

# **Schadensrisiko und Schadensentwicklung in Betonfahrbahndecken als Folge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

**DOKTOR-INGENIEURS**

von der KIT-Fakultät für

Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)

genehmigte

**DISSERTATION**

von

Dipl.-Ing. Andreas Benjamin Wiedmann  
aus Schwäbisch Gmünd

Tag der mündlichen Prüfung: 26.06.2020

Hauptreferent: Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Korreferenten: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn

Karlsruhe 2020



## Kurzfassung

Betonfahrbahnen unterliegen neben den mechanischen Einwirkungen aus dem Verkehr insbesondere klimatisch bedingten, sich stetig ändernden thermischen und hygrischen Einwirkungen sowie zusätzlichen Beanspruchungen, die sich aus konstruktiven Gegebenheiten bzw. aus der Bauweise einer Betonfahrbahn ergeben.

Auf den hierdurch gegebenen Ausgangsbeanspruchungszustand treffen ggf. die Auswirkungen einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) in Form von eingeprägten Dehnungen als Folge der mit ihr einhergehenden Treiberscheinungen. Die hieraus resultierende Gesamtbeanspruchung bewirkt oftmals, aber nicht zwangsläufig, die zeitliche Entwicklung von breiten Fahrbahnrisen. Dabei ist der Wirkungsanteil aus der AKR praktisch unbekannt. Zudem führt die AKR auf der Widerstandsseite zu einer zunehmenden Entfestigung des Betongefüges, die gleichermaßen ausschlaggebend für die Rissbildung sein kann, jedoch nach jetzigem Kenntnisstand nicht quantifizierbar ist. Die eigentlichen Mechanismen der Rissbildung sind daher unbekannt. Dies schließt auch die Anwendung gezielter Gegenmaßnahmen aus.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die aufgezeigten Kenntnislücken zu schließen, d. h. die Beanspruchung infolge einer AKR im Schichtensystem Betonstraße unter den in der Praxis gegebenen komplexen Einwirkungen und Widerständen wirklichkeitsnah zu analysieren, das Schadensrisiko zuverlässig zu prognostizieren sowie Erkenntnisse hinsichtlich einer verbesserten konstruktiven Durchbildung des Schichtensystems zu gewinnen. Hierzu wird in der vorliegenden Arbeit zunächst ausführlich auf den Stand der Kenntnisse eingegangen. Anschließend werden die umfangreichen experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der zeitlichen Veränderung von Festigkeits- und Verformungseigenschaften zweier typischer Straßenbetone unter dem Einfluss einer schädigenden AKR vorgestellt. Sie belegen u. a. die zunehmende Entfestigung mit fortschreitender AKR. Die Ergebnisse dienen als Grundlage zur Herleitung von Materialgesetzen AKR-geschädigter Betone und zur Formulierung eines AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetzes. Parallel dazu erfolgt die Beschreibung der komplexen Beanspruchungen infolge Temperatur, Feuchte, Verkehr und AKR. Auf Grundlage der vorangegangenen Untersuchungen wird im Rahmen numerischer Untersuchungen das Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken sowie die Rissbildung und -entwicklung infolge AKR eingehend analysiert, um abschließend Empfehlungen und Maßnahmen zur zukünftigen Schadensvermeidung bzw. Schadensreduktion herleiten zu können.



# Abstract

Concrete pavements are, apart from mechanical influence of traffic, especially subject to climatically conditioned and continuously changing thermal and hygric exposure as well as further stress due to constructional characteristics arising e.g. from the building technique of a concrete pavement.

As the case may be, this basic exposure meets an alkali-silica reaction (ASR), causing distinctive expansions. Although not inevitably, the thusly implied overall strain often leads to expanding broad cracks in carriageways. The proportion of ASR to this is practically unknown. Besides, ASR leads to decreased resistance of the concrete, which may as well result in cracks. Nonetheless, this cannot be quantified at this moment. Therefore, the actual mechanisms of the formation of cracks are unknown. This also excludes the appliance of well-directed countermeasures.

The goal of this thesis was to fill the existing gaps in knowledge that is to analyse the actions due to ASR in the composite material concrete pavement under the complex exposure and resistance occurring in practice, to forecast the damage risk as well as gaining knowledge regarding an improved constructive design of the composite system. For this purpose, the present work first gives a detailed overview of the state of the art. Afterwards comprehensive experimental investigations will be presented to determine the temporal change of strength and deformation properties of two typical pavement concretes considering an increasing ASR-damage. The investigations demonstrate, among other things, the increasing softening with progressive ASR. The results are used to derivate material laws of ASR-damaged concrete and for the formulation of an ASR deterioration time law. At the same time, the complex loads caused by air temperature, moisture, traffic and ASR are described. On the basis of the preceding investigations the stress and deformation behaviour of concrete pavements as well as the crack formation and development as a result of ASR will be analysed in detail within the framework of numerical investigations in order to be able to derive recommendations and measures for future damage avoidance or damage reduction.



# Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), Abteilung Baustoffe und Betonbau, des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT). Das Thema zu dieser Arbeit ergab sich aus der Bearbeitung des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Teilprojekts 6 (TP6) der Forschergruppe 1498 „Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in Betonbauteilen bei gleichzeitiger zyklischer Beanspruchung und externer Alkalizufuhr“.

Allen voran bedanke ich mich herzlich bei Herrn Prof. em. Dr.-Ing. Harald S. Müller für die wertvollen Ratschläge und kritischen Anmerkungen, die maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Gleichzeitig danke ich ihm für seine wohlwollende Förderung und Ausbildung, die ich am Institut erfahren habe.

Mein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher für die Übernahme des Korreferats und die damit verbundenen Mühen. Er hat mit großem Interesse über die gesamte Dauer des Forschungsvorhabens und darüber hinaus meine Arbeit verfolgt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn danke ich für die Übernahme eines weiteren Korreferats und den damit verbundenen Mühen sowie seinem Interesse für meine Arbeit.

Ein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Engin Kotan für seine kompetente und hilfsbereite Unterstützung sowie seine wertvollen Anregungen und Hinweise. Darüber hinaus danke ich ihm für seinen positiven Zuspruch und seine Geduld.

Weiterhin gilt mein Dank allen Kolleginnen und Kollegen, studentischen und wissenschaftlichen Hilfskräften des Instituts sowie der MPA Karlsruhe, insbesondere in den Werkstätten und Laboren, für deren Unterstützung, die gute Zusammenarbeit und angenehme Arbeitsatmosphäre.

Besonders herzlich bedanke ich mich bei meinen Eltern Maria und Gerhard sowie meinem Bruder Steffen für ihren Rückhalt, ihre grenzenlose Nachsicht und Geduld sowie ihre liebevolle Unterstützung.

Schwäbisch Gmünd, September 2020



# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b>	<b>i</b>
<b>Abstract</b>	<b>iii</b>
<b>Vorwort</b>	<b>v</b>
<b>Notation</b>	<b>xi</b>
<b>1 Einführung</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung . . . . .	1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise . . . . .	2
1.3 Gliederung der Arbeit . . . . .	3
<b>2 Stand der Kenntnisse</b>	<b>5</b>
2.1 Fahrbahndecken aus Beton . . . . .	5
2.1.1 Aufbau und Konstruktion . . . . .	6
2.1.2 Baustoffe und Betonzusammensetzung . . . . .	8
2.1.3 Herstellung von Betonfahrbahndecken . . . . .	11
2.2 Einwirkungen auf Fahrbahndecken aus Beton . . . . .	12
2.2.1 Thermische Beanspruchungen . . . . .	13
2.2.2 Hygrische Beanspruchungen . . . . .	14
2.2.3 Verkehrsbeanspruchungen . . . . .	17
2.2.4 Treiberscheinungen . . . . .	19
2.2.5 Überlagerung einzelner Einwirkungen . . . . .	20
2.3 Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) . . . . .	21
2.3.1 Ablauf und Reaktionsmechanismen . . . . .	22
2.3.2 AKR-beeinflussende Faktoren . . . . .	23
2.3.2.1 Umwelt . . . . .	23
2.3.2.2 Gesteinskörnungen . . . . .	26
2.3.2.3 Zement . . . . .	27
2.3.2.4 Porenräume . . . . .	28
2.3.2.5 Permeabilität . . . . .	29
2.3.2.6 Probekörpergeometrie . . . . .	29
2.3.3 Charakteristische Schadensbilder an Fahrbahndecken aus Beton	30
2.3.4 AKR-Prüfverfahren . . . . .	33
2.3.4.1 Beschleunigte Mörtelschnellprüfverfahren . . . . .	33

