellt. Das Einprägen der Textur in den frischen Oberflächenmörtel, welches bis zur Einführung der Waschbetonbauweise Standardbauweise war, konnte z. B. mit einem in Längsrichtung nachgezogenem Kunstrasen oder mit einem harten Besen (z. B. Stahl- oder Piassavabesen) in Quer- oder in Längsrichtung erfolgen. Um eine Waschbetonoberfläche herstellen zu können, wird ein Verzögerer auf die noch frische Betonoberfläche gesprüht, der das Erstarren des Mörtels im oberflächennahen Bereich verzögert. Dieser verzögerte Mörtel kann dann nach einigen Stunden aus der Oberfläche ausgebürstet werden, während der darunterliegende Beton bereits erhärtet ist [130].

Nach dem Einbau und der Herstellung der endgültigen Oberflächentextur ist der Frischbeton vor dem Austrocknen zu schützen. Hierzu kann einerseits ein flüssiges Nachbehandlungsmittel (NBM) aufgetragen werden, welches den TL NBM-StB 09 [131] entsprechen muss. Dieses ist als Sprühfilm (i. d. R. Paraffindispersionen) auf die mattfeuchte, frische Betonoberfläche aufzubringen. Andererseits kann die frische Betonoberfläche auch durch Aufsprühen von Wasser oder dem Einsatz von dichten Kunststofffolien nachbehandelt werden. Diese Nachbehandlungsmethoden stellen aber heutzutage eher eine Ausnahme dar [35].

Hat der Beton eine ausreichende Festigkeit erreicht, werden i. d. R. in einem Raster von 5,0 m in Längsrichtung und 3,5 m bis 4,25 m in Querrichtung (in Abhängigkeit der Fahrbahnbreite) Scheinfugen geschnitten. Diese Scheinfugen sollen die Entstehung wilder Risse vermeiden. Infolge des Fugenschnittes wird die Betonfahrbahndecke gezielt lokal geschwächt, sodass sich ein gleichmäßiges und kontrollierbares Rissbild einstellen kann. Um das Eindringen von Wasser sowie anderer gelöster und fester Stoffe in den Fugenquerschnitt zu vermeiden, werden diese entweder mit bituminösen Stoffen vergossen oder mittels elastischer Fugenprofile verschlossen [35].

## 2.8 Zerstörungsfreie Zustandsbewertung mittels Ultraschall

### 2.8.1 Grundlagen

Im Laufe der Zeit können sich insbesondere in zyklisch beanspruchten Betonbauteilen Veränderungen im Betongefüge einstellen, die durch vergleichende Messungen von Ultraschallgeschwindigkeiten erfasst und bewertet werden können. Dabei wird Schall im Frequenzbereich über 20 kHz i. A. als Ultraschall verstanden. Im Rahmen einer zerstörungsfreien Prüfung werden üblicherweise Schallquellen in einem Frequenzbereich zwischen 25 kHz und 100 MHz verwendet [132].

Für eine grundlegende Beschreibung der über Ultraschallwellen angeregten Schwingungseigenschaften eines elastischen Körpers wird häufig das in Abbildung 36 dargestellte Feder-Masse-System verwendet, in dem sich eine elastische Welle zwischen den einzelnen Massepunkten des Körpers durch die Kopplung über die Federkräfte ausbreitet [132].

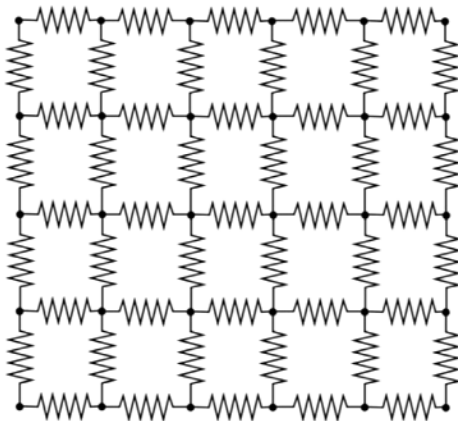


Abbildung 33: Masse-Feder-System für ein elastisches Medium [132]

Die Schwingungseigenschaften dieses Körpers können dann gemäß Gleichung 19 als akustische Schallkennimpedanz charakterisiert werden. Diese beschreibt den akustischen Widerstand (Steifigkeit der Federn), der der Schallausbreitung entgegenwirkt [149].

$$Z = \rho \cdot c$$

Gleichung 19

mit:  $Z$       Schallkennimpedanz des Stoffes [kg s/m<sup>3</sup>]  
 $\rho$       Dichte [kg/m<sup>3</sup>]

In Deutschland wird das grundlegende Vorgehen für die Bestimmung der Schallimpulslaufzeit in DIN EN 12504-4 [133] bzw. DAfStb, Heft 422 [134] beschrieben. Dabei wird die Ermittlung der Impulslaufzeit wie folgt definiert:

„Mit einem elektroakustischen Signalwandler (Sender), der während der Prüfung an einer der Betonoberflächen angebracht wird, ist ein Longitudinalschwingungsimpuls zu erzeugen. Nachdem der Schwingungsimpuls eine bekannte Weglänge im Beton zurückgelegt hat, wird er mit Hilfe eines zweiten Wandlers (Empfänger) in ein elektrisches Signal umgewandelt, wobei durch elektronische Zeitschalter die Laufzeit des Impulses gemessen wird.“ [133]

Darüber hinaus gibt es auch zahlreiche international standardisierte Verfahren wie ASTM C 597 (USA) [135], British Standard 4408 (Großbritannien) [136] und RILEM Recommendation NDT 1 (Frankreich) [137] zur Bestimmung von Ultraschalllaufzeiten im Beton.

Im Allgemeinen wird der vom Sender generierte Schallimpuls einerseits als Raumwelle, andererseits als Oberflächenwelle in den Beton eingetragen. Vom Empfänger werden dann wiederum, wenn auch zeitversetzt, sowohl die Oberflächen- als auch die Raumwellen aufgenommen. Grundsätzlich können diese Wellen in je zwei Typen unterteilt werden, die in Abbildung 34 dargestellt sind.

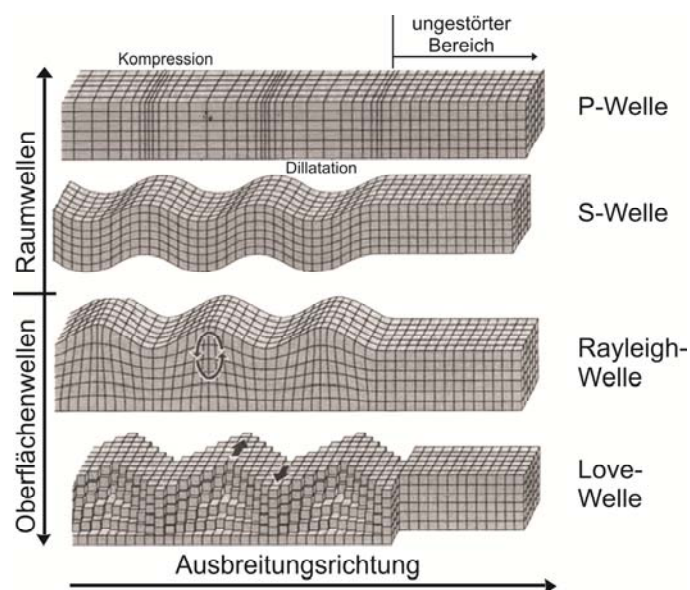


Abbildung 34: Übersicht über unterschiedliche Wellentypen

Bei diesen zerstörungsfreien Messungen wird zudem zwischen einer Transmissionsmessung und einer Oberflächenmessung unterschieden. Bei der Transmissionsmessung werden Sender und Empfänger an einander gegenüberliegenden Seiten des Bauteils platziert, während bei der Oberflächenmessung Sender und Empfänger in einer Ebene liegen [138, 139, 140, 141, 142].

Sind Betonbauteile, wie beispielsweise Fahrbahndecken aus Beton, nur einseitig (Fahrbahnoberfläche) zugänglich, können Veränderungen in den Ultraschalllaufzeiten ausschließlich mit einer Oberflächenmessung erfasst werden. Bei dieser Ultraschall-Oberflächenmessung bleibt i. d. R. der Sender lokal unverändert, wohingegen der Empfänger in gleichmäßigen Schrittweiten versetzt wird. Auf diese Weise werden die Laufzeiten der Ultraschalloberflächenwellen in Abhängigkeit unterschiedlicher Abstände zwischen Sender und Empfänger gemessen. In Abbildung 35 ist eine schematische Übersicht eines typischen Messaufbaus dargestellt.

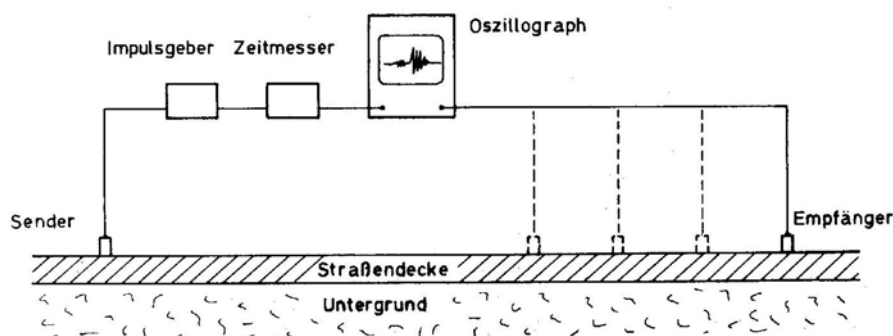


Abbildung 35: Messschema zur Bestimmung der Oberflächenwellengeschwindigkeiten [143]

In Abbildung 36 ist das Masse-Feder-System für die Messungen der Oberflächenwellen modellhaft dargestellt, um hieran die grundsätzlichen Schwingungseigenschaften sowie den Bereich des Bauteil, in dem Änderungen in den Ultraschalllaufzeiten erfasst werden können, zu verdeutlichen.

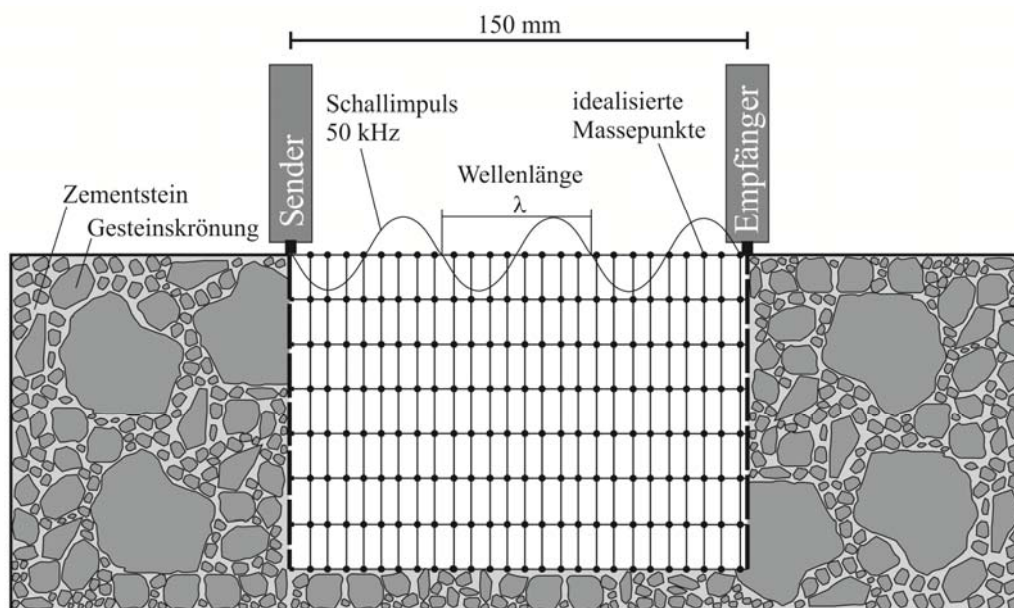


Abbildung 36: Modellhafte Darstellung der Oberflächenwellenmessung

Werden die idealisierten Massepunkte zwischen Sender und Empfänger über longitudinale Ultraschallwellen angeregt, kommt es zu der in Abbildung 37 sehr stark überhöht dargestellten Verzerrung des Masse-Feder-Systems. Dabei kann davon ausgegangen werden, dass alle Massepunkte bis zu einer Tiefe, die der Wellenlänge  $\lambda$  der Schwingung entspricht (hier rd. 5 cm Gleichung 20), durch diese angeregt werden [144].

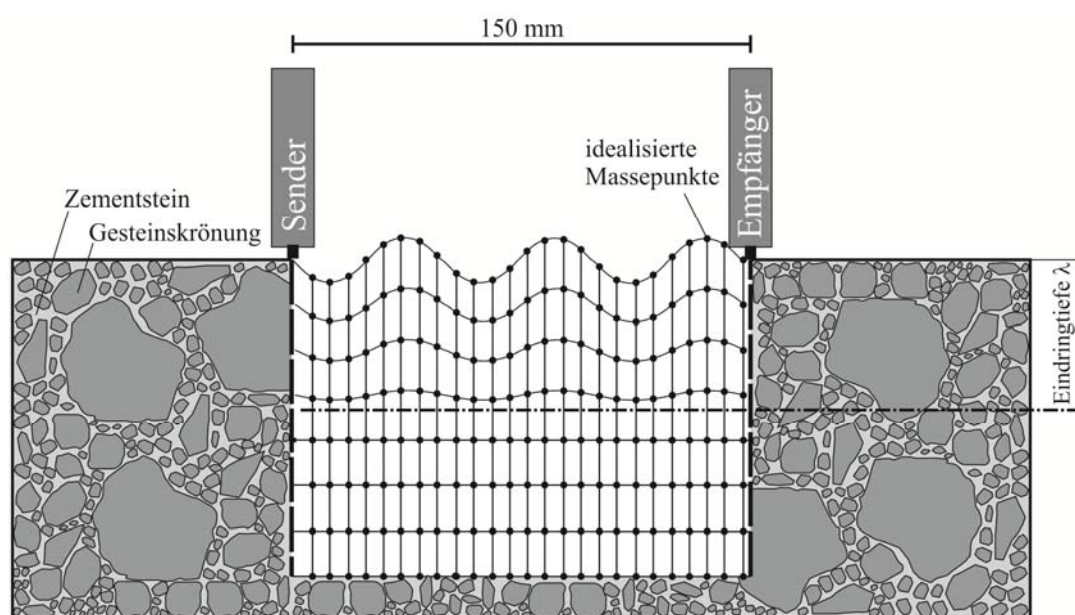


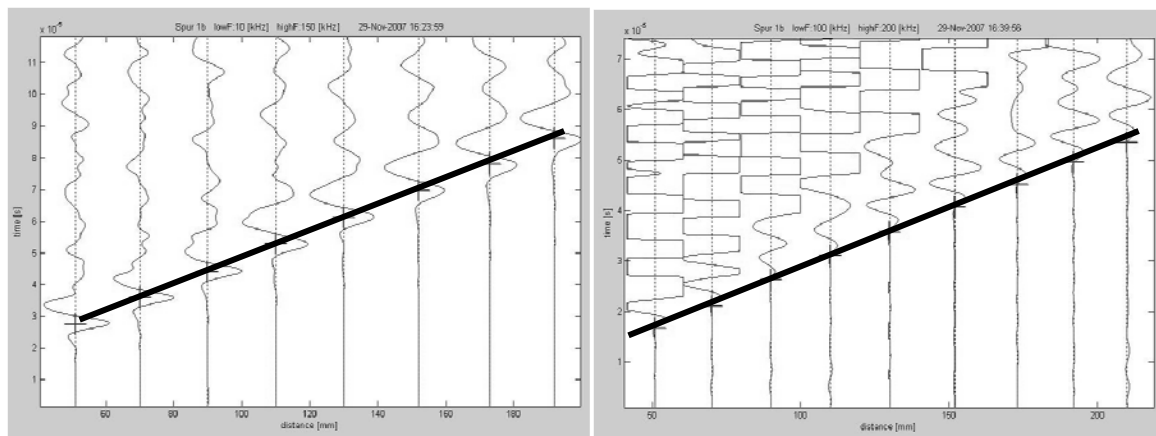
Abbildung 37: Modellhafte Darstellung der Oberflächenwellenmessung

$$\lambda = \frac{c}{f}$$

Gleichung 20

mit: $\lambda$	Länge der Schallwelle	[m]
$c$	Schallgeschwindigkeit	[m/s]
$f$	Frequenz des Schallimpuls	[1/s]

Im Rahmen einer Messfolge (unterschiedliche Abstände zwischen Sender und Empfänger) werden dann i. d. R. mehrere Seismogramme aufgenommen. Anschließend werden einerseits die maximalen Ausschläge der Rayleigh-Welle (Abbildung 38 links) und andererseits das erste Signal der P-Welle je Spur (Abbildung 38 rechts) markiert.



**Abbildung 38:** Bestimmung der Wellengeschwindigkeiten  
 links: markierte  $v_R$ -Maxima  
 rechts: markierten  $v_P$ -Einsätze

Werden nun die gemessenen Ultraschalllaufzeiten in Abhängigkeit der Entfernung zwischen Sender und Empfänger aufgetragen (Abbildung 39), ergibt sich jeweils für die Rayleigh- und Longitudinalwelle eine Gerade, deren Steigung die entsprechende Wellengeschwindigkeit ( $v_R$  und  $v_P$ ) ist (Gleichung 21).

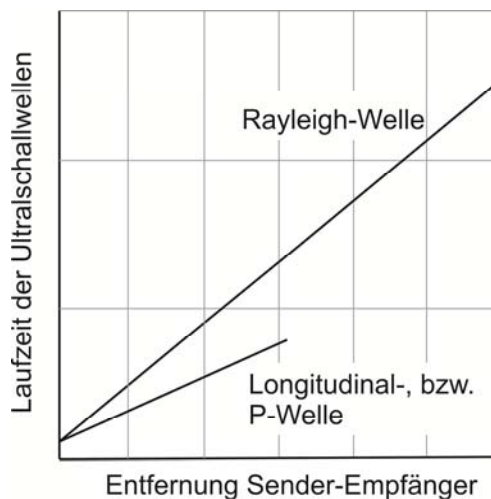


Abbildung 39: Bestimmung der Wellengeschwindigkeiten  $v_R$  und  $v_P$  [143]

$$v_x = \frac{s}{t}$$

Gleichung 21

mit: $v_x$	Wellengeschwindigkeit	[m/s]
$s$	Abstand Sender-Empfänger	[m]
$t$	Ultraschalllaufzeit	[m/s]

Allgemein gilt der in Gleichung 22 dargestellte Zusammenhang zwischen den Wellengeschwindigkeiten [145]:

$$\left(2 - \frac{v_r^2}{v_s^2}\right)^2 = 4 \sqrt{\left(1 - \frac{v_r^2}{v_p^2}\right) \cdot \left(1 - \frac{v_r^2}{v_s^2}\right)}$$

Gleichung 22

$$v_R = 0,9 \cdot v_s$$

Gleichung 23

mit: $v_r$	Oberflächenwellengeschwindigkeit	[m/s]
$v_s$	Longitudinalwellengeschwindigkeit	[m/s]
$v_p$	Transversalwellengeschwindigkeit	[m/s]

Wurden die Rayleighwellen- und die Longitudinalwellengeschwindigkeit wie beschrieben bestimmt, kann nach Umrechnung der Rayleighwellengeschwindigkeit in die Sekundärwellengeschwindigkeit  $v_s$  (Transversalwelle) über Gleichung 23 der dynamische E-Modul berechnet werden (Gleichung 24) [146].

$$E_{dyn.} = \rho \cdot v_s^2 \cdot \frac{3 \cdot v_p^2 - 4 \cdot v_s^2}{v_p^2 - v_s^2} \quad \text{Gleichung 24}$$

mit: $E_{dyn.}$	dynamischer Elastizitätsmodul	[N/mm <sup>2</sup> ]
$v_p$	Longitudinalwellengeschwindigkeit	[m/s]
$v_s$	Transversalwellengeschwindigkeit	[m/s]
$\rho$	Dichte	[kg/m <sup>3</sup> ]

Im Gegensatz zur akustischen Schallkennimpedanz (Charakterisierung der akustischen Materialeigenschaften) werden über den dynamischen E-Modul in erster Linie die mechanischen Materialeigenschaften charakterisiert [147].

In Tabelle 8 ist eine Übersicht über typische, aus der Literatur bekannte Schallgeschwindigkeiten und E-Moduln für unterschiedliche Medien aufgelistet.

*Tabelle 8: Übersicht über typische Schallgeschwindigkeiten und dynamische E-Moduln [140]*

Medium	Longitudinalwellengeschwindigkeit [m/s] <sup>1)</sup>	Transversalwellengeschwindigkeit [m/s] <sup>1)</sup>	Nach Gleichung 24 berechneter $E_{dyn.}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Luft	344	-	-
Wasser	1497	-	-
Werkzeugstahl	5854	3150	201.000
Beton	3000 bis 4830	2000 bis 2400	20.000 bis 60.000

<sup>1)</sup> aus [140]

### 2.8.2 Ultraschall-Prüfköpfe

In der Regel werden für Ultraschalllaufzeitmessungen an Betonbauteilen oder -proben Prüfköpfe verwendet, deren Wirkungsweise auf dem piezoelektrischen Effekt beruht. Das heißt, dass durch eine äußere Krafteinwirkung auf das bzw. Anregung des Wandlermaterials eine elektrische Ladung erzeugt wird, deren zeitlicher Verlauf von entsprechend empfindlichen Spannungsmessgeräten aufgezeichnet werden kann. Die eingesetzten Niederfrequenz-Prüfköpfe enthalten i. d. R. Bleimetaniobat (PbNb<sub>2</sub>O<sub>6</sub>) als piezoelektrischen Stoff [148].

Ferner lassen die verwendeten Ultraschallprüfköpfe anhand ihrer Wellenlänge (im Beton bei 25 kHz rd. 10 cm, bei 200 kHz rd. 1,5 cm) und damit anhand ihrer Auflösung



bzw. Messgenauigkeit unterscheiden. Im Gegensatz zum Baustoff Stahl handelt es sich bei Beton um einen inhomogenen Baustoff. Aufgrund der Tatsache, dass Schallwellen an jeder Grenzfläche, an der sich die Dichte des Stoffs ändert, reflektiert werden, muss hier eine Wellenlänge (Gleichung 20) gewählt werden, die größer ist als die größte Inhomogenität. Für den Fahrbahndeckenbeton bedeutet dies eine Wellenlänge, die größer als das Größtkorn von 22 mm ist. Bei Prüfköpfen mit sehr kurzen Wellenlängen wurden demgegenüber an sehr vielen Grenzschichten Schallwellen reflektiert. Auch wenn hierdurch die Auflösung der Messung signifikant erhöht wird, ist die Auswertung der aufgezeichneten Seismogramme bedeutend schwieriger [149, 150, 151, 152, 153].

Für die nachfolgenden Labor- und in-situ-Messungen wurden daher Prüfköpfe mit einer Frequenz von 50 kHz (Abstand 150 mm) verwendet. Diese stellen einen gute Kompromiss zwischen Auflösung und Auswertbarkeit der Messungen dar (Abbildung 40).



Abbildung 40: Für Labor- und in-situ-Messungen verwendetes Messgerät

### 2.8.3 Verfolgung von Schädigungsprozessen mittels Ultraschall

Infolge von Schädigungsprozessen, zu denen zyklische, äußere Belastungen, Frost-Taumittel-Einwirkungen und auch AKR-Schädigungen zählen, kann i. d. R. auch von einer Veränderung im dynamischen E-Modul ausgegangen werden. Diese Änderung  $\Delta E_{dyn.}$  bezieht sich dabei jeweils auf einen Ursprungszeitpunkt  $t_0$  vor dem Einsetzen der Schädigung und stellt den Ausgangswert (100 %-Wert) dar. Kommt es zu einem Zeitpunkt  $t_i$  zu einer Steifigkeitsänderung des Betongefüges, geht dieses vornehmlich mit einer Änderung in der Schalllaufzeit einher (Gleichung 25).

$$\Delta E_{dyn.} = \frac{E_{dyn.}(t_i)}{E_{dyn.}(t_0)} = \left( \frac{t_0}{t_i} \right)^2 \quad \text{Gleichung 25}$$

mit: $\Delta E_{dyn.}$	Veränderung des dynamischen E-Moduls	[-]
$E_{dyn.}(t_i)$	dyn. E-Modul zum Zeitpunkt $t_i$ ( $t_i > t_0$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{dyn.}(t_0)$	dyn. E-Modul im Ursprungszustand ( $t_0$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]
$t_i$	Schalllaufzeit zum Zeitpunkt $t_i$ ( $t_i > t_0$ )	[ $\mu$ s]
$t_0$	Schalllaufzeit im Ursprungszustand ( $t_0$ )	[ $\mu$ s]

Aus Gleichung 25 ist ersichtlich, dass es sich bei einer Änderung des dynamischen E-Moduls rechnerisch um ein quadriertes Verhältnis der Ultraschalllaufzeiten zum Zeitpunkt  $t_0$  und  $t_i$  handelt, da alle anderen Einflussfaktoren (Dichte  $\rho$  und Querkontraktionszahl  $\mu$ ) konstant gehalten werden. In den folgenden Beschreibungen und Auswertungen wird dennoch der Begriff dyn. E-Modul als Kenngröße für eine Gefügedegradation verwendet.

### 3 ANALYSE VON BAUWERKSUNTERLAGEN

#### 3.1 Allgemeines

Die folgenden Analysen von Bauwerksunterlagen sind eine Zusammenstellung der streckenbezogenen Auswertungen von Bauwerksakten, die im Rahmen des durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geförderten Forschungsprojektes „Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton – Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR), Phase I: In-situ Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Rissen“ [154] unter Federführung des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt wurden. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden durch das Finger-Institut für Baustoffkunde (FIB) in Weimar und das Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ) in Düsseldorf ergänzende einschlägige AKR-Untersuchungen an in-situ gewonnenen Bohrkernproben unterschiedlicher Streckenlosen deutscher Bundesautobahnen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser AKR-Untersuchungen werden mit dem Ziel in die folgende Analyse einbezogen, Interaktionen bzw. Überlagerungen mit anderen Beanspruchungen aufzeigen zu können. Gesamtziel der Analyse ist, dem Beitrag der AKR an der vorhandenen Rissbildung näher zu kommen.

#### 3.2 Untersuchte Streckenlose

Als Datengrundlage für die Analyse und Bewertung der relevanten, maßgeblichen Beanspruchungen, denen Betonfahrbahndecken in-situ unterliegen, wurden die in Tabelle 9 aufgelisteten 21 Streckenlose auf Grundlage von Vorinformationen der BASt sowie den verantwortlichen Autobahnmeistereien ausgewählt. Diese 21 Streckenlose stellen Teilbereiche der vier Bundesautobahnen BAB A9, A10, A40 und A67 und damit eine Auswahl über ganz Deutschland verteilter Bundesautobahnen dar.

*Tabelle 9: Untersuchte Streckenlose der Bundesautobahnen*

Bezeichnung	BAB	Kilometer	Fahrtrichtung	Herstelljahr
BAB A9 – U1	A9	142,8 – 144,0	München (Süden)	1991
BAB A9 – U2		144,0 – 147,7		1993
BAB A9 – U3		142,8 – 139,5	Berlin (Norden)	1992
BAB A9 – O1		80,8 – 94,4		1994
BAB A9 – W2		86,5 – 94,4	München (Süden)	1995
BAB A9 – W3		80,8 – 86,5		1993

Fortsetzung Tabelle 9: Untersuchte Streckenlose der Bundesautobahnen

Bezeichnung	BAB	Kilometer	Fahrtrichtung	Herstelljahr
BAB A10 - 2	A10	59,1 - 55,7	Schönefeld (Osten)	1992
BAB A10 - 5		65,6 - 63,2		
BAB A10 - 6		71,7 - 65,3		1991
BAB A10 - 8		71,6 - 72,9	Nuthetal (Westen)	1997
BAB A10 - 11		86,8 - 82,2	Schönefeld (Osten)	1990
BAB A10 - 12		82,2 - 86,8	Nuthetal (Westen)	1991
BAB A40 - 5	A40	15,8 - 12,7	Venlo (Osten)	1994
BAB A40 - 6		3,8 - 5,4	Duisburg (Westen)	
BAB A40 - 7		12,7 - 15,8		1996
BAB A67 - W1	A67	2,7 - 8,6	Darmstadt (Süden)	1995
BAB A67 - W2		8,6 - 15,5		1997
BAB A67 - W3		15,5 - 21,6		1995
BAB A67 - O1		21,6 - 15,5	Frankfurt (Norden)	1995
BAB A67 - O2		15,5 - 8,6		1998
BAB A67 - O3		8,6 - 2,7		1995

### 3.3 Charakterisierung der Schädigung durch Längsrisse

Das vorhandene Rissbild dokumentiert die augenscheinlichen Auswirkungen unterschiedlichster Beanspruchungen, denen die Betonfahrbahndecken im Laufe ihrer Nutzung unterlagen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass eine Rissbildung lediglich dokumentiert, dass die Zugspannung des Betons überschritten wurde. Die maßgeblichen Rissursachen lassen sich erst im Zuge einer Auswertung potenzieller Überlagerungen der einwirkenden Beanspruchungen ableiten.

Für die weiteren Auswertungen der vorhandenen Rissbilder wurden daher in den einzelnen Streckenlosen Ortsbegehungen durchgeführt. Eine detaillierte Beschreibung der Lage der Streckenlose auf Grundlage dieser Begehungen ist in dem o. g. Forschungsbericht [154] ausführlich dokumentiert. In diesem Zuge wurden u. a. die Längen, Breiten und die Anzahl der Längsrisse je Platte für charakteristische Bereiche der einzelnen Streckenlose erfasst. Dieses ermöglicht eine repräsentative Aussage über die Schädigung der Streckenlose. Aus diesen Informationen wurde dann für jedes Streckenlos eine Rissöffnungsfläche aus dem Produkt der Länge (i. d. R. 5 m), Breite und Anzahl errechnet. Diese Rissöffnungsfläche dient in den weiteren Analysen zur Beschreibung des Schädigungsgrades des jeweiligen Streckenloses. In Tabelle 10 sind diese Risscharakteristika für die Streckenlose der BAB A9, A10 und A40 als Mittelwerte zusammengefasst. Für die Streckenlose der BAB A67 konnten keine Rissbreiten ermittelt werden. Daher sind die beobachteten Rissverteilungen in diesem Abschnitt in

entsprechenden Streckenbändern dargestellt (Abbildung 44, Abbildung 45, Abbildung 46) [154].

*Tabelle 10: Übersicht über die vorhandenen Risscharakteristika*

BAB	Streckenlos	Durchschnittliche Rissanzahl/Platte [-]	Durchschnittliche Rissbreite [mm]	Durchschnittliche Rissöffnungsfläche/Platte [mm <sup>2</sup> ]
A9	U1	5-6	0,40	11.000
	U2	1	0,10	500
	U3	1	0,15	750
	O1	5	0,35	8.750
	W2	5	0,40	10.000
	W3	1	0,50	2.500
A10	2	5-6	0,20	5.650
	5	4-5	0,20	5.050
	6	6-9	0,30-0,65	14.300
	8	3-4	0,25	4.500
	11	0	0	0
	12	6	0,20	6.600
A40	5 <sup>1)</sup>	-	-	-
	6	0	0	0
	7	0	0	0

<sup>1)</sup> Streckenlos beschichtet, daher keine Berechnung der Rissöffnungsfläche möglich

### 3.4 Betonzusammensetzung

Für die Bewertung der maßgeblichen Kennwerte aus den dokumentierten Betonzusammensetzungen wird hier zwischen den Zementleimparametern w/z-Wert, Zement- und Alkaligehalt im Frischbeton (als Produkt von Na<sub>2</sub>O-Äquivalent des verwendeten Zements und des Zementgehaltes) sowie den unterschiedlichen Gesteinskörnungen unterschieden. Dabei liegt das Hauptaugenmerk auf den Zusammensetzungen des Oberbetons, da im überwiegenden Teil der Streckenlose Risse (Risstiefe i. d. R. kleiner rd. 7 cm) im Oberbeton festgestellt wurden. Schwankungen im Rahmen der Betonherstellung sowie nicht dokumentierte Abweichungen von den Eignungsprüfungen können bei dieser phänomenologischen Betrachtung nicht berücksichtigt werden [154].

In Abbildung 41 sind die Alkaligehalte im Frischbeton, die w/z-Werte, die ermittelten durchschnittlichen Rissöffnungsflächen (Tabelle 10) und die verwendeten Gesteinskörnungen für die untersuchten Streckenlose zusammenfassend dargestellt.

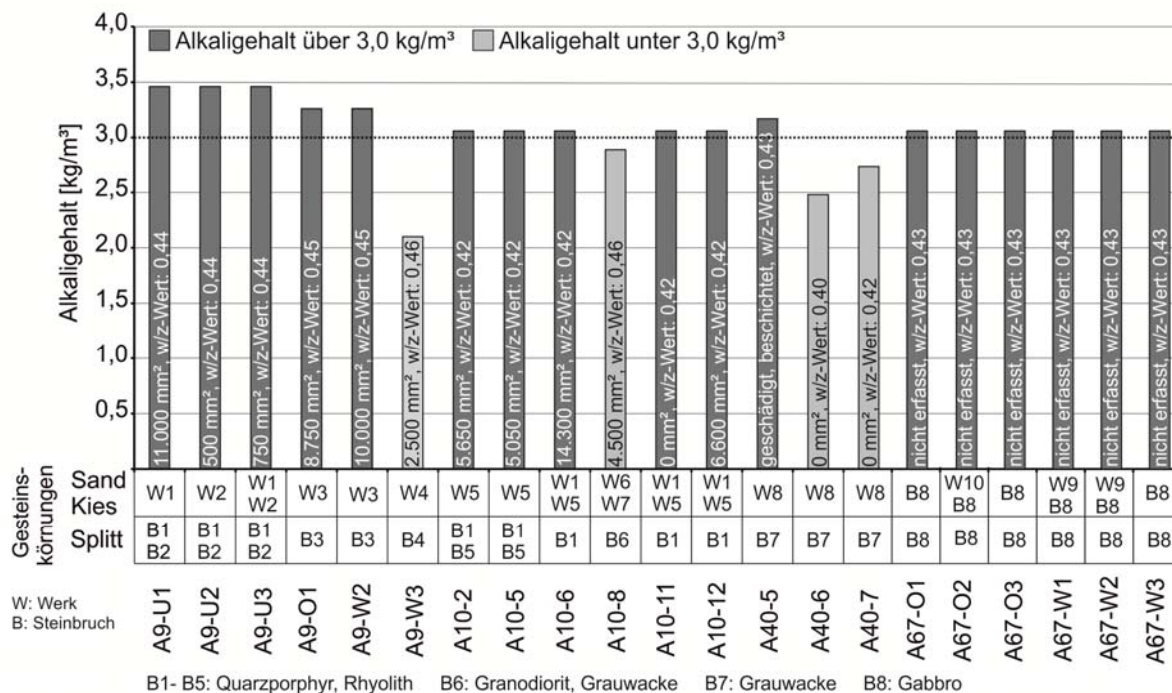


Abbildung 41: Zusammenfassung der Betonzusammensetzungen

Die in den Eignungsprüfungen dokumentierten w/z-Werte liegen in einem Bereich zwischen minimal 0,40 und maximal 0,46. Im Allgemeinen ist bei Betonen mit derart geringen w/z-Werten aufgrund des geringeren Kapillarporenanteils von einem sehr dichten Zementsteingefüge auszugehen, sodass Feuchtigkeit und externe Alkalien (Taubmittel) nur sehr langsam eindringen können.

Der in Abbildung 41 dargestellte Alkaligehalt im Frischbeton liegt in einem Bereich von minimal 2,10 kg/m<sup>3</sup> und maximal 3,46 kg/m<sup>3</sup>. Bei einem Alkaligehalt im Frischbeton von über 3,0 kg/m<sup>3</sup> ist mit einer erhöhten Gefahr einer betonschädigenden AKR bei gleichzeitiger Verwendung von reaktiven Gesteinskörnungen zu rechnen (Abschnitt 2.4). Abbildung 41 zeigt, dass 17 der 21 hier untersuchten Streckenlose gemäß Eignungsprüfungen einen Alkaligehalt über 3,0 kg/m<sup>3</sup> aufwiesen. Sofern in diesen Streckenlosen bzgl. AKR reaktive Gesteinskörnungen verwendet wurden, kann eine betonschädigende AKR für diese Streckenlose nach derzeitigem Kenntnisstand nicht gänzlich ausgeschlossen werden. Inwiefern in diesen Streckenlosen eine betonschädi-

gende AKR festgestellt wurde, wird in Abschnitt 3.7 (betonschädigende AKR) erläutert.

Hinsichtlich der beobachteten Schädigung (durchschnittliche Rissöffnungsfläche) zeigt der direkte Vergleich der Streckenlose mit einem Alkaligehalt von  $3,46 \text{ kg/m}^3$  (Streckenlose BAB A9-U1, U2 und U3) sowie einem Alkaligehalt von  $3,06 \text{ kg/m}^3$  (Streckenlose BAB A10-2, 5, 6, 11 und 12), dass sowohl die sehr stark geschädigten Streckenlose (BAB A9-U1 und BAB A10-6) als auch die nahezu schadensfreien Streckenlose (BAB A9-U2 und BAB A10-11) mit jeweils identischen Alkaligehalten hergestellt wurden. Der Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen Rissöffnungsfläche und dem Alkaligehalt im Frischbeton ist in Abbildung 42 dargestellt.

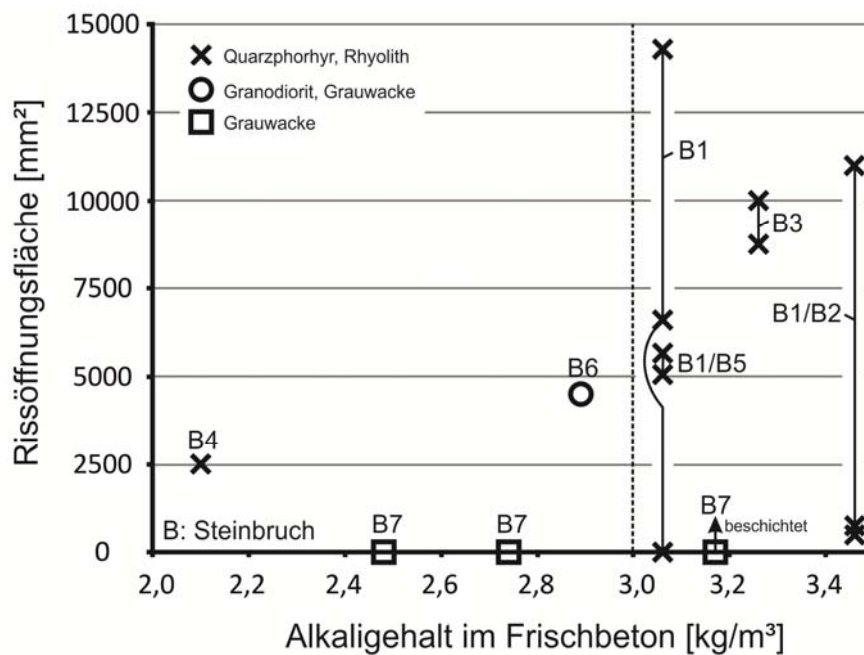


Abbildung 42: Alkaligehalt im Frischbeton und mittl. Rissöffnungsfläche

Das heißt, dass für die Streckenlose, in denen Quarzporphyr als gebrochene Gesteinskörnung verwendet wurde, kein unmittelbarer Zusammenhang zwischen dem Alkaligehalt und der Rissöffnungsfläche erkennbar ist. Damit ist davon auszugehen, dass die Dauerhaftigkeit dieser Streckenlose durch die Betonzusammensetzung – in ihren engen Grenzen – nicht maßgeblich beeinflusst wird. Hier sind zusätzliche Beanspruchungen wie thermische, hygri-sche und zyklische Einwirkungen von weitaus größerer Bedeutung.

### 3.5 Lastunabhängige Beanspruchungen

Für die Ausprägung bzw. Größenordnung der temperaturbedingten Zwangs- und Eigenspannungen sind die klimatischen Bedingungen während der Herstellung der Betondecken von entscheidender Bedeutung, da diese die Nullspannungstemperatur maßgeblich beeinflussen. Zudem haben die klimatischen Randbedingungen (Temperatur und Luftfeuchte) während der Erhärtung des Betons einen signifikanten Einfluss auf die späteren Festbetoneigenschaften (Festigkeit und E-Modul). Daher wurden die Herstellbedingungen teilweise auf Grundlage der Bauwerksakten recherchiert und ausgewertet. Da für einen Teil der hier untersuchten Streckenlose den Akten diesbezüglich keine Informationen entnommen werden konnten, wurden auch entsprechende Klimadaten des Deutschen Wetterdienstes für die den Streckenlosen nächstgelegenen Wetterstationen herangezogen. Eine detaillierte Beschreibung der Herstellbedingungen ist für jedes Streckenlos im o. g. Forschungsbericht dokumentiert [154].

Auf Grundlage dieser Auswertungen sind in Abbildung 43 die durchschnittlichen Rissöffnungsflächen den maximalen Herstelltemperaturen bei der Herstellung des jeweiligen Streckenloses gegenüber gestellt.