2.3.4.2	Betonversuche . . . . .	34
2.3.4.3	AKR-Performance-Prüfungen . . . . .	35
2.3.5	Auswirkungen der AKR auf mechanische Materialeigenschaften	38
2.3.5.1	Festigkeiten und E-Modul . . . . .	38
2.3.5.2	Langzeitverhalten (Kriechen) . . . . .	45
2.3.6	Modelle zur Beschreibung des Verhaltens von AKR-geschädigten Betonen . . . . .	47
2.3.6.1	Mikroskopische Modelle . . . . .	47
2.3.6.2	Mesoskopische Modelle . . . . .	48
2.3.6.3	Makroskopische Modelle . . . . .	51
2.4	Abschließende Bewertung und Folgerungen . . . . .	54
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>57</b>
3.1	Überblick über das Versuchsprogramm . . . . .	57
3.2	Betonzusammensetzung und Probekörper . . . . .	59
3.2.1	Ausgangsstoffe . . . . .	59
3.2.2	Herstellung und Lagerung der Probekörper . . . . .	62
3.2.3	Frisch- und Festbetoneigenschaften . . . . .	64
3.3	Begleituntersuchungen . . . . .	66
3.3.1	Dehnungsmessungen . . . . .	66
3.3.2	Dehnwellenmessungen . . . . .	70
3.3.3	Kriechen und Schwinden . . . . .	74
3.4	Untersuchungen zur Beurteilung (bruch-)mechanischer Materialeigen- schaften . . . . .	76
3.4.1	Versuche zur Beurteilung der Drucktragfähigkeit . . . . .	77
3.4.1.1	Versuch zur Ermittlung der Druckfestigkeit . . . . .	77
3.4.1.2	Versuch zur Bestimmung des statischen E-Moduls . . . . .	77
3.4.2	Versuche zur Beurteilung der Zugtragfähigkeit . . . . .	77
3.4.2.1	Einaxialer, direkter Zugversuch . . . . .	78
3.4.2.2	Indirekte Prüfverfahren . . . . .	80
3.5	Versuchsergebnisse zu Festigkeits- und Verformungseigenschaften unter AKR-Einwirkung . . . . .	81
3.5.1	Hohes internes AKR-Schädigungspotential . . . . .	81
3.5.1.1	Straßenbeton unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung . . . . .	83
3.5.1.2	Straßenbeton unter Verwendung der Sauerländer Grau- wacke als Gesteinskörnung . . . . .	88
3.5.2	Alkalizufuhr von außen . . . . .	92
3.5.2.1	FIB-Klimawechselagerung (FIB-KWL) . . . . .	92
3.5.2.2	60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr . . . . .	99
3.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen . . . . .	101

<b>4</b>	<b>Theoretisch-analytische Untersuchungen</b>	<b>105</b>
4.1	Vorbemerkungen . . . . .	105
4.2	Materialkennwerte und Stoffgesetze (Widerstand) . . . . .	105
4.2.1	Thermische Materialeigenschaften . . . . .	106
4.2.2	Hygrische Materialeigenschaften . . . . .	108
4.2.3	(Bruch-)mechanische Materialeigenschaften . . . . .	111
4.2.3.1	Festigkeiten und Steifigkeit . . . . .	112
4.2.3.2	Versagenskriterium und Nachbruchverhalten . . . . .	114
4.2.3.3	Heterogenität des Werkstoffs Beton . . . . .	117
4.2.3.4	Viskoelastisches Verformungsverhalten . . . . .	118
4.2.4	AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz (AKR-Schädigungsmodell) . . . . .	124
4.2.5	Untergrundeigenschaften . . . . .	128
4.2.6	Zusammenstellung der Materialeigenschaften . . . . .	129
4.3	Quantitative Beschreibung der komplexen Beanspruchungen einer Betonfahrbahn (Einwirkungen) . . . . .	130
4.3.1	Temperatur . . . . .	131
4.3.2	Feuchte . . . . .	132
4.3.3	Verkehr . . . . .	132
4.3.4	Alkali-Kieselsäure-Reaktion . . . . .	133
4.4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen . . . . .	136
<b>5</b>	<b>Numerische Untersuchungen</b>	<b>139</b>
5.1	Vorbemerkungen . . . . .	139
5.2	Modellbildung . . . . .	140
5.3	Analyse zur Identifikation AKR-auslösender Zeiträume . . . . .	143
5.4	Lastfall Temperatur . . . . .	149
5.5	Lastfall Feuchte . . . . .	151
5.6	Lastfall Verkehr . . . . .	153
5.7	Lastfall Alkali-Kieselsäure-Reaktion . . . . .	155
5.8	Überlagerung der Lastfälle . . . . .	158
5.9	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen . . . . .	161
<b>6</b>	<b>Ergebnisanalyse</b>	<b>165</b>
6.1	Zielsetzung . . . . .	165
6.2	Praxisbeispiel: Autobahnabschnitt BAB 113 . . . . .	165
6.3	Vergleich der Ergebnisse (bruch-)mechanischer Untersuchungen aus Labor und Praxis . . . . .	170
6.4	Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton . . . . .	175
6.4.1	Lastfall Temperatur . . . . .	175
6.4.2	Lastfall Feuchte . . . . .	175
6.4.3	Lastfall Verkehr . . . . .	176
6.4.4	Lastfall AKR . . . . .	176

6.5	Maßnahmen zur zukünftigen Schadensreduktion . . . . .	180
6.5.1	Herstellungstechnische Maßnahmen . . . . .	180
6.5.2	Konstruktive Randbedingungen . . . . .	181
6.5.3	Materialtechnologische Randbedingungen . . . . .	181
6.5.4	Maßnahmen bei bereits eingetretener Schadensinitiierung . . .	182
6.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerung . . . . .	184
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>187</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>204</b>
	<b>Normen und Richtlinien</b>	<b>207</b>
	<b>Anhang</b>	
<b>A</b>	<b>Anlagen zum Stand der Kenntnisse</b>	<b>A-1</b>
<b>B</b>	<b>Anlagen zu den experimentellen Untersuchungen</b>	<b>B-1</b>
<b>C</b>	<b>Anlagen zu den theoretisch-analytischen Untersuchungen</b>	<b>C-1</b>
<b>D</b>	<b>Anlagen zu den numerischen Untersuchungen</b>	<b>D-1</b>
<b>E</b>	<b>Anlagen zur Ergebnisanalyse</b>	<b>E-1</b>

# Notation

Eine Doppelbezeichnung einzelner Symbole wird im Text an den entsprechenden Stellen erläutert.

## Lateinische Großbuchstaben

$A$	Fläche, Oberfläche [ $\text{m}^2$ ], [ $\text{cm}^2$ ]
$A_c$	Luftgehalt [%]
$A_c$	Gesamtfläche des Betonquerschnitts [ $\text{m}^2$ ], [ $\text{cm}^2$ ]
$A_{\text{netto}}$	Nettoquerschnittsfläche [ $\text{m}^2$ ], [ $\text{cm}^2$ ]
$A_w$	Wasseraufnahmekoeffizient [ $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{0,5})$ ]
$C$	Wärmekapazität [ $\text{W} \cdot \text{h}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ ]
$C_F$	Feuchtekapazität (Feuchtespeicherfähigkeit) [-]
$D$	Durchmesser [mm]
$D_{GK}$	Größtkorndurchmesser [mm]
$E$	Elastizitätsmodul (E-Modul) [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{c,eff}$	effektiver E-Modul [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{c,eff,AKR}$	effektiver E-Modul unter dem Einfluss einer schädigenden AKR [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_c$	E-Modul (Sekantenmodul) [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{c0}$	Elastizitätsmodul, ermittelt im zentrischen Zugversuch an ungekerbten Probekörpern [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{cm}$	mittlerer E-Modul [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{cm,28}$	mittlerer E-Modul im Alter von 28 d [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{cm}(t)$	mittlerer E-Modul zum Zeitpunkt $t$ [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{dyn}$	dynamischer E-Modul [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$E_{stat}$	statischer E-Modul [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$F$	Kraft, Last [N]
$G$	Schubmodul [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
$G_F$	Bruchenergie, ermittelt im zentrischen Zugversuch [N/m]
$G_{F,f}$	Bruchenergie, ermittelt im 3-Punkt-Biegeversuch [N/m]
$L$	tatsächliche Plattenlänge der Betonfahrbahndecke [m]
$L$	Probekörperlänge [mm]
$Q_{ak}$	charakteristischer Wert einer Einzelachslast (Lastmodell 2) für Straßenbrücken [kN]
$R$	Bestimmtheitsmaß [-]
$R_{se}$	Wärmedurchgangswiderstand, außen [ $(\text{m}^2 \cdot \text{K})/\text{W}$ ]
$R_{si}$	Wärmedurchgangswiderstand, innen [ $(\text{m}^2 \cdot \text{K})/\text{W}$ ]

$S$	Streubereich [-]
$T$	Temperatur [K]
$T_{01}$	1. Nullspannungstemperatur [K]
$T_{02}$	2. Nullspannungstemperatur [K]
$T_{max}$	Höchsttemperatur [K]
$T_{oben}$	Temperatur an der Oberseite der Betonfahrbahndecke [K]
$T_{unten}$	Temperatur an der Unterseite der Betonfahrbahndecke [K]
$\Delta T$	Temperaturgradient [K/mm], Temperaturdifferenz [K]
$\Delta T_1$	Temperaturdifferenz zwischen 1. und 2. Nullspannungstemperatur [K]
$\Delta T_{krit}$	kritische Temperaturdifferenz für Rissbildung [K]
$V$	Volumen [cm <sup>3</sup> ]
$V_{Pk,a}$	Probenvolumen nach Tauchwägung unter Atmosphärendruck [m <sup>3</sup> ]
$V_{Pk,d}$	Probenvolumen nach Tauchwägung und Lagerung unter hydrostatischem Druck von 150 bar [m <sup>3</sup> ]
$V_{\Sigma,Hg}$	Gesamtvolumen des eingedrungenen Quecksilbers [ml]
$V_{\Sigma,Hg,max}$	Gesamtvolumen des eingedrungenen Quecksilbers bei Erreichen des maximalen Einpressdrucks [ml]
$W_w$	Wasseraufnahmekoeffizient [kg/(m <sup>2</sup> ·h <sup>0,5</sup> )]
$X_i(t)$	Funktion zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung von Festigkeit und Steifigkeit
$X_{i,28}$	Festigkeits- bzw. Steifigkeitswert im Alter von 28 d [N/mm <sup>2</sup> ]
$Y$	homogenisierter E-Modul des Betons mit AKR-induzierten Rissen [N/mm <sup>2</sup> ]
$Y_0$	homogenisierter E-Modul des Betons ohne AKR-induzierte Risse [N/mm <sup>2</sup> ]

### Lateinische Kleinbuchstaben

$a$	Kantenlänge des Würfels [mm]
$a_I$	Koeffizient zur rechnerischen Ermittlung AKR-induzierter Dehnungen in Phase I [mm/(m · d <sup>2</sup> )]
$a_{II}$	Koeffizient zur rechnerischen Ermittlung AKR-induzierter Dehnungen in Phase II [mm/(m · d <sup>3</sup> )]
$b_I$	Koeffizient zur rechnerischen Ermittlung der Abnahme der Nettozugfestigkeit infolge AKR-Schädigung in Phase I [N/(mm <sup>2</sup> · d <sup>2</sup> )]
$b_{II}$	Koeffizient zur rechnerischen Ermittlung der Abnahme der Nettozugfestigkeit infolge AKR-Schädigung in Phase II [N/(mm <sup>2</sup> · d <sup>3</sup> )]
$c$	Faktor [-]
$c$	spezifische Wärmekapazität [J/(kg · K)]
$c_5$	Verdichtungsmaß, 5 min nach Mischende [-]
$f$	Häufigkeit
$f_I$	Anpassungsfaktor der Nettozugfestigkeit in Phase I [-]

$f_{II}$	Anpassungsfaktor der Nettozugfestigkeit in Phase II [-]
$f_c$	einaxiale Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm}$	Mittelwert der einaxialen Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm,28}$	Mittelwert der einaxialen Druckfestigkeit im Alter von 28 d [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm,cube}$	Mittelwert der einaxialen Würfeldruckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm}(t)$	Mittelwert der einaxialen Druckfestigkeit zum Zeitpunkt $t$ [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct}$	einaxiale (zentrische) Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm}$	Mittelwert der einaxialen (zentrische) Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm,28}$	Mittelwert der einaxialen (zentrische) Zugfestigkeit im Alter von von 28 d [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm,n}$	Mittelwert der einaxialen Nettozugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm}(t)$	Mittelwert der einaxialen Zugfestigkeit zum Zeitpunkt $t$ [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct,n}$	einaxiale Nettozugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct,n}(t_0)$	einaxiale Nettozugfestigkeit zu Beginn der FIB-KWL [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_r$	Bruchmodul [N/mm <sup>2</sup> ]
$h$	Höhe der Betonfahrbahndecke, Plattenhöhe, Betondeckendicke [mm]
$h$	wirksame Bauteildicke [mm]
$h_{el}$	Elementhöhe [mm]
$h_{se}$	Wärmeübergangskoeffizient, außen [W/(m <sup>2</sup> · K)]
$h_{si}$	Wärmeübergangskoeffizient, innen [W/(m <sup>2</sup> · K)]
$k_s$	äquivalenter Bettungsmodul [N/mm <sup>3</sup> ]
$l_0$	Länge bei der Nullmessung [mm]
$l_{el}$	Elementlänge [mm]
$l_{krit}$	kritische Plattenlänge [m]
$l_p$	Länge des Probekörpers [mm]
$l_t$	Länge zum Zeitpunkt $t$ [mm]
$\Delta l$	Längenänderung [mm/m]
$m$	Masse [kg]
$m_{tauch,d}$	scheinbare Masse nach Drucktopflagerung [kg]
$m_{tr}$	Trockenmasse nach Trocknung bei 105 °C [kg]
$m_{w,a}$	Probenmasse nach Wasserlagerung unter Atmosphärendruck [kg]
$m_{w,d}$	Probenmasse nach Lagerung unter hydrostatischem Druck von 150 bar [kg]
$n_I$	Exponent zur rechnerischen Ermittlung AKR-induzierter Dehnungen bzw. der Abnahme von $f_{ct,n}$ während der FIB-KWL in Phase I [-]
$n_{II}$	Exponent zur rechnerischen Ermittlung AKR-induzierter Dehnungen bzw. der Abnahme von $f_{ct,n}$ während der FIB-KWL in Phase II [-]
$p$	Druck bzw. Kontaktdruck [Pa] bzw. [N/mm <sup>2</sup> ]
$r$	Porenradius bzw. Radius (zylindrische Pore) [m] oder [nm]

$s$	Faktor zur Berücksichtigung der Festigkeitsklasse des Zements
$t$	Zeit, Betonalter, Versuchsdauer [a], [d], [h], [min], [s]
$t_{0,adj}$	angepasstes Betonalter [d]
$t_{K1}$	Kerbtiefe bei beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern ( $100 \times 100 \times 190 \text{ mm}^3$ ) [mm]
$t_{K2}$	Kerbtiefe bei beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern ( $75 \times 75 \times 130 \text{ mm}^3$ ) [mm]
$t_{K3}$	Kerbtiefe bei rundum gekerbten zylindrischen Probekörpern ( $D = 70 \text{ mm}$ , $L = 130 \text{ mm}$ ) [mm]
$t_s$	Betonalter bei Trocknungsbeginn [a], [d], [h], [min], [s]
$u$	der Umgebung ausgesetzter Umfang [mm]
$u$	massebezogener Feuchtegehalt [M.-%]
$u_f$	freie Wassersättigung unter Atmosphärendruck [M.-%]
$u_{max}$	maximaler Wassergehalt bei 150 bar [M.-%]
$v_d$	Geschwindigkeit der Dehnwelle [km/s]
$v_p$	Geschwindigkeit der Druckwelle [km/s]
$v_r$	Geschwindigkeit der Oberflächenwelle [km/s]
$v_s$	Geschwindigkeit der Scherwelle [km/s]
$w$	Rissbreite, Rissöffnung [mm]
$w_c$	kritische Rissbreite, Rissöffnung [mm]
$x$	Ortskoordinate [m]
$y$	Ortskoordinate [m]
$z$	Ortskoordinate [m]
$z$	Zementmenge [kg]