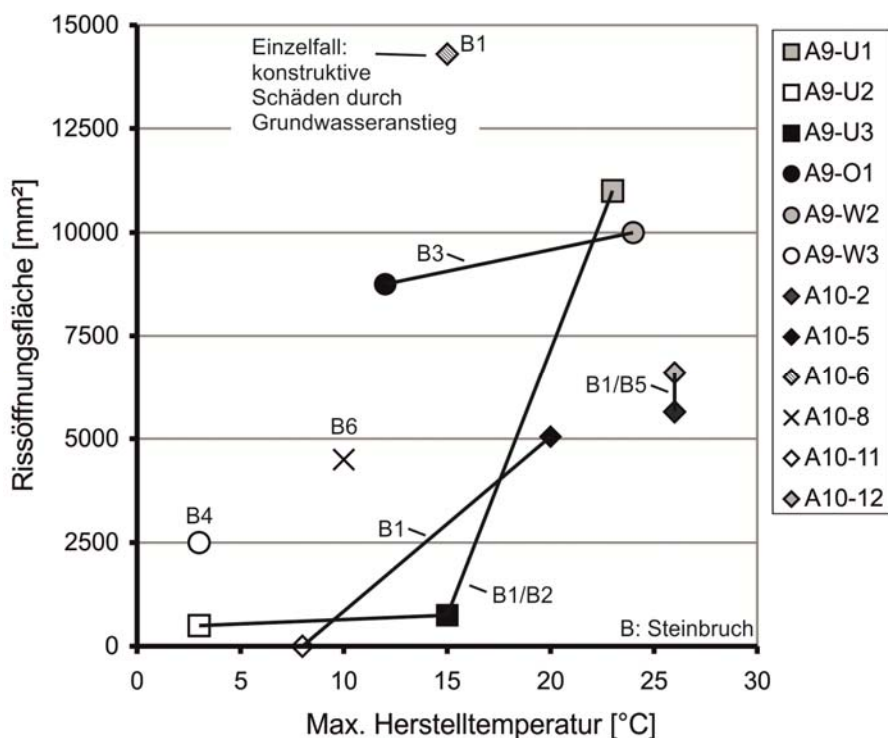


Abbildung 43: Durchschnittliche Herstelltemperatur und mittl. Rissöffnungsfläche



In dieser Darstellung sind ferner die Streckenlose zusammengefasst, deren Beton mit dem gleichen Splitt (gleicher Gehalt und Steinbruch) hergestellt wurde. Der Splittanteil stellt den größten Massenanteil der Betonausgangsstoffe dar und hat damit einen maßgeblichen Einfluss auf die thermisch bedingten Dehnungen.

Dabei zeigt sich für drei Streckenlose der BAB A9, für deren Betonherstellung Splitt B1 und B2 verwendet wurde, eine tendenziell zunehmende Rissöffnungsfläche und damit der Schädigung mit steigenden Herstelltemperaturen, sofern diese über rd. 15°C bis 20°C lagen. Wurde für die Betonherstellung ausschließlich Splitt B1 bzw. B3 verwendet, nahm die Schädigung demgegenüber bereits bei einer Herstelltemperatur über rd. 10°C zu. Aus dem Vergleich der Streckenlose BAB A9 und A10 kann daher abgeleitet werden, dass bei Herstelltemperaturen unter rd. 10°C bis 20°C nahezu keine bzw. nur geringe Rissbildungen vorhanden waren. Oberhalb dieser Temperaturen stieg die Rissöffnungsfläche jedoch progressiv an. Diese haben damit einen signifikanten Einfluss auf die Schädigung.

Abbildung 43 zeigt jedoch auch, dass in drei Streckenlosen (BAB A9-W3, BAB A10-6 und A10-8) trotz Herstelltemperaturen unter rd. 10°C bis 20°C bereits Schädigungen vorhanden waren, die nicht auf die Herstelltemperaturen zurückgeführt werden konnten. Diese waren im Streckenlos BAB A9-W3 auf Hohllagen der Betonfahrbahnplatten und im Streckenlos BAB A10-6 auf einen Anstieg des Grundwasserspiegels zurückzuführen. Hier waren demnach konstruktive Mängel für die Schädigung verantwortlich. Im Streckenlos BAB A10-8 wurde als gebrochene Gesteinskörnung ein Granodiorit/Grauwacke des Steinbruchs B6 für die Betonherstellung verwendet (einziges Los mit dieser Gesteinskörnung). Aufgrund der fehlenden Vergleichsmöglichkeit mit anderen Streckenlosen können hier jedoch schädigende Alkali-Kieselsäure-Reaktionen als maßgebliche Rissursache nicht sicher ausgeschlossen werden.

Um dem Einfluss der Herstelltemperaturen auf die Schädigung der Betonfahrbahndecken weiter nachzugehen, sind in Abbildung 44 die in den Bautagbüchern dokumentierten Tageshöchst-, Tagestiefst- und Frischbetontemperaturen den Rissverteilungen über die jeweiligen Streckenkilometer für das Streckenlos BAB A67-W1 dargestellt. Für dieses Streckenlos konnten keine Rissöffnungsflächen bestimmt werden.

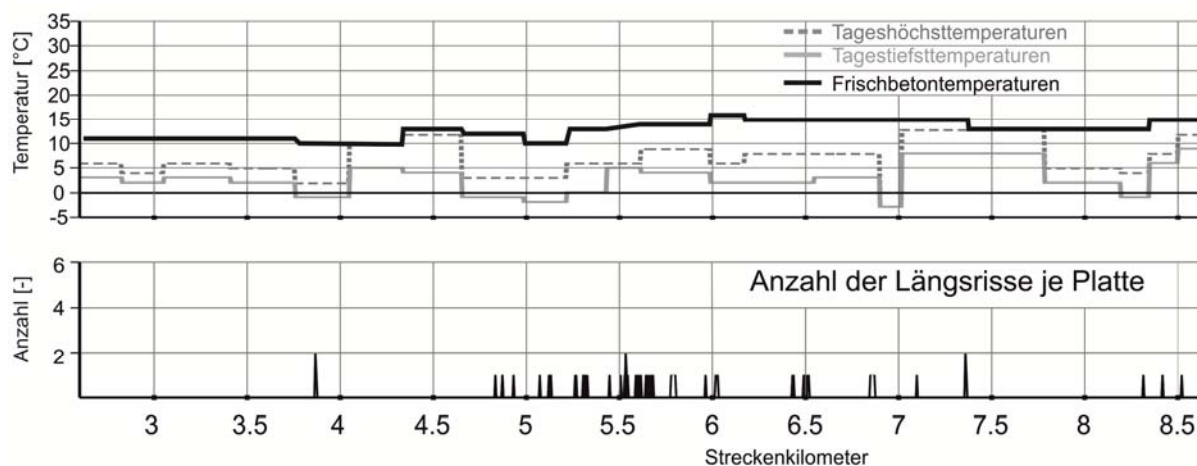


Abbildung 44: Zuordnung der Herstelltemperaturen zur Rissverteilung im Streckenlos BAB A67-W1

Aus Abbildung 44 ist zu erkennen, dass das Streckenlos BAB A67-W1 mit Frischbetontemperaturen zwischen rd. 10 und 15°C sowie Tageshöchsttemperaturen zwischen rd. 3 und 13°C hergestellt wurde. Das Streckenlos wies nur vereinzelte Risse auf, so dass man davon ausgehen kann, dass sich diese Herstellbedingungen eher günstig auf die Dauerhaftigkeit der Fahrbahndecken ausgewirkt haben. Im weiteren Verlauf der BAB A67 schließt das Streckenlos BAB A67-W2 an, für das die Herstelltemperaturen (Luft) in Abbildung 45 dargestellt sind.

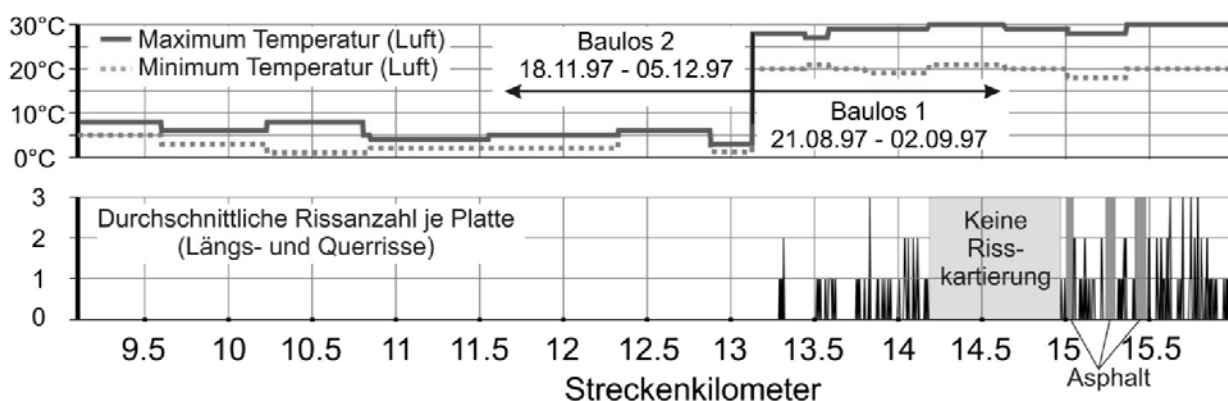


Abbildung 45: Zuordnung der Herstelltemperaturen zur Rissverteilung im Streckenlos BAB A67-W2

Dieses Streckenlos wurde in zwei unterschiedlichen Baulosen hergestellt. Die Baulose wurden gemäß den Eignungsprüfungen mit derselben Betonzusammensetzung

(Abbildung 41) hergestellt, Baulos 1 jedoch in den Sommermonaten des Jahres 1997 bei rd. 25 bis 30°C und Baulos 2 in den Wintermonaten bei rd. 5 bis 8°C.

Abbildung 45 zeigt, dass korrelierend mit den Herstelltemperaturen signifikant stärkere Rissbildungen in dem Baulos 1 vorhanden sind, das bei hohen Umgebungstemperaturen hergestellt wurde. Im Baulos 2, das in den Wintermonaten betoniert wurde, konnten zum Zeitpunkt der Risskartierung keine Risse festgestellt werden. Da ansonsten vergleichbare Randbedingungen für diese beiden Baulose vorlagen, ist davon auszugehen, dass infolge der höheren Einbautemperatur auch mit höheren Zwangs- und Eigenspannungen (infolge behinderter Verformungsmöglichkeit) bei einer Abkühlung der Fahrbahnplatten in den auf die Herstelljahre folgenden Wintermonaten zu rechnen ist. Werden für eine weitere Argumentation die Herstellbedingungen des anschließenden Streckenloses BAB A67-W3 den dort dokumentierten Rissanzahlen gegenübergestellt (Abbildung 46), wird ersichtlich, dass sich auch in diesem Streckenlos bei hohen Umgebungstemperaturen von rd. 20 bis 30 °C ein ausgeprägtes Rissbildung einstellte.

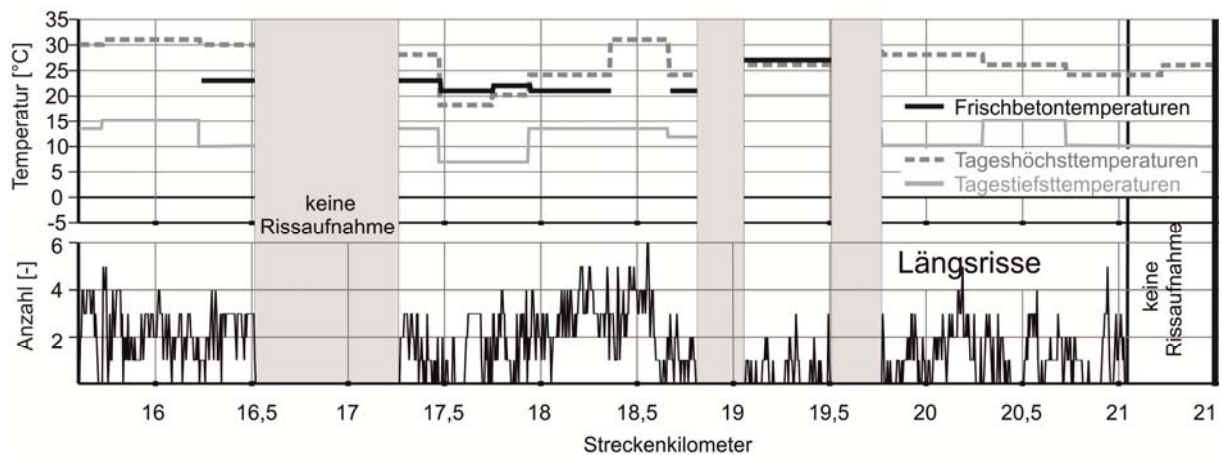


Abbildung 46: Zuordnung der Herstelltemperaturen zur Rissverteilung im Streckenlos BAB A67-W3

Zusammenfassend lässt sich für die lastunabhängigen, klimatischen Randbedingungen während der Herstellung der Streckenlose festhalten, dass diese zwar in vielen Fällen einen maßgeblichen Einfluss auf die Rissbildung bzw. Schädigung und damit auf die Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahndecken hatten, diese jedoch nicht als einzige der möglichen Rissursachen isoliert betrachtet werden können. Eine Intensivierung der Rissbildung infolge einer Überlagerung und/oder Interaktion mit anderen Beanspruchungen soll daher in den folgenden Kapiteln diskutiert werden.

### 3.6 Lastabhängige Beanspruchungen

Bei der Bewertung der lastabhängigen Einflüsse aus den Verkehrslasten sind einerseits die rein statischen/dynamischen Lasten und andererseits die zyklischen Belastungen zu berücksichtigen. In dem o. g. Forschungsbericht wurden die Spannungen in den Fahrbahndecken nach dem Näherungsverfahren von Westergaard für eine 10t-Achslast (Lastfall Plattenmitte, Abbildung 10) für die in-situ an Bohrkernproben ermittelten Schichtdicken berechnet [154]. Diese liegen in einem Bereich zwischen 0,84 und 1,01 N/mm<sup>2</sup> und damit deutlich unter der Biegezugfestigkeit des Straßenbetons (Anforderung gemäß TL Beton-StB 07;  $\geq 4,5$  N/mm<sup>2</sup>). Aufgrund der geringen Bandbreite wird dieser Einfluss hier jedoch vernachlässigt.

Zusätzlich wurden die äquivalenten 10t-Achsübergänge  $B_i$  (Gleichung 18) gemäß RStO 01, Anhang 1 für jedes Streckenlos in Abhängigkeit des Herstelljahres berechnet. Dabei stützt sich die Berechnung auf die Annahme (Teil der RStO 01), dass der Schwerlastverkehr um rd. 3 % je Jahr zugenommen hat. Als Bezug für die Berechnung wurden die DTV<sup>(SV)</sup>-Werte des Jahres 2005 zugrunde gelegt und daraufhin die Beanspruchung der jeweiligen Streckenlose bis zum Herstelljahr (Abschnitt 3.2) zurück gerechnet. Die äquivalenten 10t-Achsübergänge – als Kombination aus Streckenalter und Verkehrsbelastung – ermöglichen einen Vergleich der Streckenlose untereinander bzgl. der bereits stattgefundenen zyklischen Belastungen.

In Abbildung 47 sind die äquivalenten 10t-Achsübergänge der einzelnen Streckenlose den entsprechenden Rissöffnungsflächen gegenüber gestellt.

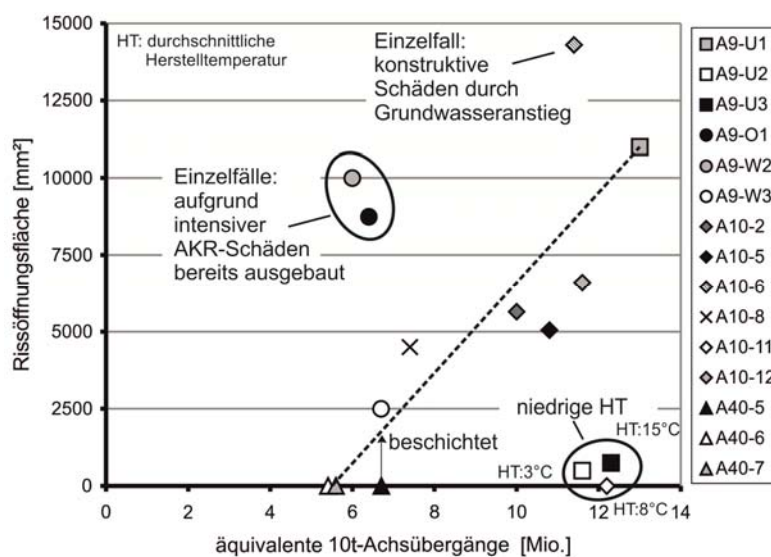


Abbildung 47: Zuordnung der äquiv. 10t-Achsübergänge zur Rissöffnungsfläche

Der Vergleich der äquivalenten 10t-Achsübergänge zeigt, dass in einer Gruppe von acht Streckenlosen, die bei Temperaturen zwischen 20°C und 25°C hergestellt wurden, die durchschnittlichen Rissöffnungsflächen tendenziell mit den 10t-Achsübergängen ansteigen. Hieraus lässt sich ein negativer Einfluss der zyklischen Beanspruchungen auf die Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahndecken ableiten.

Abbildung 47 zeigt jedoch auch, dass in drei Fällen der Einfluss der zyklischen Beanspruchungen auf die Rissöffnungsfläche durch andere Einflüsse überdeckt wird. Zu nennen sind hier zwei Streckenlose, für deren Herstellung eine hinsichtlich AKR sehr reaktive Gesteinskörnung verwendet wurde (Streckenlose zwischenzeitlich ausgebaut) bzw. ein Streckenlos, das maßgeblich durch den Anstieg des Grundwasserspiegels geschädigt wurde [154].

Ferner lässt sich eine Gruppe von drei Streckenlosen identifizieren, die trotz rd. 12 Mio. äquivalenten 10t-Achsübergängen nahezu keine Schädigung aufwiesen. Diese drei Streckenlose wurden ausnahmslos bei Temperaturen unter rd. 15 °C hergestellt. Infolge der geringen Herstelltemperaturen verringern sich auch die thermisch bedingten Zwangs- und Eigenspannungen in den Betonfahrbahndecken bei einer Abkühlung in den Wintermonaten (Aufschüsselung, siehe Abschnitt 2.2.2). Bei einer Überlagerung von diesen thermisch bedingten Spannungen mit den zyklischen Verkehrslasten (siehe Abschnitt 2.5) ist demnach von nur halb so großen Maximalspannungen (10 K) auszugehen als wenn die Fahrbahndecken bei höheren Temperaturen hergestellt worden wären. Dadurch ist hier auch mit geringeren Degradationen infolge der zyklischen Beanspruchungen zu rechnen.

### **3.7 Alkali-Kieselsäure-Reaktionen**

#### **3.7.1 Allgemeines**

Im Rahmen des o. g. Forschungsprojektes [154] wurden durch das Finger-Institut für Baustoffkunde (FIB) in Weimar sowie das Forschungsinstitut der deutschen Zementindustrie in Düsseldorf, einerseits Bewertungen von Dünnschliffen durchgeführt, die aus Bohrkernproben gewonnen wurden. Andererseits wurden Bohrkernhälften der Streckenlose der BAB A9 und A10 nach dem FIB-Performance-Prinzip bzw. FIZ-60 °C-Betonversuch geprüft (Erläuterung des Prüfverfahrens in Abschnitt 2.4.4). An dieser Stelle sei bereits angemerkt, dass im Rahmen dieser einschlägigen AKR-

Prüfungen an Bauwerksbetonen lediglich das Restdehnungspotential bestimmt werden kann.

### **3.7.2 Dünnschliffuntersuchungen**

Im Rahmen der an den Dünnschliffproben durchgeführten mikroskopischen Untersuchungen wurde kein signifikanter Unterschied bei den verwendeten Gesteinskörnungen der einzelnen Untersuchungsbereiche der BAB A9 (Bereiche U1 bis U3) festgestellt. Da diese zudem den gleichen Steinbrüchen entstammen, ist hier auch von einem vergleichbaren Potential hinsichtlich AKR auszugehen. Weiterhin konnten in den Streckenlosen BAB A9-U1 und U3 bereits vor Prüfbeginn Reaktionsprodukte einer abgelaufenen AKR festgestellt werden. Im Streckenlos BAB A9-U2 wurden keine Reaktionsprodukte einer AKR in den Dünnschliffen offensichtlich. Anhand der Dünnschliffuntersuchungen konnte folgende Reihung aufgestellt werden: BAB A9-U2 keine AKR vorhanden, U3 beginnende AKR, jedoch noch nicht in schädigendem Ausmaß, U1 vorhandene betonschädigende AKR [154].

Die an den Dünnschliffproben aus den Streckenlosen der BAB A10 durchgeführten mikroskopischen Untersuchungen zeigten demgegenüber hinsichtlich der verwendeten Gesteinskörnungen deutliche Unterschiede. Für die Betonherstellung wurden als gebrochene Gesteinskörnungen vier verschiedene Rhyolithe, eine Grauwacke und ein Granodiorit verwendet. Zudem wurden in den Streckenlosen BAB A10-5, 6, 8.1, 8.2 und 12 bereits vor Prüfbeginn Reaktionsprodukte einer AKR gefunden, sodass in diesen Streckenlosen von einer schädigenden AKR ausgegangen werden muss. Im Streckenlos BAB A10-2 wurden nur vereinzelte Reaktionsprodukte festgestellt. Daher kann wie bereits im Streckenlos BAB A9-U3 von einer beginnenden AKR ausgegangen werden. Im Streckenlos BAB A10-11 wurden keine AKR-Reaktionsprodukte nachgewiesen. Dieses war das einzige Streckenlos der BAB A10, in dem eine AKR auszuschließen war.

### **3.7.3 Dehnungen infolge AKR-provozierender Lagerung**

In Abbildung 48 links sind die gemittelten Bohrkerndehnungen (Mittelwerte aus drei Einzelmessungen) der Streckenlose der BAB A9 während der FIB-Performance-Prüfung ohne zusätzliche externe Alkalizufuhr (Wasserlagerung) und rechts mit zusätzlicher externer Alkalizufuhr dargestellt.

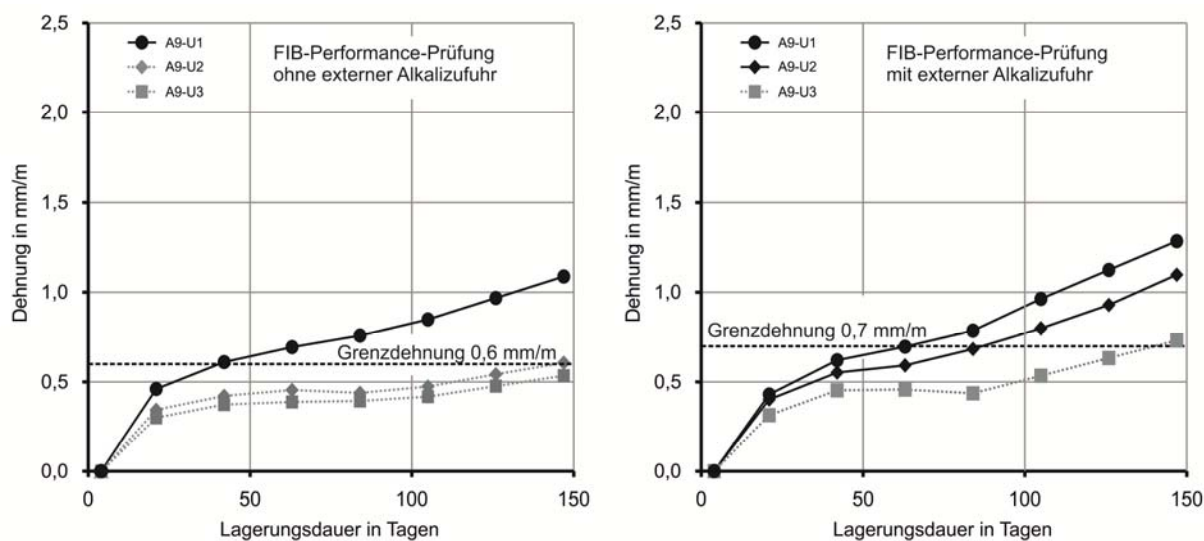


Abbildung 48: *Dehnungen der Bohrkernproben BAB A9 während der FIB-Performance-Prüfung links: ohne externe Alkalizufuhr rechts: mit externer Alkalizufuhr*

Dabei zeigte sich, dass die Dehnungen der Bohrkernhälften des Streckenloses BAB A9-U1 bereits nach 42 Tagen die Grenzdehnung für diese Lagerung von 0,6 mm/m überstiegen (Abbildung 48 links). Im Gegensatz dazu überstiegen die Dehnungen der Bohrkernhälften der Streckenlose BAB A9-U2 und U3 die Grenzdehnung im Laufe der Lagerungsdauer von 147 Tagen nicht. Sowohl der Dehnungszuwachs nach den anfänglichen hygrischen und thermischen Dehnungen war bei diesen beiden Streckenlosen weitaus geringer als im Streckenlos BAB A9-U1 als auch die absoluten Dehnungen nach 147 Tagen. Im Streckenlos BAB A9-U1 waren diese mit einer Dehnungen von 1,1 mm/m nahezu doppelt so groß wie in den Streckenlosen BAB A9-U2 und U3.

Wurden den Bohrkernhälften während der FIB-Performance-Prüfung zusätzlich externe Alkalien zugeführt (Abbildung 48 rechts), wurde die Grenzdehnung (hier 0,7 mm/m) von den Bohrkernhälften aus den Streckenlose BAB A9-U1 und U2 nach rd. 90 Tagen Lagerungsdauer überschritten, von denen des Streckenloses BAB A9-U3 jedoch erst gegen Ende der Lagerungsdauer nach 147 Tagen. Darüber hinaus war zu erkennen, dass die zusätzliche Zufuhr externer Alkalien zu einer Spreizung der Ergebnisse führte. Ohne den Einfluss zusätzlicher Alkalien (Abbildung 48 links) waren die Dehnungsverläufe der Bohrkernhälften der Streckenlose BAB A9-U2 und U3 über den Lagerungszeitraum nahezu identisch. Abbildung 48 rechts zeigt jedoch, dass sich die Bohrkernhälften des Streckenloses BAB A9-U2 bei externer Alkalizufuhr im Ver-

gleich zu den Bohrkernhälften des Streckenloses BAB A9-U3 stärker dehnen. Ebenfalls ist Abbildung 48 zu entnehmen, dass die Dehnungen der Bohrkernhälften des Streckenloses BAB A9-U1 sowohl mit als auch ohne externer Alkalizufuhr größer waren, als die der Streckenlose BAB A9-U2 und U3. Aufgrund der kontinuierlichen Dehnungszunahme der Bohrkernhälften der drei Streckenlose kann daher davon ausgegangen werden, dass sich in allen drei Streckenlosen eine AKR durch die Prüfbedingungen auslösen bzw. fortführen ließ. Das heißt, dass das Restdehnungspotential der Bohrkernproben noch nicht erschöpft war. Somit wiesen alle Betonzusammensetzungen der Streckenlose BAB A9-U1 bis U3 ein AKR-Schadenspotential auf, auch wenn dieses in-situ augenscheinlich nicht zu beobachten war.

In Abbildung 49 links sind die Mittelwerte (Mittel aus drei Einzelmessungen) der Dehnungen von Bohrkernhälften aus den Streckenlosen der BAB 10 dargestellt, die ohne externe Alkalizufuhr gelagert wurden – Abbildung 49 rechts zeigt diese mit externer Alkalizufuhr.

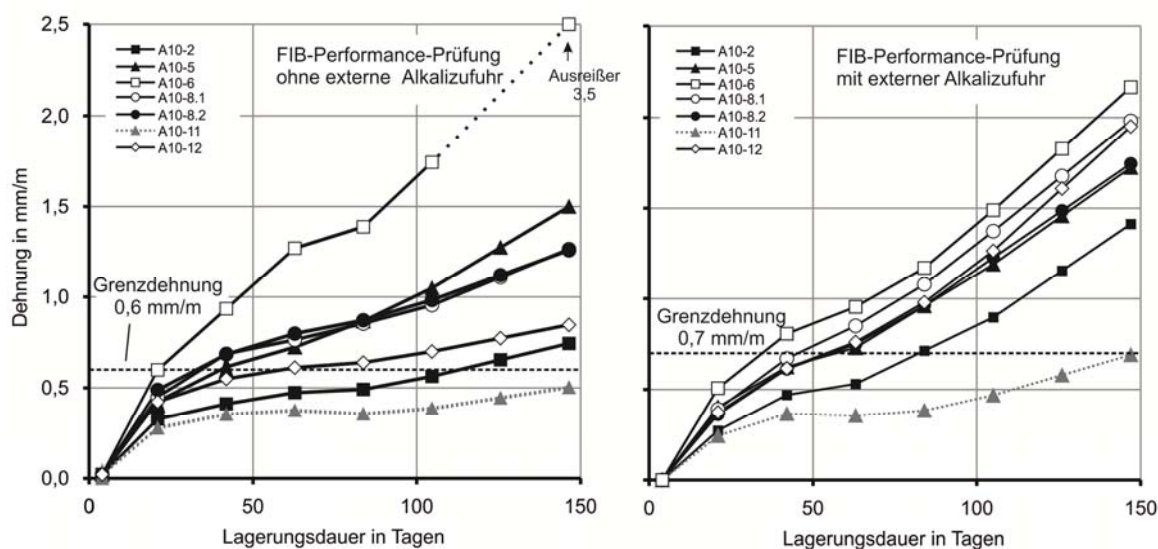


Abbildung 49: Dehnungen der Bohrkernproben BAB A10 während der FIB-Performance-Prüfung  
links: ohne externe Alkalizufuhr  
rechts: mit externer Alkalizufuhr

Ferner sind in Abbildung 50 im Vergleich zu Abbildung 49 die Dehnungen der Bohrkernproben aus drei Streckenlosen der BAB A10 dargestellt, die während der FIZ-60°C-Lagerung gemessen wurden.



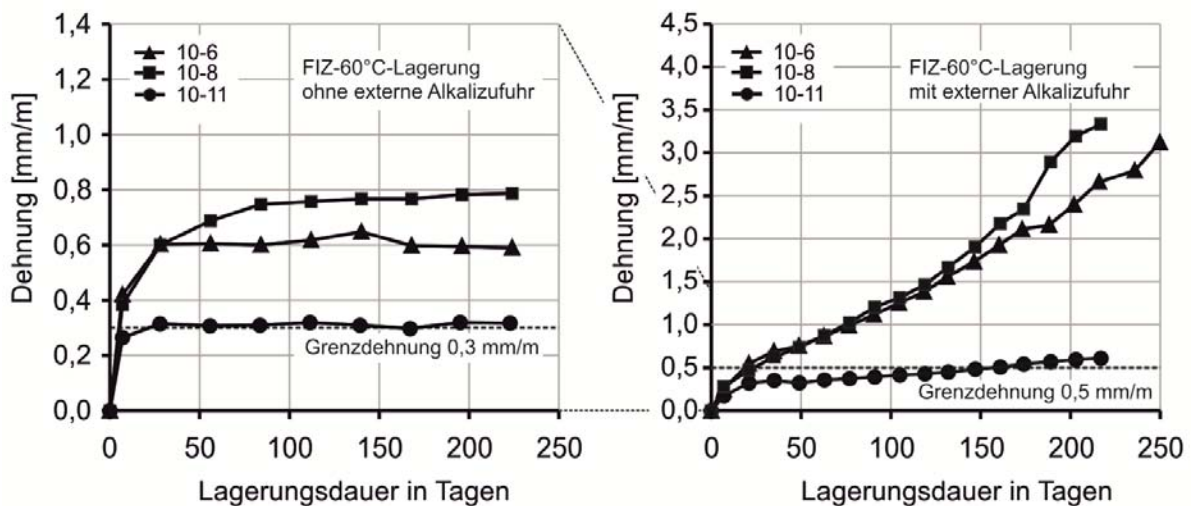


Abbildung 50: Dehnungen der Bohrkernproben BAB A10 während der FIZ-60°C-Lagerung  
links: ohne externe Alkalizufuhr  
rechts: mit externer Alkalizufuhr

Aus diesen beiden Abbildungen ist ersichtlich, dass die Bohrkernhälften von sechs (BAB A10-2, 5, 6, 8.1, 8.2 und 12) der sieben Streckenlose bei reiner Feuchtlagerung Dehnungen über der Grenzdehnung von 0,6 mm/m bzw. 0,3 mm/m aufwiesen. Einzige Ausnahme bildeten hier die Bohrkernhälften des Streckenloses BAB A10-11. Darüber hinaus zeigt Abbildung 49 links, dass das Mittel der Bohrkerndehnungen des Streckenloses BAB A10-6 mehr als doppelt so groß war wie das der anderen Streckenlose. Dieses war in erster Linie auf sehr große Dehnungen eines einzelnen Bohrkerns zurückzuführen und muss insbesondere im Vergleich zu Abbildung 50 als nicht repräsentativer Ausreißer bezeichnet werden [154].

Wurden den Bohrkernhälften während den Lagerungen zusätzlich Alkalien von außen zugeführt (Abbildung 49 und Abbildung 50 rechts), wurden die Dehnungsgrenzwerte nach 147 Tagen Lagerung um mehr als 100 % überschritten. Dieses galt wiederum für die sechs genannten Streckenlose. Auch hier bildeten die Bohrkernhälften des Streckenloses BAB A10-11 die Ausnahme.

Anhand der dargestellten Ergebnisse bei FIZ-60°C-Lagerung lässt sich zeigen, dass die AKR-bedingten Dehnungszunahmen ohne Zufuhr externer Alkalien im Laufe der Lagerung abklingen (Abbildung 50 links). Das heißt, dass das AKR-bedingte Dehnungspotential hier bereits vor Prüfende ausgeschöpft ist. Werden den Proben jedoch während der Lagerung zusätzlich Alkalien von außen zugeführt, nehmen die Dehnungen bis zum Prüfende kontinuierlich zu. Zudem werden dann absolut größere Dehnungen

erreicht. Das heißt einerseits, dass die externe Alkalizufuhr zu einem größeren Dehnungs- und damit Schädigungspotential der Betone führt. Andererseits wird dieses Dehnungspotential bis zum Prüfende nicht ausgeschöpft. Die extern zugeführten Alkalien greifen damit aktiv in den AKR-Reaktionsmechanismus ein. In ähnlicher Weise lässt sich der Einfluss der extern zugeführten Alkalien auch aus den Ergebnissen der FIB-Performance-Prüfung ableiten. Auch wenn hier ohne Zufuhr externer Alkalien das AKR-bedingte Dehnungspotential vor Prüfende nicht erreicht wird, zeigt der Vergleich von Abbildung 49 links und Abbildung 49 rechts dennoch, dass die externe Alkalizufuhr einen maßgeblichen Einfluss auf die AKR-bedingten Dehnungen und damit auf die AKR-bedingten Schädigungen der Betonfahrbahndecken hat.

### 3.7.4 Gegenüberstellung von AKR-Dehnungen und Rissöffnungsfläche

In Abbildung 51 sind die durchschnittlichen Rissöffnungsflächen den gemessenen Dehnungen der Probekörper nach 147 Tagen FIB-Performance-Prüfung (Abbildung 48 und Abbildung 49) gegenüber gestellt. Hier wird zudem zwischen den Ergebnissen mit als auch ohne Zufuhr externer Alkalien unterschieden. Für eine weitere Differenzierung wurden zusätzlich die Kenntnisse über die verwendeten Gesteinskörnungen sowie die  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalente der verwendeten Zemente (Abbildung 41) mit hinzugezogen.

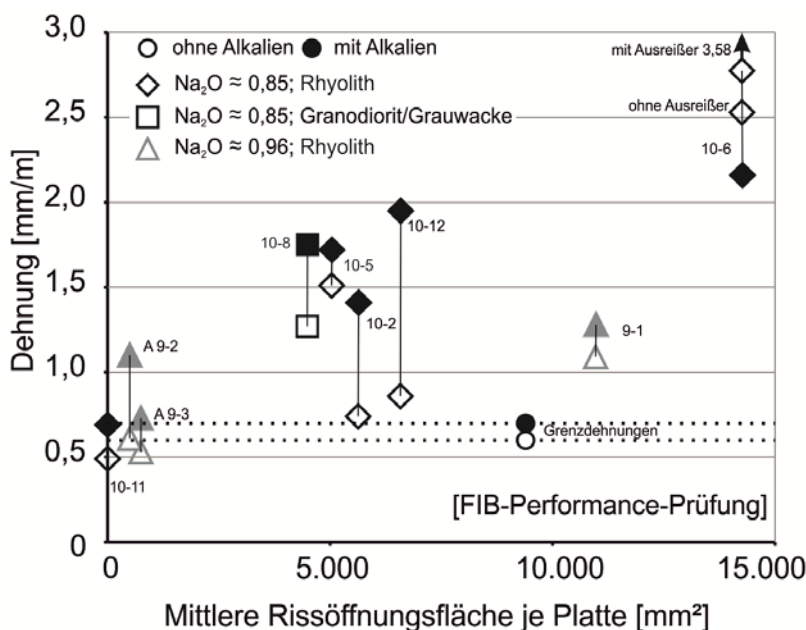


Abbildung 51: Dehnungen der Bohrkernhälften nach 147 Tagen FIB-Performance-Prüfung über Rissöffnungsfläche

Abbildung 51 ist zu entnehmen, dass die Dehnungen der Bohrkernhälften aus den Streckenlosen der BAB A9 bei der Prüfung ohne externe Alkalizufuhr tendenziell mit der durchschnittlichen Rissöffnungsfläche ansteigen. Somit ist die Dehnungsentwicklung der Bohrkernhälften während der FIB-Performance-Prüfung abhängig von den bereits vor der Prüfung vorhandenen Schädigungen des Straßenbetons. Werden den Probekörpern während der Prüfung Alkalien von außen zugeführt, ist der Zusammenhang zwischen Schädigung vor der Prüfung und Dehnung während der Prüfung nicht mehr zu erkennen. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass hier lediglich das Restdehnungspotential der Bohrkernproben ermittelt wird. Eine Aussage über bereits vor Prüfbeginn in-situ vollzogene Dehnungen ist nicht möglich.

Der Vergleich der Betone aus den Streckenlosen der BAB A10 zeigt demgegenüber – sowohl mit als auch ohne externe Alkalizufuhr – einen Anstieg der Dehnungen mit steigenden Rissöffnungsflächen. Abbildung 51 ist jedoch auch zu entnehmen, dass die mittleren Dehnungen des Betons aus dem Streckenlos BAB A10-6 ohne externe Alkalizufuhr größer waren als mit externer Alkalizufuhr. Dieses ist in erster Linie auf den beschriebene Ausreißer zurückzuführen.

In Abbildung 52 sind die Dehnungen der Bohrkernhälften – ebenfalls aus Streckenlosen der BAB A10 entnommen – nach 147 Tagen FIZ-60 °C-Wechselagerung den jeweiligen Rissöffnungsflächen der Streckenlose gegenüber gestellt.

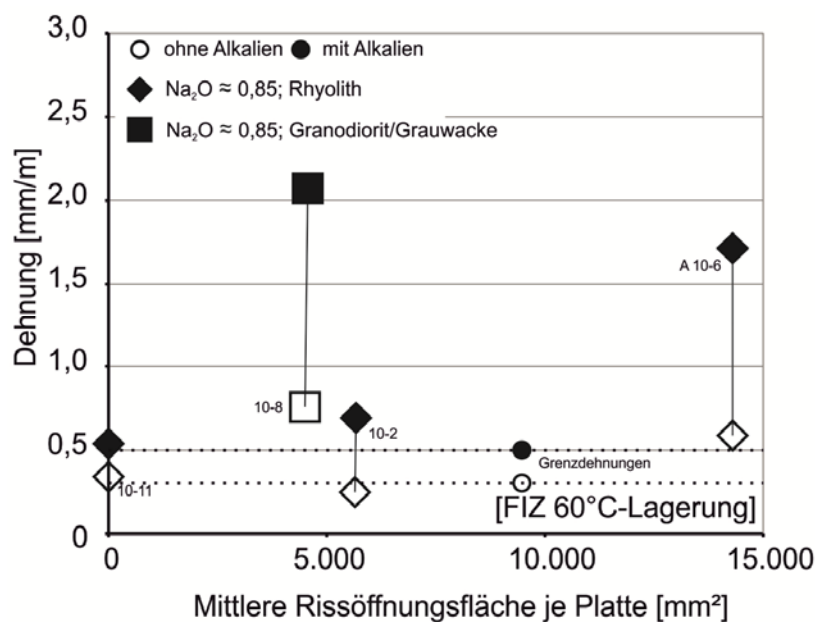


Abbildung 52: Dehnungen der Bohrkernhälften nach 147 Tagen FIZ-60 °C-Lagerung über Rissöffnungsfläche

Die Ergebnisse zeigen für das Streckenlos BAB A10-6 nach 147 Tagen FIZ-60 °C-Wechselagerung einen signifikanten Anstieg der Dehnungen bei externer Alkalizufuhr und damit ein abweichendes Verhalten während der FIB-Performance-Prüfung. Dieses bestätigt jedoch, dass die in Abbildung 51 dargestellten Dehnungen für dieses Streckenlos als Ausreißer zu betrachten sind.

Nach 147 Tagen FIZ-60 °C-Wechselagerung ohne Zufuhr externer Alkalizufuhr waren die Dehnungen des Streckenloses BAB A10-6 rd. doppelt so groß wie die des Streckenloses BAB A10-11, obwohl beide den identischen Rhyolith als gebrochene Gesteinskörnung und ein  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent von 0,85 M.-% enthielten. Damit ist auch hier der Dehnungszuwachs in erster Linie auf die bereits vor Prüfbeginn vorhandenen Schädigungen zurückzuführen. Werden den Probekörpern während der Prüfung externe Alkalien zugeführt, spreizen sich die AKR-bedingten Dehnungen mit zunehmender Rissöffnungsfläche deutlich auf (Abbildung 52). Ferner zeigt sich, dass die absoluten Dehnungen der Probekörper nun tendenziell mit der Rissöffnungsfläche weiter zunehmen.

In Abbildung 53 ist für einen weiteren Vergleich der durch die externe Alkalizufuhr hervorgerufene Dehnungszuwachs nach jeweils 147 Tagen AKR-provozierender Lagerung den jeweiligen Rissöffnungsflächen der Streckenlose gegenüber gestellt.