### Griechische Buchstaben

$\alpha_{bs}$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Zementart (Grundswinden)
$\alpha_{ds1}$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Zementart (Trocknungsswinden)
$\alpha_{ds2}$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Zementart (Trocknungsswinden)
$\alpha_{f_{cm}}$	Koeffizient beim Trocknungskriechen
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient, Wärmedehnzahl [ $\text{K}^{-1}$ ]
$\beta$	Schubretentionsfaktor bzw. Schubreduktionsfaktor [-]
$\beta_{bc}(f_{cm})$	Funktion zur Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse (Grundkriechen) [-]
$\beta_{bc}(t, t_0)$	Zeitfunktion (Grundkriechen) [-]
$\beta_{bs}(t)$	Zeitfunktion des Grundswindens [-]
$\beta_{cc}(t)$	Funktion zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung mit der Zeit [-]
$\beta_{dc}(f_{cm})$	Funktion zur Berücksichtigung des Betonfestigkeitsklasse (Trocknungskriechen) [-]
$\beta_{dc}(t, t_0)$	Zeitfunktion (Trocknungskriechen) [-]
$\beta_h$	Koeffizient beim Trocknungskriechen [-]

$\beta_Q$	Anpassungsfaktor für Lastmodell 2 (Verkehrsbeanspruchung) [-]
$\beta_{RH}(RH)$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte [-]
$\beta_X$	Festigkeit- bzw. Steifigkeitsfaktor [-]
$\gamma$	Wichte des Betons [N/mm <sup>3</sup> ]
$\gamma(t_0)$	Koeffizient beim Trocknungskriechen [-]
$\delta$	Verformung [mm]
$\dot{\delta}$	Verformungsgeschwindigkeit [mm/s]
$\varepsilon$	Dehnung [mm/m], [-]
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsgeschwindigkeit [1/s]
$\varepsilon_6$	gemessene Dehnung nach 6 Zyklen der FIB-KWL [mm/m]
$\varepsilon_8$	gemessene Dehnung nach 8 Zyklen der FIB-KWL [mm/m]
$\varepsilon_{AKR}$	AKR-induzierte Dehnung [mm/m], [-]
$\varepsilon_c$	kritische Dehnung [mm/m], [-]
$\varepsilon_c$	Gesamtdehnung des Betons [mm/m], [-]
$\varepsilon_{c0}$	Bruchdehnung [mm/m], [-]
$\varepsilon_{cbs}$	Dehnungen infolge Grundswindens (autogenes Schwinden) [mm/m], [-]
$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$	Koeffizient infolge Grundswindens [mm/m], [-]
$\varepsilon_{cc}$	Kriechverformung [mm/m], [-]
$\varepsilon_{c ds}$	Dehnungen infolge Trocknungsschwinden [mm/m], [-]
$\varepsilon_{c ds0}(f_{cm})$	Koeffizient des Trocknungsschwindens [mm/m], [-]
$\varepsilon_{ci}$	Elastische Verformung [mm/m], [-]
$\varepsilon_{cr}$	Rissdehnung [mm/m], [-]
$\varepsilon_{cs}$	Schwindverformung [mm/m], [-]
$\varepsilon_{cT}$	Dehnungen infolge Temperaturänderung [mm/m], [-]
$\varepsilon_{el}$	elastische Dehnung [mm/m], [-]
$\varepsilon_{nn}^{cr}$	Rechnerisch ermittelte Rissdehnung [-]
$\varepsilon_S$	Dehnungen infolge Quellen oder Schwinden [mm/m], [-]
$\varepsilon_t$	Dehnungen zum Zeitpunkt $t$ im Zuge diskontinuierlicher Dehnungsmessungen [mm/m] [-]
$\theta_{Hg}$	Kontaktwinkel von Quecksilber [°]
$\theta_{por}$	Porosität [-]
$\kappa_S$	Feuchtedehnzahl (hygrischer Ausdehnungskoeffizient) [mm/m]
$\lambda$	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]
$\lambda_F$	Feuchteleitfähigkeit [m <sup>2</sup> /h], [m <sup>2</sup> /d]
$\mu$	Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl [-]
$\mu_{dry}$	Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl im trockenen Prüfgefäß [-]
$\mu_{wet}$	Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl im feuchten Prüfgefäß [-]
$\nu$	Poisson-Zahl, Querdehnzahl [-]
$\rho$	Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_f$	Frischbetonrohddichte [kg/m <sup>3</sup> ]

$\rho_{R,28}$	Festbetonrohddichte im Alter von 28 d [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_{tr}$	Trockenrohddichte [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	Dichte des Wassers [kg/m <sup>3</sup> ]
$\sigma$	Spannungen [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{ct}$	Zugspannungen [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{Hg}$	Oberflächenspannung von Quecksilber [N/m]
$\sigma_o$	obere Prüfspannung bei der 3. Belastung [N/mm <sup>2</sup> ] ( $E_{stat}$ )
$\sigma_o$	Oberspannung im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs
$\sigma_u$	untere Prüfspannung vor der 3. Belastung [N/mm <sup>2</sup> ] ( $E_{stat}$ )
$\sigma_u$	Unterspannung im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs
$\sigma_w$	ungestörte Wölbspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_w'$	gestörte Wölbspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_w''$	reduzierte Wölbspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_x$	horizontale Spannungen im Querschnitt der Betondecke [N/mm <sup>2</sup> ]
$\varphi$	Kriechzahl [-]
$\varphi_{bc}$	Grundkriechzahl [-]
$\varphi_{dc}$	Trocknungskriechzahl [-]
$\phi$	relative Luftfeuchte [%]
$\Phi$	Feuchtepotential [-]
$\Phi_{OS}$	Feuchtepotential an der Oberseite der Betonfahrbahndecke [-]
$\Phi_{US}$	Feuchtepotential an der Unterseite der Betonfahrbahndecke [-]
$\chi(t)$	Alterungskoeffizient [-]
$\psi$	volumenbezogener Feuchtegehalt [Vol.-%]
$\psi_f$	Sättigungsfeuchtegehalt [Vol.-%]

## Abkürzungen

AKR	Alkali-Kieselsäure-Reaktion
ASR	alkali-silica reaction
ARS	Allgemeines Rundschreiben Straßenbau
BAB	Bundesautobahn
BAM	Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
Bk	Belastungsklasse
BK	Bohrkern
BV	Betonverflüssiger
BV60	60 °C-Betonversuch
BV60-mA	60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr von außen
CaCl <sub>2</sub>	Caliumchlorid
CaO	Calciumoxid
Ca(OH) <sub>2</sub>	Calciumhydroxid

---

CaSiO <sub>3</sub>	Calciumsilicat
CaSO <sub>4</sub>	Calciumsulfat
CEM I	Portlandzement
CO <sub>2</sub>	Kohlenstoffdioxid
C-S-H	Calciumsilikathydrat
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DFG	Deutsche Forschungsgemeinschaft
DIN	Deutsches Institut für Normung
DIANA	DIspacement ANALyser
DMS	Dehnmessstreifen
DWD	Deutscher Wetterdienst
E	Entnahmeebene
EWK	Einwirkungskombination
<i>FDP</i>	Dampfdiffusion infolge Wasserdampfpartialdruckgradienten
FEM	Finite-Elemente-Methode
FIB	F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde (Weimar)
<i>fib</i>	Fédération Internationale du Béton (International Federation for Structural Concrete)
<i>FKU</i>	kapillarer Flüssigkeitstransport infolge eines Wassergehaltsgradienten
FL	Feuchtlagerung
FL-1	ab 56 d: 20 °C über Wasser
FL-2	ab 56 d: 60 °C über Wasser
FL-2A	ab 24 h: 60 °C über Wasser
FM	Fließmittel
FOR 1498	DFG-Forschergruppe 1498
FR	Fahrtrichtung
FS	Fahrstreifen
FSS	Frostschuttschicht
FTW	Frost-Tau-Wechsel
GD	Granodiorit
GM	Grundmodell
GW	Grauwacke
gE	gute Entwässerung an der Unterseite der Betondecke, $\Phi = 1,0$
H	Lastfall Feuchte
H <sub>2</sub> O	Wasser
HF	Hochfrequenzmessverfahren (Dielektrizitätsprinzip)
Hg	Quecksilber
HGT	hydraulisch gebundene Tragschicht
iFR	in Fahrtrichtung
K <sub>2</sub> O	Kaliumoxid
K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Kaliumsulfat
KOH	Kaliumhydroxid