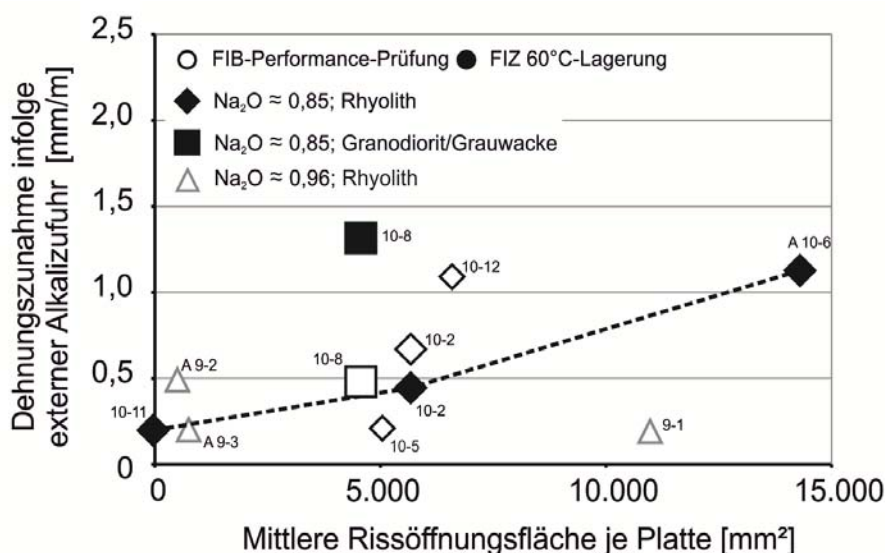


Abbildung 53: Dehnungszunahme der Bohrkernhälften infolge externer Alkalizufuhr nach 147 Tagen AKR-provozierender Lagerung über Rissöffnungsfläche

Dabei zeigt sich insbesondere für die Betone, die den Bedingungen der FIZ-60°C-Lagerung während der Prüfung ausgesetzt waren, eine deutliche Zunahme der AKR-bedingten Dehnungen mit den vor der Prüfung vorhandenen Schäden. Auch wenn dieses im Ergebnis der FIB-Performance-Prüfung nicht so deutlich wird – hier werden auch ohne externe Alkalizufuhr bereits größere Dehnungen generiert (Abbildung 49) – lässt sich dennoch zusammenfassend feststellen, dass:

- die extern über die Taumittel eingetragenen Alkalien bei Fahrbahndeckenbetonen zu deutlich größeren AKR-bedingten Dehnungen und damit Schädigungen führen als ohne diese externe Alkalizufuhr – sofern für die Betonherstellung hinsichtlich AKR empfindliche Gesteinskörnungen verwendet wurden. Diese Alkalien tragen damit zu einer Schadensausweitung bei.
- die AKR-bedingten Dehnungen sowohl mit als auch ohne Zufuhr externer Alkalien mit dem Grad der vor einer AKR-provozierenden Lagerung vorhandenen Schädigung der Betone zunehmen. Diese Vorschädigungen tragen damit ebenfalls zur AKR-bedingten Schadensausweitung bei.

Damit haben sowohl die externe Alkalizufuhr als auch die im Straßenbeton vorhandenen Vorschädigungen einen maßgeblichen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahndecken.

### **3.7.5 Gegenüberstellung der AKR-Untersuchungen und Alkaligehalt**

Für die Bewertung des schädigenden AKR-Potentials ist für Fahrbahndecken aus Beton einerseits die Alkali-Reaktivität der verwendeten gebrochenen Gesteinskörnungen und andererseits der Anteil an in der Porenlösung gelöster Alkalien maßgebend. In Abbildung 54 sind für die Bewertung dieses AKR-Potentials die Alkaligehalte im Frischbeton den Ergebnissen der AKR-Untersuchungen (FIB und FIZ) gegenüber gestellt. Als zusätzliche Information dient in Abbildung 54 die Darstellung der durchschnittlichen Rissöffnungsflächen.

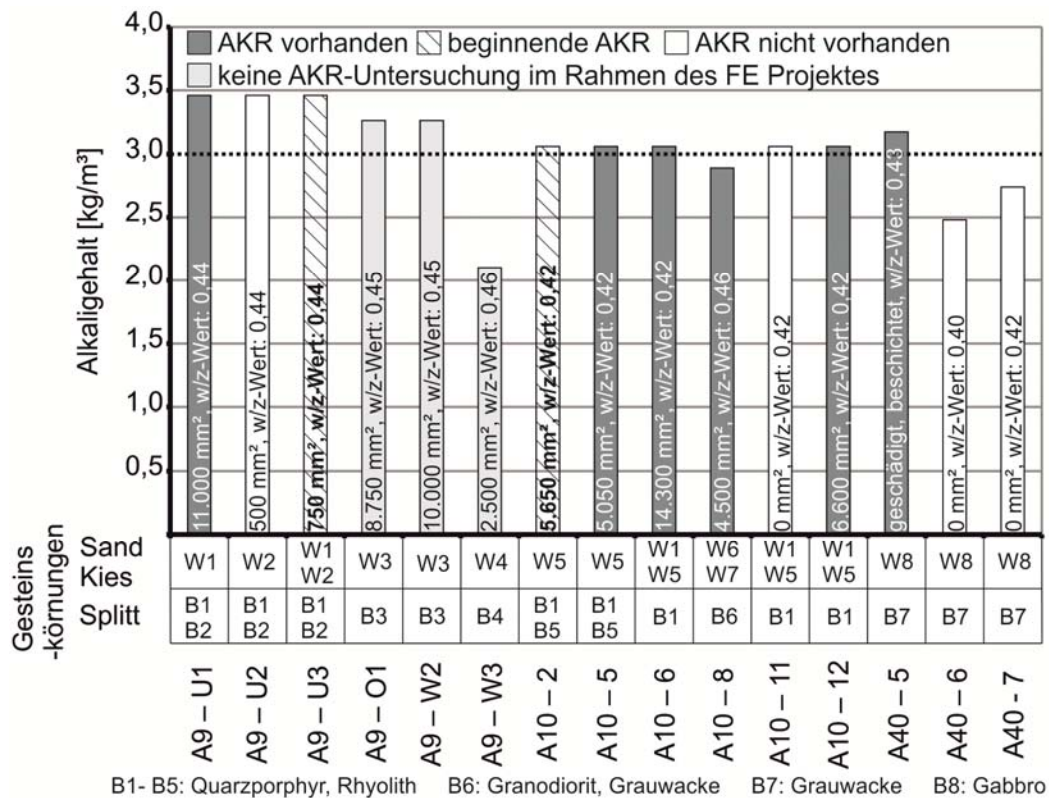


Abbildung 54: Gegenüberstellung des Alkaligehalts im Frischbeton und dem globalen Ergebnis der AKR-Untersuchungen

Abbildung 54 zeigt, dass bei neun der zwölf bzgl. AKR untersuchten Streckenlose der Alkaligehalt im Frischbeton – wenn auch z. T. nur geringfügig – über  $3,0 \text{ kg/m}^3$  lag und in allen Streckenlosen alkalireaktive Gesteinskörnungen (nach heutigem Kenntnisstand mit Verweis auf das ARS 12/2006) verwendet wurden. Für die Streckenlose BAB A9-U1 bis U3, die vergleichbare Gesteinskörnungen und einen identischen Alkaligehalt enthalten, ergibt sich aus dieser Darstellung, dass alle drei Streckenlose auch ein AKR-Potential aufweisen (Abbildung 48), jedoch nur in zwei der drei Streckenlose Reaktionsprodukte nachweisbar waren.

Für die Streckenlose der BAB A10 zeigt sich aus Abbildung 54, dass auch hier bei allen Streckenlosen von einem vorhandenen Schädigungspotential infolge einer AKR ausgegangen werden muss. Mit Ausnahme des Streckenloses BAB A10-11, war in allen Streckenlosen bereits eine AKR nachweisbar. Folglich müssen auch hier wie auch bei den Streckenlosen der BAB A9 andere Randbedingungen mit einbezogen werden.

Für die Streckenlose der BAB A40 ist Abbildung 54 zu entnehmen, dass auch hier alkalireaktive Gesteinskörnungen verwendet wurden. Die Streckenlose unterscheiden

sich jedoch hinsichtlich des Gesamtalkaligehaltes im Frischbeton. So wurden ausschließlich Reaktionsprodukte im Streckenlos BAB A40-5 festgestellt, bei dem der Alkaligehalt über  $3,0 \text{ kg/m}^3$  lag. Bei den Streckenlosen BAB A40-6 und 7, die mit Alkaligehalten deutlich unter  $3,0 \text{ kg/m}^3$  hergestellt wurden, konnte keine schädigende AKR nachgewiesen werden (Abbildung 54). Dieses lässt den Schluss zu, dass die Kombination aus dieser verwendeten Gesteinskörnung (Grauwacke) und einem Gesamtalkaligehalt im Frischbeton von unter  $3,0 \text{ kg/m}^3$  zu keiner schädigenden AKR im Straßenbeton führt.

Diese Gegenüberstellung zeigt, dass die betonschädigende AKR einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Rissbildung hat. Weiter zeigt sich, dass die Entstehung einer AKR im Fahrbahndeckenbeton scheinbar durch mehr Einflussparameter (thermische und zyklische Beanspruchungen) beeinflusst wird als ausschließlich durch die Reaktivität der Gesteinskörnung und dem Alkaligehalt im Frischbeton bei Vorhandensein ausreichender Feuchtigkeit.

### **3.8 Schlussfolgerungen aus der Analyse der Bauwerksunterlagen**

Die Auswertungen der Bauwerksunterlagen, in-situ Beobachtungen und einschlägigen AKR-Untersuchungen haben gezeigt, dass sowohl thermische Zwangs- und Eigenstressungen, der Quelldruck einer betonschädigenden AKR sowie Überlagerungen mit zyklischen Verkehrsspannungen die Haupteinflussparameter für eine Rissbildung und damit für die Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken darstellen. Hinsichtlich der AKR-Ausprägungen in Streckenlosen mit bezüglich AKR-Potential vergleichbaren Betonzusammensetzungen konnten erhebliche Unterschiede festgestellt werden. Hieraus leitet sich ab, dass die Entstehung einer betonschädigenden AKR in Fahrbahndecken aus Beton auch durch die Herstelltemperaturen bzw. durch die infolge Zwangsbeanspruchungen (als Reaktion auf die hohen positiven Nullspannungsgradienten) vorhandenen Vorschädigungen im Fahrbahndeckenbeton beeinflusst werden. Um dies zu verdeutlichen, sind in Abbildung 55 die Herstelltemperaturen, Rissöffnungsflächen und die Ergebnisse der AKR-Untersuchungen für die BAB A9 und A10 dargestellt.

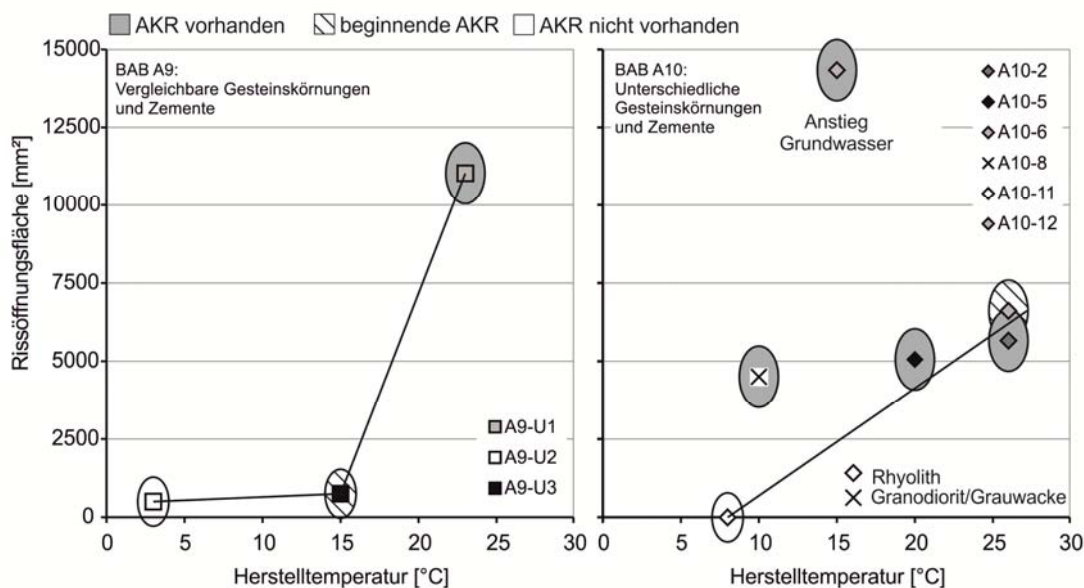


Abbildung 55: Zusammenhang von Herstellbedingungen und AKR-Ausbildung

Für eine vereinfachte Diskussion wurde die AKR-Ausprägung anhand der Dünnschliffuntersuchungen vor der AKR-provozierenden Lagerung in lediglich drei Zustände unterteilt. Wird von einer „vorhandenen AKR“ gesprochen, wurden Reaktionsprodukte einer schädigenden AKR bereits in der vorhandenen Betonfahrbahndecke dokumentiert. Demgegenüber beschreibt der Zustand „beginnende AKR“ zwar das Vorhandensein entsprechender AKR-Produkte, jedoch nicht in schädigendem Ausmaß. Wurden in den untersuchten Fahrbahndeckenbetonen keine Reaktionsprodukte einer AKR festgestellt, kann eine AKR in-situ in diesen Streckenlose ausgeschlossen werden.

Für die Streckenlose der BAB A9, die mit hinsichtlich AKR-Potential vergleichbaren Betonzusammensetzungen hergestellt wurden, ist aus Abbildung 55 links ein Zusammenhang zwischen der Herstelltemperatur, der Rissöffnungsfläche und den AKR-Ausprägungen zu erkennen. Mit steigender Herstelltemperatur steigt einerseits die Rissöffnungsfläche oberhalb von rd. 15 °C progressiv an, andererseits wurden ebenfalls mit ansteigender Herstelltemperatur keine (U2), wenig (U3) und viele (U1) AKR-Reaktionsprodukte festgestellt. Dieses deutet darauf hin, dass es infolge der hohen Herstelltemperaturen zu einer Vorschädigung (möglicherweise auch nur im Mikrogefüge) des Betons infolge Zwangs- und Eigenspannungen gekommen ist. Diese wird dann bei Überlagerung mit entsprechenden zyklischen Belastungen aus dem Verkehr weiter intensiviert. Sind Vorschädigungen im Beton vorhanden, können AKR-beeinflussende Medien (Feuchte und Alkalien) schneller und tiefer in das Betongefüge



eindringen und dort eine AKR begünstigen. Ist keine Vorschädigung vorhanden, bildet sich im Laufe der Nutzungsdauer einer Betonfahrbahndecke von rd. 30 Jahren aufgrund des sehr dichten Betongefüges keine AKR aus.

Der Zusammenhang zwischen den Herstelltemperaturen und der AKR-Ausprägung lässt sich auch bedingt für die Streckenlose der BAB A10 herstellen. Bei vier der sechs Streckenlose (BAB A10-2, 5, 11 und 12) steigen die Rissöffnungsflächen tendenziell mit den Herstelltemperaturen an (Abbildung 55, rechts). Auch hier konnten trotz vorhandenem AKR-Potential im Streckenlos BAB A10-11, welches jedoch bei der niedrigsten Temperatur hergestellt wurde, keine Reaktionsprodukte einer AKR festgestellt werden. Der Vergleich mit den anderen, mit Rhyolith-Splitt hergestellten Fahrbahndeckenbetone zeigt auch hier oberhalb von 15 bis 20 °C einen Anstieg der Rissöffnungsfläche und Ausprägung der AKR (siehe auch Abbildung 51). Der Vergleich der Streckenlose BAB A10-8 und 11, die sich maßgeblich hinsichtlich der verwendeten gebrochenen Gesteinskörnung unterscheiden, zeigt zudem, dass bei Veränderung des AKR-Potentials (andere Gesteinskörnung) dieser Einfluss überwiegt, und der Einfluss der Vorschädigung in den Hintergrund gedrängt wird.

Hieraus ist abzuleiten, dass die eigentliche Rissinitiierung offensichtlich stärker durch thermische Zwangs- und Eigenspannungen sowie zyklische Verkehrsspannungen beeinflusst wird als durch eine AKR, letztere bei Vorhandensein erster Risse (auch Mikrorisse) vor allem zur Schadensausweitung beiträgt. Eine externe Alkalizufuhr führte in den Untersuchungen zu größeren Dehnungen als eine reine Feuchtlagerung. Besonders ausgeprägt war dieser Dehnungszuwachs wiederum dann, wenn die Proben aus bereits rissvorgeschädigten Streckenlosen stammten.

Vor diesem Hintergrund ergibt sich die Frage, inwieweit die Entstehung einer betonschädigenden AKR im Laufe der Nutzungsdauer einer Betonfahrbahndecke lediglich durch die drei in Abschnitt 2.4 genannten Randbedingungen (Reaktivität der Gesteinskörnung, in der Porenlösung des Betons gelöste Alkalien und ausreichendes Feuchteangebot) beeinflusst werden. Die dargestellten phänomenologischen Beobachtungen lassen diesbezüglich den Schluss zu, dass die Intensität einer betonschädigenden AKR im Fahrbahndeckenbeton auch durch Degradationen im Mikrogefüge infolge lastabhängiger und lastunabhängiger Einwirkungen mit beeinflusst wird. Dementsprechend sind die drei bekannten Randbedingungen durch diese zu erweitern (Abbildung 56).

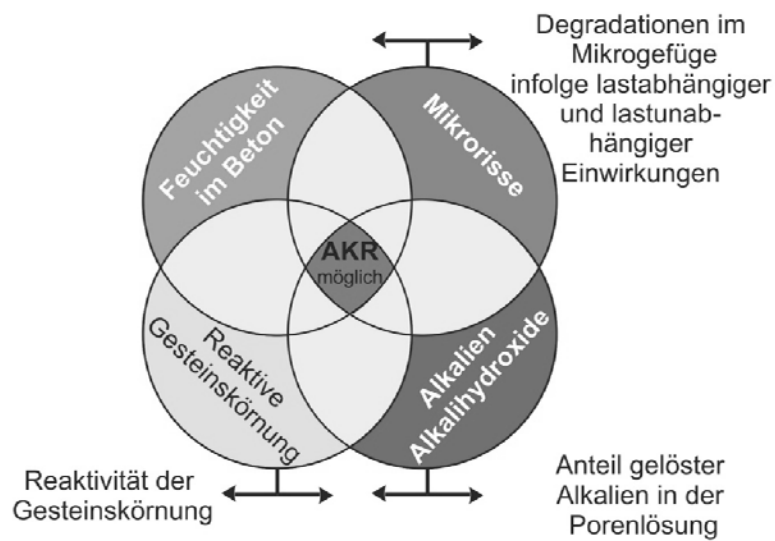


Abbildung 56: Erweiterung der AKR-Randbedingungen um den Einfluss von Degradationen

Ist die Ausprägung einer AKR in schädigendem Ausmaß im Fahrbahndeckenbeton tatsächlich auch von den vorhandenen Vorschädigungen im Mikrogefüge des Betons abhängig, eröffnen sich hieraus mehrere Fragestellungen, die derzeit noch nicht eingehend untersucht wurden.

## **4      UNTERSUCHUNGEN ZUM EINFLUSS VON VOR- SCHÄDIGUNGEN UND EXTERNER ALKALIZUFUHR**

### **4.1    Allgemeines und Vorgehensweise**

Die Auswertung der Bauwerksunterlagen hat gezeigt, dass das tatsächliche Schädigungspotential einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion in den zyklisch beanspruchten Betonfahrbahndecken auch von Degradationen im Mikrogefüge des Betons infolge der lastabhängigen (thermisch) und lastunabhängigen (zyklische Verkehrslasten) Belastungen abhängig ist. Hieraus ergeben sich dann folgende Fragestellungen, die bislang nicht näher untersucht wurden:

1. Welches Ausmaß haben Degradationen im Mikrogefüge des Straßenbetons?
2. Wie beeinflussen diese Degradationen das Eindringverhalten externer Alkalien (Taumittel) in den Fahrbahndeckenbeton?
3. Werden durch diese Degradationen AKR-bedingte Schäden an Betonfahrbahndecken derart zeitlich forciert, dass die Fahrbahndecken bereits vor Ablauf ihrer eigentlichen Nutzungsdauer instandgesetzt werden müssen?
4. Gibt es Gesteinskörnungen (z. B. slow-late), deren Reaktivität hinsichtlich AKR so gering ist, dass bei damit hergestellten Betonfahrbahndecken ohne ausgeprägte Degradationen mit einer schädigenden AKR erst nach Ablauf der eigentlichen Nutzungsdauer (rd. 30 Jahre) zu rechnen ist, bei vorhandenen Degradationen die Nutzungsdauer jedoch nicht erreicht wird?

Die nachfolgenden Laboruntersuchungen, die mit in-situ-Messungen ergänzt werden, sollen einen Beitrag zur Beantwortung der ersten drei gestellten Fragestellungen liefern. Diesen Untersuchungen liegen folgende Überlegungen zugrunde und gliedern sich wie folgt:

### 1. Degradation im Mikrogefüge infolge zyklischer Belastung:

Betonproben, die aus üblichen Straßenbetonen hergestellt werden, werden mit einem Verhältnis von Unter- zu Oberspannung  $\sigma_U/\sigma_O$  sowie Oberspannung zur Biegezugfestigkeit  $\sigma_O/f_{ct}$  von jeweils 0,50 zyklisch belastet. Diese zyklischen Belastungen entsprechen einer praxisnahen Überlagerung von lastabhängigen Beanspruchungen (Verkehr) und lastunabhängigen Einwirkungen (thermische Zwangsspannungen). Dabei bleibt die Maximalspannung bewusst auf einem Niveau, das nur 50% der Biegezugfestigkeit des Straßenbetons entspricht, um ein Versagen der Proben infolge der Vorschädigung selbst zu vermeiden. Im Betongefüge stellen sich dann entsprechende Schädigungen in Form von Mikrorissen ein. Einziges Ziel der Vorschädigung ist es, gezielt Mikrorisse im Beton zu erzeugen, die dann das Eindringverhalten der extern zugeführten Alkalien beeinflussen. Die Veränderungen im Mikrogefüge werden durch die Veränderungen im dynamischen E-Modul quantifiziert.

### 2. Eindringverhalten externer Alkalien in den vorgeschädigten Beton:

An den vorgeschädigten Betonproben wird dann das Eindringverhalten der extern zugeführten Alkalien unter Verkehrsbedingungen näher untersucht. Dazu wird eine NaCl-Lösung in die unterschiedlich stark vorgeschädigten Proben eingewalkt. Der Effekt des Einwalkens von Taumitteln simuliert dabei den überrollenden Verkehr. Bestimmt werden die Eindringprofile, abhängig vom Vorschädigungsgrad und den Überrollungen beim Einwalkversuch.

### 3. Dehnungsentwicklung von Proben mit unterschiedlichen Alkaligehalten:

Die unterschiedlich stark vorgeschädigten Proben, in die zudem die NaCl-Lösung unterschiedlich tief in das Betongefüge eingewalkt wurde, werden im Anschluss an den Einwalkvorgang AKR-provozierend bei 60 °C über Wasser gelagert. Hier werden unterschiedliche AKR-bedingte Dehnungen über die Lagerungsdauer gemessen, die vom Vorschädigungsgrad und den extern zugeführten Alkalien abhängig sind.

#### 4. In-situ-Messungen an Betonfahrbahndecken:

An ausgewählten Betonfahrbahndecken werden in-situ Ultraschalllaufzeitmessungen im Stand- sowie den Fahrstreifen durchgeführt. Diese stellen einen Bezug zwischen den Laboruntersuchungen und den realen Verhältnissen in der Praxis her. Ferner wird hier der Frage nachgegangen, inwieweit die an den Laborproben kontrolliert aufgezwungenen Vorschädigungen auf Praxisverhältnisse übertragbar sind. Daneben werden auch Eindringtiefen der Taumittel an in-situ gewonnenen Bohrkernproben bestimmt und diese mit den Ergebnissen der Laboruntersuchungen verglichen.

### 4.2 Laboruntersuchungen zum Einfluss der Vorschädigung und externem Alkalieintrag

#### 4.2.1 Herstellung der Probekörper

##### 4.2.1.1 Betonzusammensetzung

Für die Herstellung der Probekörper wurde die in Tabelle 11 aufgelistete Betonzusammensetzung verwendet. Diese Zusammensetzung orientiert sich an praxisüblichen Straßenbetonen.

Tabelle 11: Zusammensetzung des untersuchten Betons

Ausgangsstoff			Dichte	Beton A
			[g/cm <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]
Zementart				CEM I 42,5 N <sup>1)</sup>
Zementgehalt			3,10	350
Wassergehalt w/z - Wert			1,00	147 0,42
Sand 0/2 mm <sup>2)</sup>			2,63	528
Rhyolith-Splitt <sup>3)</sup>	2/8 mm	AKR reaktiv	2,66	323
	8/16 mm		2,64	413
	16/22 mm		2,64	539
Luftporenbildner <sup>4)</sup>			1,06	0,70

<sup>1)</sup> Technische Daten des Zementes siehe Anhang A

<sup>2)</sup> Sieblinie des Sandes siehe Anhang A

<sup>3)</sup> Sieblinie des Splittes siehe Anhang A

<sup>4)</sup> Technische Daten des Luftporenbildners siehe Anhang A

#### 4.2.1.2 Herstellung und Nachbehandlung

Für die Herstellung des Frischbetons (jeweils 220 Liter Mischung) wurden alle trockenen Betonausgangsstoffe (Zement und Gesteinskörnung) in einen Zwangsmischer (Typ Zyklus, 250 Liter) gegeben und 60 Sekunden trocken homogenisiert. Anschließend wurde das Zugabewasser vermischt mit dem Luftporenbildner hinzugegeben und dann weitere 2 Minuten gemischt. Nach Abschluss des Mischvorgangs wurden die Frischbetoneigenschaften (Konsistenz über das Verdichtungsmaß gemäß DIN EN 12350-4:2000-06, Frischbetonrohichte gemäß DIN EN 12350-6:2000-3 und Luftgehalt im Frischbetongemäß DIN EN 12350-7:2000-11) bestimmt.

Für die zyklischen Versuche wurde dann aus jeder Mischung ein Balken mit den Abmessungen  $140 \times 40 \times 27 \text{ cm}^3$  hergestellt und mit einem Innenrüttler verdichtet. Die Probendicke von 27 cm entsprach somit der Sollsichtdicke der RStO 01 Abbildung 32 Zeile 1.1. Die Probenoberseite wurde mit einer Besenstrichtextur versehen. Die Nachbehandlung dieser Proben erfolgte durch Aufsprühen eines flüssigen Nachbehandlungsmittels bei mattfeuchter Probenoberfläche gemäß TL NBM-STB. Bis zum Beginn der zyklischen Belastung im Vierpunktbiegeversuch (Abschnitt 4.2.2) wurden die Proben bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  in Folie (48 Stunden nach Betonage verpackt) rd. 40 Tagen gelagert. Diese Zeitspanne sollte den Einfluss der Zementhydratation während der Versuche weitestgehend eliminieren. Es wurden insgesamt 10 Probekörper hergestellt

Neben diesen Balken wurden Norm-Balken ( $15 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$ ) für die Bestimmung der Biegezugfestigkeit gemäß DIN EN 12390-5:2009 hergestellt. Diese Proben wurden einen Tag in der mit Folie abgedeckten Schalung belassen. Anschließend wurden diese Proben bis zur Prüfung nach 28 Tagen in Folie verpackt und bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  gelagert. Zusätzlich wurden für die Überprüfung der Betondruckfestigkeit drei Würfel (Kantenlänge 150 mm) je Mischung hergestellt. Diese Würfel wurden 7 Tage unter Wasser und anschließend 21 Tage in einer Klimakammer bei Normklima gelagert. An diesen Würfel wurde dann im Alter von 28 Tagen die Betondruckfestigkeit nach DIN EN 12390-3:2002-04 bestimmt.

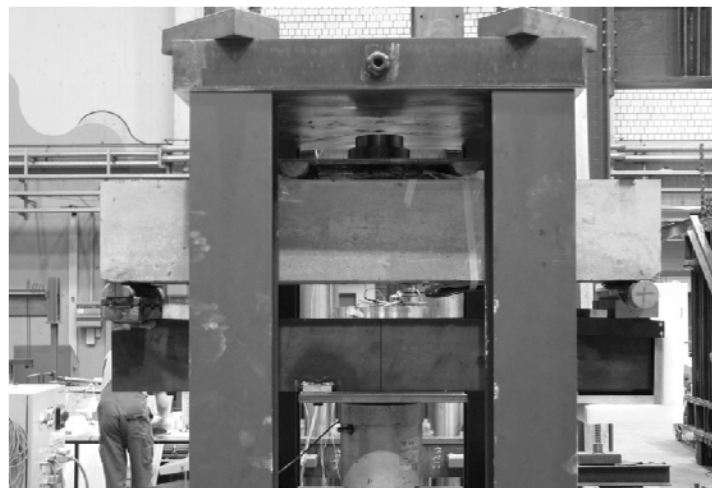
#### 4.2.2 Zyklische Belastung der Betonbalken (Vorschädigung)

Jeweils zwei Probekörper mit den Abmessungen 140x40x27 cm<sup>3</sup> wurden mit unterschiedlichen Lastwechselanzahlen (5 Variationen) zyklischen belastet und auf diese Weise vorgeschädigt. Eine Übersicht über die Variationen ist in Tabelle 12 aufgelistet.

*Tabelle 12: Probenbezeichnung und Variationen der Vorschädigung*

Balken- Nr.	Vorschädigung Lastwechsel
1	0
2	0
3	5 Mio.
4	5 Mio.
5	2 Mio.
6	2 Mio.
7	1,5 Mio.
8	1,5 Mio.
9	0,5 Mio.
10	0,5 Mio.

Für die Vorschädigung wurde der in Abbildung 57 dargestellte Versuchsaufbau verwendet, der einem Vier-Punkt-Biegeversuche nachempfunden ist. Aus versuchstechnischen Gründen (u. a. Erreichbarkeit der Zugseite ohne die Probe ausbauen zu müssen) wurden die Balken mit der mit Besenstrichtextur versehenen Einfüllseite nach unten in den Versuchsrahmen eingebaut. An dieser Seite herrschten Biegezugspannungen.



*Abbildung 57: Versuchsstand für zyklische Belastung der Straßenbetonbalken*

Bei diesen Versuchen wurden Einwirkungen, wie sie sich in Betonfahrbahndecken infolge thermischen Zwangs- (Abschnitt 2.2.2.2) sowie Verkehrslastspannungen (Abschnitt 2.3) einstellen, überlagert (Abbildung 58). Bei der verwendeten Versuchsanordnung stellen somit die Wölbspannungen die max. auftretenden Biegezugspannungen (Oberspannung  $\sigma_O$ ), die Verkehrslasten die entlastenden Druckspannungen ( $\sigma_O - \sigma_U$ ) an der simulierten Plattenoberseite dar.

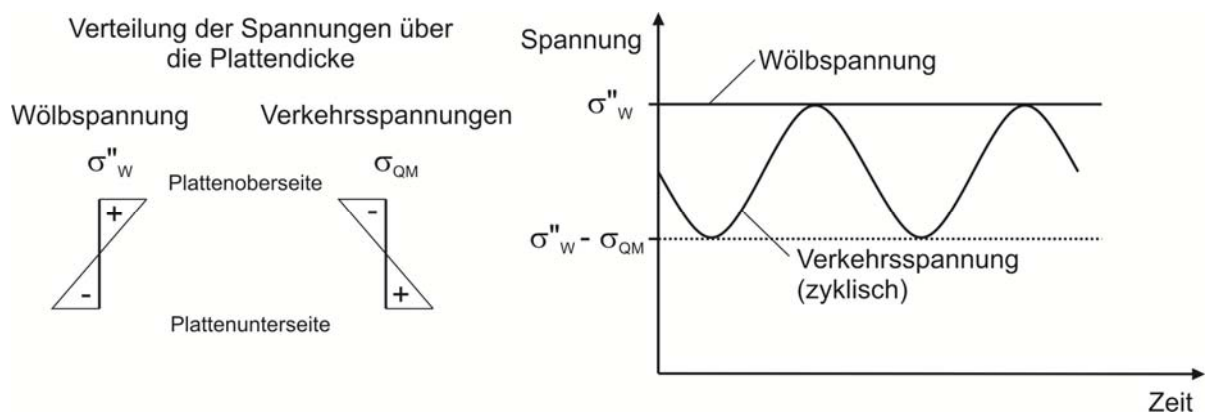


Abbildung 58: Schematische Überlagerung von thermisch bedingten Zwangsspannungen und Verkehrsspannungen

Auf Grundlage der in Abschnitt 2.5 beschriebenen Überlagerungen wurde für die zyklischen Belastungen eine reduzierte Wölbspannung  $\sigma''_w$  von rd. 2,2 N/mm<sup>2</sup> als Oberspannung gewählt. Dieser Wert entspricht rd. 50 % der Biegezugfestigkeit des Straßenbetons. Als Amplitude der Schwingung wurde die ebenfalls in Abschnitt 2.5 beschriebene maximale Verkehrsspannung in Plattenmitte von rd. 1,1 N/mm<sup>2</sup> angesetzt. Bei dieser Überlagerung entspricht die Unterspannung von 1,1 N/mm<sup>2</sup> einem Wert von rd. 25 % der Biegezugfestigkeit des Straßenbetons, das Verhältnis von  $\sigma_U/\sigma_O$  beträgt somit ebenfalls 0,50. Diese Kombination entspricht der Einwirkungskombination 1 (Tabelle 6), deren maßgeblichen Spannungen und Verhältnisse in Tabelle 13 aufgelistet sind.



Tabelle 13: *Einwirkungskombinationen und Spannungen an der Plattenoberseite infolge Überlagerung der Beanspruchungen*

Spannungen infolge Verkehr	resultierende Spannungen und Verhältnisse an der Plattenoberseite	negativer Temperaturgradient -0,4 K/cm (Abkühlung) -> $\sigma'_{w} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ (Abschnitt 2.2.2.2)	
Plattenmitte $\sigma_{QM} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ (Abschnitt 2.3.1) 	$\sigma_O \text{ [N/mm}^2\text{]}$	2,2	
	$\sigma_U \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$2,2 - 1,1 = 1,1$	
	$R = \sigma_U / \sigma_O$	0,50	
	$S = \sigma_O / f_{ct}^{1)}$	0,50	

<sup>1)</sup> Annahme:  $f_{ct} = 4,5 \text{ N/mm}^2$  für Straßenbeton

In den Betonbalken stellt sich im mittleren Bereich zwischen den Lasteinleitungen eine konstante Spannung  $\sigma_{max}$ , zwischen den Auflager und den Lasteinleitungen entsprechend eine lineare Spannungsverteilung ein, die durch unterschiedliche Verhältnisse von Oberspannung zur Biegezugfestigkeit beschrieben werden kann (Abbildung 59).

Die Straßenbetonbalken wurden mit einer Frequenz von 7 Hz belastet, um einen zeitraffenden Effekt bei der Vorschädigung erreichen zu können. Aus der Literatur ist diesbezüglich bereits bekannt, dass diese erhöhte Frequenz keinen signifikanten Einfluss auf die Versuchsergebnisse hat [73]. In Abbildung 59 ist der Spannungsverlauf über die Balkenlängsachse schematisch dargestellt, der sich infolge der aufgetragenen Belastung einstellt.

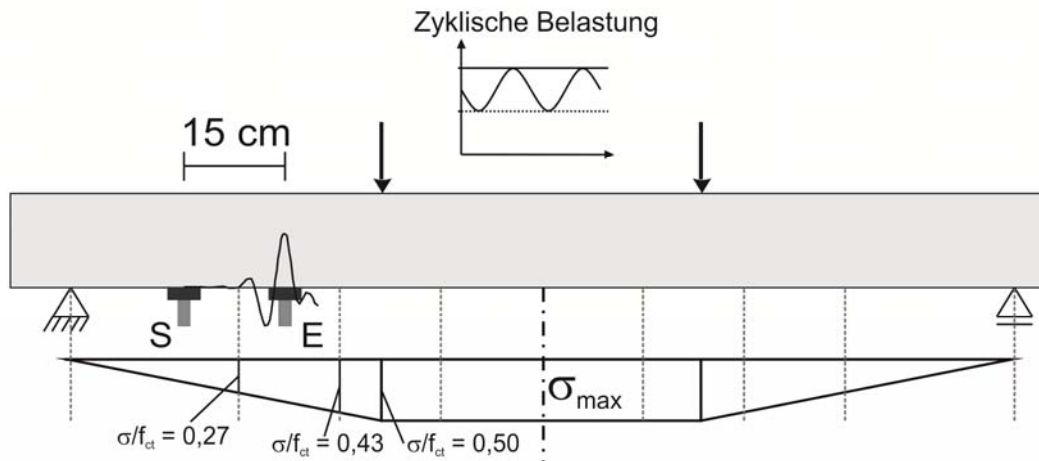


Abbildung 59: *Spannungsverteilung infolge der zyklischen Belastung*

### 4.2.3 Bestimmung relativer dynamischer E-Moduln

An der Unterseite der belasteten Balken wurden Ultraschalllaufzeiten der Oberflächenwellen (siehe hierzu auch Abschnitt 2.8) gemessen. Anhand der Veränderung in den Ultraschalllaufzeiten wird festgestellt, inwieweit sich während der zyklischen Belastung bereits Degradationen im Mikrogefüge eingestellt haben. Je Balken wurden sieben symmetrisch über die Balkenlängsachse verteilte Messstellen (MS) in einem Abstand von 15 cm angeordnet. In Abbildung 60 ist eine schematische Übersicht dieser Messstellen dargestellt. Nach unterschiedlichen Lastwechselanzahlen (in dem dargestellten Beispiel 0 Mio., 0,5 Mio., 0,7 Mio., 1,0 Mio. und 5 Mio.; Balken 3) wurden aus den Ultraschalllaufzeiten dann relative dynamische E-Moduln berechnet. Die sich im Laufe der Vorschädigung verändernden dynamischen E-Moduln wurden dabei jeweils auf den dynamischen E-Modul der Messstelle ohne Vorschädigung (vor der ersten Belastung) bezogen. Dieser wurde immer zu 100 % gesetzt.

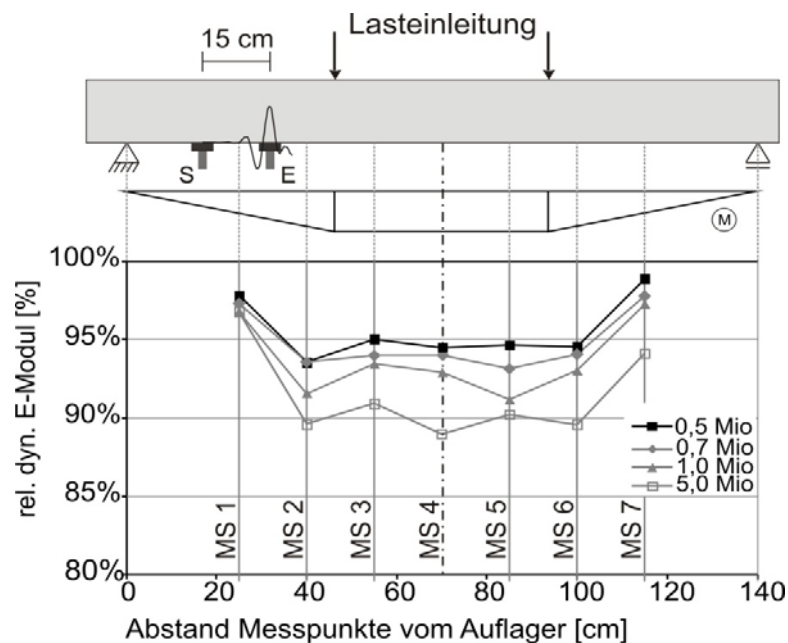


Abbildung 60: Übersicht über Messstellen (Ultraschalllaufzeitmessung) am Beispiel des Balkens 3

An den Messstellen 1 und 7, an denen während der Vorschädigung das gleiche Spannungsniveau ( $\sigma_0/f_{ct} = 0,27$ , siehe Abbildung 59) aufgebracht wurde, stellten sich im Zuge der Vorschädigung vergleichbare Änderungen in den relativen dynamischen E-Moduln ein (Abbildung 60). Das Gleiche gilt für die Messstellen 2 und 6 ( $\sigma_0/f_{ct} =$

0,43) sowie für die Messstellen 3, 4, und 5 ( $\sigma_0/f_{ct} = 0,50$ ). Da sich diese drei Gruppen lediglich durch das Spannungsniveau während der Vorschädigung unterscheiden, werden die Messstellen in den weiteren Auswertungen und Diskussionen gruppenweise zusammen betrachtet.

Je Messstelle und -zeitpunkt wurden zehn Ultraschalllaufzeiten (zehn Einzelwerte) gemessen. Hierfür wurde die Belastung kurzfristig unterbrochen. Aus den acht vorgeschädigten Balken, den sieben Messstellen und den im Durchschnitt 3-5 Messzeitpunkten ergaben sich 2.520 Einzelwerte (jeweils 720 für das Spannungsniveau  $\sigma_0/f_{ct} = 0,27$  und  $\sigma_0/f_{ct} = 0,43$  sowie 1.080 für das Spannungsniveau  $\sigma_0/f_{ct} = 0,50$ ), die hinsichtlich ihrer Veränderungen infolge der Vorschädigung ausgewertet wurden.

#### **4.2.4 Einwalken von NaCl-Lösung**

Nach Abschluss der unterschiedlichen Vorbelastungen bzw. Vorschädigungen wurde eine 3 %-igen NaCl-Lösung in den mittleren Bereich der Straßenbetonbalken (Bereich der maximalen Biegezugspannung) eingewalkt. Hierfür wurden die Balken ausgebaut und um die Längsachse gedreht, sodass die jetzige Balkenoberseite der ehemaligen Zugseite während der Vorschädigung bzw. der simulierten Fahrbahnoberfläche mit Besenstrichtextur entsprach.

Neben den vorgeschädigten Balken (B3 bis B10) wurden die Eindringversuche auch an zwei nicht vorbelasteten Balken (Referenzbalken; B1 und B2) durchgeführt. Die NaCl-Lösung wurde während den Überrollungen in einen auf der Oberfläche verklebten Holzrahmen mit den Abmessungen 30x70 cm<sup>2</sup> gefüllt und die Abstandshöhe unter Berücksichtigung der Verdunstung auf rd. 2 mm gehalten. In diesem Rahmen walkte ein profilierter Lkw-Reifen, der mit einer Masse von einer Tonne belastet wurde, die NaCl-Lösung auf einer Überrollfläche von 20x25cm<sup>2</sup> in den Beton ein (Abbildung 61). In dem verbleibenden Aufstandsbereich drang die NaCl-Lösung hingegen ohne zusätzliches Einwalken in den Beton ein. Die Überrollfrequenz betrug 0,6 Hz.

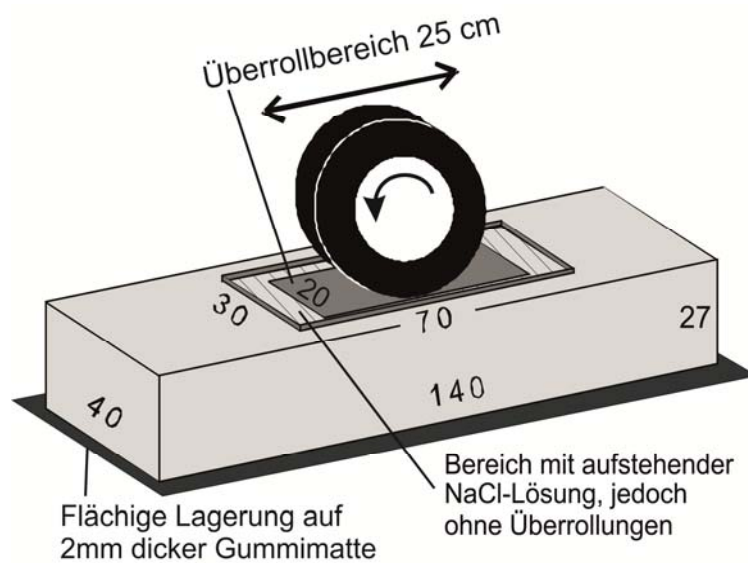


Abbildung 61: Übersicht über unterschiedliche Eindringbereiche (mit und ohne Überrollungen)

In Abbildung 62 ist der für die Einwalkversuche verwendete Versuchsaufbau dargestellt.

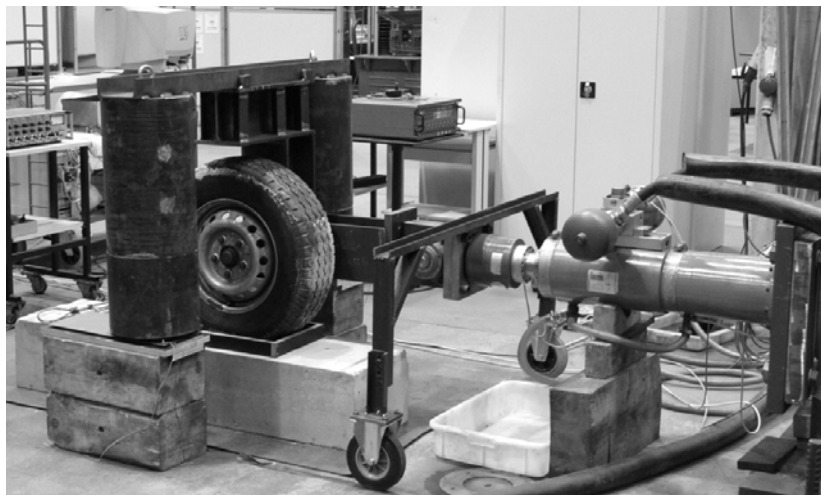


Abbildung 62: Einwalken von Taumitteln in vorbelastete Probekörper

Wie in Tabelle 14 aufgelistet, wurden im Rahmen der Einwalkversuche zwei Variationen (1 Mio. und 2 Mio. Überrollungen) durchgeführt.

Tabelle 14: Probenbezeichnung und Variationen der Überrollungen

Balken- Nr.	Vorschädigung	Einwalken von Taumittellösung
	Lastwechsel	Überrollungen
1	0	1 Mio.
2	0	2 Mio.
3	5 Mio.	1 Mio.
4	5 Mio.	2 Mio.
5	2 Mio.	1 Mio.
6	2 Mio.	2 Mio.
7	1,5 Mio.	1 Mio.
8	1,5 Mio.	2 Mio.
9	0,5 Mio.	1 Mio.
10	0,5 Mio.	2 Mio.

Dabei entsprachen 1 Mio. Überrollungen einer Versuchsdauer von rd. acht Tagen. Nach diesen Überrollungen wurden aus den Großbalken prismatische Teilproben entnommen. In Abbildung 63 ist die Präparation dieser Teilproben schematisch dargestellt. In einem ersten Schritt wurden sieben Prismen ( $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ ) quer zur Balkenlängsachse aus dem mittleren Bereich der Straßenbetonbalken heraus gesägt. Diese Prismen wurden dann in Längs- und Querrichtung in weitere vier gleich große Teilproben gespalten. Durch das Spalten der Proben wurde eine mögliche Beeinflussung der zu messenden Eindringtiefe der NaCl-Lösung durch das Kühlwasser der Betonsäge (Auswascheffekt) ausgeschlossen. Durch diese Probenpräparation standen je Straßenbetonbalken 28 Teilproben für die weitere Bestimmung der Eindringtiefe an den erzeugten Bruchflächen zur Verfügung.

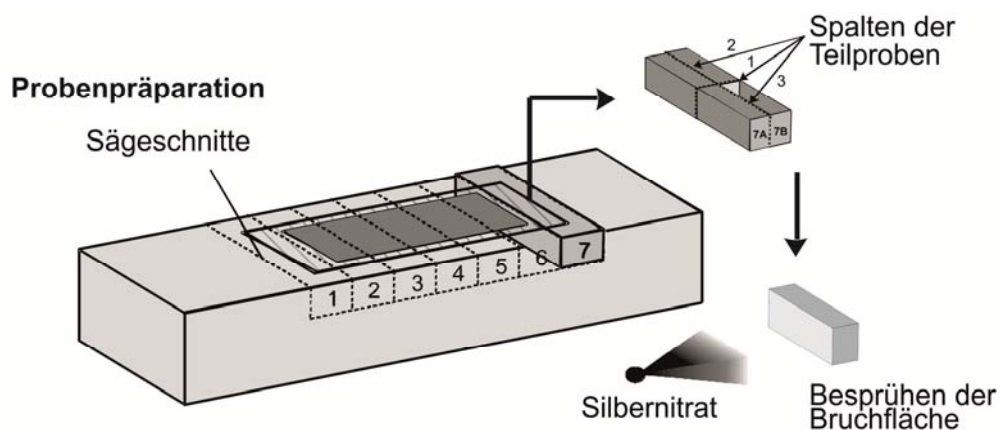


Abbildung 63: Präparation der Teilproben

Die Eindringtiefe der NaCl-Lösung wurde dann jeweils durch Besprühen der Bruchfläche mit einer Silbernitratlösung und anschließender Belichtung bei Tageslicht über rd. acht Stunden bestimmt. Infolge der Reaktion des Silbernitrats mit den Chlorid-Ionen des Natriumchlorids kommt es zu einem Farbumschlag, dessen Grenze einer Chloridkonzentration von  $0,7 \text{ mol/l}$  entspricht [155]. In Abbildung 64 ist eine mit der Silbernitratlösung besprühte Bruchfläche (einer der 28 Teilproben; Balken 3) dargestellt.

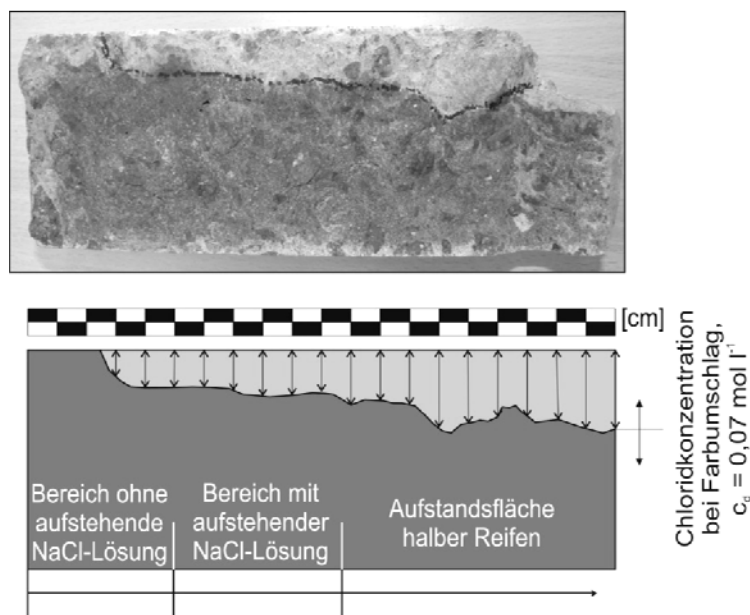


Abbildung 64: Bestimmung der Cl-Eindringtiefe an Teilproben

Die Eindringtiefe bzw. Farbumschlaggrenze wurde in einem Raster von einem Zentimeter sowie mit einer Genauigkeit von 1 mm bestimmt. Auf diese Weise wurden je Straßenbetonbalken 280 Einzelwerte – in Summe 2.800 Einzelwerte – für die Erstellung der Eindringprofile gemessen.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass für die Entstehung bzw. Intensivierung einer AKR im Fahrbahndeckenbeton bei Vorhandensein AKR-empfindlicher Gesteinskörnungen das Eindringverhalten der Natriumionen als notwendiger Reaktionspartner mit dem amorphen  $\text{SiO}_2$  von maßgeblicher Bedeutung ist (Gleichung 16). Mit den obigen Messungen wird allerdings die Chlorid-Eindringtiefe erfasst. Der Natrium-Nachweis ist jedoch versuchstechnisch allgemein schwierig [47]. Hinzu kommt, dass auch Chromatographie-Effekte zu einer gewissen Verzerrung führen können, die im Rahmen dieser Untersuchungen nicht berücksichtigt werden konnten [156]. Somit

wird im Weiteren – berechtigterweise und vereinfacht – von etwa gleichem Eindringverhalten der beiden Ionen ausgegangen.

#### **4.2.5 AKR-provozierende Lagerung**

Im Anschluss an die Vorschädigung der Proben sowie dem Einwalken der NaCl-Lösung wurden vier Teilproben (Präparation siehe Abbildung 63) AKR-provozierend gelagert. Dabei entsprachen die Lagerungsbedingungen der Teilproben dem Betonversuch bei 60 °C über Wasser (60 °C-Betonversuch) nach Anhang A der Alkali-Richtlinie (2007). Die Lagerungsdauer wurde jedoch auf 84 Tage reduziert (Versuchsbeschreibung siehe Abschnitt 2.4.4). Diese Proben unterschieden sich lediglich anhand des Vorschädigungsgrades (keine Vorschädigung sowie 1,5 Mio., 2,0 Mio. und 5 Mio. Lastwechsel), wohingegen die Anzahl der Überrollungen (2 Mio.) konstant war.

In einem ersten Schritt wurde die Bruchfläche in Balkenlängsrichtung durch Sägen ohne Wasserkühlung begradigt (Abbildung 65 linke Seite). In einem zweiten Schritt wurden auf die Stirnflächen jeweils zwei Messmarken aufgeklebt. Aus Abbildung 65 ist zu erkennen, dass sich durch diese Messmarkenanordnung zwei Messstrecken ergeben, die sich hinsichtlich der durch das Einwalken eingetragenen Alkalien unterscheiden. In den oberen Bereich (Messmarken 1 und 2) wurden Alkalien (NaCl-Lösung) eingewalkt, wohingegen im unteren Bereich (Messmarken 3 und 4) keine extern zugeführten Alkalien vorhanden sind.

Ferner ist hier zu beachten, dass die beiden Bereiche nicht entkoppelt werden konnten. Hierfür hätten die Proben im Übergangsbereich gespalten werden müssen. Dieses war jedoch aufgrund der geringen Probenhöhe von rd. 8 cm nicht möglich. Aufgrund von zu vermeidenden Auswascheffekten der eingewalkten Alkalien war zudem ein Entkoppeln der beiden Bereiche durch Sägen nicht möglich. Das heißt, dass die Quelldehnungen der beiden Bereiche infolge AKR z. T. nicht einzeln erfassbar waren.



Abbildung 65: Messstrecken im Bereich mit und ohne Einfluss externer Alkalien

Nach der Dehnungsnullmessung bei  $20 \pm 2,0$  °C wurden die Proben 84 Tage in einem dicht verschlossenen Behälter mit Wasserbad in einer Prüfruhe ( $60 \pm 2,0$  °C, > 98 % r. F.) gelagert. In einem Abstand von sieben Tagen wurden dann die Dehnungen der Proben an den beiden Messstrecken wiederum bei 20 °C gemessen. Hierzu wurden die Proben vor den Messungen für 12 Stunden bei 20 °C gelagert. Gemäß Anhang A der Alkali-Richtlinie (2007) ist bei dieser Prüfung von einer hinsichtlich AKR unbedenklichen Gesteinskörnung auszugehen, wenn die gemessenen Dehnungen nach 20 Wochen Lagerung einen Grenzwert von 0,30 mm/m nicht überschreiten.

### 4.3 In-situ-Messungen an Betonfahrbahndecken

#### 4.3.1 Allgemeines

Um die im Rahmen der Laboruntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich der Degradationen infolge der Verkehrsbelastungen und NaCl-Eindringtiefen mit Verhältnissen in der Praxis vergleichen zu können, wurden in-situ Ultraschalllaufzeitmessungen im Bereich der Stand- und Fahrstreifen von bestehenden Betonfahrbahndecken durchgeführt. Dabei wurde davon ausgegangen, dass sich infolge der bis dato einwirkenden Verkehrsbelastungen – Fahrstreifen belastet, Standstreifen nahezu unbelastet – signifikante Unterschiede in den Ultraschalllaufzeiten bzw. der hieraus berechneten dyn. E-Moduln zeigen lassen. Mit der Annahme, dass der jeweilige Standstreifen zyklisch nahezu unbelastet ist, wurden die dynamischen E-Moduln der Fahrstreifen auf den entsprechenden dynamischen E-Modul des Standstreifens (100 %-Wert) bezogen.



Diese Darstellungsweise erlaubt einen Vergleich der unterschiedlichen Messprofile untereinander, unabhängig von den absoluten dynamischen E-Moduln.

Je Platte (i. d. R. 5,0x4,25 m<sup>2</sup>) wurden die Laufzeiten an neun gleichmäßig verteilten Messstellen bestimmt (Abbildung 66), um repräsentative und aussagefähige Ergebnisse zu erhalten. Je Messstelle wurden die Laufzeiten jeweils in Fahrtrichtung und senkrecht zur Fahrtrichtung gemessen. Somit wurden je Platte 18 Einzelmesswerte aufgenommen.

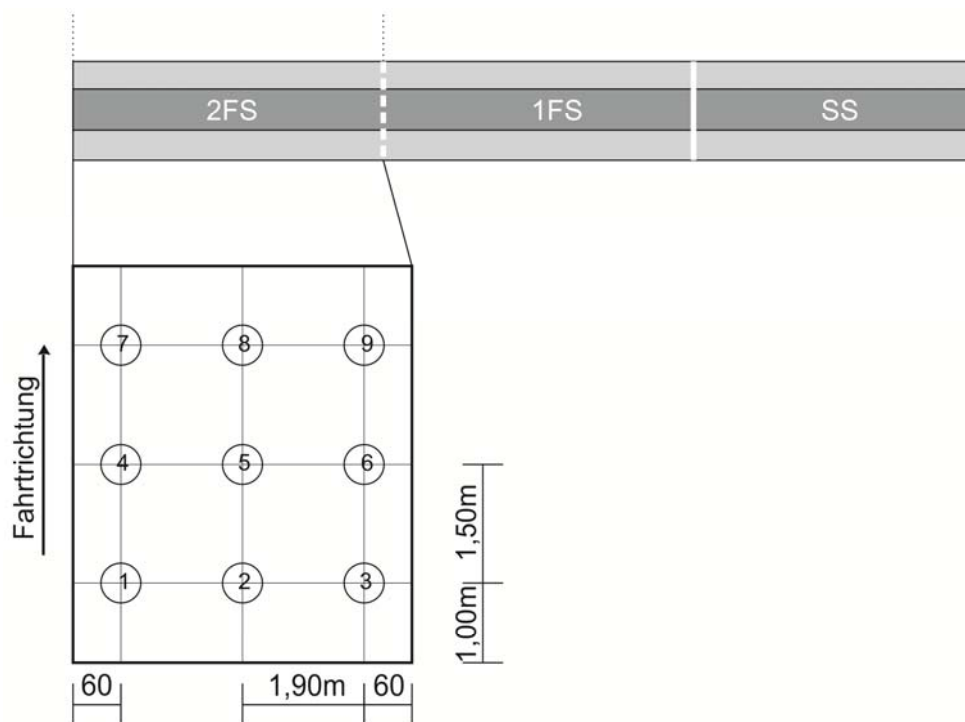


Abbildung 66: Übersicht über Messpunkte einer Fahrbahnplatte

Im Anschluss an die Messungen wurde für jede Platte der Median der Stichprobe ermittelt. Der Median ist i. A. der Wert in einer nach der Größe der Einzelwerte geordneten Reihe, der „in der Mitte“ liegt und somit die Reihe halbiert. Handelt es sich bei den Einzelwerten um eine normalverteilte Stichprobe, ist der Median gleich dem arithmetischen Mittel. Ist die Stichprobe jedoch nicht normalverteilt, stellt der Median den zutreffenderen empirischen Mittelwert der Stichprobe dar [157].

### 4.3.2 In-situ-Messungen BAB A30

Am 05. und 06.04.08 wurden auf der BAB A30 im Rahmen der teilweisen Erneuerung des Streckenloses AS Rheine-Dreierwalde und AS Rheine-Kanalhafen in FR Osnabrück-Bad Oeynhausens Oberflächenwellengeschwindigkeiten im Bereich des Stand- sowie der beiden Fahrstreifen gemessen. Hierfür wurden fünf Querprofile im Abstand von 500 m (km 34,0 bis km 36,0) ausgewählt, um über das Streckenlos verteilte und repräsentative Messwerte zu erhalten. Dabei wurden je Querprofil an den drei nebeneinander liegenden Fahrbahnplatten (Stand-, 1. und 2. Fahrstreifen) je Platte neun Messstellen festgelegt (Abbildung 66). Aus den fünf Querprofilen, den drei Platten je Querprofil und den 18 Einzelmessungen ergeben sich 270 Einzelwerte, die hinsichtlich der vorhandenen Gefügedegradation ausgewertet wurden.

Entsprechende Recherchen in den manuellen Verkehrszählungen der Bundesanstalt für Straßenwesen ergaben für diesen Streckenabschnitt eine durchschnittliche 24-stündige Verkehrsbelastung im vierten Quartal 2005 von rd. 16.750 Fahrzeugen, davon 4.188 Lkw (entspricht einem Lkw-Anteil von 25 %). Unter Berücksichtigung des Schichtaufbaus der Fahrbahndecke und einer Nutzungsdauer von 23 Jahren (Quelle: StraßenNRW) wurden die äquivalenten 10t-Achsübergänge  $B_i$  nach RStO 01 (Gleichung 18) berechnet. Diese ergibt rd. 7,5 Mio. äquivalente 10t-Achsübergängen. Für diese Berechnung wurde angenommen, dass der Schwerlastverkehr um rd. 3 % pro Jahr zugenommen hat. Dieses korrespondiert mit den Annahmen der RStO 10 [125].

### 4.3.3 In-situ-Messungen BAB A10

Am 01.07.2008 wurden ebenfalls Messungen der Ultraschalllaufzeiten in Teilbereichen auf der BAB A10 (Südlicher Berliner Ring) durchgeführt. Hier wurde das Streckenlos BAB A10-8 (km 71,6 – 72,9, FR Westen), dessen Bauwerksunterlagen bereits ausgewertet wurden (Abschnitt 3), hinsichtlich der vorhandenen dynamischen E-Moduln untersucht. Aufgrund der geringen Länge des Streckenloses wurden die Messungen hier in einem Abstand von rd. 250 m durchgeführt. Dabei sei angemerkt, dass aufgrund der Verkehrssicherung während des Messtermins lediglich Messungen im Standstreifen sowie dem 1. und 2. Fahrstreifen durchgeführt werden konnten. Messungen im 3. Fahrstreifen waren nicht möglich. Für diesen Teilbereich ergab sich eine Verkehrsbelastung von rd. 7,4 Mio. äquivalenten 10t-Achsübergängen (Tabelle 41, [154]).

## 4.4 Ergebnisdiskussion - Laboruntersuchungen

### 4.4.1 Degradation des Betongefüges infolge Vorschädigung

In Abbildung 67 ist die Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls (Mittelwerte aus zehn Einzelmessungen) beispielhaft für den Balken 3 dargestellt. Alle 350 Einzelwerte der im Rahmen der Vorschädigungen gemessenen Ultraschalllaufzeiten sind im Anhang B aufgelistet. Balken 3 wurde mit 5 Mio. Lastwechseln auf einem Spannungsniveau  $\sigma_{0\max}/f_{ct} = 0,50$  vorgeschädigt. Das jeweilige Spannungsniveau wurde für jeden einzelnen Balken anhand der tatsächlichen Biegezugfestigkeit der jeweiligen Betoncharge eingestellt. Die ermittelten Biegezugfestigkeiten sind in Anhang A dokumentiert.

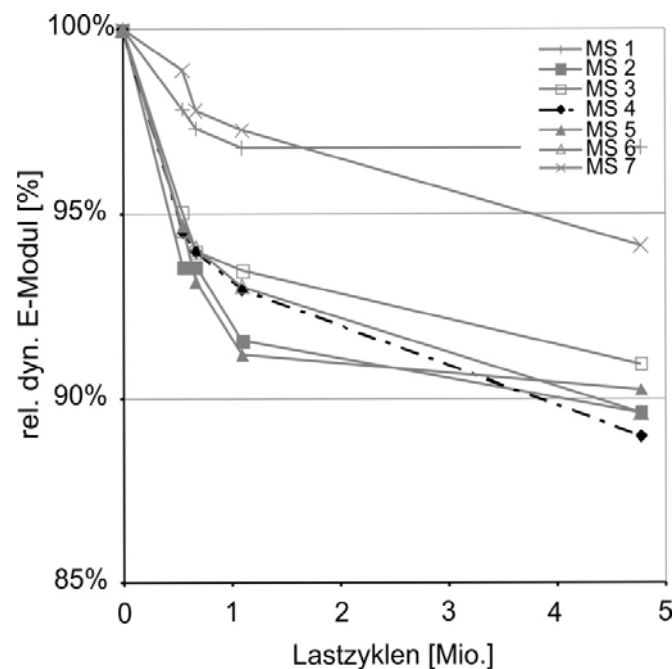


Abbildung 67: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls infolge zyklischer Belastung an den verschiedenen Messstellen (Balken 3)

Dabei zeigte sich, dass die relativen dynamischen E-Moduln der Messstellen 2 und 6 ( $\sigma_0/f_{ct} = 0,43$ ; Abbildung 59) sowie der Messstellen 3, 4 und 5 ( $\sigma_0/f_{ct} = 0,50$ ) infolge der zyklischen Belastung mit zunehmender Anzahl der Lastwechsel sukzessive um rd. 10 % auf rd. 90 % des Ursprungswertes absanken. Diese Veränderungen in der Steifigkeit gehen mit Schädigungen im Mikrogefüge des Betons einher. Abbildung 67 zeigt zudem, dass die Messstellen 1 und 7, die während den Belastungen lagebedingt gerin-

geren Spannungen ( $\sigma_0/f_{ct} = 0,27$ ) ausgesetzt waren, auch geringere Schädigungen (Abfall des rel. dyn. E.-Moduls um 3 % bis 6 %) aufwiesen.

In Abbildung 68 bis Abbildung 70 sind die Medianwerte aller vorgeschädigten Balken getrennt nach den Spannungsniveaus bzw. Messstellen dargestellt. In Abbildung 68 und Abbildung 69 sind 36 Messzeitpunkte (unterschiedliche Anzahlen der Lastwechsel) mit jeweils 20 Einzelwerten (in Summe 720 Einzelwerte), in Abbildung 70 ebenfalls 36 Messzeitpunkte jedoch mit jeweils 30 Einzelwerten (in Summe 1.080 Einzelwerte) dargestellt. Alle 2.520 gemessenen Ultraschalllaufzeiten sind im Anhang B dokumentiert.

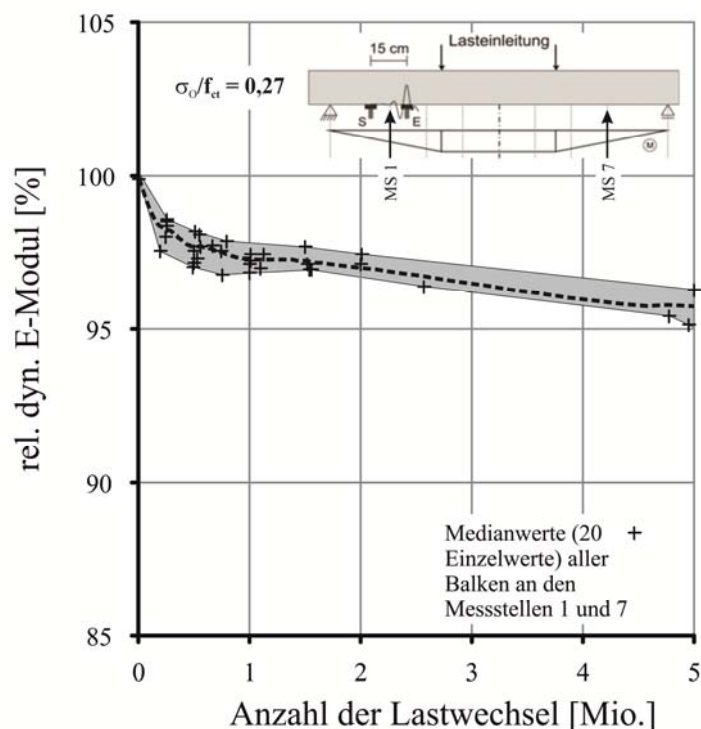


Abbildung 68: Rel. dyn. E-Modul (Medianwerte) über Lastwechselanzahl aller Balken an den Messstellen MS 1 und MS 7 ( $\sigma_0/f_{ct} = 0,27$ )

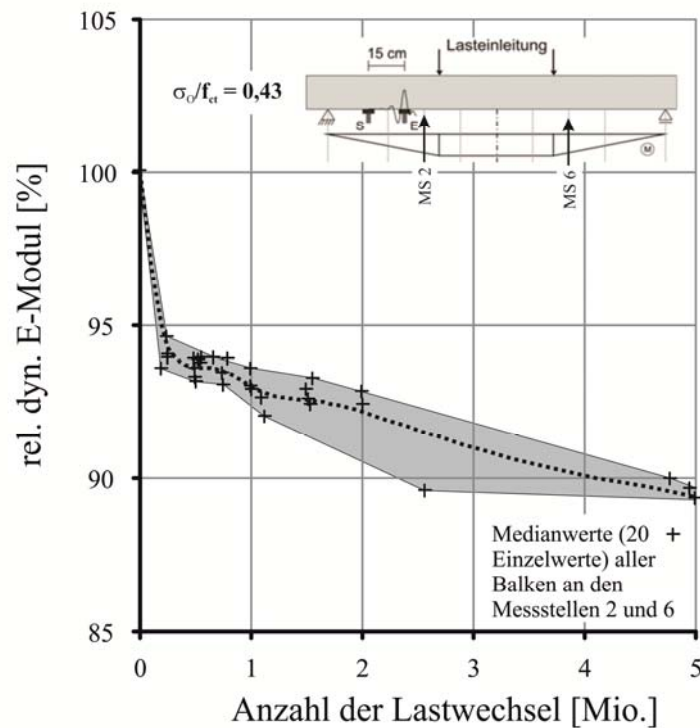


Abbildung 69: Rel. dyn. E-Modul (Medianwerte) über Lastwechselanzahl aller Balken an den Messstellen MS 2 und MS 6 ( $\sigma_o/f_{ct} = 0,43$ )

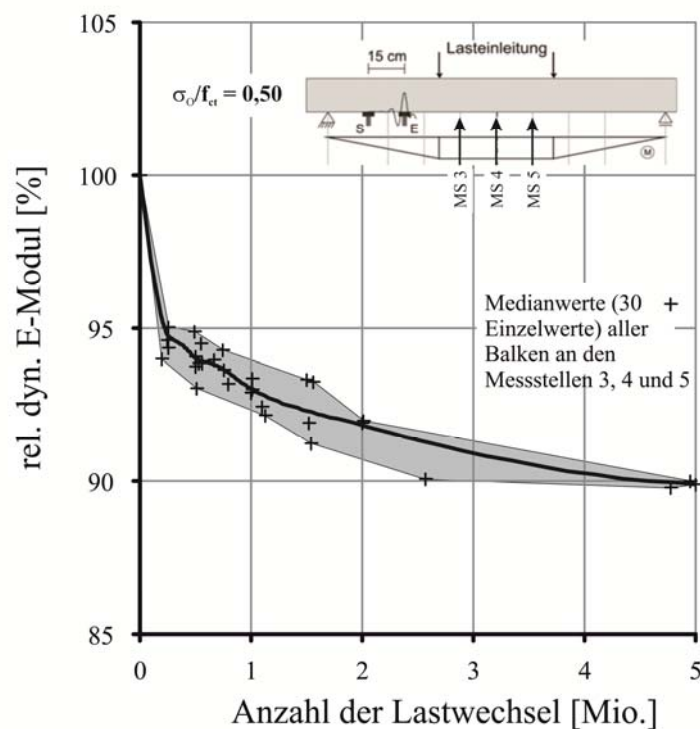


Abbildung 70: Rel. dyn. E-Modul (Medianwerte) über Lastwechselanzahl aller Balken an den Messstellen MS 3, MS 4 und MS 5 ( $\sigma_o/f_{ct} = 0,50$ )

Die Abbildungen zeigen, dass die festgestellten Veränderungen auch weitestgehend den Entwicklungen entsprechen, wie sie aus anderen Untersuchungen (z. B. Druck-schwell-Versuchen [73]) bekannt sind. Bei dem hier vorliegendem maximalen Spannungsverhältnis  $\sigma_o/f_{ct}$  von 0,50 fiel der dynamische E-Modul nach 5 Mio. Lastwechseln um rd. 10% ab, was eine zwischenzeitlich eingetretene Degradation dokumentiert. Desweiteren ist bei der Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit der Lastzyklen auch der Teil des typischen, aus der Literatur bekannten S-förmigen Verlaufs erkennbar, der mit einem großen anfänglichen Steifigkeitsabfall einhergeht. Bereits nach rd. 0,5 Mio. Lastwechseln betrug hier der Abfall des relativen dynamischen E-Moduls rd. 5 %, was bereits in etwa die Hälfte des Gesamtabfalls nach 5 Mio. Lastwechseln ausmacht. Mit steigenden Lastwechseln nahm dann die Schädigung deutlich verlangsamt zu.

Der Vergleich der drei Spannungsniveaus innerhalb der jeweiligen Balken zeigt zudem, dass sich auch bei einem Verhältnis  $\sigma_o/f_{ct}$  von 0,27 ein typischer Abfall des relativen dynamischen E-Moduls einstellt. Dieser liegt jedoch nach rd. 5 Mio. Lastwechseln nur in einer Größenordnung von rd. 4,5 % und ist damit nur rd. halb so groß ist wie bei einem Spannungsniveau  $\sigma_o/f_{ct}$  von 0,50 (Abbildung 71).

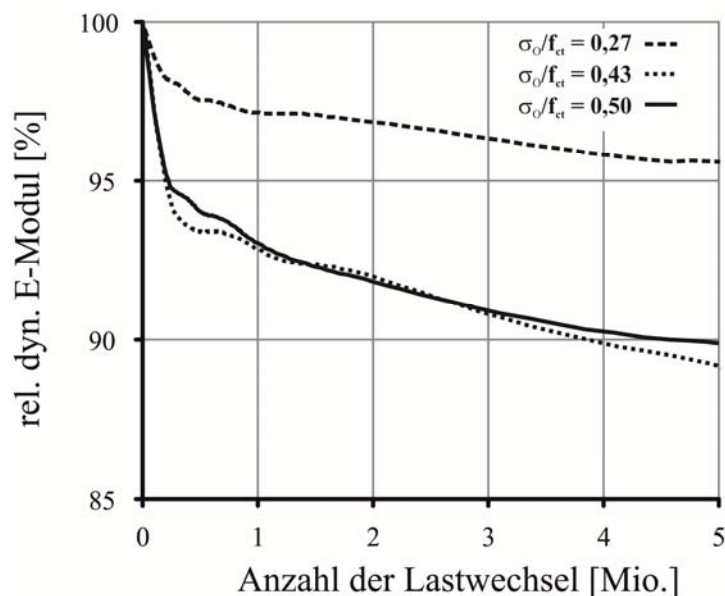


Abbildung 71: Rel. dyn. E-Moduln über Lastwechselanzahl in Abhängigkeit der drei Spannungsniveaus

Inwieweit sich durch eine Halbierung des Spannungsniveaus jedoch auch zwingend eine Halbierung der Degradation ableiten und damit ein linearer Zusammenhang herstellen lässt, kann aufgrund des geringen Versuchsumfangs derzeit noch nicht abgeschätzt werden. Hierzu wären weitere Untersuchungen mit unterschiedlichen Spannungsniveaus notwendig.

Der Vergleich der Spannungsniveaus  $\sigma_O/f_{ct} = 0,50$  und  $\sigma_O/f_{ct} = 0,43$  zeigt zudem keine nennenswerten Unterschiede im Abfall des relativen dynamischen E-Moduls. Dieses kann auch mit den Prüfstreuungen im Rahmen der Ultraschalllaufzeitmessungen begründet werden. In Tabelle 15 sind ausgewählte Standardabweichungen der Ultraschalllaufzeitmessungen getrennt nach den drei Spannungsniveaus aufgelistet. Dabei wurde für jeden Messzeitpunkt (Lastwechselanzahl) die Standardabweichung für die 20 bzw. 30 Einzelwerte berechnet. Ausgewählt wurden dann die Minimal- und Maximalwerte sowie der Mittelwert der Standardabweichungen.

*Tabelle 15: Standardabweichungen der Messungen*

	$\sigma_O/f_{ct} = 0,27$ (20 Einzelwerte)	$\sigma_O/f_{ct} = 0,43$ (20 Einzelwerte)	$\sigma_O/f_{ct} = 0,50$ (30 Einzelwerte)
$\sigma_{max.}$	1,76%	1,71%	1,29%
$\sigma_{mittel.}$	1,01%	0,87%	0,91%
$\sigma_{min.}$	0,64%	0,45%	0,61%

Dabei zeigt sich, dass 95 % der Messwerte in einem Bereich zwischen  $\pm 1,74$  % ( $2x\sigma$ ) und  $\pm 2,02$  % um den Mittelwert (mittlere Standardabweichung) liegen. Wird die maximale Standardabweichung betrachtet, vergrößert sich dieses Intervall auf maximal  $\pm 3,52$  %. Das heißt, dass zwingend entsprechend viele Einzelwerte notwendig sind, um repräsentative Aussagen zum Abfall des relativen dynamischen E-Moduls und damit zur Schädigung des Straßenbetons infolge zyklischer Belastungen treffen zu können.

Im Anschluss an die Vorschädigungen wird – wie beschrieben – eine NaCl-Lösung in den mittleren Balkenbereich eingewalkt. Die entsprechende Vorschädigung dieses Bereiches wird dabei durch die Messstellen 3, 4 und 5 ( $\sigma_O/f_{ct} = 0,50$ ) charakterisiert. In Abbildung 72 sind die relativen dynamischen E-Moduln der zehn Balken nach Abschluss der Vorschädigung als Medianwerte dargestellt. Diese Werte werden in Abschnitt 4.4.2 den entsprechenden Eindringtiefen gegenübergestellt.

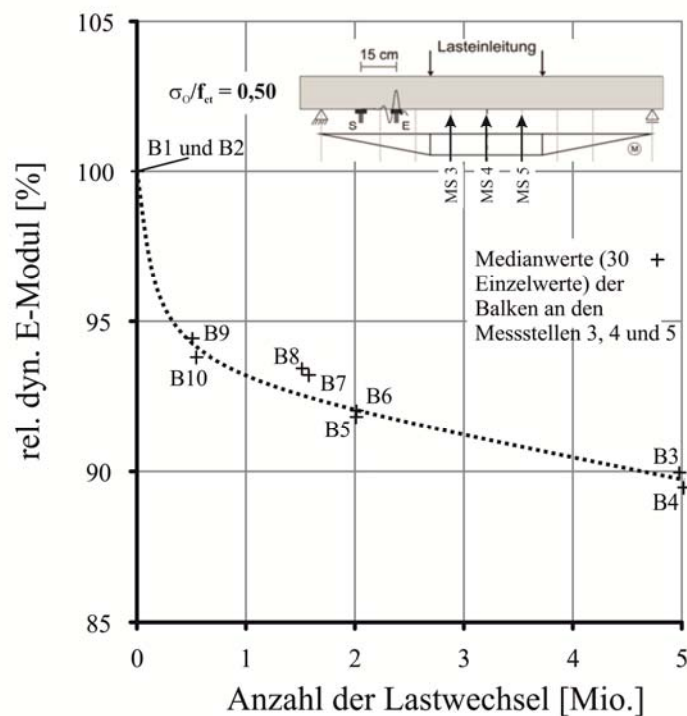


Abbildung 72: Rel. dyn. E-Moduln (Medianwerte) der Balken nach Abschluss der Vorschädigung in Abhängigkeit der Lastwechselanzahl

#### 4.4.2 Eindringtiefe der NaCl-Lösung

Die nach den Überroll- bzw. Einwalkversuchen an den zehn Balken bzw. deren Teilproben ermittelten Cl-Eindringtiefen sind als flächige Mappings in Abbildung 73 bis Abbildung 83 dargestellt. Die Reihenfolge wurde dabei aufsteigend nach dem Grad der Vorschädigung (Anzahl der Lastwechsel) sowie jeweils für 1 Mio. und 2 Mio. Überrollungen (Einwalken) gewählt. Alle Einzelwerte der Messungen der Cl-Eindringtiefe sind im Anhang C dokumentiert. Bei den folgenden Abbildungen stellt die Abszisse einen 80 cm langen Ausschnitt der Balkenlängsachse, die Ordinate die gesamte Balkenbreite dar. Zudem wurden in den Abbildungen die Begrenzungen des Bereichs eingezeichnet, auf dem die NaCl-Lösung aufstand (Bereich Ecken mit Pfeilen). Ergänzend wurde für eine bessere Übersichtlichkeit auch der Bereich gekennzeichnet, in dem die NaCl-Lösung eingewalkt wurde (Überrollbereich). Dieser Bereich wird durch den durchgehenden Kasten in der Mitte des jeweiligen Mappings markiert.