KWL	Klimawechsellagerung
LEBM	Linear-elastische Bruchmechanik
LF	Luftfeuchte
LKW	Lastkraftwagen
LP	Luftporenbildner (LP-Mittel)
$\bar{N}$	Natriumäquivalent [M.-%]
$\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}}$	Natriumäquivalent [M.-%]
mFTW	mit Frost-Tau-Wechsel
M.-%	Massenprozent
MST	Mörtelschnelltest
MW	Mittelwert
$\text{Na}_2\text{O}$	Natriumoxid
$\text{NaCl}$	Natriumchlorid
$\text{NaOH}$	Natriumhydroxid
$\text{NaSO}_4$	Natriumsulfat
$\text{NH}_4\text{NHPO}_4$	Ammoniumdihydrogenphosphat
NLBM	nichtlinear-elastische Bruchmechanik
NST	Nullspannungstemperatur
Nr.	Nummer
NSTG	Nullspannungstemperaturgradient
$\text{OH}^-$	Hydroxidionen
oFTW	ohne Frost-Tau-Wechsel
PE	Polyethylen
Pk	Probekörper
REF	Referenzlagerung (20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte)
RDO	Richtlinien für die Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen
RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen
RUB	Ruhr-Universität Bochum
SB	Straßenbeton (Fahrbahndeckenbeton)
$\text{SiO}_2$	Siliciumdioxid (Kieselsäure)
sE	schlechte Entwässerung an der Unterseite der Betondecke, $\Phi = 1,15$
sFR	senkrecht zur Fahrtrichtung
SPV	Schnellprüfverfahren
StB	Straßenbau
StS	Standstreifen
V	Lastfall Verkehr
VDZ	Verein Deutscher Zementwerke e. V.
Vol.-%	Volumenprozent
VZ	Verzögerer
w/z-Wert	Wassers-zementwert
WB	mechanische Wechselbeanspruchung

WA	Feuchtigkeitsklasse - feucht und Alkalizufuhr von außen
WF	Feuchtigkeitsklasse - feucht
WO	Feuchtigkeitsklasse - trocken
WS	Feuchtigkeitsklasse - feucht und Alkalizufuhr von außen mit dynamischer Belastung durch Schwerlastverkehr
T	Lastfall Temperatur, Temperatur
TRY	Testreferenzjahr
TL	Technische Lieferbedingungen
TP	Technische Prüfvorschriften
XRD	Röntgendiffraktometrie
ZTV	Zusätzliche technische Vertragsbedingungen

### Indizes

<i>I</i>	Phase I der FIB-KWL, 0 d bis 168 d (Zyklus 1 bis 8)
<i>II</i>	Phase II der FIB-KWL, 168 d bis 252 d (Zyklus 8 bis 12)
<i>AKR</i>	Alkali-Kieselsäure-Reaktion
<i>AKR + T</i>	Alkali-Kieselsäure-Reaktion und Temperatur überlagert
<i>bc</i>	Grundkriechen
<i>bs</i>	Grundschrindungen (autogenes Schrindungen)
<i>cc</i>	Kriechverformungen
<i>dc</i>	Trocknungskriechen
<i>ds</i>	Trocknungsschrindungen
<i>exp.</i>	experimentell ermittelter Kennwert
<i>gE</i>	gute Entwässerung an der Unterseite der Betondecke, $\Phi = 1,0$
<i>OS</i>	Oberseite
<i>rech.</i>	rechnerisch ermittelter Kennwert
<i>red, AKR</i>	infolge einer AKR-Schädigung reduzierter Materialkennwert
<i>RH</i>	Umgebungsfeuchte
<i>sE</i>	schlechte Entwässerung an der Unterseite der Betondecke, $\Phi = 1,15$
<i>US</i>	Unterseite



# Kapitel 1

## Einführung

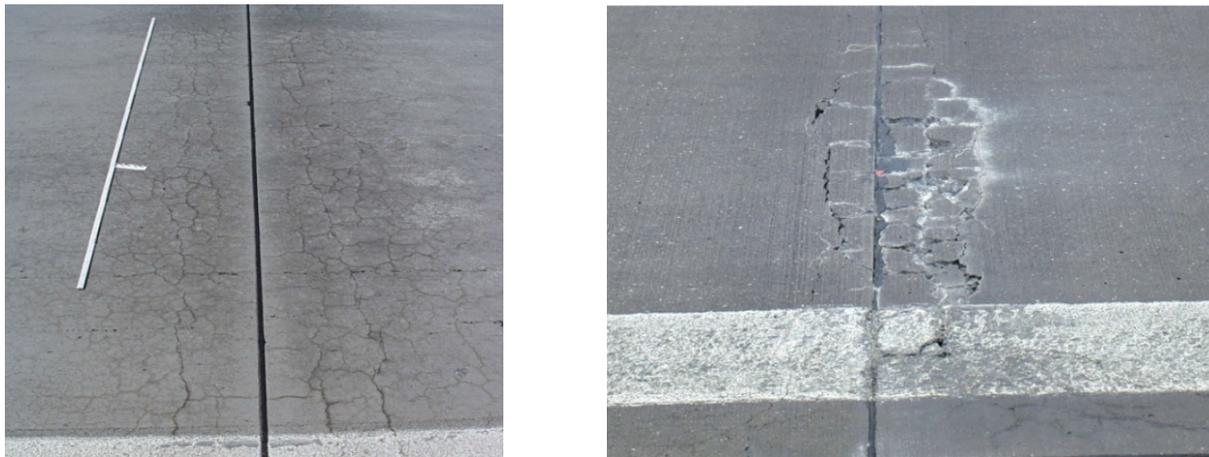
### 1.1 Problemstellung

Betonfahrbahnen weisen eine hohe Tragfähigkeit auf und sind unter den üblichen klimatischen Einwirkungen sowie den Verkehrsbeanspruchungen praktisch verformungsstabil. Durch ihre hohe Dauerhaftigkeit sind Betonfahrbahnen umweltschonend und aufgrund des geringen Erhaltungsaufwands stets verfügbar und wirtschaftlich. Zusätzlich dazu bleiben diese oft über ihre normative Nutzungsdauer hinaus erhalten und sind vollständig sowie hochwertig wiederverwertbar [90].

Trotz der hohen Dauerhaftigkeit konnten in den letzten Jahren vermehrt Schäden in der Praxis bei Fahrbahndecken aus Beton beobachtet werden, welche in Verbindung mit einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) gebracht wurden. Die Reaktion von alkaliempfindlicher Gesteinskörnung mit den im Beton vorhandenen oder extern zugeführten Alkalien kann unter Aufnahme von Wasser zu irreversiblen Treiberscheinungen führen. Diese können beim Erreichen der Zugfestigkeit des Betons Risse hervorrufen. Typisch für AKR-Schäden in Betonfahrbahndecken sind netzförmige Risse im Bereich der Querscheinfuge oder im Fugenkreuz, die sich zusammenschließen und im fortgeschrittenen Zustand schließlich zu Ausbrüchen führen können (siehe Abb. 1.1).

Im Jahr 2009 betrug die Gesamtlänge des Autobahnnetzes in Deutschland ca. 12800 km [135], wovon etwa 30 % in Betonbauweise ausgeführt waren. Nach Angaben von [29] bestand zu diesem Zeitpunkt auf rund 350 km Richtungsfahrbahn der Verdacht von AKR-Schäden, die zum Teil bereits nachgewiesen werden konnten. Neusten Angaben der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zufolge, existierte im Jahr 2012 sogar auf ca. 1500 km Richtungsfahrbahn der Verdacht auf Schäden infolge AKR [126]. Aufgrund der stark verminderten Dauerhaftigkeit und des mittlerweile erreichten Ausmaßes nehmen diese Erscheinungen bereits volkswirtschaftlich relevante Dimensionen ein [124].

Während hinsichtlich der zugrunde liegenden chemisch-mineralogischen Prozesse ein umfangreiches Schrifttum [114, 116, 118] verfügbar ist, sind Forschungsarbeiten in Bezug auf die Änderung der Betoneigenschaften im Zuge einer AKR und zu den Mechanismen der Rissbildung in Bauteilen vergleichsweise selten bzw. sehr lückenhaft. Darüber hinaus basiert die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen und



**Abb. 1.1:** Fortgeschrittener AKR-Schaden mit Netzrissbildung im Bereich der Querscheinfuge [129] (links) und Ausbrüche im Querfugenbereich des ersten Fahrstreifens [85] (rechts)

deren Größe über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke auf Annahmen unter Berücksichtigung von Laboruntersuchungen an kleinformigen Probekörpern [74, 87]. Um jedoch die Beanspruchungen infolge einer AKR im Schichtensystem Betonstraße unter den in der Praxis gegebenen komplexen Einwirkungen und Widerständen realitätsnah analysieren und das Risiko der Ausbildung von Fahrbahnrisse zuverlässig prognostizieren zu können, ist die Kenntnis der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betondecke zwingend erforderlich.

## 1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Übergeordnetes Ziel dieser Arbeit war es, ein besseres Verständnis der maßgebenden Mechanismen einer AKR unter den zugrunde gelegten kombinierten Einwirkungen zu erlangen und damit eine zielsichere Abschätzung des Gefährdungspotentials durch eine AKR zu ermöglichen.

Zur Lösung der zuvor aufgezeigten Problemstellung wurden zunächst umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt, um die zeitliche Veränderung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften zweier typischer Straßenbetone (Fahrbahndeckenbetone), welche einer zunehmenden AKR-Schädigung unterliegen, zu erfassen. In diesem Zusammenhang wurden sowohl die Auswirkungen eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials als auch der Alkalizufuhr von außen unter Berücksichtigung einer mechanischen Vorschädigung betrachtet, um realistische Eingangsgrößen in Bezug auf den Widerstand von Beton gegenüber einer Rissbildung und -ausbreitung für die sich anschließenden numerischen Berechnungen zu gewinnen.

Darauf aufbauend konnten im Rahmen theoretisch-analytischer Untersuchungen Materialgesetze für AKR-geschädigte Betone formuliert und exemplarisch ein AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz bei externer Alkalizufuhr zur Charakterisierung der Widerstandsseite (Betonfahrbahn) hergeleitet werden. Parallel dazu erfolgte mittels numerischer Methoden die quantitative Beschreibung der komplexen Beanspruchungen einer Betonfahrbahn aus Temperatur, Feuchte, Verkehr und AKR.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus experimentellen und theoretisch-analytischen Untersuchungen wurde zunächst im Rahmen einer numerischen Analyse unter Anwendung der Finite-Elemente-Methode untersucht, ob überhaupt, in welchem Umfang und zu welchen Zeiten die Voraussetzungen für eine AKR unter thermisch-hygrischen Beanspruchungen gegeben sind. Anschließend konnte unter Verwendung eines geeigneten numerischen Berechnungsmodells (FE-Methode) der Einfluss konstruktiver Randbedingungen und materialtechnologischer Eigenschaften auf das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton für die einzelnen Beanspruchungen sowie deren Überlagerung eingehend analysiert werden.

Im Rahmen einer ausführlichen Ergebnisanalyse wurde zunächst die mithilfe von umfangreichen Laboruntersuchungen zeitraffend implizierte AKR-Schädigung und die damit einhergehenden Veränderungen (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften mit denen in der Praxis, bei einem nachweislich vorhandenen AKR-Schaden verglichen. Gleichzeitig erfolgte mithilfe numerischer Berechnungen eine ausführliche Analyse des Risikos der Rissbildung und der Rissentwicklung infolge AKR. Abschließend konnten auf Basis der Ergebnisse dieser umfangreichen numerischen Untersuchungen Maßnahmen und Empfehlungen zur zukünftigen Schadensreduktion hergeleitet bzw. aufgestellt werden.

### **1.3 Gliederung der Arbeit**

Die vorliegende Arbeit ist in sieben Kapitel unterteilt. Nach einer kurzen Einführung in Kapitel 1 wird im zweiten Kapitel zunächst der aktuelle Stand der Technik hinsichtlich der Herstellung von Fahrbahndecken aus Beton behandelt. Des Weiteren werden die komplexen Einwirkungen und deren Auswirkungen auf das Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken dargestellt. Zudem werden der Ablauf und der Reaktionsmechanismus sowie materialtechnologische und äußere Einflussfaktoren einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) erläutert. Anschließend werden charakteristische Schadensbilder an Fahrbahndecken aus Beton infolge einer schädigenden AKR, ferner AKR-Prüfverfahren sowie der Einfluss einer AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften dargestellt. Die Literatursichtung schließt mit der Beschreibung von Modellen zur Charakterisierung des Verhaltens AKR-geschädigten Betons.

Die experimentellen Untersuchungen sind in Kapitel 3 beschrieben. Der Schwerpunkt der experimentellen Untersuchungen liegt auf der Ermittlung der zeitlichen Veränderung

von Festigkeits- und Verformungseigenschaften, insbesondere (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften unter AKR-Einwirkung. Dies erfolgt sowohl für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential als auch für die Alkalizufuhr von außen, unter Anwendung nationaler AKR-Prüfverfahren und AKR-Performance-Prüfungen in Kombination mit einer mechanischen Vorschädigung.

In Kapitel 4 werden im Rahmen theoretisch-analytischer Untersuchungen zunächst die thermisch-hygrischen Materialeigenschaften sowie die hierfür notwendigen Materialfunktionen für einen typischen, ungeschädigten Straßenbeton definiert bzw. abgeleitet. Zusätzlich dazu werden die zeitliche Entwicklung der Druck- und Zugfestigkeit sowie des E-Moduls und ein AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz hergeleitet. Abschließend werden die komplexen Beanspruchungen infolge Temperatur, Feuchte, Verkehr und AKR quantitativ beschrieben.

Die numerischen Untersuchungen in Kapitel 5 dienen vornehmlich zur Analyse und Prognose des Spannungs- und Verformungsverhaltens von Fahrbahndecken aus Beton. Hierzu werden zunächst ein Modell der Betonfahrbahn weiterentwickelt und die komplexen Beanspruchungen (Einwirkungen) sowie die zeitabhängigen Materialeigenschaften unter AKR-Einwirkung (Widerstand) in das Berechnungsmodell implementiert. Im Rahmen der numerischen Parameterstudie werden schließlich der Einfluss konstruktiver Randbedingungen sowie die Materialeigenschaften des Betons und des Unterbaus auf das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton untersucht.

In Kapitel 6 erfolgt zunächst die Ermittlung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften an Proben aus einem Autobahnabschnitt mit AKR-Schaden und ein Vergleich zu den Laborergebnissen aus Kapitel 3. Im Anschluss daran werden das Schadensrisiko sowie die Schadensentwicklung als Folge einer AKR in Fahrbahndecken eingehend untersucht und Maßnahmen für eine zukünftige Schadensreduktion hergeleitet. Die Arbeit schließt in Kapitel 7 mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse sowie einem Ausblick.

# Kapitel 2

## Stand der Kenntnisse

### 2.1 Fahrbahndecken aus Beton

Die zunehmende Beanspruchung von Verkehrsflächen durch die ständig wachsende Verkehrsbelastung (Anzahl und Last) stellt hohe Anforderungen an die bestehenden und zukünftigen Infrastrukturbauwerke sowie an die verwendeten Baustoffe. So werden Autobahnen, als eine der wichtigsten Bestandteile der Verkehrsinfrastruktur, in Asphalt- oder Betonbauweise hergestellt.

Der wesentliche Vorteil von Betonfahrbahndecken im Gegensatz zur Bauweise mit Asphalt sind die lange Lebensdauer und somit hohe Dauerhaftigkeit (30 bis 40 Jahre und darüber hinaus). Diese kann trotz zunehmender Beanspruchungen unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Aspekte, wie Herstellung und Erhaltung, gewährleistet werden. Zusätzlich dazu weisen Fahrbahndecken aus Beton eine hohe Griffigkeit, eine hohe Biegezugfestigkeit sowie einen hohen Frost-Tausalz- und Abriebwiderstand auf. Durch die helle Oberfläche und dauerhafte Griffigkeit werden eine hohe Verkehrssicherheit gewährleistet. Aufgrund der hohen Tragfähigkeit können große Lasten aufgenommen und gleichzeitig eine ausreichende Formstabilität (kein Auftreten von Spurrillen) sichergestellt werden. Als mögliche Nachteile sind an dieser Stelle die etwas höheren Herstellungskosten und vor allem die Fugen zu nennen, deren Herstellung und Unterhaltung (Fugenwartung) nur durch einen hohen Aufwand zu bewerkstelligen sind [52, 90].

Die Anforderungen an die Konstruktion und den Bau sowie die verwendeten Baustoffe und Verfahren zur Herstellung von Fahrbahnen aus Beton sind in Deutschland aktuell in den nachfolgend aufgeführten Regelwerken enthalten [90]:

- Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12) [N33]
- Richtlinien für die Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton 09) [N32]
- Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL-Beton StB 07) [120]

- Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 07) [N35]
- Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen (TP B-StB) [122]
- Technische Lieferbedingungen für Fugenfüllstoffe in Verkehrsflächen (TL Fug-StB) [N34]

Nachfolgend wird nun auf den Aufbau und die Konstruktion, die Baustoffe und die Betonzusammensetzung sowie auf die Herstellung von Fahrbahndecken aus Beton unter Berücksichtigung der zuvor aufgeführten Richtlinien und Regelwerke näher eingegangen.