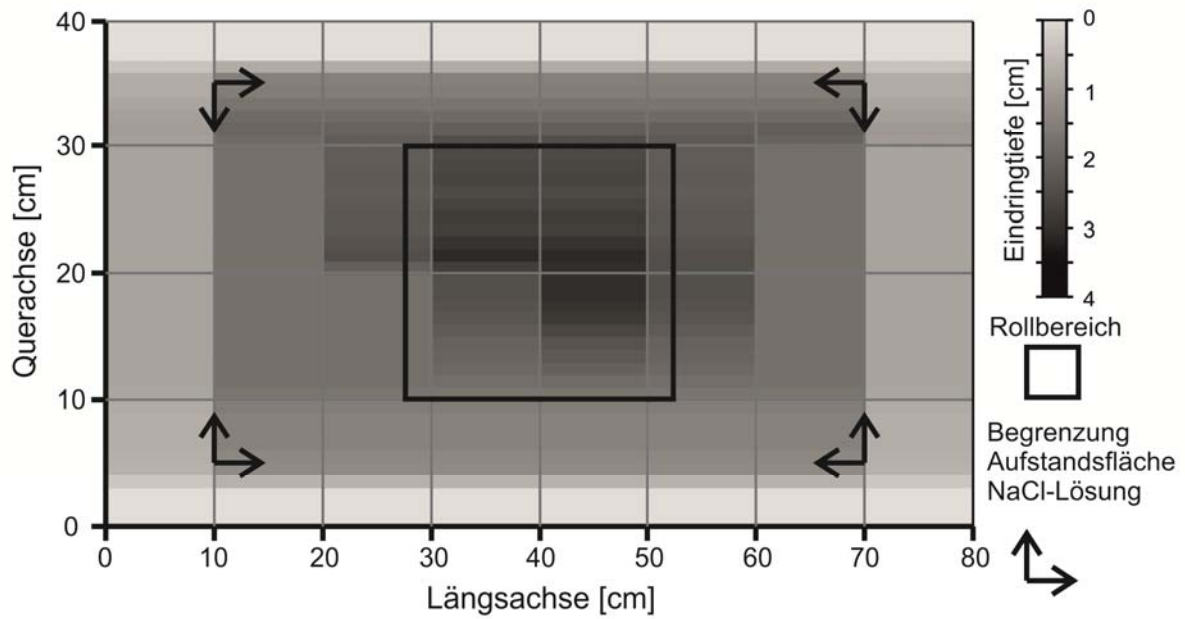


Abbildung 73: Eindringtiefe der NaCl-Lösung ohne Vorschädigung und 1 Mio. Überrollungen

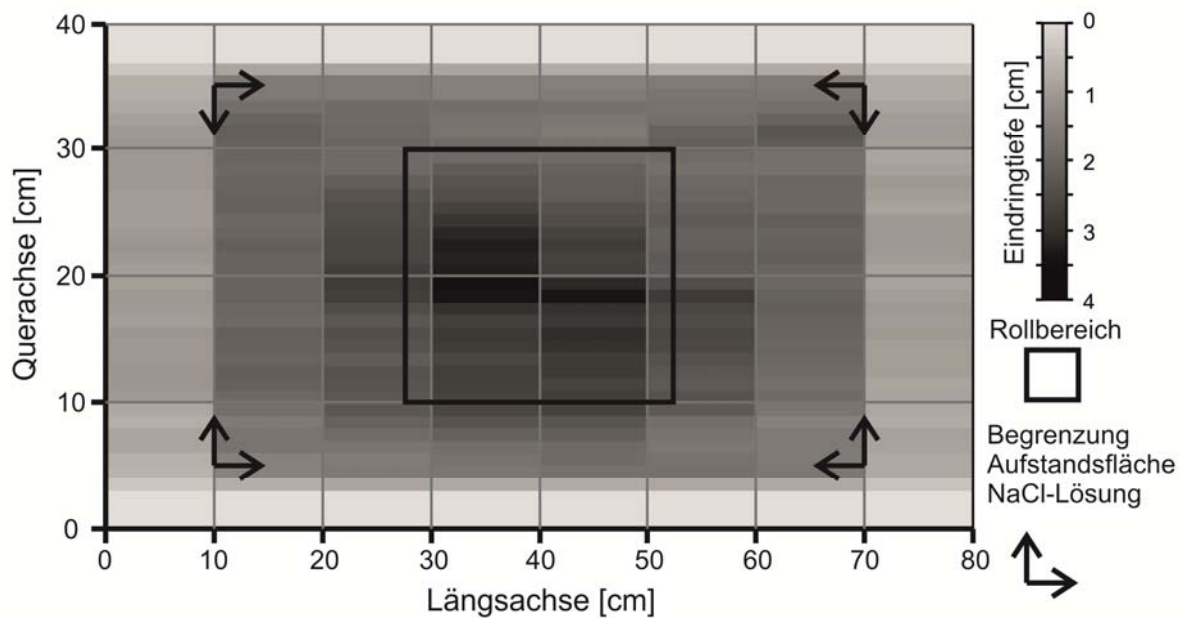


Abbildung 74: Eindringtiefe der NaCl-Lösung ohne Vorschädigung und 2 Mio. Überrollungen

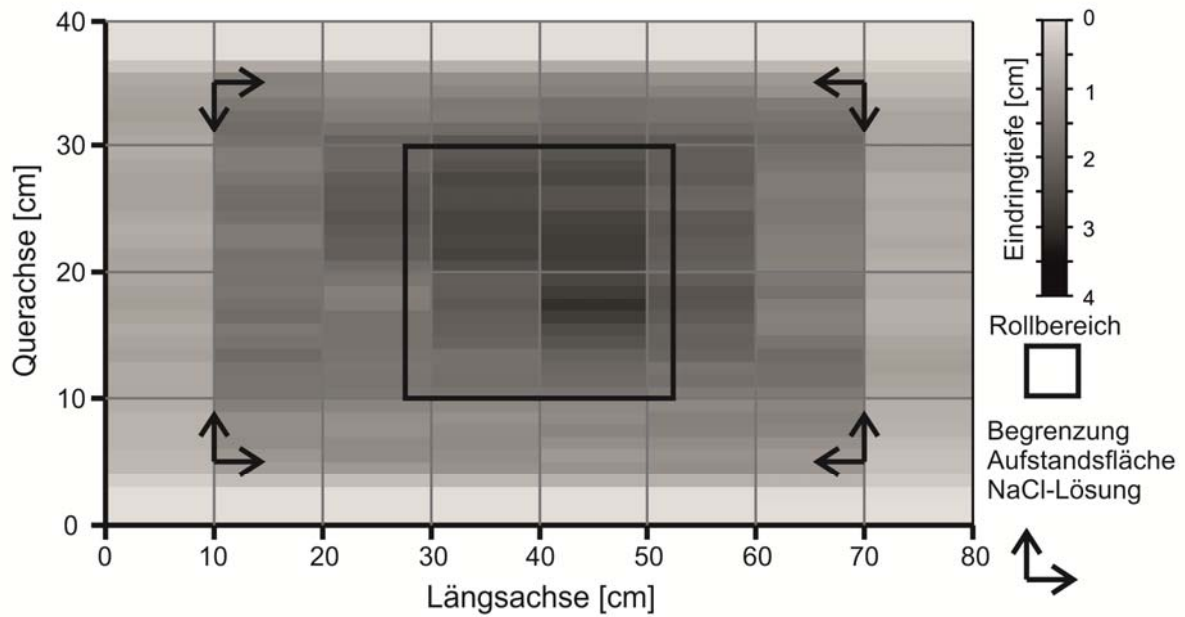


Abbildung 75: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 0,5 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 1 Mio. Überrollungen

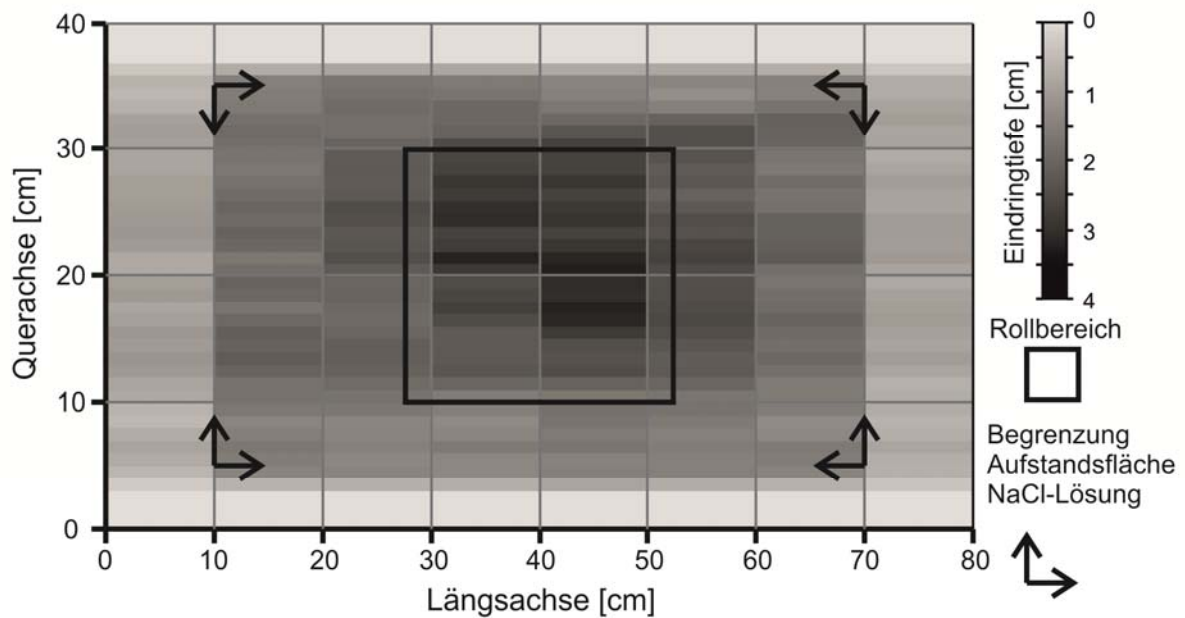


Abbildung 76: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 0,5 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 2 Mio. Überrollungen

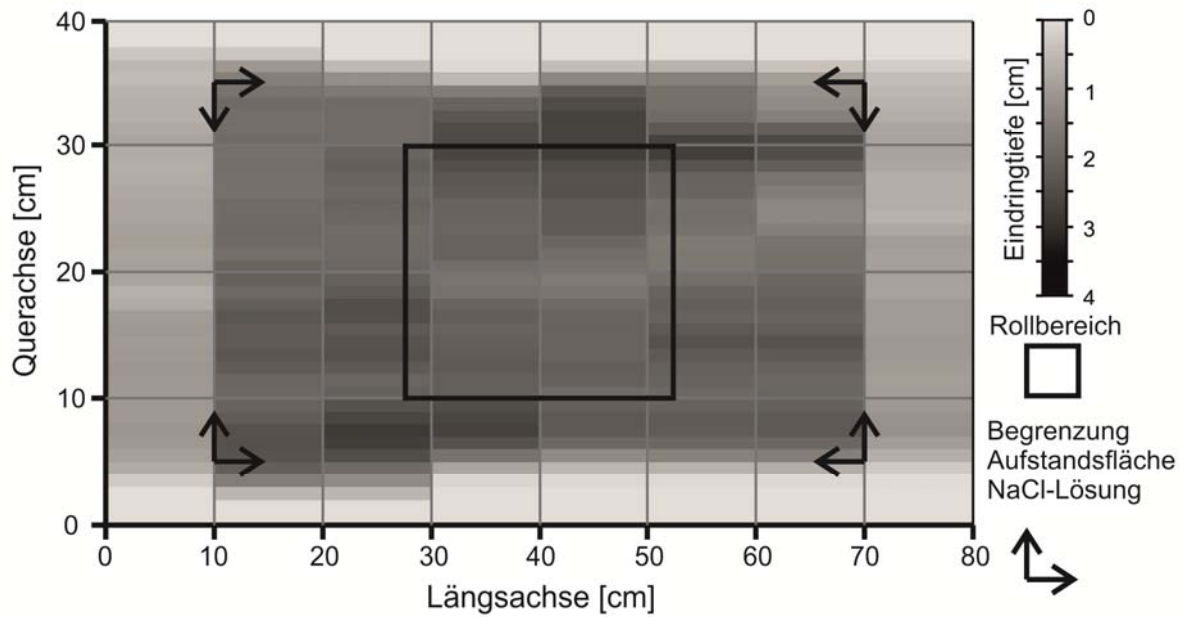


Abbildung 77: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 1,5 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 1 Mio. Überrollungen

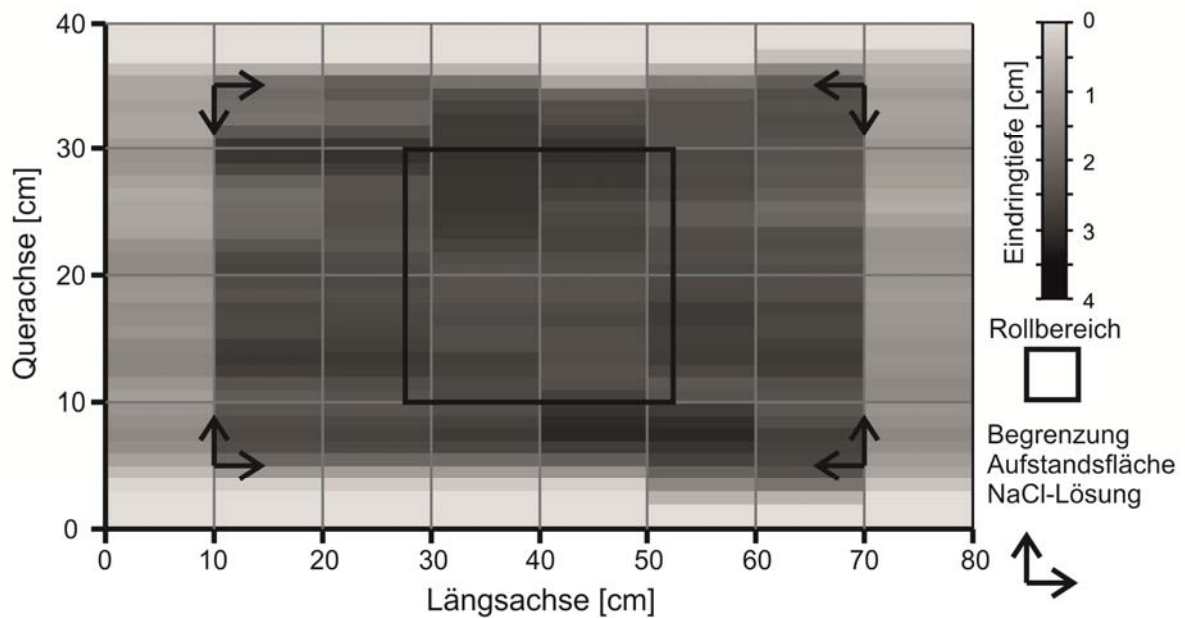


Abbildung 78: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 1,5 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 2 Mio. Überrollungen

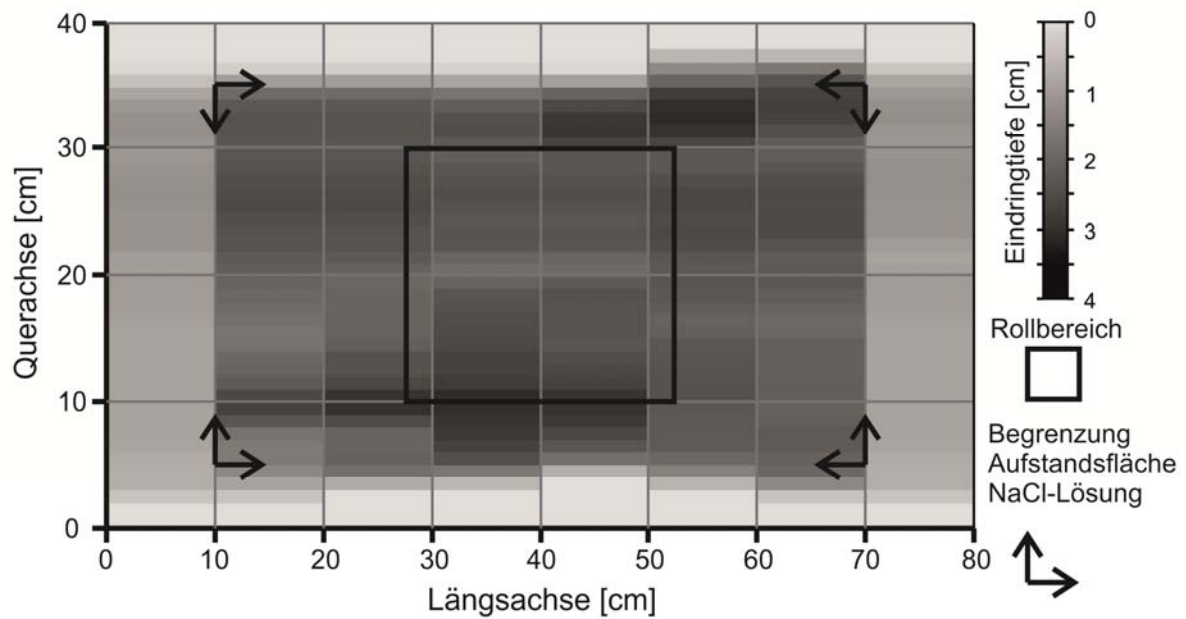


Abbildung 79: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 2 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 1 Mio. Überrollungen

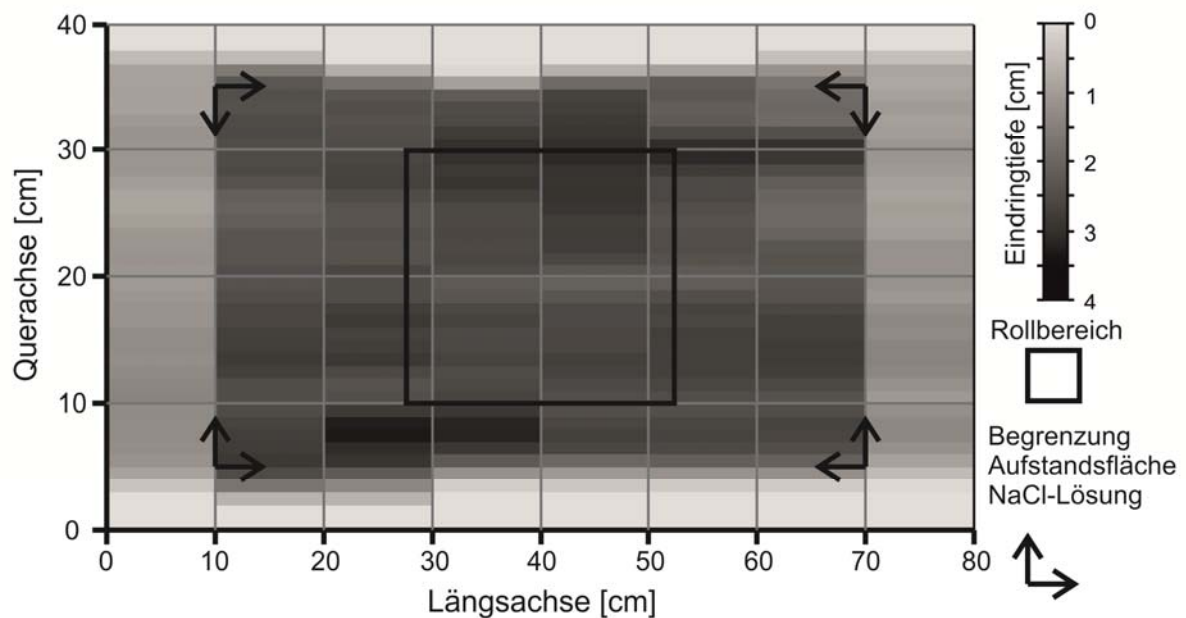


Abbildung 80: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 2 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 2 Mio. Überrollungen

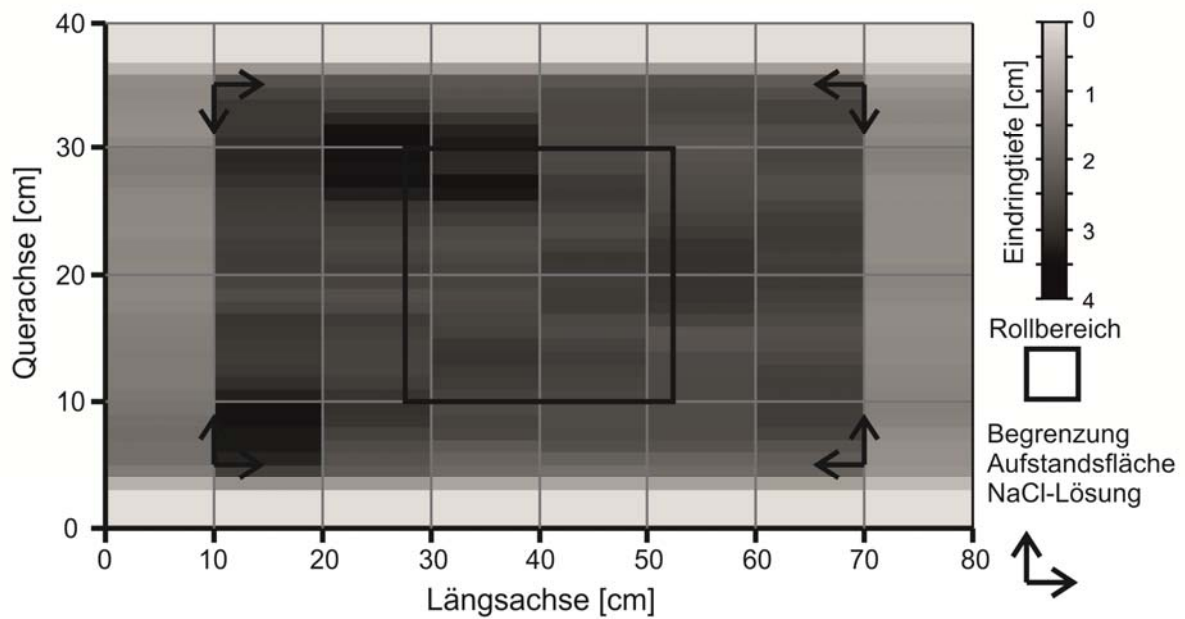


Abbildung 81: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 5 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 1 Mio. Überrollungen

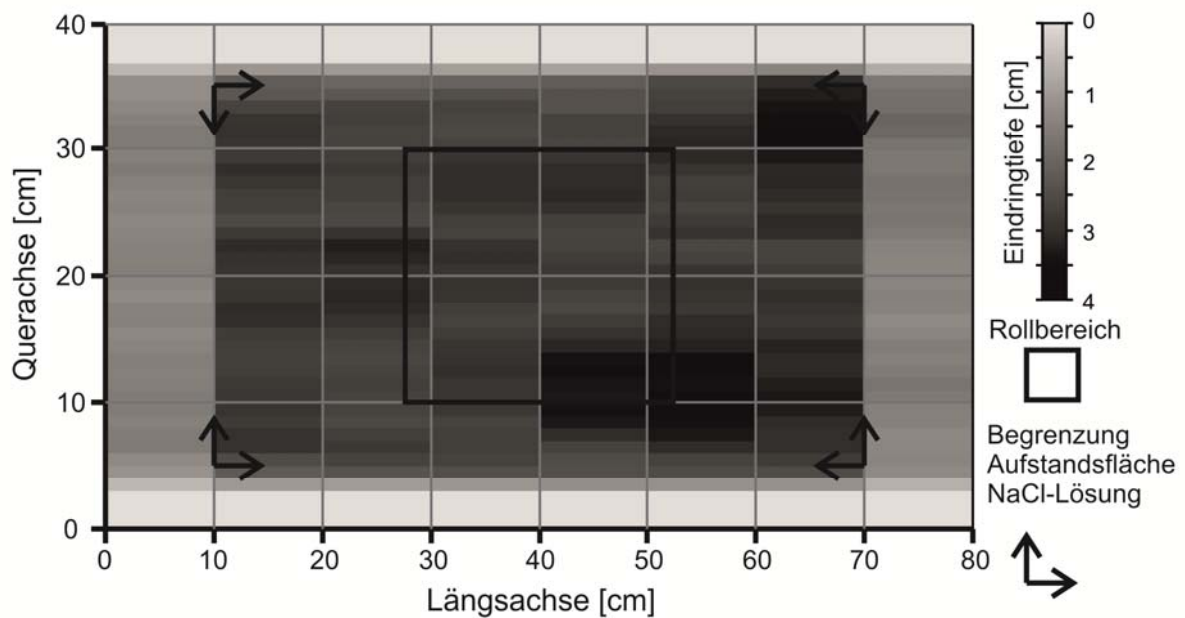


Abbildung 82: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 5 Mio. Lastwechseln Vorschädigung und 2 Mio. Überrollungen

Die Auswertung aller Einzelergebnisse der Einwalkversuche (Medianwerte der 280 Einzelwerte, Abbildung 83) zeigt, dass die NaCl-Eindringtiefen nahezu linear mit der Anzahl der Lastwechsel zunehmen. Bei dem Balken 1, der vor dem Einwalken der NaCl-Lösung keinerlei zyklische Beanspruchung erfahren hat (0 Lastwechsel), betrug die NaCl-Eindringtiefe nach 1 Mio. Überrollungen 18 mm. Demgegenüber drang die NaCl-Lösung in den Balken 3, der zuvor 5 Mio. zyklischen Lastwechseln ausgesetzt war, 26 mm ein. Die Eindringtiefe stieg demnach infolge der 5 Mio. Lastwechsel unter sonst gleichen Versuchsbedingungen um rd. 44 % an. Wie in Abbildung 72 gezeigt, führen die zyklischen Belastungen zu einer inneren Schädigung des Betongefüges, die über den relativen dynamischen E-Modul quantifiziert werden kann. Daher wurden die Eindringtiefen in Abbildung 83 auch auf den jeweiligen relativen dynamischen E-Modul bezogen. Dieser Vergleich zeigt dann sogar eine progressive Zunahme der Eindringtiefe. Das heißt, dass die Eindringtiefe letztendlich maßgeblich durch die Schädigung des Betongefüges infolge der Lastwechsel dominiert wurde.

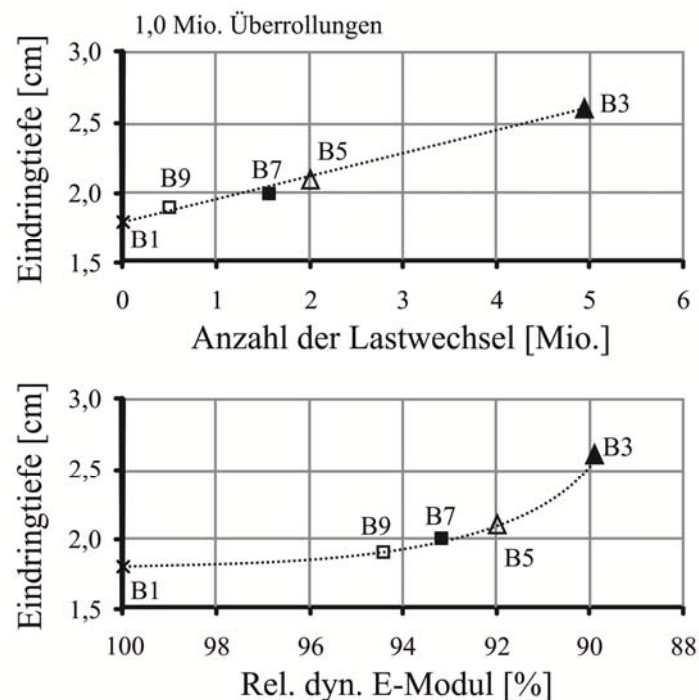


Abbildung 83: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 1 Mio. Überrollungen

In Abbildung 84 sind im Vergleich dazu die Medianwerte der Balken dargestellt, die 2 Mio.-mal überrollt wurden.

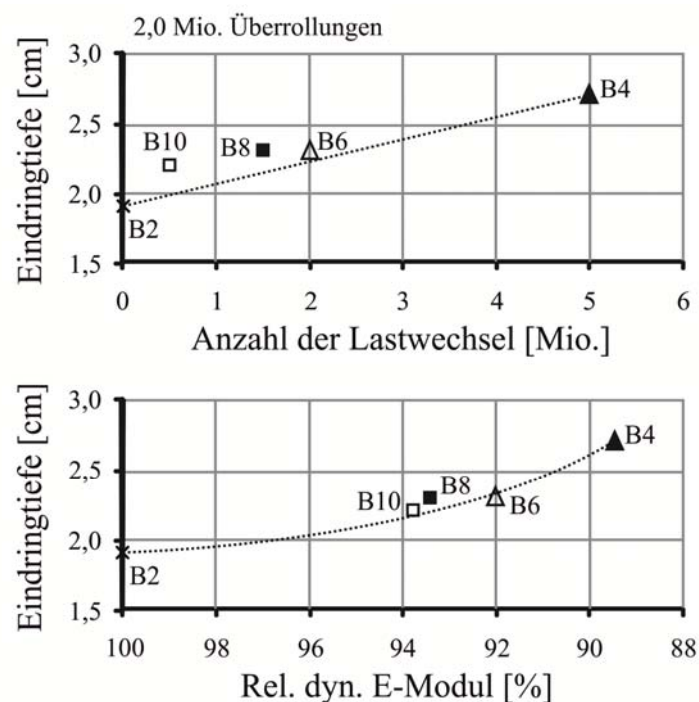


Abbildung 84: Eindringtiefe der NaCl-Lösung nach 2 Mio. Überrollungen

Bei den Proben, die 2 Mio.-mal überrollt wurden, nahm die Eindringtiefe infolge einer Vorschädigung nach 5 Mio. Lastwechsel um rd. 37 % zu. Abbildung 84 zeigt im Vergleich zu Abbildung 83 aber auch, dass hier Mittelwerte etwas stärker als zuvor von dem linearen Zusammenhang zwischen den Lastwechseln vor dem Einwalken (Vorschädigung) und der Eindringtiefe abweichen. Dieses ist auch auf die geringe Probenanzahl (fünf Balken) zurückzuführen. Wird die Eindringtiefe jedoch in Abhängigkeit des relativen dynamischen E-Moduls – der tatsächlichen Schädigung – dargestellt, zeigt sich sowohl in Abbildung 83 als auch in Abbildung 84 eine gute Korrelation zwischen dem Grad der inneren Schädigung und der Eindringtiefe der NaCl-Lösung. Das heißt, dass über die Messung der Ultraschalllaufzeiten (bei entsprechend vielen Einzelmessungen) nicht nur die Gefügedegradationen gemessen werden können, die einen Einfluss auf die Materialsteifigkeit haben, sondern auch das Eindringverhalten von Lösungen in den Beton hierüber beschrieben werden kann. An dieser Stelle wird jedoch aufgrund der geringen Probenanzahl darauf verzichtet, die Eindringtiefe als Funktion des relativen dynamischen E-Moduls zu formulieren. Werden im Rahmen weiterführender Untersuchungen Serien mit größeren Probenanzahlen geprüft, könnte hier eine Formulierung von  $E_{\text{dyn.}}(\sigma_o/\sigma_u, \sigma_o/f_{\text{ct}}, N_{\text{Lastzyklen}})$  und hierrüber eine Formulierung der Eindringtiefe  $e(E_{\text{dyn.}}, N_{\text{Überrollungen}})$  abgeleitet werden.

In Abbildung 85 sind die beiden Trendlinien aus Abbildung 83 und Abbildung 84 für einen Vergleich des Einflusses der Überrollanzahlen gegenüber gestellt.

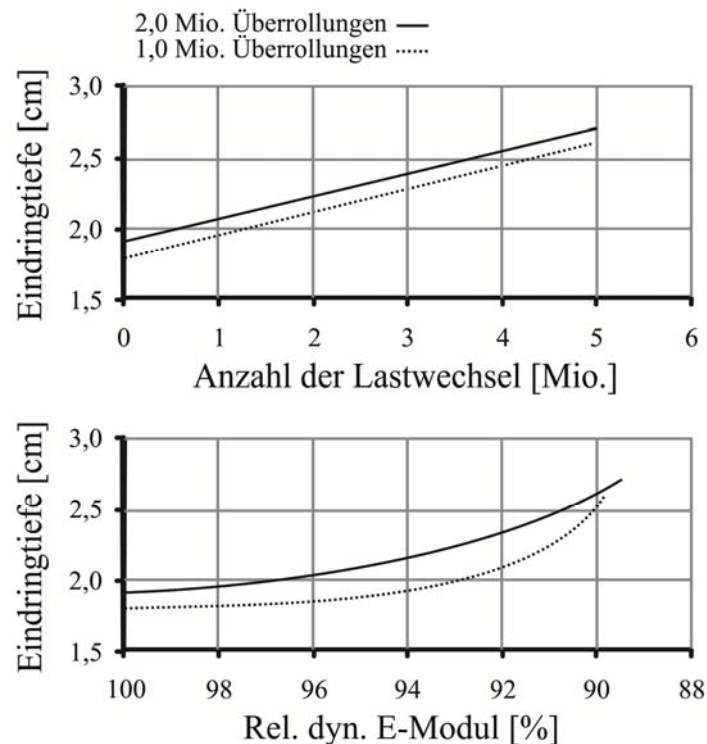


Abbildung 85: Vergleich der Eindringtiefen nach 1 Mio. bzw. 2 Mio. Überrollungen

Infolge der Erhöhung der Anzahl der Überrollungen von 1 Mio. (Prüfdauer von rd. 8 Tagen) auf 2 Mio. nahm die Eindringtiefe der NaCl-Lösung im Mittel um rd. 2 mm zu. Dieses kann in erster Linie auf die längere Einwirkdauer zurückzuführen werden.

Das heißt, dass die Eindringtiefen der NaCl-Lösung einerseits mit dem Grad der Vorschädigung (Anzahl der Lastwechsel) durch überlagerte Spannungen aus behinderter thermischer Verformungsmöglichkeit und den zyklischen Verkehrslasten signifikant zunehmen. Andererseits sind auch größere Eindringtiefen in Abhängigkeit der Anzahl der Überrollungen (Einwalken) festzustellen. Ferner ist anhand der Mappings zu erkennen, dass die NaCl-Lösung in die Balken im Überrollbereich tiefer in das Betongefüge eingewalkt wurde als in dem Bereich, in dem die NaCl-Lösung lediglich auf der Betonoberfläche (hydrostatischer Druck) aufstand. In Abbildung 86 sind daher diese beiden Bereiche als Medianwerte der Eindringtiefen (Überrollbereich 60 Einzelwerte, Bereich mit hydraulischem Druck 150 Einzelwerte) getrennt voneinander dargestellt.



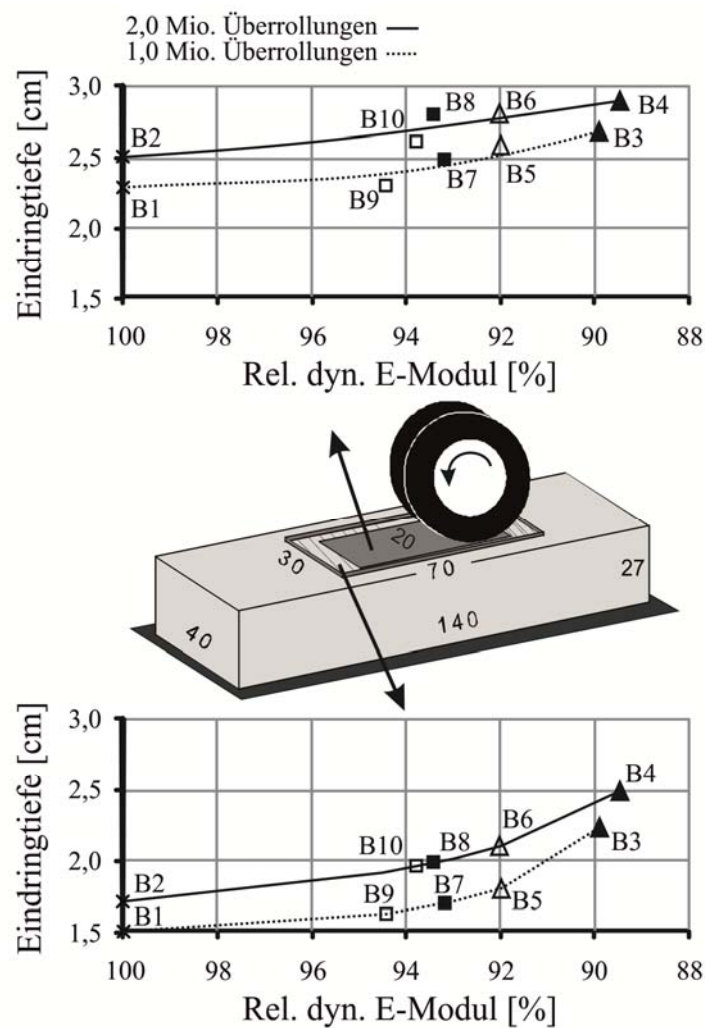


Abbildung 86: Vergleich der Eindringtiefen nach 1 Mio. bzw. 2 Mio. Überrollungen  
oben: Überrollbereich, hydrostatischer und hydraulischer Druck  
unten: Bereich mit hydrostatischem Druck (nur Einfluss aus Schädigung)

Dabei zeigt sich, dass die NaCl-Lösung im Zuge der Versuchsdauer von 8 Tagen (2 Mio. Überrollungen) bei rein hydrostatischem Druck rd. 1,5 cm in den nicht vorgeschädigten Balken B1 eindrang (Abbildung 86 unten). Mit zunehmender Vorschädigung der Balken (B9, B7, B5 und B3) drang dann auch die NaCl-Lösung progressiv tiefer in das Betongefüge ein. So zeigt der Vergleich der Balken B1 und B3, dass die Eindringtiefe von rd. 1,5 cm auf rd. 2,3 cm um rd. 53 % infolge der Vorschädigung mit 5 Mio. Lastwechseln (Abfall des rel. dyn. E-Moduls von 10,4 %) zunahm. Wurde die Versuchsdauer verdoppelt (2 Mio. Überrollungen), nahm die Eindringtiefe um rd. 2 mm zu. Dieses entspricht einer Zunahme von rd. 13 % beim Vergleich der Balken B1 und B2 sowie B5 und B6 in Abbildung 86 unten. Das heißt, dass das Eindringver-

halten der NaCl-Lösung wesentlich stärker durch die Schädigung des Betongefüges beeinflusst wird als durch die Einwirkzeit.

Der Vergleich von Abbildung 86 oben und unten zeigt zudem, dass die Eindringtiefe infolge des durch den überrollenden Reifen aufgebrachten hydraulischen Druck von rd. 1,5 cm auf rd. 2,3 cm um rd. 0,8 mm (rd. 47 %) in dem nicht vorgeschädigten Balken B1 zunahm. Für einen weiteren Vergleich der Eindringtiefen sind in Abbildung 87 die Differenzen der Eindringtiefen (Abbildung 86 oben minus unten) für die zehn Balken dargestellt.

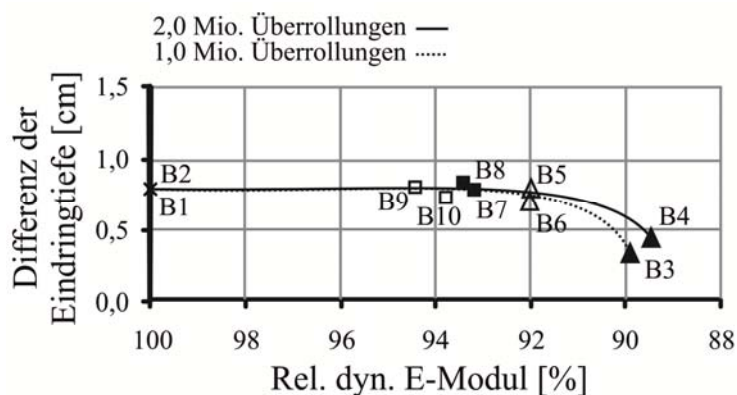


Abbildung 87: Einfluss des Einwalkens (hydraulischer Druck) auf die Eindringtiefen nach 1 Mio. bzw. 2 Mio. Überrollungen

Dabei zeigt sich für acht der zehn Balken (Ausnahmen B3 und B4, beide mit 5 Mio. Lastwechseln Vorschädigung), dass die NaCl-Lösung zwischen rd. 0,7 mm und 0,8 mm nahezu konstant tief in das Betongefüge eindrang. Dieses entspricht einer Zunahme von rd. 45 % bis 50 % (B1 und B2) und ist maßgeblich auf den zusätzlich zum hydrostatisch aufgebrachten hydraulischen Druck zurückzuführen. Es zeigt sich jedoch auch, dass die Zunahme der Eindringtiefe infolge des Einwalkens hier unabhängig vom Vorschädigungsgrad (Abfall rel. dyn. E-Modul bis rd. 92 %) sowie der Einwirkdauer (Anzahl der Überrollungen) war. Nahm die Schädigung dann weiter zu (B3 und B4, rel. dyn. E-Modul rd. 89%) wurde der Einfluss des Einwalkens zudem geringer (Zunahme der Eindringtiefe infolge Einwalkens zwischen 0,4 mm und 0,5 mm).

Das heißt im Umkehrschluss, dass auch bei diesem Vergleich das Eindringen der NaCl-Lösung maßgeblich durch das Vorhandensein von Mikrorissen im Beton beeinflusst wird (Zunahme um rd. 53 % bei einem Abfall des rel. dyn. E-Moduls von 10,4

%; Abbildung 86 unten). Dieser Einfluss dominiert zunehmend mit intensiverer Schädigung (Abnahme der Eindringtiefe infolge Einwalkens in Abbildung 87).

#### 4.4.3 Dehnungen infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktionen

Im Rahmen der AKR-provozierenden Lagerung der Teilproben bei 60 °C über Wasser wurden die in Abbildung 88 dargestellten Dehnungen gemessen. Alle Einzelwerte dieser Messungen sind in Anhang D dokumentiert. In dieser Abbildung sind einerseits Dehnungen unterschiedlich stark vorgeschädigter Probekörper (ohne Vorschädigung sowie mit 1,5 Mio., 2,0 Mio. und 5 Mio. Lastwechseln) dargestellt. Andererseits wird hinsichtlich der Dehnungen der einzelnen Probekörper zwischen einem Anteil ohne externe Alkalizufuhr und einem mit externer Alkalizufuhr (im Rahmen des Einwalkens eingedrungen) unterschieden (Abbildung 65). Diese beiden Anteile wurden an identischen nicht entkoppelten Probekörpern gemessen.

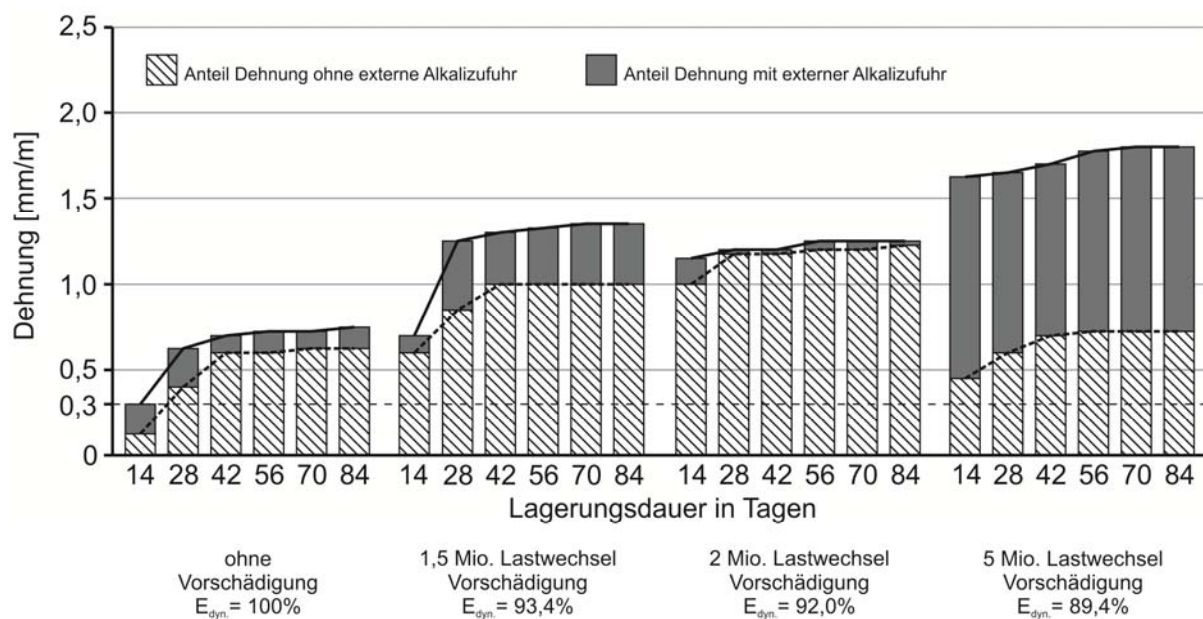


Abbildung 88: Dehnungen der Teilproben infolge 60 °C-Lagerung

Die Ergebnisse zeigen, dass die Dehnungen der Proben im Bereich ohne externe Alkalizufuhr bereits nach einer Lagerungsdauer von 14 Tagen tendenziell mit dem Grad der Vorschädigung stark ansteigen. Auch wenn diese anfänglichen Dehnungen auch auf hygrische Dehnungen der Proben zu Beginn der Lagerung zurückzuführen sind, wird

der Einfluss der Vorschädigung hier bereits deutlich. Die Probe ohne Vorschädigung wies nach 14 Tagen Lagerung eine Dehnung von rd. 0,13 mm/m auf, wohingegen die Probe, die mit 5 Mio. Lastwechseln (rel. dyn. E-Modul rd. 89 %) vorgeschädigt wurde, bereits eine Dehnung von 0,45 mm/m aufwies. Das heißt, dass die Dehnungen infolge der Vorschädigung um den Faktor 2,5 zunahmten.