### 2.1.1 Aufbau und Konstruktion

Die Anforderungen für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (Betondecke) sind in der ZTV Beton-StB 07 [N35] geregelt. Regelungen hinsichtlich des Neubaus und der Erneuerung (Bemessung) sind in den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12 [N33]) enthalten. So schreibt diese Richtlinie z. B. eine Mindestdicke der Betondecke von 10 cm vor. In der Praxis werden in Abhängigkeit der Belastungsklasse Dicken zwischen 200 mm und 290 mm eingebaut.

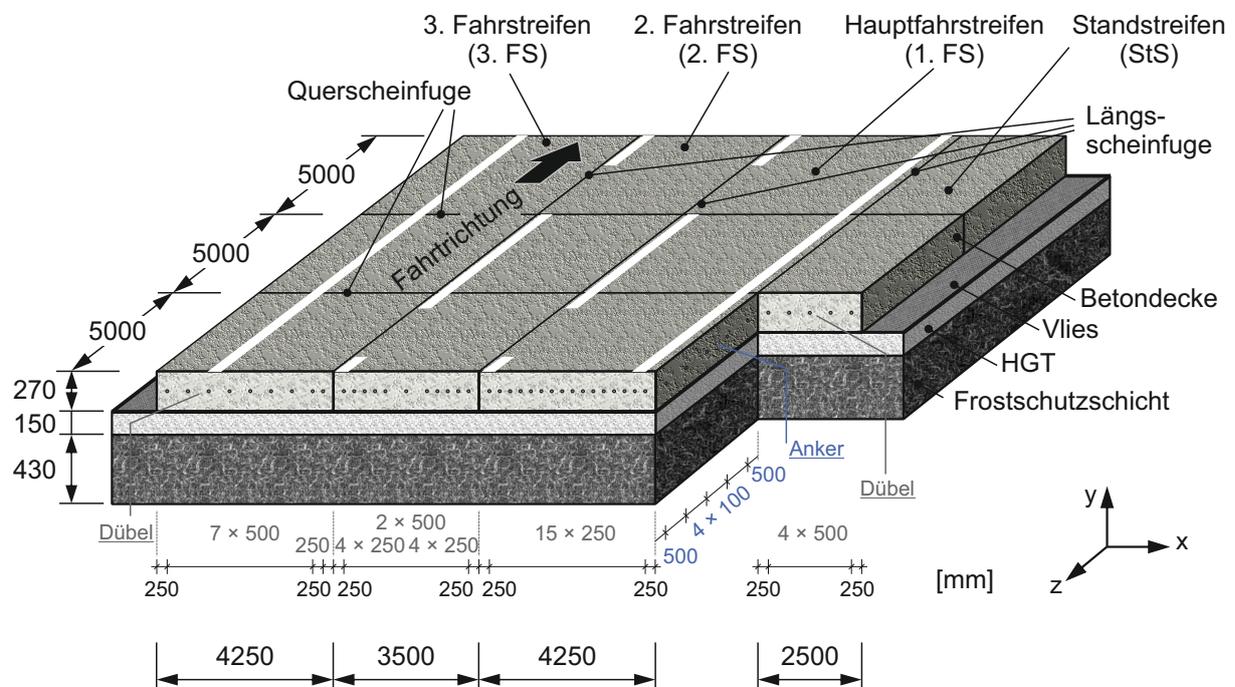
Grundsätzlich lässt sich der Aufbau einer Betonfahrbahn in Ober- und Unterbau sowie den Untergrund unterteilen. In Deutschland hat sich in den letzten Jahrzehnten für den Oberbau ein dreischichtiges Tragsystem, bestehend aus unbewehrter Betondecke (mittlere Festigkeitsklasse, gewöhnlich C30/37), hydraulisch gebundener Tragschicht und Frostschutzschicht, etabliert. Hierbei kann die Betondecke als oberste Schicht ein- oder zweischichtig (Unterteilung in Ober- und Unterbeton) in einer oder mehreren Lagen eingebaut werden. Aufgrund von zahlreichen Hitzeschäden („blow-ups“) in ganz Deutschland wurde z. B. auf Streckenabschnitten der BAB 5 in Baden-Württemberg die Dicke der Betondecke sogar auf 300 mm erhöht.

Unterhalb der Betondecke befindet sich die hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT). Bereits im Jahre 1981 wurde zwischen Betondecke und HGT aus Gründen der Entwässerung ein Geotextil (Vlies) angeordnet, sodass zwischen beiden Schichten kein direkter Verbund besteht [N33]. Im Zuge der Einführung der RStO 01 wurde die Bauweise „Betondecke auf hydraulisch gebundener Tragschicht bzw. Verfestigung in direktem Verbund“ aufgrund negativer Erfahrungen aus den Tafeln gestrichen. Untersuchungen von Roos [99] bestätigten die günstige Beeinflussung der Verwendung einer Zwischenlage aus

Vliesstoff auf die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken auf hydraulisch gebundenen Tragschichten.

In den vergangenen Jahrzehnten hat sich die Bauweise ohne direkten Verbund mit Vlies zwischen Betondecke und hydraulisch gebundener Tragschicht bewehrt (Regelbauweise nach RStO 12 [N33]). Dadurch kann auch auf das Einbringen von Kerben in der HGT verzichtet werden. Die Anforderungen an die Vlieschicht sind in den TL Beton-StB [120] geregelt.

Abbildung 2.1 zeigt die schematische Darstellung (exemplarisch) des Oberbaus einer dreispurigen Betonfahrbahn mit Seitenstreifen (Standstreifen) bestehend aus Betondecke, Vliesstoffzwischenenschicht (Vlies), hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) und Frostschutzschicht (FSS), beispielhaft für die Belastungsklasse Bk100 nach ZTV Beton-StB [N35] und RStO 12 [N33].



**Abb. 2.1:** Schematische Darstellung des Oberbaus einer dreispurigen Betonfahrbahn mit Seitenstreifen (Standstreifen) nach ZTV Beton-StB [N35] und RStO 12 [N33], beispielhaft für die Belastungsklasse Bk100

Fahrbahndecken aus Beton werden zum Ausgleich von Längenänderungen und zur gezielten Rissbildung mit Fugen versehen und in Platten unterteilt. Dadurch soll die sogenannte „wilde Rissbildung“ verhindert werden. Bei den Fugen wird im Allgemeinen zwischen Schein-, Raum- und Pressfugen unterschieden. Diese können in Fahrtrichtung (Längsfugen) oder senkrecht dazu (Querfugen) ausgebildet werden.

Während Scheinfugen von der Oberseite aus als Kerbe (Sollbruchstelle) ausgeführt werden, wird bei Raumfugen, auch Bewegungsfugen genannt, die Betonplatte in ganzer

Dicke durchtrennt. Querscheinfugen (Längsscheinfugen) müssen mindestens eine Tiefe von 25 % (40 %) und dürfen maximal eine Tiefe von 30 % (45 %) der Betondeckendicke aufweisen. Beim Erreichen der Zugfestigkeit des Betons, z. B. infolge einer Temperaturbeanspruchung, können sich Risse direkt unter der Scheinfuge ausbilden. Raumbfugen hingegen erlauben durch die Ausbildung eines breiten Spalts eine freie Ausdehnung. In der Regel werden Betondecken ohne Raumbfugen hergestellt [90, N35].

Die bereits erwähnten Pressfugen, welche z. B. als Arbeitsfugen entstehen können, trennen die Betondecke ebenfalls in gesamter Dicke und ermöglichen keine freie Ausdehnung. Zur Verhinderung des Eindringens von Fremdstoffen oder von Wasser sind diese dicht auszuführen. Einzelheiten der Fugenausbildung sind in den ZTV Fug-StB [N34] geregelt.

Zur Übertragung der Querkräfte und zur Sicherung der Höhenlage werden Dübel unterhalb der Querscheinfuge in Mitte der Betondecke so angeordnet, dass diese die Ausdehnung der Betonplatte nicht behindern. Der Abstand der Dübel untereinander sowie vom Plattenrand beträgt in der Regel 25 cm (vgl. Abb. 2.1). Dies trifft insbesondere auf Hauptfahrstreifen der Belastungsklasse Bk100 (RStO 12 [N33]) zu. Auf schwach befahrenen Fahrstreifen (3. Fahr- oder Seitenstreifen) darf der Dübelabstand verdoppelt werden.

Anker werden in Längsscheinfugen nach DIN 18316 [N7] und ZTV Beton-StB [N35] ebenfalls in der Mitte, bei Längspressfugen im unteren Drittelpunkt der Betondecke, angeordnet, um ein Auseinanderwandern der Betonplatten zu verhindern. In der Regel werden auf gerader Strecke je Platte drei Anker in Längsscheinfugen eingebaut (vgl. Abb. 2.1). Bei Betonfahrbahndecken der Belastungsklasse Bk100 bis Bk3,2 sowie bei Längspressfugen wird die Anzahl der Anker hingegen auf fünf erhöht [90].