Werden die Dehnungen der Proben in dem Bereich, in den im Rahmen der Einwalkversuche die NaCl-Lösung in den Beton eingetragen wurde, verglichen, ist auch hier eine starke Zunahme der Dehnungen in Abhängigkeit des Vorschädigungsgrades erkennbar. So steigen die Dehnungen nach einer Lagerungsdauer von 14 Tagen von rd. 0,31 mm/m (ohne Vorschädigung) auf rd. 1,62 mm/m (5 Mio. Lastwechsel Vorschädigung) um den Faktor 4,2 an. Das heißt, dass die externe Alkalizufuhr insbesondere bei vorgeschädigten Probekörpern bereits in diesem frühen Stadium einen maßgeblichen Einfluss auf die Dehnungsentwicklung hat.

Abbildung 65 zeigt jedoch auch, dass die Unterscheidung der Dehnungsentwicklungen in den Bereichen mit und ohne Einfluss der extern zugeführten Alkalien nicht getrennt voneinander betrachtet werden kann. Dieses gilt insbesondere für die Proben, die mit 2 Mio. bzw. 5 Mio. Lastwechseln vorgeschädigt wurden. Aus diesem Grund wurden für die weitere Auswertung die Mittelwerte der Dehnungen beider Bereiche herangezogen (Abbildung 89).

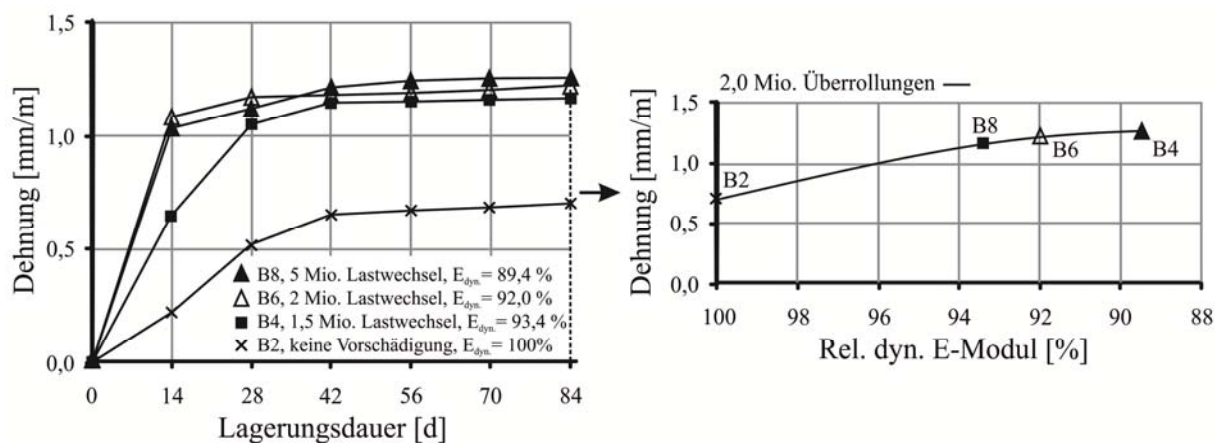


Abbildung 89: Mittelwerte der Probendehnungen infolge 60 °C-Lagerung  
links: in Abhängigkeit der Lagerungsdauer  
rechts: nach 84 Tagen Lagerung in Abhängigkeit der Schädigung  
(rel. dyn. E-Modul)

Dabei zeigt sich, dass die Probendehnungen der vorgeschädigten Proben (B4, B6 und B8) bis zu einer Lagerungsdauer von 42 Tagen auf Werte zwischen 1,15 mm/m bis 1,21 mm/m (Abbildung 89 links) progressiv zunehmen, wohingegen die Dehnung der ungeschädigten Probe lediglich einen Wert von 0,65 mm/m erreicht. Das heißt, dass die Dehnungen infolge der AKR-provozierenden Lagerung bei den vorgeschädigten Proben 77 % bis 86 % größer waren als bei der nicht vorgeschädigten Probe.

Dieser Zusammenhang wird auch aus Abbildung 89 rechts deutlich, in der die Probendehnungen nach 84 Tagen Lagerung den jeweiligen rel. dyn. E-Moduln der Proben nach der Vorschädigung gegenüber gestellt sind. Dabei zeigt der Vergleich der Proben B4 (rel. dyn. E-Modul 89,4 %) und B2 (rel. dyn. E-Modul 100 %), dass die Dehnungen infolge der Vorschädigung (Abfall des rel. dyn. E-Moduls um 10,6 %) von 0,70 mm/m auf 1,26 mm/m zunehmen. Dieses entspricht einer Zunahme von 80%. Damit hat die Schädigung des Straßenbetons infolge der überlagerten Beanspruchung aus thermischen Zwangsspannungen mit Verkehrsspannungen bei sonst gleichen Randbedingungen einen maßgeblichen Einfluss auf die Dehnungsentwicklung des Betons infolge einer AKR-provozierenden Lagerung.

## **4.5 Ergebnisdiskussion - in-situ-Messungen**

### **4.5.1 Degradation des Betongefüges infolge zyklischer Belastungen**

Bei den Ultraschallmessungen in den fünf Messquerschnitten der BAB A30 konnten deutliche Unterschiede in den relativen dynamischen E-Moduln im Bereich des Standstreifens im Vergleich zu den Bereichen der beiden Fahrstreifen gemessen werden (Abbildung 90). In dieser Abbildung sind die Messwerte der 5,0x4,25 m<sup>2</sup> großen Fahrbahnplatte als Medianwerte der 18 Einzelwerte (siehe auch Abbildung 66) dargestellt. Alle Einzelwerte dieser Messungen sind in Anhang E dokumentiert.

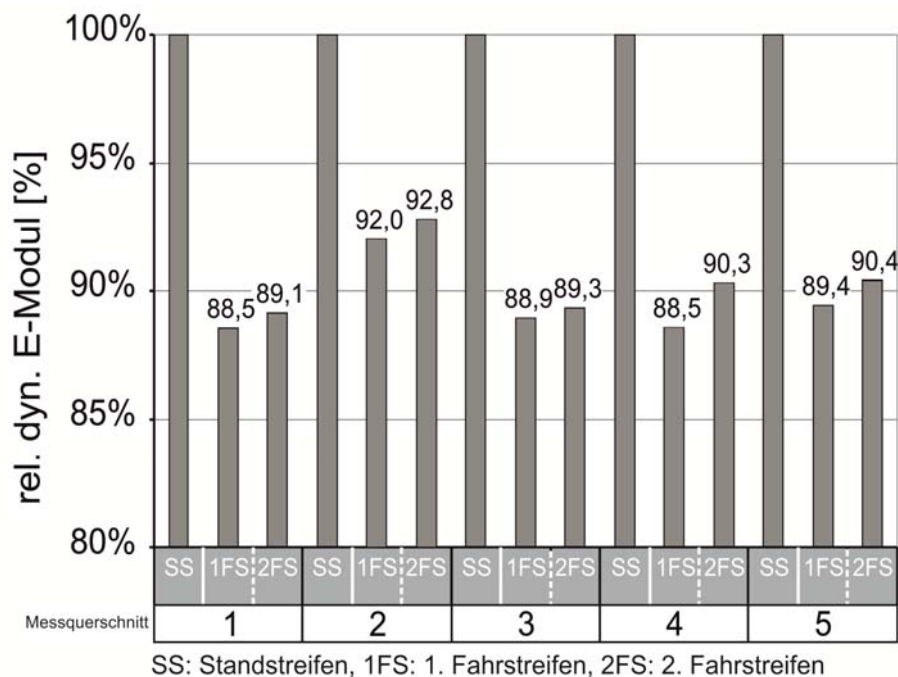


Abbildung 90: Relative dynamische E-Moduln im Bereich des Stand-, 1. Fahr- und 2. Fahrstreifens, BAB A30

Dabei zeigt sich, dass die relativen dynamischen E-Moduln im 1. und 2. Fahrstreifen zwischen 7,2 % und 11,5 %, im Mittel um rd. 10 % geringer waren als die entsprechenden E-Moduln im Standstreifen. Dabei wurde im 2. Fahrstreifen in allen Messquerschnitten ein geringerer Abfall des rel. dyn. E-Moduls festgestellt als im 1. Fahrstreifen. Der Unterschied zwischen den rel. dyn. E-Moduln der beiden Fahrstreifen betrug jedoch weniger als 1,8 %. Dieses ist mit hoher Wahrscheinlichkeit darauf zurückzuführen, dass auch der 2. Fahrstreifen zumindest teilweise vom Lkw-Verkehr genutzt wird (dieses Streckenlos verfügt nur über zwei Fahrstreifen).

Bei den Ultraschallmessungen in den fünf Messquerschnitten der BAB A10 wurden im Vergleich zu den Messungen auf der BAB A30 in sich inhomogenere Messwerte im Standstreifen und in den beiden Fahrstreifen festgestellt (Abbildung 91). Auch hier sind die gemessenen Einzelwerte im Anhang E dokumentiert.

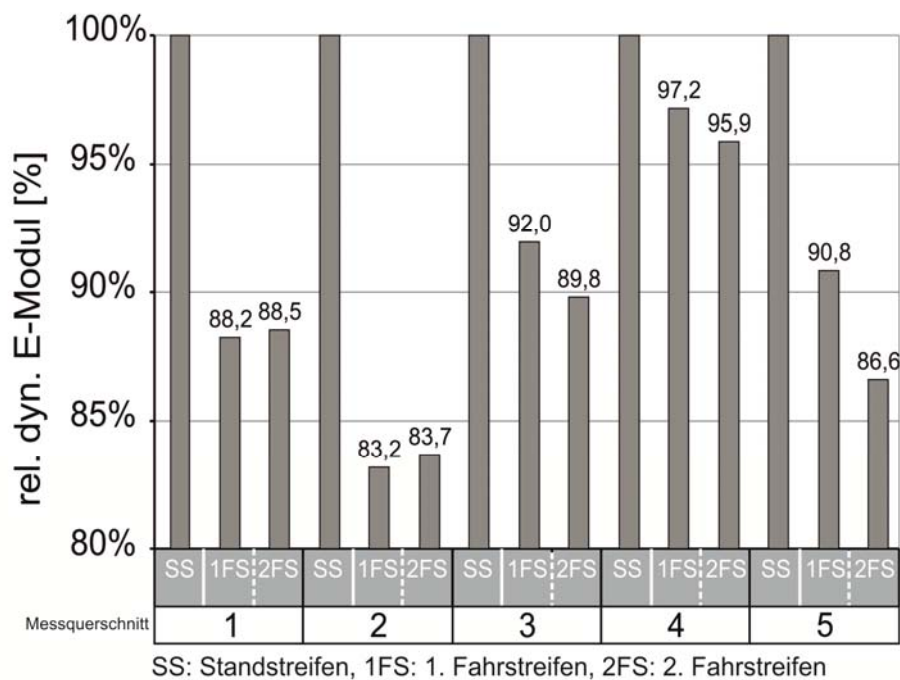


Abbildung 91: Relative dynamische E-Moduln im Bereich des Stand-, 1. Fahr- und 2. Fahrstreifens, BAB A10

In den Messquerschnitten 1, 3 und 5 waren die relativen dynamischen E-Moduln der beiden Fahrstreifen zwischen 8,0 % und 13,5 %, im Mittel wiederum rd. 10 % geringer als in den jeweiligen Standstreifen (Referenzmessungen). Dabei fiel auf, dass in den Messquerschnitten 3 und 5 die rel. dyn. E-Moduln des 2. Fahrstreifens zwischen 2,2 % und 4,2 % geringer waren als im 1. Fahrstreifen. Demgegenüber wurden im Messquerschnitt 2 annähernd gleiche E-Moduln in den beiden Fahrstreifen gemessen. Zudem zeigte sich im Messquerschnitt 2, dass hier die rel. dyn. E-Moduln der beiden Fahrstreifen bereits zwischen 16,3 % und 16,8 % abgefallen waren. Ein signifikanter Unterschied zwischen den beiden Fahrstreifen dieses Messquerschnitts konnte auch hier nicht festgestellt werden. Im Messquerschnitt 5 lagen die rel. dyn. E-Moduln der beiden Fahrstreifen lediglich zwischen 2,8 % und 4,1 % unter den Messwerten des Standstreifens. Die relativen dynamischen E-Moduln dieses Messquerschnitts zeigen damit ein sehr uneinheitliches Bild hinsichtlich der Degradation des Betongefüges infolge zyklischer Verkehrslasten. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass im Rahmen der AKR-Untersuchungen an Bohrkernproben dieses Streckenloses eine ablaufende AKR festgestellt wurde (BAB A10-8, Abbildung 54). Inwieweit sich jedoch Änderungen in den dynamischen E-Moduln infolge einer ablaufenden AKR bei einer Überlagerung mit Degradationen infolge zyklischer Belastungen einstellen, wurde bislang noch nicht untersucht und kann daher derzeit nicht sicher abgeschätzt werden.

Der Vergleich der gemessenen rel. dyn. E-Modul nach der Vorschädigung der Laborproben mit den in-situ an den Fahrbahndecken gemessenen zeigt, dass sich infolge einer Vorschädigung mit 5 Mio. Lastwechsel auf einem Spannungsniveau  $\sigma_O/f_{ct}=0,50$  und einem Spannungsverhältnis  $\sigma_U/\sigma_O=0,50$  im Mittel vergleichbare Schädigungen einstellen (Abbildung 92). Diese liegen jeweils in einer Größenordnung von rd. 10 % (Abfall rel. dyn. E-Modul).

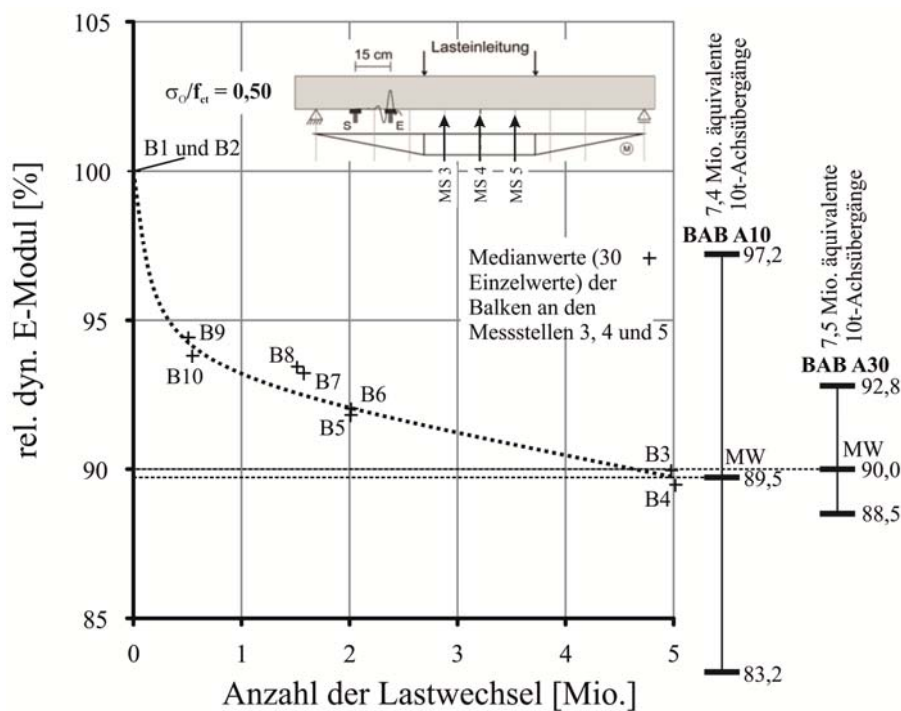


Abbildung 92: Vergleich der relativen dynamischen E-Moduln infolge Vorschädigung der Laborproben und in-situ-Messungen

Abbildung 92 zeigt jedoch auch, dass diese Schädigung unter Laborbedingungen bereits nach 5 Mio. Lastwechseln, in-situ erst nach 7,4 bzw. 7,5 äquivalenten 10t-Achseübergängen erreicht wurde. Dieses ist darauf zurückzuführen, dass das Spannungsniveau während der Vorschädigung im Labor konstant bei  $\sigma_O/f_{ct}=0,50$  gehalten wurde. In-situ stellen sich jedoch witterungsbedingt unterschiedliche Spannungsniveaus in den Betonfahrbahndecken ein (Abbildung 30). Insbesondere in den Sommermonaten ergeben sich hieraus auch positive Temperaturgradienten, die Druckspannungen an der Plattenoberseite generieren (Tabelle 6). Diese verzögern die Degradation der Fahrbahndecken.



#### 4.5.2 Eindringtiefe externer Alkalien (Taumittel)

Im Anschluss an die Ultraschallmessungen auf der BAB A30 wurden Bohrkernproben aus dem Stand- und 1. Fahrstreifen entnommen (Abbildung 93). An diesen Bohrkernproben wurden dann im Labor die Eindringtiefen der Taumittel in das Betongefüge über den beschriebenen Silbernitrat-Test (Abschnitt 4.2.4) bestimmt.



Abbildung 93: Bohrkernentnahmen im Bereich des Stand- und 1. Fahrstreifens der BAB A30

In Abbildung 94 links ist die Eindringfront an einem Bohrkern des Standstreifens, in Abbildung 94 rechts 1. Fahrstreifens dargestellt.

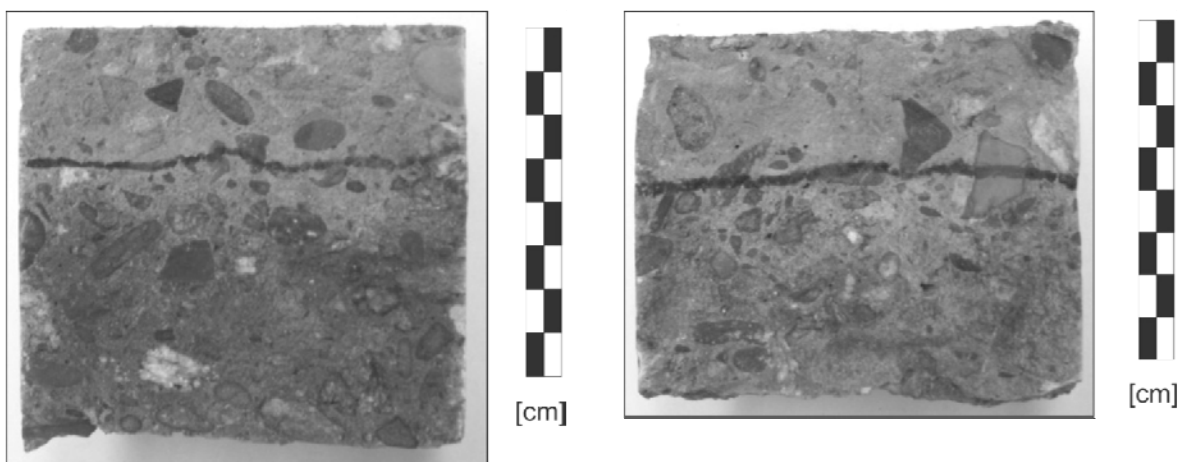


Abbildung 94: Eindringtiefen Taumittel an in-situ gewonnenen Bohrkernproben  
links: Standstreifen  
rechts: 1. Fahrstreifen

In Abbildung 95 sind die Eindringtiefen der NaCl-Lösung nach dem Einwalken in die unterschiedlich stark vorgeschädigten Laborproben den in-situ Messungen gegenüber gestellt.

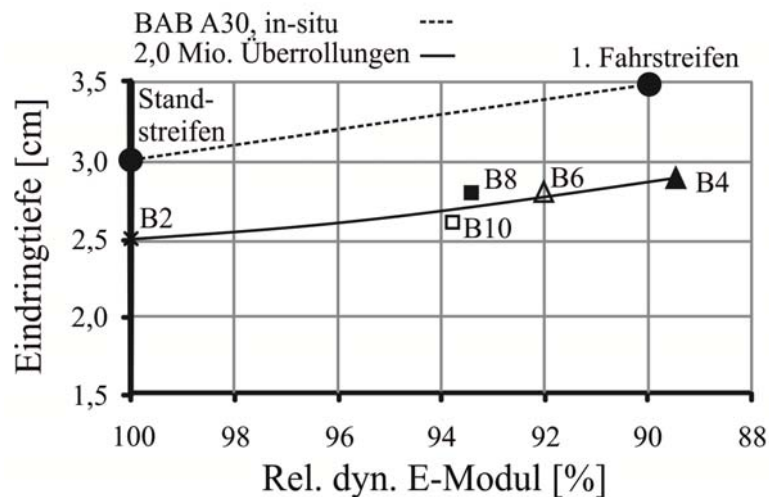


Abbildung 95: Vergleich der Eindringtiefen nach dem Einwalken der NaCl-Lösung in die Laborproben und in-situ-Messungen

Dabei zeigte sich, dass die Taumittel in-situ zwischen rd. 3,0 cm (Standstreifen) und rd. 3,5 cm (1. Fahrstreifen) in das Betongefüge eingedrungen sind. Diese sind damit rd. 0,5 cm (100 % rel. dyn. E-Modul) bzw. 0,7 cm (90 % rel. dyn. E-Modul) größer als bei den Laborproben, die 2 Mio.-mal überrollt wurden.

Es ist zu jedoch berücksichtigen, dass das Einwalken der NaCl-Lösung im Rahmen der Laboruntersuchungen an einer begrenzten Betonfläche allein durch die Überrollungen eines Einzelrades erfolgte, das mit 1 Tonne belastet war. Die Betonbalken waren ansonsten unbelastet und flächig gelagert. Bei Betonfahrbahndecken wird der Beton in-situ durch das Überfahren mit mehreren Rädern / Achsen gleichzeitig auch statisch / dynamisch beansprucht. Dadurch können Mikrorisse während des Überfahrens auch ihre Breite – zumindest kurzfristig – vergrößern. Zudem ist der aufgebrauchte hydraulische Druck aufgrund der in-situ höheren Achslasten (11,5 t) um rd. Faktor 5 größer als versuchstechnisch aufgebracht werden konnte. Dadurch wird das Eindringen der Taumittellösung in-situ zusätzlich begünstigt.

## 5 ZUSAMMENFASSUNG

In den letzten Jahren sind über ganz Deutschland verteilt Schäden in Form von Rissbildungen in Betonfahrbahnen aufgetreten, die deren Dauerhaftigkeit zum Teil so stark beeinträchtigt haben, dass verschiedene Teilstrecken weit vor Ende ihrer eigentlichen Nutzungsdauer bereits ersetzt werden mussten. Als Rissursachen kommen hier mehrere unterschiedliche Mechanismen wie Zwangs- / Eigenspannungen, zyklische Verkehrsbelastungen und auch Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in Betracht, sofern für die Betonherstellung AKR-reaktive Gesteinskörnungen verwendet wurden. In den seltensten Fällen führt dabei lediglich eine Beanspruchung alleine zum Schaden. In den meisten Fällen sind zeitliche und räumliche Überlagerungen und Interaktionen mehrerer Beanspruchungen dafür verantwortlich.

Ziel dieser Arbeit war es, einerseits anhand einschlägiger Analysen und AKR-Untersuchungen (FIB und FIZ) die maßgeblichen Beanspruchungen darzulegen, die die Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahndecken in-situ signifikant beeinträchtigt haben. Andererseits wurde im Rahmen von Laboruntersuchungen der Frage nachgegangen werden, inwieweit das Betongefüge der Fahrbahndecken infolge realitätsnaher zyklischer Beanspruchungen degradiert wird und inwieweit dann in Folge alkalihaltige Taumittel tiefer in das Betongefüge eindringen können und schließlich Alkali-Kieselsäure-Reaktionen im Fahrbahndeckenbeton begünstigt werden.

Im Rahmen einer Literaturstudie wurden zunächst die grundlegenden Beanspruchungen beschrieben, denen Betonfahrbahndecken im Laufe ihrer Nutzung unterliegen. Hieraus ging hervor, dass es bislang keinen ausreichenden Kenntnisstand hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken gibt, bei denen der Einfluss der externen Alkalizufuhr näher untersucht wurde. Insbesondere zu zyklischen Beanspruchungen von Straßenbetonen, der Degradation von Straßenbetonen unter realitätsnahen Beanspruchungen sowie der Auswirkung dieser auf das Eindringverhalten extern zugeführter Alkalien wurden bislang keine hinreichenden Untersuchungen durchgeführt.

Die einschlägigen Analysen und Laboruntersuchungen hinsichtlich der maßgebenden Beanspruchungen zeigten u. a., dass die Schädigung der Betonfahrbahndecken tendenziell mit steigender Temperatur bei der Herstellung (über rd. 15-20°C) zunahm. Das heißt, dass Schädigungen der Betonfahrbahndecken, die im Sommer hergestellt werden, maßgeblich auf hohe Frischbetontemperaturen zurückzuführen sind. Zudem konnte anhand von Bohrkernproben, die aus bereits geschädigten Streckenlosen ent-

nommen worden waren, eine intensivere AKR festgestellt werden als an Proben, die aus ungeschädigten Streckenlosen stammten, obwohl beide hinsichtlich der Betonzusammensetzung ein vergleichbares AKR-Potential aufwiesen. Hieraus ist abzuleiten, dass die eigentliche Rissinitiierung deutlich stärker durch thermische Zwangsspannungen sowie zyklische Verkehrsspannungen beeinflusst wird als durch eine AKR, letztere bei Vorhandensein von ersten Rissen (auch Mikrorissen) vor allem zur Schadensausweitung beiträgt. Die externe Alkalizufuhr führte im Rahmen der AKR-provozierenden Lagerung zu größeren Dehnungen als eine reine Feuchtlagerung ohne Zufuhr von Alkalien. Besonders ausgeprägt war der Dehnungszuwachs wiederum dann, wenn die Proben aus bereits geschädigten Streckenlosen stammten. Das heißt, dass die externe Alkalizufuhr hinsichtlich der Dehnungsentwicklung im Rahmen einer AKR-provozierenden Lagerung einen maßgeblichen z. T. sogar dominanten Einfluss auf die schädigende Wirkung der AKR in Betonfahrbahndecken hat. Zudem zeigten die Bohrkernuntersuchungen, dass sich auch unterschiedliche Dehnungen und damit ein unterschiedliches AKR-Potential für Betone mit verschiedenen Gesteinskörnungen (Granodiorit/Grauwacke, Rhyolith) einstellten, bei denen die übrigen Randbedingungen (insbesondere der Alkalieintrag über den Zement) gleich waren. Als Fazit dieser Analyse kann demnach festgehalten werden, dass die in-situ beobachteten Schädigung der Betonfahrbahndecken auf thermische Zwangsspannungen, zyklischen Verkehrslasten überlagert mit einer schädigenden AKR zurückzuführen waren.

Im Rahmen der Laboruntersuchungen wurden zehn Straßenbetonbalken realitätsnahen zyklischen Belastungen ausgesetzt. Die Belastungen entsprachen einer Überlagerung konstanter thermisch bedingter Zwangsspannungen mit zyklischen Verkehrsspannungen, die sich durch eine Überrollung einer 11,5-t Achse (Lkw) einstellen. Hierbei wurden die Probekörper unter Variation von fünf unterschiedlichen Lastzyklenzahlen belastet (0, 0,5 Mio., 1,5 Mio., 2 Mio., 5 Mio., je 2 Balken). Ziel war, die Straßenbetonbalken auf diese Weise unterschiedlich stark vorzuschädigen. Der Grad der erreichten Vorschädigung wurde über Ultraschallmessungen und der daraus errechneten Veränderung des relativen dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl quantifiziert. Es zeigte sich, dass infolge der Vorschädigung durch beispielsweise 5 Mio. Lastwechsel der relative dynamische E-Modul um rd. 10 % absank. Dieser Abfall geht mit einer Degradation im Mikrogefüge des Betons einher.

Ergänzend zu den Laboruntersuchungen wurden auch Degradationen von Betonfahrbahndecken in-situ über entsprechende Ultraschalllaufzeiten im Stand-, 1. und 2. Fahrstreifen gemessen. Dabei zeigte sich, dass die dynamischen E-Moduln im Beton der

Fahrstreifen auch um rd. 10 % niedriger waren als der zugehörige Referenzwert im Standstreifen. Anhand dieser Ergebnisse kann gefolgert werden, dass auch in-situ zyklische Verkehrsbelastungen entsprechende Degradationen im Mikrogefüge des Betons bewirken.

Im Anschluss an die Vorschädigung der Laborproben wurde eine 3 %ige NaCl-Lösung in die geschädigten Betone mit Hilfe eines überrollenden Rades (Auflast 1 t) eingewalkt. Dabei wurde die Anzahl der Überrollungen variiert (1 Mio. und 2 Mio. Überrollungen, je ein Balken gleicher Vorschädigung). Nach entsprechender Präparation von Teilproben wurde die Eindringtiefe der NaCl-Lösung mit dem Silbernitrat-Test bestimmt. Es zeigte sich, dass mit zunehmender Vorschädigung die NaCl-Lösung bis zu rd. 40 % (bei 5 Mio. Lastwechsel Vorschädigung und 2 Mio. Überrollungen rd. 2,7 cm Eindringtiefe) tiefer in das Betongefüge eindrang als bei Betonen ohne solche Vorschädigungen. Damit zeigte der Grad der vor dem Einwalken vorhandenen Vorschädigung einen signifikanten Einfluss auf das Eindringverhalten der NaCl-Lösung. Zudem zeigte sich in anschließenden AKR-provozierenden Lagerungen von Teilproben (identische Betonausgangsstoffe), dass die AKR-bedingten Dehnung ebenfalls maßgeblich vom Grad der Vorschädigung des Betons abhängig war. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Schadensausweitung bei Betonfahrbahndecken infolge AKR signifikant durch die Degradationen im Mikrogefüge des Betons beeinflusst wird.

Anhand des Silbernitrat-Tests wurde ferner an in-situ gewonnenen Bohrkernproben eine Eindringtiefe der Taumittel zwischen rd. 3,0 und 3,5 cm festgestellt. Diese im Vergleich zu den Laboruntersuchungen größeren Eindringtiefen sind in erster Linie darauf zurückzuführen, dass die NaCl-Lösung in das Betongefüge durch die Überrollungen eines Einzelrades (1 t Auflast) eingewalkt wurde. Bei Betonfahrbahndecken wird der Beton in-situ jedoch durch das Überfahren mit mehreren Rädern / Achsen gleichzeitig auch statisch / dynamisch beansprucht. Dadurch können Mikrorisse während des Überfahrens auch ihre Breite – zumindest kurzfristig – vergrößern. Zudem ist der aufgebrachte hydraulische Druck aufgrund der in-situ höheren Achslasten (11,5 t) um rd. Faktor 5 größer als versuchstechnisch aufgebracht werden konnte. Dadurch wird das Eindringen der Taumittelösung in-situ zusätzlich begünstigt.

## 6 OFFENE FRAGEN UND AUSBLICK

Die meisten bislang durchgeführten Untersuchungen, die sich mit Problemstellungen hinsichtlich Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in Betonfahrbahndecken auseinandersetzen, sind entweder:

- Präventiv, d. h. es wird die Eignung bestimmter Ausgangsstoffe hinsichtlich der Vermeidung AKR-bedingter Schäden im Vorfeld einer Baumaßnahme untersucht.

oder

- Diagnostisch, d. h. es wird ein bereits vorhandener AKR-bedingter Schaden hinsichtlich seiner Ursachen, jedoch nur AKR-spezifisch (z. B. verwendete Gesteinskörnung), untersucht.

Auch wenn im Rahmen dieser Arbeit der Einfluss von Überlagerungen mehrerer Beanspruchungen, denen Betonfahrbahndecken im Laufe ihrer Nutzung unterliegen, auf den Verlauf einer betonschädigenden AKR untersucht wurde, fehlt noch das grundlegende Verständnis bzgl. der maßgebenden Mechanismen vor und während einer AKR sowie der potenziellen Schadensentwicklung unter den kombinierten Einwirkungen bei Betonfahrbahndecken. Hierzu sollten die grundlegenden Zusammenhänge zwischen Initiierung und Ausweitung von Vorschädigungen des Betongefüges sowie des Transports externer Alkalien in das Betongefüge eingehender untersucht werden.

Im Rahmen weiterführender, dann grundlagenorientierter Forschungsarbeiten mit mehr Variationen und größerem Probenumfang sollte daher folgenden Fragen intensiver nachgegangen werden:

- In welchem Ausmaß entwickeln sich Mikroschädigungen (Rissbreiten, Anzahl und Verteilung von Mikrorissen) in Betonfahrbahndecken unter typischen Verkehrs- und Zwangsbeanspruchungen?
- Inwieweit werden alkalihaltige Taumittelösungen durch die Überrollungen von Fahrzeugen in trockenen / feuchten Beton mit / ohne Vorschädigungen eingewalkt?

- 
- Wie wirken sich durch Verkehrsbeanspruchungen hervorgerufene zyklische Bewegungen der Risse selbst auf die Aufnahme der Taumittelösungen aus?
  - Inwieweit werden bereits mit AKR-Gel gefüllte Poren und Mikrorisse bei nachfolgender dynamischer Verkehrsbeanspruchung sowie Frosteinwirkung infolge Spaltwirkung aufgeweitet?
  - In welchem Umfang und in welcher zeitlichen Abfolge verändert eine AKR die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Straßenbeton?
  - Welche Auswirkungen hat eine vorgelagerte bzw. intermittierende mechanische Beanspruchung ohne und mit zusätzlicher Frost-Taumittel-Einwirkung auf den Verlauf der AKR-Schädigung im Straßenbeton?

## 7 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Deutscher Bundestag: Unterrichtung durch die Bundesregierung, Verkehrsinvestitionsbericht 2010 (Drucksache 17/4980) 01.03.2011, <http://dipbt.bundestag.de/dip21/btd/17/049/1704980.pdf>
- [2] Deutscher Bundestag: Antwort auf die Kleine Anfrage der Fraktion BÜNDNIS 90/DIE GRÜNEN (Drucksache 16/12210): Zerstörung des Fahrbahnbelages durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion. 10.03.2009, <http://dip21.bundestag.de/dip21/btd/16/122/1612210.pdf>
- [3] Deutscher Bundestag: Kleine Anfrage der Fraktion BÜNDNIS 90/DIE GRÜNEN (Drucksache 16/12024): Zerstörung des Fahrbahnbelages durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion. 19.02.2009, <http://dipbt.bundestag.de/dip21/btd/16/120/1612024.pdf>
- [4] Deutscher Bundestag: Unterrichtung durch die Bundesregierung; Straßenbaubericht 2007 (Drucksache 16/7394): 30.11.2007, <http://dip21.bundestag.de/dip21/btd/16/073/1607394.pdf>
- [5] Straßenbau heute: Betondecken. Schriftenreihe der Bauberatung Zement, Hrsg.: Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V., Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf 2004.
- [6] Der Elsner: Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen, Otto Elsner Verlagsgesellschaft, 2006.
- [7] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): RAA 08 - Richtlinien für die Anlage von Autobahnen, Ausgabe 2008.
- [8] Birmann, D.: Langzeitverhalten von Betondecken. Betonstraßentagung, Suhl, 1991
- [9] Hersel, O.: Zemente und ihre Herstellung. Zement Merkblatt B1 1.2006 Hersg. Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf 2006
- [10] Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.): Zement-Taschenbuch 2002. 50. Ausgabe; Düsseldorf (Bau + Technik) 2002.
- [11] Locher, F.: Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung, Bau und Technik, 2000.
- [12] Betontechnische Daten; Schwenk Zement KG (Hrsg.), 5 Ausgabe 2002, Ulm.



- 
- [13] Gröbl, P. et al.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften, 2. Auflage, Ernst und Sohn, Berlin, 2002.
- [14] Kondo, R.; Ueda, S.: Kinetics and Mechanisms of the Hydration of Cements. Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Symposium on Chemistry of Cement, Vol. II, Tokyo, 1968, pp. 203-248.
- [15] Wachtler, H. J.; Ilgner, R.; Feldrappe, D.: Thermoanalytische Untersuchungen in der Zementchemie. Silikattechnik 35 (1984), S. 264-268.
- [16] Kocuvan, J.: Korngrößenverteilung und Hydratationswärme, Zement und Beton, Heft 75, 1974, S. 18-20
- [17] Catharin, P.: Die Hydratationswärme des Zements und ihre Bedeutung. Zement und Beton 16 (1971), Heft 58-59.
- [18] Richartz, W: Einfluss des K<sub>2</sub>O-Gehalts und des Sulfatisierungsgrads auf das Erstarren und Erhärten des Zements. Zement-Kalk-Gips 38 (1985), Heft 12, S. 678-687.
- [19] Rastrup, E: Heat of Hydration in Concrete, Magazine of Concrete Research, 6 (1954), No. 17, S. 79-92.
- [20] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation, Technische Universität München, 1989
- [21] Eibl, J., Prommersberger, G., Bachmann, H.: Rechnerische Erfassung des aus Hydratationswärme entstehenden Spannungszustandes am Beispiel der Talbrücke Frauenwald. Beton- und Stahlbeton, Heft 4, 1990
- [22] Weigler, H.; Karl, S.: Beton, Arten - Herstellung - Eigenschaften. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001.
- [23] Locher, F. W.; Richartz, W.; Sprung, S.: Erstarren von Zement, Teil 1: Reaktion und Gefügeentwicklung. Zement-Kalk-Gips 29 (1976), Heft 10, S. 435-442.
- [24] Zement-Taschenbuch 2009, Verein deutscher Zementwerke e. V. (Herausgeber), Vbt Verlag Bau U. Technik; Auflage: 51., (Mai 2008)
- [25] Springenschmid, R; Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursachen von Querrissen im jungen Beton, Beton und Stahlbetonbau 68 (1973), H. 9, S. 221-226.

- 
- [26] Bollmann, K., et al.: Vergleichende betontechnologische und mikroanalytische Untersuchungen zur Entstehung von Oberflächenrissen in Betonfahrbahndecken. Schlussbericht zum Forschungsauftrag des Bundesministers für Verkehr, FE 08.128 R 93 L, Hochschule für Architektur und Bauwesen - Universität, Lehrstuhl Baustoffkunde, 1995
- [27] Springenschmid, R., Fleischer, W.: Effects of Temperature and Moisture on Concrete Pavements. 6. Internationales Betonstraßensymposium, Madrid, 1990, Band 1, S.69-78.
- [28] Hiller, E.; Springenschmid, R.: Einfluss der Temperatur während der Nachbehandlung von Beton, Straße und Autobahn 50 (1999), Heft 3, S. 130-132.
- [29] Zachlehner, A.: Verformungen und Spannungen in jungen Betonfahrbahnen. Straße + Autobahn, Heft 9/1989.
- [30] Pfeifer, L.: Die beweglichen Endbereiche raumfugenloser Betonfahrbahnen. Die Strasse 27 (1987), Heft 12, S. 366 – 369.
- [31] Foos, S.: Bemessung unbewehrter befahrbarer Betonplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen, Dissertation, Karlsruhe, 2005.
- [32] DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [33] Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchung – Festigkeit - Verformung. Betonwerk+Fertigteiltechnik (1974), Heft 6, S. 392- 401, Heft 7, S. 481- 484.
- [34] Birmann, D.: Endfeldausbildung von Betondecken, Straße und Autobahn 38 (1987), Heft 3; S. 110-111.
- [35] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Betonfahrbahnen, 2. Auflage, Ernst&Sohn, Berlin, 2003.
- [36] Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter aus Stahlbeton, Dissertation, Essen, 1993.
- [37] Wischers, G.; Manns, W.: Ursachen für das Entstehen von Rissen in jungem Beton. Beton 23 (1973), Heft 4, S. 167-171, Heft 5, S. 222-228.
- [38] Müller, H.S., Guse U.: Untersuchungen zur Beanspruchung und Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen. Schlussbericht zum FGSV-Forschungsprojekt 08.156. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH) 2005.

- [39] Poblete, M. et al: Moisture Effects on the Behaviour of PCC Pavements. Sixth International Betonstraßen-Symposium, Thema A (Band I), Madrid, 1990
- [40] Springenschmid, J.: Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydrationswärme im Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, 1984
- [41] Springenschmid, R., Fleischer, W.: Straßenbeton unter dem Einfluß von Temperatur und Feuchtigkeit. FGSV-Tagungsband zur Betonstraßentagung 1989 in Landshut.
- [42] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), Heft 11, S.297-301, Heft 12, S. 329-332.
- [43] Eickschen, E., Siebel, E.: Einfluss der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton. Teil 1, Beton, Heft 9; Teil 2, Beton, Heft 10, 1998
- [44] Grube, H.: Ursache des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteilen. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1991
- [45] Müller, H. S.: Zur Vorhersage der Schwindverformungen von Bauteilen aus Beton. Aufsatz in: Werkstoffe im Bauwesen – Theorie und Praxis -, Festschrift zum 60. Geburtstag von Herrn Prof. Reinhardt, Herausgegeben von R. Eligehausen, Stuttgart, November 1999
- [46] Rüscher, H., Jungwirth, D.: Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1976
- [47] Benedix, R.: Chemie für Bauingenieure. 1999 B.G. Teubner Stuttgart – Leipzig, ISBN 3-519-00226-4
- [48] Manns, W.: Formänderungen von Beton, Zement-Taschenbuch, 48. Ausgabe, herausgegeben vom Verein Deutscher Zementwerke e. V., Düsseldorf. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1984, S. 307-333.
- [49] Czernin, W.: Zementchemie für Bauingenieure. 3. neu bearbeitete Auflage. Bauverlag, Wiesbaden-Berlin, 1977.
- [50] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Untersuchungen der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betonfahrbahndecken. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 651, Bonn-Bad Godesberg, 1993.

- 
- [51] Beddoe, R., Springenschmid, R.: Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton. Beton- und Stahlbeton, 4 (1999), S. 158-166.
- [52] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen, Dissertation, Essen, 1983.
- [53] Beckhaus, K., Huber J.: Labor- und Praxisuntersuchungen des Aufschüsselns und Aufwölbens ein- und zweischichtiger Betonfahrbahndecken mit Recyclingzuschlag. FE 8.149 1997/CRB, März 2002.
- [54] Fleischer, W. : Einfluß des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation – Schriftenreihe Baustoffe, Baustoffinstitut TU München, Heft 1 / 1992.
- [55] Altmann, K.: Das Verhalten des Betons bei Einwirkung von Feuchtigkeit. Dissertation TU Berlin, 1968.
- [56] Lechner, B.: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Dissertation, TU München, 1996.
- [57] Hiller, E., Sodeikat, Ch.: Stoffgesetze für das Quellen und Schwinden von Zement-Feinmörtel und Beton. Arbeitsbericht zum DFG Forschungsvorhaben Sp 174/21-2, Oktober 1996.
- [58] Janssen, D.J.: Moisture in Portland Cement Concrete. Transportation Research Board, National Research Council, TRR 1121 Effects of Temperature and Water on Pavement Performance, Washington D.C. 1987, S.40-44
- [59] Eisenmann, J.: Bemessung und Konstruktion von Betonstraßen. Straße und Autobahn, Heft 12, 1996
- [60] Grüning, R.: Fahrbahndecken für hohe Verkehrsbelastungen. Straße und Autobahn, Heft 6, 1997
- [61] Leonards, G. A., Harr, M. E.: Analysis of Concrete Slabs on Ground. Proceedings, ASCE, Vol. 85, SM3, 1959
- [62] Meier, H.; Eisenmann, J., Koreneos, E.: Beanspruchung der Straße unter Verkehrslast. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 76, Kirschbaum Verlag, Bonn, 1968
- [63] Weil, G.: Die Beanspruchung von Betonfahrbahnen. Straßen- und Tiefbau, Heft 11, 1963

- 
- [64] Westergaard, H.M.: Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads 7, 1926, No. 2.
- [65] Mitschke, M.: Straßenschonende Auslegung schwerer Nutzfahrzeuge. Straße und Autobahn, Heft 3, 1979, S. 110-114
- [66] Eisenmann, J.: Auswirkung der Verkehrsbelastung auf die Bemessung von Betondecken. Betonstraßentagung, 1991
- [67] Eisenmann, J.: Dynamische Radlastschwankungen - Straßenbeanspruchung, Straße und Autobahn, Heft 4, 1975
- [68] Mitschke, M.: Auswirkungen verschiedener Lastzugkombinationen auf die Straßenbeanspruchung. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Heft 327, 1981
- [69] Mitschke, M.: Vertikale Straßenbeanspruchung. Straße und Autobahn, Heft 4, 1976
- [70] Der AASHO-Road-Test: Bericht des AASHO-Road-Test- Ausschusses. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 73, Kirschbaum Verlag, Bonn, 1968
- [71] Niemann, P.: Gebrauchsverhalten von Betonplatten unter Einwirkung infolge Last und Zwang. Heft 545 der Schriftenreihe des DAfStb, 2004.
- [72] Zhang, B., Phillips, D.V., Wu, K.: Effects of loading frequency and stress reversal on fatigue life of plain concrete. Magazine of Concrete Research 48, Issue 177, pp. 361-375, 1996
- [73] Ibuk, H.: Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung. Dissertation, März 2009, Bochum.
- [74] Breitenbücher, R., Ibuk, H.: Experimentally based investigations on the degradation-process of concrete under cyclic load. Materials & Structures 2006
- [75] Stark, J., Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff. Hrsg. vom F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar, Baupraxis, Birkhäuser, 2001.
- [76] Locher, F. W., Sprung, S.: Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion, in: Betontechnische Berichte 1973, Düsseldorf, Betonverlag 1974, S. 101-123
- [77] Bonzel, J., Dahms, J.: Alkalireaktion im Beton. Betontechnische Berichte, Beton-Verlag, 1973
- [78] Bonzel, J., Dahms, J.: Alkalireaktion im Beton. Beton, Heft 9 und Heft 10, 1986

- [79] Dahms, J.: Alkalireaktionen im Beton. Beton, Heft 10, 1994
- [80] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie), Berlin 2001.
- [81] Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.): Zement-Taschenbuch 2002. 51. Ausgabe; Düsseldorf (Bau + Technik) 2008.
- [82] Schäfer, E.; Meng, B.: Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für die Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Beton 51 (2001), H. 10, S. 577-584
- [83] Stark, J.; Freyburg, E.; Seyfarth, K.; Giebson, C.: AKR-Prüfverfahren zur Beurteilung von Gesteinkörnungen und projektspezifischen Betonen. Beton (2006) H. 12, S. 574-581.
- [84] Chatterji, S.; Thaulow, N.; Jensen, A.D.: Studies of Alkali-Silica Reaction. Part 4. Effect of Different Alkali Salt Solutions on Expansion, Cement and Concrete Research 17 (1987), pp. 777-783.
- [85] Chatterji, S.; Jensen, A.D.; Thaulow, N.; Christensen, P.: Studies of Alkali-Silica Reaction. Part 3. Mechanism by Which NaCl and Ca(OH)<sub>2</sub> Affect the Reaction, Cement and Concrete Research 16 (1986), pp. 246-254.
- [86] Bérubé, M.A.; Dorion, J.F.; Vézina, D.: Laboratory and Field Investigations of the Influence of Sodium Chloride on Alkali-Silica Reactivity. Alkali-Silica Reaction in Concrete, Proceedings of the 11th ICAAR, Québec City, Canada, June 2000.
- [87] Stark, J.; Bellmann, F.; Gathemann, B.; Seyfarth, K.; Giebson, C.: Einfluss alkalihaltiger Taumittel auf die Alkali-Kieselsäure Reaktion. ZKG International 59 (2006) H. 11, S. 74-82.
- [88] Saito, M.; Kawamura, M.; Tanaka, S.: Hydration Products in the interfacial Transition zone under the ingress of NaCl and their effects on ASR. Alkali-Silica Reaction in Concrete, Proceedings of the 11th ICAAR, Québec City, Canada, June 2000.
- [89] Bulteel, D.; Garcia-Diaz, E.; Siwak, J.M.; Vernet, C.; Zanni, H.: Alkali-Aggregate Reaction: A Method to Quantify the Reaction Degree. Proceedings of the 11th ICAAR, Québec City, Canada, June 2000
- [90] Sprung, S.; Sylla, H.-M.: Ablauf der Alkali/Kieselsäure-Reaktion im Beton bei unterschiedlichen Zuschlaggesteinen In: ZKG International, 51. Jg. (1998), H. 6, S. 334-346.

- [91] Bauer, J.; Tvrz, F.: Kosmos Mineralienführer Stuttgart (Franckh) 1993.
- [92] Freyburg, E.; Berninger A.M.: Bewertung alkalireaktiver Zuschläge außerhalb des Geltungsbereichs der Alkalirichtlinie des DAfStb: Kenntnisstand und neue Erkenntnisse Aus: Tagungsbericht 14. Internationale Baustofftagung - Ibausil, 20.-23. September 2000, Weimar, Band 1 S. 0931-0947.
- [93] Dent Glasser, L.S.; Kataoka, N.: The Chemistry of Alkali-Aggregate Reaction In: Cement and Concrete Research, 11. Jg. (1981), H. 1, S. 1-9.
- [94] Dron, R.; Brivot, F.: Thermodynamic and Kinetic Approach to the Alkali-Silica Reaction. Part 1: Concepts In: Cement and Concrete Research, 22. Jg. (1992), H. 5, S. 941-948.
- [95] Urhan, S.: Alkali Silica and pozzolanic Reactions in concrete. Cement and Concrete Research, 17. Jg. (1987), S. 141-152.
- [96] Bäumler, W.: Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) – Bewertung der Reaktivität von Gesteinskörnungen und Entwicklung eines Verfahrens zur Ermittlung der Quellspannungen. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung 2006.
- [97] Mansfeld, T.: Das Quellverhalten von Alkalisilikatgelen unter Beachtung ihrer Zusammensetzung. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2008
- [98] Nielsen, A.: Alkali-Aggregate Reactions, strengthening or total collapse? Aus: Bérubé, M.A.; Fournier, B.; Durand, B. (Hrsg.): Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Proceedings 11th International Conference Québec 2000. S. 1009-1018.
- [99] Seyfarth, K.; Giebson, C.: Beurteilung des AKR-Schädigungspotentials von Betonen mittels Klimawechselagerung. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) H. 9, S. 189-192
- [100] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie), Berlin (Beuth) 2007.
- [101] Oberholster, R.E.; Davies, G.: An accelerated method for testing the potential alkali reactivity of siliceous aggregates In: Cement and Concrete Research, 16. Jg. (1986), S. 181- 189.

- 
- [102] ASTM C 1260-94: Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates. (Mortar-Bar Method) Aus: The American Society for Testing and Materials (Hrsg.): Annual book of ASTM standards. Volume 04.02 Concrete and Aggregates West Conshohocken 1998. S. 650-653.
- [103] RILEM Recommended Test Methode AAR-2, Detection of Potential Alkali-Reactivity of Aggregates – The ultra-accelerated Mortar-bar Test. Materials and Structures 33 (2000) 229, S. 283 - 289
- [104] ASTM C 1293-95: Standard Test Method for Concrete Aggregates by Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction Aus: The American Society for Testing and Materials (Hrsg.): Annual book of ASTM standards. Volume 04.02 Concrete and Aggregates West Conshohocken 1998. S. 654-659.
- [105] RILEM Recommended Test Methode AAR-3, Detection of Potential Alkali-Reactivity of Aggregates – Methode for Aggregate Combinations using Concrete Prisms. Materials and Structures 33 (2000) 229, S. 290-293
- [106] Norm NF P-18-454 Mai 2004. Béton – Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali – réaction (essai de performance)
- [107] RILEM Recommended Test Methode TC 191-ARP AAR-4, Detection of Potential Alkali-Reactivity– Accelerated method for testing aggregate combinations using concrete prisms
- [108] Stark, J., Seyfarth, K., Giebson, C.: Beurteilung der Alkali-Reaktivität von Gesteinskörnungen und AKR-Performance-Prüfung Beton. 16. Internationale Baustofftagung 2006, Weimar, Tagungsbericht Band 2, S. 399-426
- [109] S 137244 03.95. Concrete testing; Hardened concrete; Scaling at freezing. Swedish Standard, Stockholm, Sweden
- [110] CEN TC 51, Document CEN TC 51/WG 12/TG 4 : 04/99. Test methods for the freeze-thaw resistance of concrete – Test with water or with sodium chloride solution. Part 1: Scaling
- [111] Palmgren, A.: Die Lenemsdauer von Kugellagern. VDI Forschungsheft Nr. 68, pp. 339-341, 1924
- [112] Miner, M. A.: Cumulative damage in fatigue. Journal of Applied Mechanics 12 (Issue 1), 1945



- 
- [113] Pfanner, D.: Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchungen, Dissertation, Ruhr-Universität-Bochum, 2002
- [114] Hilsdorf, H.K., Kesler, C.E.: Fatigue strength of concrete under varying flexural stresses. ACI Journal 63 (1996), pp. 1059-1076
- [115] Maliha, R.: Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen in Fahrbahndecken aus Beton. Dissertation, Karlsruhe 2006.
- [116] DIN EN 197-1:2004-08: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement.
- [117] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemittel und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton-StB 07), Ausgabe 2007.
- [118] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 93), Ausgabe 1993.
- [119] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 01), Ausgabe 2001.
- [120] Fleischer, W: Untersuchung der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betondecken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 651, 1993
- [121] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Städtebau (BMVBS): Allgemeines Rundschreiben (ARS) Nr. 15/2005 vom 02. Juni 2005.
- [122] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Städtebau (BMVBS): Allgemeines Rundschreiben (ARS) Nr. 12/2006 vom 20. Juni 2006.
- [123] DIN EN 12620:2003-04: Gesteinskörnungen für Beton.
- [124] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau (TL Gestein-StB), Ausgabe 2004, Fassung 2007.
- [125] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): RStO 2000 - Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen; 2001.

- 
- [126] Velske, S., Mentlein, H., Eymann, P.: Straßenbautechnik. Werner Verlag, Düsseldorf, 1998
- [127] Wiehler, H.- G., u. a.: Straßenbau - Konstruktion und Ausführung. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1995
- [128] Bauberatung Zement (Hg.): Zement - Merkblatt Straßenbau: Wegebau mit hydraulisch gebundener Tragdeckschicht
- [129] Kelleher, K., Larson, R. M.: The Design of Plain Doweled Jointed Concrete Pavement. Proceedings, Fourth International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, 1989
- [130] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Fahrbahndecken aus Beton (MOB). Fassung 2000.
- [131] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): TL NBM-StB 09- Technische Lieferbedingungen für flüssige Beton-Nachbehandlungsmittel, Ausgabe 2009.
- [132] Krautkrämer, J., Krautkrämer, H.: Werkstoffprüfung mit Ultraschall, Springer-Verlag, Heidelberg 1975
- [133] DIN EN 12504-4 (2004-12-00): Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit; Deutsche Fassung EN 12504-4:2004, DIN Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.), Beuth Verlag, 2004
- [134] Bunke, N.: Dynamischer Elastizitätsmodul, Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zur DIN 1048. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Prüfung von Beton, Heft 422, 1991
- [135] ASTM C 597-83: Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete
- [136] British Standard 4408: Recommendations for Non-destructive Methods of test for Concrete-Measurment of the velocity of ultrasonic pulses in concrete. LONDON, 1974
- [137] Jones, R.; Facaoaru, I.: RILEM Recommendation NDT 1: Testing of Concrete by the ultrasonic Pulse Method. In: Materials and Structures 2 (1969) Nr. 10, S. 275-284
- [138] Ernst, H.: Experimentelle Verifizierung von Modellvorstellungen zur Schallausbreitung in anisotropen Materialien. Dissertation TU Freiberg, 2004.

- 
- [139] Czichos, H. (Hrsg.): Hütte, Die Grundlagen der Ingenieurwissenschaften. 30. Aufl. Berlin: Springer-Verlag, 1996.
- [140] Deutsch, V.; Platte, M.; Vogt, M.: Ultraschallprüfung. 1. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 1997.
- [141] Koska, J.: Simulation und Inversion der Ausbreitung elastischer Wellen. Dissertation Technische Universität Kassel, 1999.
- [142] Cremer, L.; Heckl, M.: Körperschall. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 1996.
- [143] Diem, P.: Zerstörungsfreie Prüfmethode für das Bauwesen, Bauverlag GmbH, Wiesbaden 1982
- [144] Reinhardt, H.-W., et. al.: Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen. BetonKalender 2007, Ernst&Sohn Berlin, 2007
- [145] Lavergne, M.: Seismic methods. London 1989
- [146] Kühnicke, E.: Elastische Wellen in geschichteten Festkörpersystemen. 1. Edition, Bonn: TIMUG e.V., 2001.
- [147] Kutzner, J.: Grundlagen der Ultraschallphysik. 1. Aufl. Stuttgart: B. G. Teubner-Verlag, 1983.
- [148] Mielentz, F.: Einsatzpotenzial von laufzeitgesteuerten Ultraschall-Gruppenstrahlern an Betonbauteilen, Dissertation, BAM-Dissertationsreihe , Band 24 Berlin, 2007
- [149] Millner, R.: Ultraschalltechnik. Weinheim: Physik-Verlag, 1987.
- [150] Kuttruff, H.: Physik und Technik des Ultraschalls. Stuttgart: Hirzel-Verlag, 1988.
- [151] Shevaldykin, V. G.; Samokrutov, A. A.; Kozlov, V. N.: Ultrasonic Low-Frequency Short-Pulse Transducers with Dry Point Contact. In: Proceedings of Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), 16.-19.9.2003 in Berlin.
- [152] Schoch, A.: Schallreflexion, Schallbrechung und Schallbeugung. In: Ergebnisse der exakten Naturwissenschaften, Bd. XXIII, S. 127-234, 1950.
- [153] Schubert, F.: Ausbreitungsverhalten von Ultraschallimpulsen in Beton und Schlussfolgerungen für die zerstörungsfreie Prüfung. Dissertation Technische Universität Dresden, 1999.

- [154] Breitenbücher, R., Sievering, C., Schießl, P., Wenzel, P., Stark, J., Seyfarth, K., Müller, C., Böhm, M.: Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton: Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) - Phase 1-: In-situ-Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Risse. Wirtschaftsverlag N. W. Verlag für neue Wissenschaft, 2010
- [155] Bundesanstalt für Wasserbau: Merkblatt Chlorideindringwiderstand – Dezember 2004
- [156] Setzer, M.: Physikalische Grundlagen der Frostschädigung von Beton. 6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Universität Karlsruhe (TH), 12. März 2009
- [157] Witte, B., Schmidt, H.: Vermessungskunde und Grundlagen der Statistik für das Bauwesen. 3. Auflage. Wittwer Konrad GmbH, 2000

## Anhang A

„Technische Daten der Betonausgangsstoffe,  
Frisch- und Festbetonkennwerte (Laboruntersuchungen)“

Tabelle 16: Technische Daten des Zementes

<b>Physikalisch/mechanische Größen:</b>	
Wasseranspruch zur Normensteife	28,6 %
Druckfestigkeit nach	
2 Tagen	28,2 N/mm <sup>2</sup>
28 Tagen	57,8 N/mm <sup>2</sup>
Erstarrungsbeginn	177 min
Raumbeständigkeit	1,2 mm
Spez. Oberfläche	3.410 cm <sup>2</sup> /g
<b>Chemische Größen:</b>	
Glühverlust	2,6 %
Unlöslicher Rückstand	0,3 %
Sulfatgehalt (SO <sub>3</sub> )	3,2 %
Na <sub>2</sub> O-Äquivalent	0,66 %

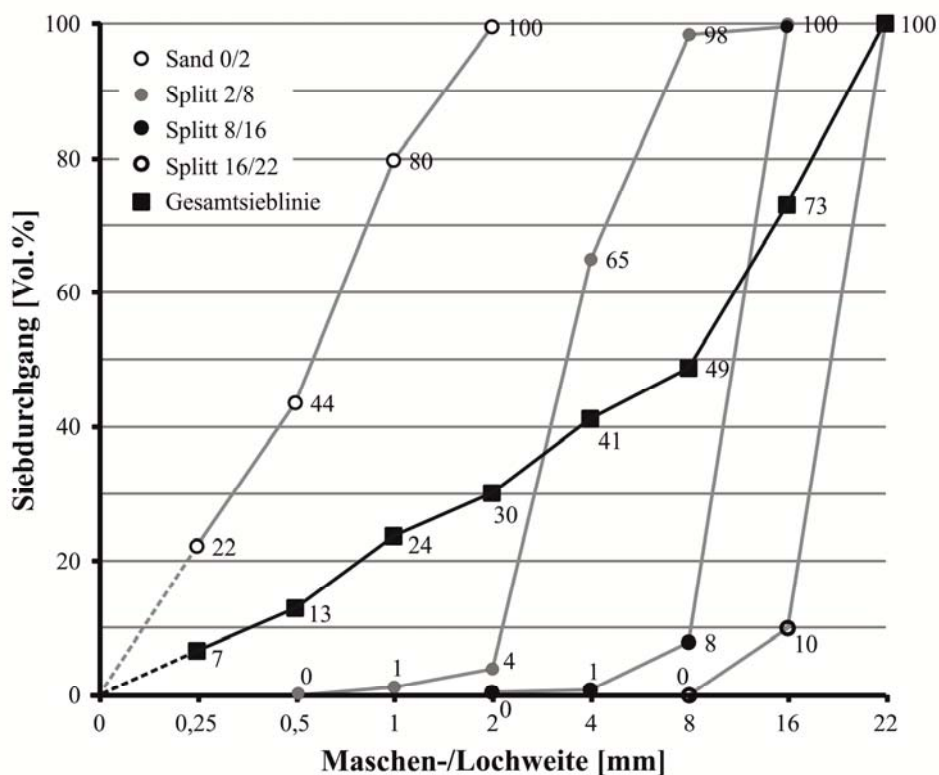


Abbildung 96: Sieblinien der Gesteinskörnungen

Tabelle 17: Technische Daten des Luftporenbildners

Rohstoffbasis:	Naturharzseife
Farbe und Lieferform:	dunkelbraune Flüssigkeit
Dichte (bei 20°C):	1,06 ± 0,02 g/cm <sup>3</sup>
pH-Wert (bei 20°C):	12,5 ± 1,0 nach Herstellung
maximaler Chloridgehalt:	0,10 M.-%
maximaler Alkaligehalt:	2,5 M.-%, als Na <sub>2</sub> O-Äquivalent

Tabelle 18: Frisch- und Festbetonkennwerte

		Mischung (Balken)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Frischbeton</b>											
Verdichtungsmaß	[-]	1,17	1,19	1,18	1,19	1,17	1,17	1,18	1,20	1,17	1,18
Luftporengehalt	[Vol.-%]	5,1	5,0	5,1	5,2	5,2	5,1	5,0	5,0	5,2	5,1
Rohdichte	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,28	2,29	2,28	2,27	2,27	2,28	2,29	2,29	2,27	2,28
Temperatur	[°C]	21,2	21,5	20,2	21,3	20,0	22,0	21,5	21,6	21,7	21,4
<b>Festbeton</b>											
Rohdichte	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,33	2,30	2,32	2,30	2,32	2,33	2,30	2,32	2,30	2,30
Druckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]										
Probe 1		46,4	46,8	47,6	48,0	47,6	46,4	46,8	47,8	47,2	46,2
Probe 2		47,1	47,5	49,1	49,9	49,2	46,7	47,7	49,7	48,4	46,5
Probe 3		46,9	47,4	48,5	49,0	48,6	46,7	47,5	48,8	48,0	46,5
Mittelwert		46,8	47,2	48,4	49,0	48,5	46,6	47,3	48,8	47,9	46,4
Biegezugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]										
Probe 1		4,29	4,49	4,69	4,69	4,49	4,69	4,39	4,59	4,49	4,49
Probe 2		4,58	4,78	4,98	4,98	4,78	4,98	4,68	4,88	4,78	4,78
Probe 3		4,49	4,69	4,89	4,89	4,69	4,89	4,59	4,79	4,69	4,69
Mittelwert		4,45	4,65	4,85	4,85	4,65	4,85	4,55	4,75	4,65	4,65

## Anhang B

„Gemessene Ultraschalllaufzeiten (Vorschädigung)“



Tabelle 19: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 3)

		Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
0	1 /	36,3	35,3	34,6	34,9	36,1	35,6	35,8
	2	36,4	35,6	34,9	34,7	35,8	35,3	35,7
	3	36,6	35,4	35,1	35,0	36,1	35,4	35,9
	4	36,4	35,5	35,0	35,0	35,8	35,4	35,6
	5	36,6	35,7	34,8	34,7	36,1	35,4	35,7
	6	36,7	35,7	34,8	34,9	36,2	35,5	35,9
	7	36,4	35,5	35,1	35,1	35,9	35,4	36,0
	8	36,3	35,7	34,9	35,1	35,9	35,5	35,8
	9	36,4	35,6	34,7	34,7	35,8	35,3	35,8
	10	36,7	35,4	35,1	34,8	36,0	35,4	35,8
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.759	37.675	39.070	39.092	36.780	37.931	37.130
	rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
549.479	1	37,1	36,7	36,0	35,8	37,0	36,2	36,2
	2	37,0	36,8	35,9	36,0	37,1	36,2	36,0
	3	37,0	36,5	35,7	35,8	37,2	36,3	36,1
	4	37,1	36,7	35,8	35,8	37,2	36,5	36,1
	5	36,9	36,9	35,6	35,8	36,9	36,3	36,2
	6	36,9	36,7	35,9	36,1	37,0	36,5	35,8
	7	36,7	36,7	36,0	35,9	37,0	36,6	36,0
	8	37,0	36,7	35,7	35,7	36,9	36,3	36,0
	9	37,0	36,9	36,0	36,0	36,8	36,6	35,9
	10	36,7	36,7	35,8	35,7	37,1	36,5	36,1
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,9	36,7	35,8	35,9	37,0	36,4	36,0
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.874	35.274	37.047	37.006	34.723	35.916	36.637
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,5%	93,6%	94,8%	94,7%	94,4%	94,7%	98,7%
668.276	1	37,0	36,8	36,0	35,9	37,4	36,5	36,2
	2	37,1	36,8	35,9	35,9	37,2	36,4	36,2
	3	36,9	36,5	35,9	36,0	37,2	36,6	36,0
	4	37,2	36,9	36,0	35,9	37,1	36,4	36,4
	5	37,0	36,6	36,2	36,0	37,5	36,7	36,3
	6	36,9	36,5	35,8	35,9	37,1	36,7	36,1
	7	36,9	36,7	36,1	36,0	37,5	36,4	36,2
	8	37,0	36,5	36,1	36,1	37,1	36,5	36,4
	9	36,8	36,8	36,0	36,2	37,4	36,6	36,2
	10	36,9	36,7	35,9	35,9	37,4	36,4	36,2
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	36,0	36,0	37,3	36,5	36,2
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.817	35.370	36.739	36.760	34.222	35.681	36.274
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,4%	93,9%	94,0%	94,0%	93,0%	94,1%	97,7%

		Messstelle							
		1	2	3	4	5	6	7	
		$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Last- wechsel	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
1097.068	1	37,3	37,2	35,9	36,2	37,7	36,9	36,1	
	2	37,1	37,1	36,1	36,0	37,5	36,7	36,1	
	3	37,2	36,9	35,9	36,2	37,5	36,6	36,1	
	4	37,0	37,2	35,9	36,2	37,8	36,9	36,4	
	5	36,9	36,9	36,2	36,3	37,8	36,7	36,5	
	6	37,0	37,1	36,2	36,0	37,7	36,6	36,4	
	7	37,3	37,3	36,3	36,4	37,8	36,8	36,3	
	8	37,1	37,3	36,3	36,3	37,8	36,5	36,4	
	9	36,9	37,1	36,2	36,1	37,7	36,8	36,5	
	10	36,9	36,9	36,2	36,3	37,6	36,8	36,3	
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,1	36,1	36,2	37,7	36,7	36,3	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.630	34.574	36.475	36.314	33.500	35.274	36.094	
rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	91,8%	93,4%	92,9%	91,1%	93,0%	97,2%		
4.772.803	1	37,3	37,5	36,4	37,1	37,9	37,3	36,7	
	2	37,3	37,5	36,7	37,0	38,0	37,2	37,0	
	3	37,3	37,4	36,7	37,2	37,7	37,2	37,1	
	4	37,1	37,6	36,5	36,9	38,0	37,5	37,1	
	5	36,9	37,4	36,8	36,9	38,0	37,5	36,9	
	6	36,9	37,3	36,5	37,0	37,9	37,3	37,1	
	7	37,1	37,6	36,4	37,0	38,0	37,4	36,9	
	8	36,9	37,4	36,7	37,1	38,0	37,5	36,7	
	9	36,9	37,3	36,8	37,2	37,7	37,4	36,7	
	10	37,1	37,5	36,6	36,9	37,8	37,3	37,0	
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,5	36,6	37,0	37,9	37,4	36,9	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.611	33.930	35.505	34.704	33.129	34.094	34.912	
rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	90,1%	90,9%	88,8%	90,1%	89,9%	94,0%		
4.948.979	1	37,2	37,6	36,6	37,0	37,9	37,2	36,8	
	2	37,2	37,4	36,8	37,0	38,0	37,4	37,0	
	3	36,9	37,6	36,7	37,1	38,1	37,3	36,8	
	4	37,2	37,6	36,5	37,2	37,9	37,5	36,8	
	5	37,3	37,4	36,8	37,0	38,0	37,4	36,8	
	6	37,2	37,4	36,5	36,9	37,8	37,4	36,8	
	7	37,3	37,5	36,4	37,2	37,8	37,3	37,1	
	8	37,0	37,5	36,6	37,0	37,9	37,5	37,1	
	9	36,9	37,4	36,4	37,0	37,8	37,5	36,9	
	10	37,0	37,6	36,5	37,1	37,9	37,4	36,8	
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,5	36,6	37,1	37,9	37,4	36,9	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.536	33.840	35.564	34.667	33.112	34.039	34.968	
rel. dyn. E-Modul [-]	96,6%	89,8%	91,0%	88,7%	90,0%	89,7%	94,2%		

Tabelle 20: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 4)

		Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
0	1	36,6	35,6	35,1	34,8	36,1	35,2	35,7
	2	36,5	35,6	34,7	34,7	36,2	35,3	35,9
	3	36,7	35,6	34,7	35,1	35,9	35,4	35,6
	4	36,5	35,8	34,8	35,1	36,1	35,3	35,9
	5	36,7	35,7	35,0	34,7	35,8	35,1	36,0
	6	36,7	35,5	34,8	34,9	36,1	35,2	36,0
	7	36,7	35,3	34,9	34,8	36,1	35,2	35,9
	8	36,7	35,4	34,8	34,7	35,8	35,4	35,7
	9	36,3	35,5	34,8	34,7	35,8	35,4	35,9
	10	36,6	35,4	34,9	35,0	35,8	35,6	35,9
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.720	37.760	39.070	39.070	36.719	37.974	37.130
	rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
495.870	1	37,2	36,6	35,8	35,7	36,8	36,5	36,5
	2	37,2	36,9	35,7	36,0	36,8	36,2	36,6
	3	37,2	36,6	35,6	35,7	36,8	36,4	36,3
	4	36,8	36,8	35,8	36,0	36,8	36,4	36,4
	5	36,8	36,5	35,7	36,1	36,9	36,5	36,3
	6	37,2	36,7	35,6	35,9	37,1	36,5	36,3
	7	36,9	36,6	35,6	36,1	37,2	36,6	36,3
	8	36,8	36,5	36,0	35,8	36,8	36,4	36,7
	9	37,3	37,0	35,8	35,7	37,2	36,5	36,4
	10	37,1	36,9	36,0	35,9	36,8	36,3	36,7
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	35,8	35,9	37,0	36,4	36,5
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	35.331	37.130	36.924	34.761	35.916	35.720
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	93,6%	95,0%	94,5%	94,7%	94,6%	96,2%
798.015	1	37,2	36,6	36,0	36,1	37,2	36,5	36,4
	2	36,9	36,9	36,0	36,2	37,2	36,4	36,0
	3	37,1	36,7	36,2	36,1	37,5	36,5	36,3
	4	37,0	36,7	36,2	35,9	37,5	36,3	36,3
	5	37,2	36,5	36,2	36,0	37,3	36,7	36,2
	6	37,0	36,5	36,0	36,2	37,4	36,6	36,1
	7	36,9	36,7	36,2	36,1	37,3	36,4	36,4
	8	36,8	36,4	35,9	35,9	37,4	36,5	36,2
	9	37,1	36,8	36,1	36,1	37,1	36,3	36,2
	10	37,1	36,6	35,8	35,9	37,3	36,4	36,1
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	36,0	36,0	37,3	36,5	36,2
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	35.331	36.719	36.719	34.204	35.720	36.314
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	93,6%	94,0%	94,0%	93,2%	94,1%	97,8%

Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
		0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	
1.126.901	1	37,2	37,3	36,3	36,3	37,9	36,7	36,3
	2	37,3	36,9	36,2	36,1	37,9	36,9	36,3
	3	36,9	37,1	36,3	36,1	37,6	36,8	36,4
	4	37,2	36,9	36,2	36,0	37,7	36,6	36,3
	5	37,0	37,2	36,3	36,4	37,8	36,7	36,2
	6	37,3	37,2	35,9	36,3	37,6	36,8	36,2
	7	37,3	36,9	36,0	36,1	37,9	36,7	36,4
	8	37,0	37,0	36,0	36,3	37,8	36,9	36,5
	9	37,0	37,3	36,0	36,3	37,7	36,8	36,5
	10	37,1	37,3	36,1	36,2	37,8	36,8	36,3
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,1	36,1	36,2	37,7	36,7	36,3
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	34.574	36.516	36.314	33.482	35.331	36.114
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	91,6%	93,5%	92,9%	91,2%	93,0%	97,3%
2.568.971	1	37,2	37,7	36,6	37,1	38,0	37,2	37,1
	2	37,0	37,7	36,4	37,3	38,1	37,3	37,1
	3	37,1	37,4	36,6	36,8	37,7	37,4	36,9
	4	36,9	37,5	36,4	37,1	38,1	37,3	36,7
	5	36,9	37,5	36,7	37,3	37,7	37,3	36,9
	6	37,0	37,4	36,6	36,9	37,9	37,3	36,8
	7	37,1	37,6	36,7	37,1	37,9	37,2	36,7
	8	37,1	37,7	36,5	36,9	37,8	37,4	36,9
	9	36,9	37,6	36,5	36,8	37,9	37,6	36,9
	10	37,0	37,5	36,5	37,3	37,7	37,5	36,6
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,5	36,6	37,0	37,9	37,4	36,9
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	33.840	35.525	34.761	33.129	34.021	34.949
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	89,6%	90,9%	89,0%	90,2%	89,6%	94,1%
4.998.698	1	37,3	37,5	36,4	37,2	38,1	37,5	36,8
	2	36,9	37,5	36,5	37,3	37,9	37,5	36,9
	3	37,3	37,7	36,8	37,3	37,7	37,2	36,7
	4	37,1	37,4	36,5	37,0	37,9	37,6	37,0
	5	37,2	37,6	36,8	37,0	37,9	37,6	36,6
	6	36,9	37,5	36,7	37,3	38,0	37,2	36,9
	7	36,9	37,4	36,7	37,2	37,8	37,5	36,9
	8	37,1	37,6	36,5	37,3	38,2	37,5	36,9
	9	37,0	37,2	36,7	37,1	37,9	37,5	37,1
	10	36,9	37,4	36,6	37,2	38,1	37,2	37,1
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,5	36,6	37,0	38,0	37,4	36,9
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	33.840	34.761	34.388	32.611	34.021	34.949
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	89,6%	89,0%	88,0%	88,8%	89,6%	94,1%

Tabelle 21: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 5)

		Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
0	1	36,7	35,6	34,9	34,7	36,0	35,6	35,9
	2	36,4	35,6	34,6	34,9	35,9	35,5	35,7
	3	36,6	35,3	35,0	35,0	35,9	35,6	35,9
	4	36,4	35,6	34,8	35,0	36,0	35,3	35,7
	5	36,4	35,4	34,7	34,9	35,8	35,7	35,7
	6	36,3	35,5	34,7	34,9	36,2	35,4	35,7
	7	36,4	35,8	35,1	34,9	35,8	35,3	36,0
	8	36,6	35,5	34,7	34,8	35,7	35,4	35,9
	9	36,7	35,3	34,7	34,9	36,1	35,4	35,9
	10	36,6	35,2	34,9	35,2	36,1	35,5	36,0
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.720	37.760	39.070	39.070	36.719	37.974	37.130
	rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
254.988	1	37,0	36,5	35,6	35,9	37,0	36,4	35,8
	2	36,9	36,7	35,8	35,8	36,9	36,7	36,1
	3	36,8	36,9	35,7	35,9	36,9	36,4	36,0
	4	36,9	36,8	35,8	35,7	37,3	36,6	36,1
	5	36,9	37,0	35,5	35,9	36,7	36,2	35,7
	6	36,7	36,6	35,8	35,6	37,1	36,4	35,8
	7	36,8	36,9	35,5	35,7	37,2	36,2	36,0
	8	36,9	36,6	35,7	35,9	37,2	36,5	35,8
	9	36,6	36,7	36,0	35,9	37,0	36,1	36,2
	10	36,8	36,7	36,1	36,1	36,7	36,4	35,8
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,9	36,7	35,8	35,9	37,0	36,4	36,0
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.949	35.331	37.130	36.924	34.761	35.916	36.719
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,8%	93,6%	95,0%	94,5%	94,7%	94,6%	98,9%
510.269	1	36,9	37,0	36,2	36,1	37,6	36,3	36,0
	2	37,2	36,7	35,9	36,0	37,2	36,6	35,9
	3	37,3	36,9	36,2	36,3	37,4	36,8	36,1
	4	37,2	36,7	35,7	36,0	37,3	36,4	36,1
	5	37,3	36,8	36,1	36,2	37,1	36,8	35,9
	6	37,1	36,9	36,1	35,9	37,1	36,8	36,0
	7	36,9	36,6	35,9	36,2	37,5	36,6	36,0
	8	36,9	36,8	36,3	36,2	37,1	36,8	36,0
	9	36,8	36,9	35,9	36,2	37,3	36,5	36,0
	10	37,0	36,7	36,2	36,0	37,2	36,7	36,3
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	36,0	36,0	37,3	36,5	36,2
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	35.331	36.719	36.719	34.204	35.720	36.314
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	93,6%	94,0%	94,0%	93,2%	94,1%	97,8%

Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
		0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	
1.008.790	1	37,3	36,9	36,3	36,0	37,5	36,9	36,1
	2	37,3	37,0	36,0	36,3	37,4	36,5	36,2
	3	37,3	36,6	36,0	35,9	37,2	37,0	36,1
	4	36,9	36,8	35,9	36,3	37,3	36,8	36,4
	5	37,1	36,7	36,0	36,3	37,2	36,7	36,4
	6	36,9	36,7	36,4	35,9	37,2	36,8	36,3
	7	37,4	37,0	36,4	36,5	37,3	36,6	36,3
	8	36,9	36,9	35,9	36,3	37,0	36,6	36,2
	9	37,2	37,1	36,1	36,2	37,4	36,6	36,1
	10	37,3	36,9	36,2	36,0	37,2	36,6	36,4
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	36,8	36,1	36,2	37,3	36,7	36,3
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	35.140	36.516	36.314	34.204	35.331	36.114
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	93,1%	93,5%	92,9%	93,2%	93,0%	97,3%
1.542.659	1	37,2	36,8	36,5	36,7	37,5	36,9	36,2
	2	37,1	36,9	36,6	36,7	37,7	36,8	36,4
	3	37,2	36,9	36,6	36,3	37,6	37,1	36,3
	4	37,0	36,9	36,4	36,4	37,5	37,1	36,4
	5	37,4	36,8	36,6	36,6	37,1	37,1	36,7
	6	37,1	36,8	36,2	36,6	37,2	37,1	36,3
	7	37,2	36,7	36,4	36,4	37,5	36,7	36,2
	8	36,9	37,1	36,7	36,8	37,2	37,0	36,1
	9	37,3	37,1	36,6	36,8	37,7	37,0	36,3
	10	36,8	37,2	36,4	36,8	37,3	36,8	36,6
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	36,9	36,4	36,5	37,4	36,9	36,4
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	34.949	35.916	35.720	34.021	34.949	35.916
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	92,6%	91,9%	91,4%	92,7%	92,0%	96,7%
2.006.498	1	36,8	36,7	36,1	36,4	37,3	37,2	36,5
	2	36,9	36,6	36,2	36,7	37,1	36,8	36,2
	3	37,2	36,9	36,1	36,4	37,5	36,7	36,3
	4	37,3	36,9	36,2	36,2	37,1	37,0	36,5
	5	37,3	36,7	36,6	36,4	37,3	36,6	36,5
	6	37,1	37,1	36,6	36,4	37,5	36,7	36,3
	7	37,0	37,2	36,3	36,7	37,3	37,0	36,3
	8	37,2	37,0	36,4	36,6	37,5	36,9	36,3
	9	36,9	36,9	36,3	36,5	37,5	37,1	36,1
	10	37,0	37,2	36,6	36,7	37,4	36,6	36,3
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	36,9	36,5	36,5	37,5	37,0	36,4
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	34.949	35.720	35.720	33.840	34.761	35.916
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	92,6%	91,4%	91,4%	92,2%	91,5%	96,7%

Tabelle 22: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 6)

		Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
0	1	36,5	35,4	35,0	35,0	35,9	35,4	35,9
	2	36,3	35,5	35,1	35,1	35,7	35,6	35,7
	3	36,4	35,4	34,9	35,2	35,9	35,4	35,7
	4	36,2	35,7	34,6	35,1	35,9	35,3	35,9
	5	36,3	35,6	34,8	35,0	36,1	35,7	35,8
	6	36,5	35,5	34,7	35,2	36,0	35,5	35,6
	7	36,5	35,4	34,8	35,0	35,9	35,6	35,6
	8	36,5	35,6	34,7	34,9	36,0	35,5	35,6
	9	36,5	35,3	35,1	34,7	35,9	35,5	36,1
	10	36,3	35,7	35,1	34,7	35,8	35,6	35,8
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.720	37.760	39.070	39.070	36.719	37.974	37.130
	rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
249.687	1	36,8	36,5	36,0	35,9	37,1	36,3	35,8
	2	36,9	36,8	35,6	36,0	37,0	36,5	36,2
	3	36,9	36,6	35,8	35,7	36,9	36,3	36,0
	4	36,8	36,9	35,8	36,0	36,7	36,4	36,1
	5	37,1	36,5	36,0	35,9	37,1	36,6	36,1
	6	37,0	36,5	35,8	35,8	37,0	36,5	35,9
	7	37,1	36,4	35,6	35,9	36,9	36,3	35,9
	8	36,7	36,8	35,9	36,0	37,2	36,6	35,9
	9	37,0	36,9	35,6	35,9	36,8	36,2	35,8
	10	36,9	36,9	36,0	36,0	37,0	36,4	35,9
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,9	36,7	35,8	35,9	37,0	36,4	36,0
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.949	35.331	37.130	36.924	34.761	35.916	36.719
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,8%	93,6%	95,0%	94,5%	94,7%	94,6%	98,9%
529.123	1	37,2	36,7	35,8	36,2	37,1	36,5	36,0
	2	37,0	36,6	35,9	36,0	37,3	36,5	36,0
	3	36,9	36,9	36,0	35,8	37,2	36,4	36,2
	4	37,1	36,7	35,8	36,0	37,2	36,7	36,4
	5	36,9	36,5	36,2	36,0	37,5	36,3	36,1
	6	37,2	36,6	36,0	36,0	37,2	36,7	36,2
	7	37,1	36,5	36,0	35,8	37,5	36,7	36,2
	8	37,1	36,9	35,9	36,1	37,2	36,6	36,2
	9	37,0	36,5	35,9	35,8	37,5	36,7	36,3
	10	36,8	36,9	36,2	35,9	37,4	36,7	36,2
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	36,0	36,0	37,3	36,5	36,2
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	35.331	36.719	36.719	34.204	35.720	36.314
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	93,6%	94,0%	94,0%	93,2%	94,1%	97,8%

		Messstelle							
		1	2	3	4	5	6	7	
		$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Last- wechsel	Messung	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]
1.002.963	1	37,0	37,1	36,1	36,2	37,3	36,7	36,2	
	2	37,1	37,0	36,0	35,9	37,5	36,4	36,3	
	3	36,9	36,7	36,0	36,1	37,7	36,7	36,3	
	4	37,1	37,0	36,4	36,0	37,3	36,7	36,3	
	5	37,2	37,1	36,1	36,1	37,6	36,3	36,2	
	6	37,0	36,9	36,1	36,3	37,5	36,4	36,2	
	7	37,1	37,0	36,3	35,9	37,5	36,3	35,9	
	8	37,0	37,1	36,3	36,1	37,5	36,6	36,2	
	9	36,9	36,8	36,1	36,0	37,7	36,5	35,9	
	10	37,1	37,0	36,3	36,3	37,5	36,7	36,1	
	Mittelwert [ $\mu s$ ]	37,0	36,9	36,1	36,1	37,5	36,5	36,1	
dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	34.949	36.516	36.516	33.840	35.720	36.516		
rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	92,6%	93,5%	93,5%	92,2%	94,1%	98,3%		
1.523.425	1	37,3	37,3	36,1	36,2	37,5	36,5	36,1	
	2	37,0	37,0	36,4	36,5	37,7	36,7	36,0	
	3	37,2	37,2	36,1	36,4	37,5	36,4	36,3	
	4	37,0	37,1	36,3	36,6	37,6	36,7	36,3	
	5	36,9	37,2	36,2	36,4	37,4	36,5	36,1	
	6	37,3	37,1	36,4	36,5	37,6	36,4	36,1	
	7	37,3	37,2	36,4	36,5	37,5	36,8	36,1	
	8	36,9	37,3	36,2	36,6	37,8	36,5	36,4	
	9	37,0	37,3	36,1	36,5	37,7	36,4	36,0	
	10	37,3	37,1	36,1	36,5	37,6	36,8	36,2	
	Mittelwert [ $\mu s$ ]	37,1	37,1	36,2	36,4	37,6	36,6	36,2	
dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	34.574	36.314	35.916	33.660	35.525	36.314		
rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	91,6%	92,9%	91,9%	91,7%	93,6%	97,8%		
2.005.690	1	36,9	37,2	36,1	36,4	37,9	36,5	36,1	
	2	37,3	37,0	36,1	36,4	37,4	36,8	36,2	
	3	37,3	37,0	36,4	36,6	37,7	36,6	36,4	
	4	37,4	37,0	36,0	36,2	37,7	36,5	36,3	
	5	37,1	37,1	36,1	36,6	37,6	36,4	36,2	
	6	37,0	37,3	36,0	36,5	37,8	36,4	36,1	
	7	37,3	36,9	36,2	36,1	37,7	36,4	36,2	
	8	36,9	36,9	36,4	36,5	37,6	36,8	36,3	
	9	37,3	37,1	36,3	36,5	37,7	36,6	36,4	
	10	36,8	37,2	36,4	36,5	37,5	36,8	36,2	
	Mittelwert [ $\mu s$ ]	37,1	37,1	36,5	36,6	37,8	36,7	36,3	
dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	34.574	35.720	35.525	33.305	35.331	36.114		
rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	91,6%	91,4%	90,9%	90,7%	93,0%	97,3%		



Tabelle 23: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 7)

		Messstelle							
		1	2	3	4	5	6	7	
		$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Last- wechsel	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
0	1	36,5	35,3	34,7	35,1	36,1	35,2	35,6	
	2	36,6	35,7	34,9	34,6	36,2	35,4	35,9	
	3	36,5	35,4	34,8	35,0	36,0	35,1	35,9	
	4	36,4	35,5	35,1	34,7	35,8	35,5	35,7	
	5	36,3	35,5	34,9	34,6	36,0	35,2	35,9	
	6	36,7	35,3	34,8	34,9	36,0	35,2	35,8	
	7	36,4	35,6	35,0	35,1	36,0	35,2	35,9	
	8	36,3	35,4	35,1	34,8	35,9	35,5	35,9	
	9	36,6	35,3	34,8	35,1	35,9	35,1	35,7	
	10	36,5	35,5	34,7	35,1	36,1	35,2	35,9	
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.720	37.760	39.070	39.070	36.719	37.974	37.130	
	rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	
258.742	1	37,0	36,5	35,6	35,8	37,1	36,4	35,8	
	2	36,8	36,6	35,7	35,7	37,2	36,2	35,8	
	3	37,0	36,5	35,7	35,7	36,9	36,6	35,9	
	4	37,1	36,9	36,0	35,7	37,2	36,2	35,9	
	5	36,8	36,9	35,7	36,1	36,8	36,2	35,9	
	6	36,9	36,5	35,8	35,8	36,8	36,3	36,0	
	7	36,8	36,9	35,9	35,9	37,2	36,2	36,1	
	8	37,0	36,8	36,0	35,8	37,0	36,4	35,9	
	9	37,1	36,5	35,7	36,0	37,0	36,6	35,8	
	10	36,9	36,7	35,7	35,6	36,8	36,3	35,8	
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,9	36,7	35,8	35,9	37,0	36,4	36,0	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.949	35.331	37.130	36.924	34.761	35.916	36.719	
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,8%	93,6%	95,0%	94,5%	94,7%	94,6%	98,9%	
498.632	1	37,0	36,7	36,1	36,2	37,1	36,3	36,3	
	2	37,0	36,6	36,2	36,0	37,1	36,5	36,0	
	3	37,1	36,4	35,8	36,1	37,3	36,6	36,2	
	4	36,7	36,6	36,2	35,7	37,1	36,4	36,3	
	5	36,8	36,9	36,1	35,9	37,0	36,7	36,4	
	6	36,8	36,5	36,1	35,8	37,0	36,5	36,1	
	7	37,1	36,6	35,8	36,2	36,9	36,3	36,0	
	8	36,9	36,9	36,1	36,0	37,0	36,7	36,1	
	9	37,3	36,9	36,0	36,1	37,0	36,6	36,4	
	10	36,8	36,8	35,9	36,2	36,9	36,3	36,3	
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	36,0	36,0	37,1	36,5	36,2	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	35.331	36.719	36.719	34.574	35.720	36.314	
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	93,6%	94,0%	94,0%	94,2%	94,1%	97,8%	

		Messstelle							
		1	2	3	4	5	6	7	
		$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Last- wechsel	Messung	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]	[ $\mu s$ ]
759.258	1	37,2	36,9	36,4	36,2	37,2	36,6	36,5	
	2	37,2	36,5	36,2	36,1	37,1	36,4	36,5	
	3	37,0	36,5	35,9	36,3	37,4	36,6	36,4	
	4	37,0	36,6	36,0	36,1	37,1	36,7	36,5	
	5	37,2	36,8	36,2	36,1	37,3	36,8	36,3	
	6	37,3	36,5	36,0	35,9	37,2	36,6	36,3	
	7	36,9	36,6	36,0	36,3	37,2	36,5	36,4	
	8	37,1	36,5	36,0	36,3	37,1	36,7	36,4	
	9	37,4	36,8	36,3	35,9	37,1	36,4	36,1	
	10	36,9	36,4	35,9	36,1	37,1	36,6	36,5	
	Mittelwert [ $\mu s$ ]	37,1	36,7	36,1	36,1	37,2	36,6	36,3	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	35.331	36.516	36.516	34.388	35.525	36.114	
rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	93,6%	93,5%	93,5%	93,7%	93,6%	97,3%		
1.004.875	1	37,3	36,7	36,3	36,3	37,2	36,3	36,5	
	2	37,3	36,7	36,2	36,1	37,3	36,4	36,3	
	3	37,3	37,0	36,3	36,2	37,2	36,6	36,2	
	4	37,1	37,0	36,4	36,2	37,1	36,7	36,4	
	5	37,3	37,0	36,3	36,2	37,1	36,7	36,4	
	6	36,9	36,6	36,3	36,1	37,4	36,5	36,3	
	7	37,3	36,8	36,2	36,0	37,4	36,4	36,1	
	8	37,1	36,6	36,4	36,1	37,4	36,3	36,4	
	9	37,3	36,8	36,2	36,0	37,5	36,4	36,3	
	10	37,0	36,8	36,1	36,0	37,5	36,8	36,4	
	Mittelwert [ $\mu s$ ]	37,1	36,8	36,2	36,2	37,3	36,5	36,3	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	35.235	36.415	36.314	34.204	35.720	36.114	
rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	93,3%	93,2%	92,9%	93,2%	94,1%	97,3%		
1.560.158	1	37,1	36,7	36,1	36,2	37,4	36,7	36,2	
	2	37,2	36,6	36,1	36,4	37,5	36,3	36,3	
	3	37,1	36,6	36,2	36,3	37,3	36,7	36,5	
	4	36,9	36,5	36,1	36,1	37,1	36,5	36,1	
	5	37,1	36,8	36,3	36,5	37,3	36,6	36,5	
	6	37,0	36,9	36,1	36,3	37,3	36,3	36,5	
	7	37,3	36,7	35,9	36,1	37,2	36,7	36,1	
	8	37,2	36,9	36,0	35,9	37,5	36,6	36,3	
	9	37,0	36,5	35,9	36,0	37,4	36,5	36,3	
	10	37,4	36,6	36,0	36,2	37,1	36,7	36,2	
	Mittelwert [ $\mu s$ ]	37,1	36,8	36,2	36,3	37,4	36,8	36,3	
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	35.140	36.314	36.114	34.021	35.235	36.114	
rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	93,1%	92,9%	92,4%	92,7%	92,8%	97,3%		

Tabelle 24: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 8)

		Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
0	1	36,6	35,6	34,8	34,7	35,9	35,2	35,6
	2	36,7	35,4	34,9	34,7	36,1	35,2	36,0
	3	36,3	35,6	35,0	35,1	35,9	35,5	35,7
	4	36,6	35,5	34,7	34,7	36,1	35,4	35,7
	5	36,3	35,4	34,9	35,0	36,2	35,4	35,9
	6	36,7	35,7	35,0	34,9	36,2	35,7	35,5
	7	36,6	35,3	35,1	34,9	36,2	35,2	35,6
	8	36,4	35,7	34,7	35,0	35,8	35,6	36,0
	9	36,5	35,3	34,8	34,7	35,8	35,3	35,9
	10	36,3	35,3	34,9	34,8	36,1	35,3	35,6
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.720	37.760	39.070	39.070	36.719	37.974	37.130
	rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
256.987	1	37,1	36,9	35,6	35,7	36,8	36,3	35,9
	2	36,8	36,6	35,7	35,9	37,1	36,5	35,8
	3	36,6	36,9	35,9	35,9	37,2	36,4	36,2
	4	37,1	36,9	35,9	35,8	36,8	36,5	36,2
	5	36,8	36,6	35,7	35,9	36,7	36,6	35,9
	6	36,7	36,8	36,0	35,9	36,9	36,4	35,8
	7	37,0	36,5	35,6	36,0	37,1	36,3	35,8
	8	36,8	36,7	35,6	35,8	36,9	36,4	36,0
	9	36,8	36,6	36,0	36,0	37,1	36,2	36,0
	10	37,2	36,9	36,1	35,9	37,2	36,3	35,8
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,9	36,7	35,8	35,9	37,0	36,4	36,0
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.949	35.331	37.130	36.924	34.761	35.916	36.719
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,8%	93,6%	95,0%	94,5%	94,7%	94,6%	98,9%
563.987	1	36,9	36,9	36,0	35,7	37,1	36,3	36,1
	2	36,8	36,9	36,1	36,1	37,5	36,6	36,0
	3	36,8	36,5	36,0	36,0	37,3	36,4	36,4
	4	37,0	36,7	35,7	36,2	37,3	36,7	36,4
	5	36,8	36,6	36,0	36,1	37,1	36,3	36,4
	6	36,9	36,6	35,8	36,1	37,1	36,3	36,2
	7	37,1	36,9	35,8	36,0	37,1	36,3	36,1
	8	37,0	36,5	36,0	35,8	37,2	36,6	36,1
	9	37,2	36,7	36,1	36,2	37,1	36,5	36,0
	10	37,2	36,6	36,1	36,2	37,1	36,3	36,3
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	36,0	36,0	37,3	36,5	36,2
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	35.331	36.719	36.719	34.204	35.720	36.314
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	93,6%	94,0%	94,0%	93,2%	94,1%	97,8%

Last- wechsel	$\sigma_0/f_{ct}$	Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
		0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	
750.986	1	37,0	36,5	36,3	36,1	37,3	36,7	36,1
	2	36,9	36,7	36,3	35,8	37,2	36,9	36,2
	3	37,2	36,6	35,9	35,9	36,9	36,7	36,2
	4	37,1	36,7	35,9	36,0	37,0	36,9	36,0
	5	37,0	36,6	35,9	35,9	37,2	36,9	36,2
	6	36,9	36,6	36,0	35,8	36,9	36,7	35,8
	7	36,9	36,7	36,2	36,1	36,9	36,8	35,8
	8	37,1	36,5	35,9	35,8	37,1	36,5	36,1
	9	37,0	36,7	36,1	36,0	36,9	36,6	35,8
	10	37,0	36,9	35,9	36,1	36,8	36,9	36,2
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	36,7	36,1	35,9	37,1	36,7	36,0
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	35.331	36.516	36.924	34.574	35.331	36.719
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	93,6%	93,5%	94,5%	94,2%	93,0%	98,9%
1.005.687	1	36,9	36,9	36,3	36,1	37,1	36,7	35,9
	2	37,3	36,7	36,2	35,7	37,3	36,9	36,2
	3	37,1	37,0	36,2	35,9	37,1	36,6	36,1
	4	37,1	36,6	36,2	35,7	37,0	36,5	36,2
	5	37,0	36,6	36,4	35,9	37,1	36,8	36,1
	6	37,1	36,9	36,1	36,1	37,0	36,8	35,8
	7	37,0	36,8	36,2	36,2	37,0	36,8	35,8
	8	37,2	36,8	36,2	36,2	37,4	36,6	36,3
	9	37,3	36,8	36,1	36,1	37,0	36,8	36,1
	10	37,2	36,7	36,1	35,8	37,1	36,5	36,1
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	36,8	36,2	36,0	37,2	36,7	36,0
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	35.140	36.314	36.719	34.388	35.331	36.719
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	93,1%	92,9%	94,0%	93,7%	93,0%	98,9%
1.499.860	1	37,2	36,6	36,3	36,0	37,0	36,7	36,2
	2	37,0	36,8	36,4	36,0	37,1	36,7	36,1
	3	37,2	36,8	36,4	35,8	37,3	36,6	35,9
	4	37,1	36,8	36,4	35,8	37,0	36,5	35,9
	5	37,3	37,0	36,1	36,1	37,4	36,6	36,1
	6	37,2	36,6	36,2	36,2	37,3	36,8	36,1
	7	37,2	37,0	36,0	36,0	37,1	36,8	35,8
	8	36,9	36,8	35,9	35,9	37,3	36,7	35,9
	9	37,3	36,6	36,2	36,0	37,2	36,8	35,9
	10	37,3	36,7	36,3	36,3	37,3	36,9	35,8
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,0	36,3	36,2	37,4	36,9	36,2
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	34.761	36.114	36.314	34.021	34.949	36.314
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	92,1%	92,4%	92,9%	92,7%	92,0%	97,8%

Tabelle 25: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 9)

Last- wechsel	Messung	Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
		$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43
0		[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
	1	36,4	35,3	34,7	35,1	36,1	35,4	36,0
	2	36,7	35,4	34,8	34,8	35,8	35,3	36,0
	3	36,7	35,6	34,9	35,0	35,8	35,6	35,8
	4	36,6	35,4	35,1	35,0	35,8	35,4	35,8
	5	36,3	35,4	34,7	35,0	36,2	35,2	35,5
	6	36,5	35,7	34,8	35,1	35,9	35,3	35,9
	7	36,6	35,8	35,1	34,9	35,8	35,5	35,9
	8	36,7	35,4	34,9	34,9	35,9	35,2	35,9
	9	36,4	35,3	35,1	35,0	35,9	35,5	35,9
	10	36,3	35,6	34,7	34,8	36,1	35,6	35,7
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.720	37.760	39.070	39.070	36.719	37.974	37.130
rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	
208.971	1	37,7	35,8	35,8	36,6	38,0	36,2	34,4
	2	36,4	35,3	35,4	34,9	36,6	34,5	34,8
	3	35,6	37,2	36,1	37,0	36,9	34,8	35,8
	4	37,2	34,7	35,0	36,2	37,7	35,5	35,7
	5	37,2	35,8	36,1	36,9	37,5	36,3	35,8
	6	36,0	34,8	36,7	35,2	37,6	35,5	35,8
	7	37,4	35,6	35,5	36,1	35,9	36,1	37,0
	8	35,7	35,4	34,6	34,8	35,3	35,4	34,7
	9	37,8	35,9	35,3	35,3	35,8	35,9	34,2
	10	38,2	36,4	36,6	36,3	35,5	36,8	35,6
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,9	36,0	35,7	35,8	36,8	35,8	35,7
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.044	36.821	37.443	37.234	35.235	37.234	37.443
	rel. dyn. E-Modul [-]	98,1%	97,5%	95,8%	95,3%	96,0%	98,1%	100,0%
494.897	1	36,4	37,4	37,3	35,7	35,7	36,3	35,2
	2	38,3	35,9	36,8	36,2	37,0	35,9	36,6
	3	36,2	37,4	35,1	34,6	36,8	35,4	36,8
	4	37,2	36,9	36,1	35,3	35,5	36,2	37,1
	5	37,0	37,3	36,4	36,9	36,3	34,8	37,0
	6	36,6	36,7	37,2	35,2	37,0	37,3	34,9
	7	36,6	35,0	37,0	35,4	36,3	35,1	34,8
	8	36,8	37,2	35,4	36,4	38,2	35,6	36,5
	9	37,0	37,2	35,8	35,5	38,1	37,1	36,0
	10	36,3	34,6	36,6	36,3	37,0	37,3	34,4
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	36,2	35,9	36,0	37,0	36,0	35,9
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	36.314	36.924	36.719	34.761	36.719	36.924
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	96,2%	94,5%	94,0%	94,7%	96,7%	99,4%

Tabelle 26: Gemessene Ultraschalllaufzeiten während der Vorschädigung (Balken 10)

		Messstelle						
		1	2	3	4	5	6	7
	$\sigma_0/f_{ct}$	0,27	0,43	0,50	0,50	0,50	0,43	0,27
Last- wechsel	Messung	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]	[ $\mu$ s]
0	1	36,5	35,5	35,1	35,1	36,1	35,3	36,0
	2	36,4	35,6	34,8	34,9	36,1	35,5	35,9
	3	36,3	35,6	35,1	34,8	36,1	35,6	35,9
	4	36,4	35,5	34,7	34,9	36,0	35,6	35,7
	5	36,3	35,3	34,9	34,7	36,2	35,4	35,9
	6	36,6	35,4	34,8	34,9	36,1	35,3	36,0
	7	36,6	35,7	35,1	34,9	35,9	35,6	35,7
	8	36,5	35,5	34,8	35,0	35,9	35,3	35,8
	9	36,6	35,5	34,9	34,8	35,9	35,2	35,7
	10	36,5	35,4	34,9	35,0	35,9	35,3	35,6
	Mittelwert [ $\mu$ s]	36,5	35,5	34,9	34,9	36,0	35,4	35,8
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	35.720	37.760	39.070	39.070	36.719	37.974	37.130
	rel. dyn. E-Modul [-]	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
201.564	1	36,8	36,7	36,0	36,0	37,3	36,6	36,3
	2	36,9	36,8	35,9	36,1	37,4	36,5	36,3
	3	36,9	36,5	35,9	35,9	37,1	36,5	36,3
	4	37,0	36,8	36,2	35,9	37,1	36,4	36,1
	5	36,8	36,7	36,1	36,1	37,4	36,4	36,1
	6	37,0	36,6	35,8	35,9	37,4	36,7	36,1
	7	37,0	36,8	36,0	36,1	37,1	36,6	36,2
	8	37,0	36,5	36,0	36,0	37,3	36,3	36,1
	9	37,2	36,8	36,0	36,1	37,3	36,4	36,4
	10	37,1	36,9	36,0	35,9	37,4	36,6	36,2
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,0	36,7	36,0	36,0	37,3	36,5	36,2
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.761	35.331	36.719	36.719	34.204	35.720	36.314
	rel. dyn. E-Modul [-]	97,3%	93,6%	94,0%	94,0%	93,2%	94,1%	97,8%
499.888	1	37,2	36,7	36,0	35,9	37,3	36,5	36,3
	2	37,1	36,6	36,0	36,1	37,2	36,4	36,1
	3	37,1	36,7	36,2	36,2	37,2	36,4	36,1
	4	36,9	36,8	36,1	36,1	37,1	36,4	36,1
	5	36,9	36,7	35,9	35,9	37,2	36,4	36,3
	6	37,0	36,7	36,0	36,2	37,2	36,6	36,4
	7	37,1	36,9	36,0	35,9	37,1	36,5	36,2
	8	37,1	36,7	36,1	36,1	37,5	36,6	36,2
	9	37,0	36,8	35,9	35,9	37,4	36,6	36,4
	10	37,1	36,6	36,1	35,9	37,2	36,6	36,4
	Mittelwert [ $\mu$ s]	37,1	37,5	35,8	36,0	36,7	37,4	36,9
	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	34.574	33.840	37.130	36.719	35.331	34.021	34.949
	rel. dyn. E-Modul [-]	96,8%	89,6%	95,0%	94,0%	96,2%	89,6%	94,1%

Anhang C

„Gemessene NaCl-Eindringtiefen (Einwalken Taumittel)“

























## Anhang D

„Gemessene Dehnungen 60°C-Lagerung (AKR)“

Tabelle 37: Gemessene Dehnungen bei 60°C-Lagerung (AKR)

Probe	mit/ohne Zufuhr externer Alkalien	Lagerungsdauer [d]	Länge der Probe [mm]	Dehnung [mm/m]
keine Vorschädigung	ohne	0	185,287	-
		7	185,310	0,1268
		14	185,311	0,1322
		21	185,329	0,2267
		28	185,360	0,3967
		35	185,362	0,4048
		42	185,397	0,5964
		56	185,400	0,6099
		62	185,403	0,6288
		70	185,403	0,6288
		84	185,405	0,6369
	mit	0	185,307	-
		7	185,360	0,2860
		14	185,364	0,3076
		21	185,400	0,5019
		28	185,424	0,6314
		35	185,424	0,6314
		42	185,438	0,7042
		56	185,442	0,7285
		62	185,442	0,7285
		70	185,443	0,7312
		84	185,449	0,7636
1,5 Mio. Lastwechsel Vorschädigung	ohne	0	182,093	-
		7	182,181	0,4860
		14	182,202	0,5986
		21	182,220	0,7002
		28	182,248	0,8512
		35	182,266	0,9528
		42	182,274	0,9940
		56	182,274	0,9967
		62	182,274	0,9940
		70	182,274	0,9940
		84	182,274	0,9940

Probe	mit/ohne Zufuhr externer Alkalien	Lagerungsdauer [d]	Länge der Probe [mm]	Dehnung [mm/m]
1,5 Mio. Lastwechsel Vorschädigung	mit	0	180,468	-
		7	180,533	0,3629
		14	180,592	0,6899
		21	180,691	1,2357
		28	180,693	1,2495
		35	180,698	1,2745
		42	180,702	1,2994
		56	180,704	1,3105
		62	180,708	1,3326
		70	180,710	1,3410
		84	180,710	1,3410
2,0 Mio. Lastwechsel Vorschädigung	ohne	0	186,923	-
		7	187,011	0,4708
		14	187,112	1,0111
		21	187,133	1,1235
		28	187,143	1,1743
		35	187,143	1,1743
		42	187,144	1,1796
		56	187,145	1,1877
		62	187,145	1,1877
		70	187,147	1,1957
		84	187,151	1,2198
	mit	0	187,746	-
		7	187,845	0,5273
		14	187,964	1,1585
		21	187,964	1,1611
		28	187,966	1,1718
		35	187,966	1,1718
		42	187,968	1,1798
		56	187,971	1,1958
		62	187,973	1,2064
		70	187,974	1,2117
		84	187,976	1,2224

Probe	mit/ohne Zufuhr externer Alkalien	Lagerungsdauer [d]	Länge der Probe [mm]	Dehnung [mm/m]
5,0 Mio. Lastwechsel Vorschädigung	ohne	0	187,430	-
		7	187,514	0,4482
		14	187,515	0,4508
		21	187,531	0,5389
		28	187,543	0,6029
		35	187,559	0,6856
		42	187,563	0,7069
		56	187,565	0,7176
		62	187,565	0,7176
		70	187,565	0,7176
		84	187,565	0,7176
	mit	0	186,978	-
		7	187,263	1,5242
		14	187,281	1,6205
		21	187,281	1,6205
		28	187,285	1,6419
		35	187,286	1,6446
		42	187,299	1,7168
		56	187,308	1,7649
		62	187,311	1,7783
		70	187,313	1,7917
		84	187,313	1,7917

## Anhang E

„In-situ gemessene Ultraschalllaufzeiten (BAB A10 und A30)“

Tabelle 38: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A10, Profil 1

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	29,2	55812
		Quer	31,2	48886
	2	Längs	29,5	54683
		Quer	30,3	51833
	3	Längs	29,8	53587
		Quer	30,9	49840
	4	Längs	30,1	52524
		Quer	30,4	51493
	5	Längs	30,2	52177
		Quer	31,3	48574
	6	Längs	30,6	50822
		Quer	30,9	49840
	7	Längs	30,2	52177
		Quer	30,8	50164
	8	Längs	30,6	50822
		Quer	30,3	51833
	9	Längs	30,7	50491
		Quer	31,0	49519
1FS	1	Längs	32,6	44777
		Quer	32,6	44777
	2	Längs	32,7	44504
		Quer	31,6	47656
	3	Längs	31,4	48265
		Quer	32,6	44777
	4	Längs	33,1	43435
		Quer	32,9	43964
	5	Längs	32,5	45053
		Quer	31,7	47356
	6	Längs	32,1	46183
		Quer	33,3	42915
	7	Längs	32,5	45053
		Quer	33,2	43173
	8	Längs	31,0	49519
		Quer	34,2	40686
	9	Längs	30,6	50822
		Quer	33,1	43435
2FS	1	Längs	32,2	45897
		Quer	33,3	42915
	2	Längs	32,0	46472
		Quer	32,9	43964
	3	Längs	31,3	48574
		Quer	32,2	45897
	4	Längs	33,3	42915
		Quer	32,0	46472
	5	Längs	32,9	43964
		Quer	31,3	48574
	6	Längs	32,2	45897
		Quer	33,3	42915
	7	Längs	32,0	46472
		Quer	32,9	43964
	8	Längs	31,3	48574
		Quer	32,2	45897
	9	Längs	33,3	42915
		Quer	32,0	46472

Tabelle 39: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A10, Profil 2

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	30,0	52875
		Quer	30,8	50164
	2	Längs	31,4	48265
		Quer	33,3	42915
	3	Längs	30,4	51493
		Quer	30,5	51156
	4	Längs	30,0	52875
		Quer	30,7	50491
	5	Längs	30,8	50164
		Quer	30,7	50491
	6	Längs	30,0	52875
		Quer	30,0	52875
	7	Längs	30,4	51493
		Quer	30,3	51833
	8	Längs	32,3	45613
		Quer	32,5	45053
	9	Längs	31,0	49519
		Quer	30,5	51156
1FS	1	Längs	34,9	39070
		Quer	34,4	40214
	2	Längs	33,0	43698
		Quer	35,5	37760
	3	Längs	32,2	45897
		Quer	33,3	42915
	4	Längs	33,0	43698
		Quer	34,7	39522
	5	Längs	34,7	39522
		Quer	35,7	37338
	6	Längs	32,4	45332
		Quer	33,0	43698
	7	Längs	33,8	41654
		Quer	35,3	38189
	8	Längs	32,8	44233
		Quer	33,4	42658
	9	Längs	33,4	42658
		Quer	33,8	41654
2FS	1	Längs	32,9	43964
		Quer	34,2	40686
	2	Längs	33,0	43698
		Quer	34,1	40925
	3	Längs	33,6	42152
		Quer	34,5	39981
	4	Längs	32,9	43964
		Quer	34,2	40686
	5	Längs	33,0	43698
		Quer	34,1	40925
	6	Längs	33,6	42152
		Quer	34,5	39981
	7	Längs	32,9	43964
		Quer	34,2	40686
	8	Längs	33,0	43698
		Quer	34,1	40925
	9	Längs	33,6	42152
		Quer	34,5	39981



Tabelle 40: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A10, Profil 3

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	31,2	48886
		Quer	31,8	47059
	2	Längs	31,7	47356
		Quer	34,1	40925
	3	Längs	31,0	49519
		Quer	30,5	51156
	4	Längs	31,1	49201
		Quer	32,0	46472
	5	Längs	31,1	49201
		Quer	29,8	53587
	6	Längs	29,7	53949
		Quer	30,3	51833
	7	Längs	31,2	48886
		Quer	31,7	47356
	8	Längs	31,7	47356
		Quer	33,1	43435
	9	Längs	30,4	51493
		Quer	31,4	48265
1FS	1	Längs	31,6	47656
		Quer	32,9	43964
	2	Längs	31,7	47356
		Quer	33,4	42658
	3	Längs	31,0	49519
		Quer	33,5	42404
	4	Längs	32,9	43964
		Quer	32,0	46472
	5	Längs	31,6	47656
		Quer	34,4	40214
	6	Längs	30,9	49840
		Quer	35,7	37338
	7	Längs	32,2	45897
		Quer	31,6	47656
	8	Längs	32,4	45332
		Quer	34,8	39295
	9	Längs	32,3	45613
		Quer	33,4	42658
2FS	1	Längs	32,0	46472
		Quer	33,2	43173
	2	Längs	32,1	46183
		Quer	34,5	39981
	3	Längs	33,0	43698
		Quer	33,4	42658
	4	Längs	32,0	46472
		Quer	33,2	43173
	5	Längs	32,1	46183
		Quer	34,5	39981
	6	Längs	33,0	43698
		Quer	33,4	42658
	7	Längs	32,0	46472
		Quer	33,2	43173
	8	Längs	32,1	46183
		Quer	34,5	39981
	9	Längs	33,0	43698
		Quer	33,4	42658

Tabelle 41: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A10, Profil 4

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	32,9	43964
		Quer	32,7	44504
	2	Längs	31,6	47656
		Quer	31,8	47059
	3	Längs	32,4	45332
		Quer	32,2	45897
	4	Längs	32,3	45613
		Quer	33,1	43435
	5	Längs	33,0	43698
		Quer	33,3	42915
	6	Längs	31,5	47959
		Quer	33,2	43173
	7	Längs	34,5	39981
		Quer	33,2	43173
	8	Längs	33,9	41409
		Quer	33,2	43173
	9	Längs	32,6	44777
		Quer	31,0	49519
1FS	1	Längs	35,6	37549
		Quer	34,1	40925
	2	Längs	32,2	45897
		Quer	33,3	42915
	3	Längs	32,1	46183
		Quer	32,5	45053
	4	Längs	34,4	40214
		Quer	33,8	41654
	5	Längs	32,3	45613
		Quer	33,8	41654
	6	Längs	33,3	42915
		Quer	32,8	44233
	7	Längs	33,8	41654
		Quer	32,9	43964
	8	Längs	31,8	47059
		Quer	33,6	42152
	9	Längs	31,7	47356
		Quer	33,1	43435
2FS	1	Längs	32,4	45332
		Quer	33,6	42152
	2	Längs	32,8	44233
		Quer	33,2	43173
	3	Längs	34,3	40449
		Quer	33,9	41409
	4	Längs	32,4	45332
		Quer	33,6	42152
	5	Längs	32,8	44233
		Quer	33,2	43173
	6	Längs	34,3	40449
		Quer	33,9	41409
	7	Längs	32,4	45332
		Quer	33,6	42152
	8	Längs	32,8	44233
		Quer	33,2	43173
	9	Längs	34,3	40449
		Quer	33,9	41409

Tabelle 42: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A10, Profil 5

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	31,0	49519
		Quer	32,6	44777
	2	Längs	31,8	47059
		Quer	33,2	43173
	3	Längs	32,0	46472
		Quer	32,4	45332
	4	Längs	30,7	50491
		Quer	31,2	48886
	5	Längs	31,2	48886
		Quer	31,2	48886
	6	Längs	31,0	49519
		Quer	31,6	47656
	7	Längs	30,6	50822
		Quer	31,0	49519
	8	Längs	30,4	51493
		Quer	31,8	47059
	9	Längs	32,0	46472
		Quer	31,7	47356
1FS	1	Längs	32,9	43964
		Quer	35,3	38189
	2	Längs	33,7	41902
		Quer	33,3	42915
	3	Längs	33,4	42658
		Quer	34,4	40214
	4	Längs	34,0	41166
		Quer	34,0	41166
	5	Längs	32,3	45613
		Quer	33,0	43698
	6	Längs	33,8	41654
		Quer	31,4	48265
	7	Längs	32,6	44777
		Quer	32,7	44504
	8	Längs	32,3	45613
		Quer	32,7	44504
	9	Längs	31,5	47959
		Quer	32,4	45332
2FS	1	Längs	34,2	40686
		Quer	34,7	39522
	2	Längs	34,6	39750
		Quer	33,8	41654
	3	Längs	33,0	43698
		Quer	32,9	43964
	4	Längs	34,2	40686
		Quer	34,7	39522
	5	Längs	34,6	39750
		Quer	33,8	41654
	6	Längs	33,0	43698
		Quer	32,9	43964
	7	Längs	34,2	40686
		Quer	34,7	39522
	8	Längs	34,6	39750
		Quer	33,8	41654
	9	Längs	33,0	43698
		Quer	32,9	43964

Tabelle 43: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A30, Profil 1

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	31,6	47760
		Quer	31,4	48188
	2	Längs	31,5	48056
		Quer	31,9	46780
	3	Längs	31,0	49583
		Quer	31,4	48353
	4	Längs	32,2	46004
		Quer	32,3	45682
	5	Längs	31,8	46943
		Quer	31,6	47596
	6	Längs	31,3	48717
		Quer	32,3	45522
	7	Längs	31,7	47367
		Quer	32,0	46359
	8	Längs	32,4	45458
		Quer	31,9	46845
	9	Längs	31,7	47269
		Quer	32,5	45074
1FS	1	Längs	33,5	42281
		Quer	33,6	42127
	2	Längs	33,3	42839
		Quer	33,2	43275
	3	Längs	34,0	41177
		Quer	34,1	40903
	4	Längs	34,2	40751
		Quer	33,4	42684
	5	Längs	33,6	42127
		Quer	35,1	38597
	6	Längs	33,7	42004
		Quer	34,1	41024
	7	Längs	33,7	41850
		Quer	34,9	39100
	8	Längs	33,6	42127
		Quer	33,2	43275
	9	Längs	33,5	42405
		Quer	33,9	41421
2FS	1	Längs	32,9	44028
		Quer	33,0	43588
	2	Längs	33,2	43275
		Quer	33,5	42405
	3	Längs	33,3	42839
		Quer	34,2	40751
	4	Längs	33,0	43714
		Quer	33,7	42004
	5	Längs	33,7	41850
		Quer	34,1	40903
	6	Längs	33,0	43714
		Quer	34,7	39577
	7	Längs	33,6	42127
		Quer	34,1	41024
	8	Längs	33,9	41299
		Quer	34,3	40509
	9	Längs	33,3	42994
		Quer	35,2	38479

Tabelle 44: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A30, Profil 2

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	32,1	46294
		Quer	32,0	46586
	2	Längs	32,5	45106
		Quer	33,0	43588
	3	Längs	31,6	47629
		Quer	31,4	48353
	4	Längs	32,7	44566
		Quer	32,9	43871
	5	Längs	32,1	46197
		Quer	32,1	46262
	6	Längs	31,8	47073
		Quer	32,8	44123
	7	Längs	32,5	44947
		Quer	33,2	43181
	8	Längs	32,9	44091
		Quer	32,3	45586
	9	Längs	32,8	44154
		Quer	33,6	42250
1FS	1	Längs	33,5	42405
		Quer	33,7	42004
	2	Längs	34,2	40630
		Quer	33,4	42559
	3	Längs	33,5	42281
		Quer	35,2	38479
	4	Längs	33,4	42684
		Quer	33,2	43119
	5	Längs	33,7	41850
		Quer	34,0	41177
	6	Längs	33,8	41696
		Quer	35,0	38952
	7	Längs	34,1	41024
		Quer	34,2	40751
	8	Längs	33,7	42004
		Quer	33,5	42281
	9	Längs	33,1	43432
		Quer	33,9	41299
2FS	1	Längs	32,9	43839
		Quer	33,1	43432
	2	Längs	33,2	43119
		Quer	33,5	42281
	3	Längs	33,9	41299
		Quer	34,2	40630
	4	Längs	33,0	43588
		Quer	33,8	41696
	5	Längs	33,8	41696
		Quer	34,1	41024
	6	Längs	33,0	43588
		Quer	34,7	39487
	7	Längs	33,7	42004
		Quer	34,0	41177
	8	Längs	34,0	41177
		Quer	34,3	40358
	9	Längs	33,3	42839
		Quer	33,6	42127

Tabelle 45: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A30, Profil 3

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	34,0	41177
		Quer	32,9	43871
	2	Längs	31,2	48949
		Quer	32,0	46553
	3	Längs	31,0	49516
		Quer	32,5	44979
	4	Längs	33,5	42405
		Quer	32,8	44312
	5	Längs	31,9	46618
		Quer	31,4	48353
	6	Längs	31,2	48982
		Quer	31,7	47498
	7	Längs	33,3	42808
		Quer	32,9	43902
	8	Längs	31,6	47596
		Quer	31,5	47990
	9	Längs	31,3	48518
		Quer	32,3	45490
1FS	1	Längs	36,0	36674
		Quer	35,2	38361
	2	Längs	34,5	39906
		Quer	32,9	44060
	3	Längs	35,1	38538
		Quer	34,9	39100
	4	Längs	36,0	36818
		Quer	33,6	42250
	5	Längs	33,2	43244
		Quer	32,5	45043
	6	Längs	34,1	40994
		Quer	33,4	42715
	7	Längs	34,5	39966
		Quer	34,4	40147
	8	Längs	34,3	40358
		Quer	32,4	45330
	9	Längs	33,8	41635
		Quer	33,6	42250
2FS	1	Längs	35,4	37951
		Quer	35,0	38774
	2	Längs	34,4	40297
		Quer	32,9	44028
	3	Längs	33,3	42901
		Quer	35,1	38538
	4	Längs	34,5	39996
		Quer	33,3	42994
	5	Längs	33,5	42405
		Quer	33,9	41512
	6	Längs	33,6	42096
		Quer	33,6	42127
	7	Längs	34,3	40539
		Quer	33,3	42901
	8	Längs	33,8	41727
		Quer	35,1	38715
	9	Längs	32,6	44693
		Quer	35,1	38656

Tabelle 46: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A30, Profil 4

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	31,3	48485
		Quer	31,7	47367
	2	Längs	32,4	45266
		Quer	32,5	45106
	3	Längs	32,0	46586
		Quer	32,3	45554
	4	Längs	31,7	47302
		Quer	32,2	45972
	5	Längs	31,3	48584
		Quer	31,6	47629
	6	Längs	32,1	46197
		Quer	31,8	46943
	7	Längs	31,5	47859
		Quer	32,1	46230
	8	Längs	32,1	46165
		Quer	32,1	46230
	9	Längs	32,1	46197
		Quer	32,7	44376
1FS	1	Längs	33,7	41850
		Quer	33,8	41696
	2	Längs	34,1	41024
		Quer	34,2	40751
	3	Längs	33,8	41696
		Quer	35,3	38214
	4	Längs	33,5	42281
		Quer	33,3	42994
	5	Längs	33,9	41299
		Quer	34,2	40630
	6	Längs	33,8	41574
		Quer	34,8	39219
	7	Längs	34,2	40630
		Quer	34,3	40358
	8	Längs	33,8	41696
		Quer	33,7	42004
	9	Längs	33,4	42684
		Quer	34,0	41177
2FS	1	Längs	33,0	43714
		Quer	33,1	43432
	2	Längs	33,3	42994
		Quer	33,5	42405
	3	Längs	33,7	42004
		Quer	34,2	40751
	4	Längs	33,2	43119
		Quer	33,7	41850
	5	Längs	33,8	41574
		Quer	34,0	41177
	6	Längs	33,1	43432
		Quer	34,1	41024
	7	Längs	33,7	41850
		Quer	33,9	41299
	8	Längs	34,1	41024
		Quer	34,3	40509
	9	Längs	33,4	42684
		Quer	33,7	42004

Tabelle 47: Ultraschalllaufzeiten und dyn. E-Moduln BAB A30, Profil 5

Fahrstreifen	Messstelle	Messrichtung [zur Fahrtrichtung]	Ultraschalllaufzeit [ $\mu$ s]	dyn. E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
SS	1	Längs	31,0	49583
		Quer	32,3	45682
	2	Längs	31,4	48254
		Quer	31,8	46943
	3	Längs	32,8	44186
		Quer	32,8	44249
	4	Längs	31,2	48916
		Quer	32,1	46262
	5	Längs	32,0	46488
		Quer	32,4	45234
	6	Längs	33,1	43525
		Quer	32,4	45234
	7	Längs	30,9	49951
		Quer	31,1	49215
	8	Längs	33,0	43714
		Quer	32,9	43839
	9	Längs	31,3	48717
		Quer	32,2	46004
1FS	1	Längs	33,4	42590
		Quer	33,5	42405
	2	Längs	34,3	40509
		Quer	34,0	41238
	3	Längs	34,9	39160
		Quer	34,4	40177
	4	Längs	33,8	41543
		Quer	33,4	42590
	5	Längs	32,5	44947
		Quer	34,7	39607
	6	Längs	33,1	43525
		Quer	33,3	42932
	7	Längs	35,0	38804
		Quer	33,7	41942
	8	Längs	34,5	39966
		Quer	33,9	41329
	9	Längs	34,1	40872
		Quer	33,3	42839
2FS	1	Längs	35,2	38479
		Quer	34,1	40963
	2	Längs	33,9	41299
		Quer	34,4	40267
	3	Längs	33,8	41666
		Quer	33,6	42250
	4	Längs	32,6	44756
		Quer	33,0	43620
	5	Längs	33,3	42932
		Quer	32,7	44407
	6	Längs	33,9	41390
		Quer	32,8	44186
	7	Längs	34,8	39219
		Quer	33,6	42096
	8	Längs	34,1	40903
		Quer	33,1	43306
	9	Längs	33,9	41512
		Quer	33,3	42901