Bei der hydraulisch gebundenen Tragschicht handelt es sich um ein Baustoffgemisch, welches sich aus ungebrochenem und/oder gebrochenem Mineralstoffgemisch und hydraulischem Bindemittel (z. B. Zement) zusammensetzt. Im Vergleich wird die Frostschutzschicht ohne Bindemittel als Tragschicht hergestellt. Diese Schicht besteht aus frostunempfindlichen Mineralstoffgemischen, welche selbst im verdichteten Zustand wasserdurchlässig sind und Frostschäden im Oberbau der Fahrbahn vermeiden sollen. Weitere Informationen bzgl. Vlies, HGT und FSS sind in [35, 36, 52, 90] enthalten.

### 2.1.2 Baustoffe und Betonzusammensetzung

An den Werkstoff Beton werden bei der Herstellung von Fahrbahndecken hohe Anforderungen sowohl an seine Frisch- als auch an seine Festbetoneigenschaften gestellt. Während sich die Anforderungen hinsichtlich der Frischbetoneigenschaften maßgeblich aus dem Verfahren der Förderung und des Betoneinbaus ergeben, wie z. B. passende Verarbeitbarkeit und ausreichende Grünstandfestigkeit, sollte der Beton im festen Zustand

vor allem unter Einhaltung hoher Festigkeiten und günstiger Oberflächeneigenschaften möglichst dauerhaft sein [90].

Die Anforderungen an die Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie dessen Ausgangsstoffe sind in der TL Beton-StB [120] und der ZTV Beton-StB [N35] geregelt. Im Folgenden wird auf die Bestandteile von Straßenbeton (Zement, Gesteinskörnung, Wasser sowie Betonzusatzmittel und -stoffe) und deren Anforderungen nach TL Beton-StB [120], welche sich maßgeblich aus der verwendeten Belastungsklasse ergeben, eingegangen.

### Zement

In der Regel wird Portlandzement CEM I der Festigkeitsklasse 32,5 R oder 42,5 N nach DIN EN 197-1 [N22] sowie DIN 1164-10 [N6] für die Herstellung von Fahrbahndecken aus Beton verwendet. In Abstimmung mit dem Bauherrn können auch Portlandhüttenzement, Portlandschieferzement, Portlandkalksteinzement oder Hochofenzement in den zuvor genannten Festigkeitsklassen verwendet werden. Allerdings ist hierbei zu beachten, dass für den Ober- und Unterbeton einer Fahrbahndecke dieselbe Zementart mit gleicher Festigkeitsklasse ausgewählt wird.

Nach TL Beton-StB [120] bzw. dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 12/2006 [7] darf der Alkaligehalt des Zements ( $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent) den Wert von  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 0,8 \text{ M.-%}$  nicht überschreiten. Darüber hinaus müssen die verwendeten Zemente nach dem Anmachen mit Wasser einen Erstarrungsbeginn von mehr als zwei Stunden aufweisen.

Der Zementgehalt muss in Abhängigkeit der vorliegenden Expositionsklassen nach DIN 1045-2 [N4] und Belastungsklasse nach RStO 12 [N33] im Bereich zwischen  $340 \text{ kg/m}^3$  und  $360 \text{ kg/m}^3$  liegen. Erfolgt die Oberflächenherstellung in Waschbetonbauweise, so darf der Mindestwert des Zementgehalts von  $420 \text{ kg/m}^3$  des Oberbetons nicht unterschritten werden [52, 90].

### Gesteinskörnungen

Die Gesteinskörnungen für Fahrbahndeckenbetone müssen den Anforderungen der technischen Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau (TL-Gestein-StB) [121] genügen. Demnach können natürliche Gesteinskörnungen sowohl aus rundem Korn (Sand, Kies) als auch aus gebrochenem Korn (Brechsand, Kies) verwendet werden. Hierbei ist zu beachten, dass durch die verwendeten Gesteinskörnungen weder die Verarbeitbarkeit oder der Erhärtungsverlauf des Betons, noch die Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahndecke ungünstig beeinflusst werden.

Bei den Anforderungen handelt es sich um physikalische Anforderungen, welche sich u. a. auf die Korngröße, die Kornform und den Widerstand gegen Frost oder Taumittel beziehen. Diese gelten in Abhängigkeit der Belastungsklasse sowie des Unter- oder

Oberbetons. Die TL-Gestein-StB [121] gibt keine Sieblinie vor, sondern verweist an dieser Stelle auf die DIN 1045-2 [N4] bzw. das DAfStb-Heft 400 [17].

Hinsichtlich des Risikos einer schädigenden AKR ist der Nachweis auf Tauglichkeit der Gesteinskörnung bzw. deren Bestätigung erforderlich. Hierzu verweist die TL-Beton StB [120] auf die Richtlinie des DAfStb „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton“ (Alkali-Richtlinie) [N3] bzw. DIN 1045-2 [N4]. Darin werden die nachfolgend aufgeführten Feuchtigkeitsklassen festgelegt:

- Feuchtigkeitsklasse WO (trocken)
- Feuchtigkeitsklasse WF (feucht)
- Feuchtigkeitsklasse WA (feucht und Alkalizufuhr von außen)
- Feuchtigkeitsklasse WS (feucht und Alkalizufuhr von außen mit dynamischer Belastung durch Schwerlastverkehr)

Für die Feuchtigkeitsklasse WS wird in der TL-Beton StB [120] auf das ARS Nr. 04/2013 [6] verwiesen. Nähere Angaben zur WS-Grund- und Bestätigungsprüfung sind im ARS Nr. 04/2013 [6] sowie zu AKR-Performance-Prüfungen in Kapitel 2.3.4 enthalten. Weitere Angaben hinsichtlich der Anforderungen an die Kornzusammensetzung der Gesteinskörnung sowie dem Gehalt an feinkörnigen Bestandteilen können der TL-Beton StB 07 [120] entnommen werden.

### Zugabewasser

Das Zugabewasser für typische Fahrbahndeckenbetone muss den Anforderungen nach DIN EN 1008 [N13] hinsichtlich entsprechender Vorprüfung und Höchstgehalten an schädlichen Stoffen genügen. Prinzipiell darf hierfür Trinkwasser oder in der Natur vorkommendes Wasser verwendet werden, solange keine Stoffe enthalten sind, die das Erhärten oder sonstige Eigenschaften des Betons beeinflussen [90].

### Betonzusatzmittel

Bei Fahrbahndeckenbetonen werden Luftporenbildner (LP), Betonverflüssiger (BV), Fließmittel (FM) und eher selten Verzögerer (VZ) als Betonzusatzmittel eingesetzt, wobei diese den Anforderungen nach DIN EN 934-2 [N24] und DIN 1045-2 [N4] entsprechen müssen.

Durch die Zugabe von Luftporenbildner (LP-Mittel) wird ein System an wirksamen Mikroluftporen erzeugt, welche dem Straßenbeton im frischen Zustand zu einer besseren Verarbeitbarkeit und einem verminderten Wasseranspruch verhelfen. Für den Festbeton kann dadurch ein hoher Frost-Tausalz-Widerstand gewährleistet werden. Nach TL-Beton StB 07 [120] bzw. ZTV Beton-StB 07 [N35] beträgt der Mindestwert für den mittleren Luftgehalt des Frischbetons 4,0 Vol.-% für ein Größtkorn von 22 mm bzw. 32 mm. Dieser Wert steigt mit sinkendem Größtkorndurchmesser [90, 120, N35].

Zur Reduzierung des Wasseranspruchs oder zur besseren Verarbeitbarkeit, bei gleicher Menge an Zementleim und unverändertem w/z-Wert, werden Betonverflüssiger (BV) oder Fließmittel (FM) verwendet [52, 90]. Verzögerer werden dann eingesetzt, wenn die Gegebenheiten der Baustelle eine längere Verarbeitbarkeit und einen späteren Erstarungszeitpunkt fordern. Dies wird durch die Verzögerung der Hydratation, verbunden mit einer langsameren Temperaturentwicklung und einer Abminderung der maximalen Temperaturen beim Erhärten des Betons [90], gewährleistet.

Betonzusatzmittel dürfen maximal mit einer Dosierungsmenge von 50 g je kg Zement hinzugegeben werden. Beim gleichzeitigen Einsatz mehrerer Betonzusatzmittel können sich deren Wirkungen negativ beeinflussen [90].

### Betonzusatzstoffe

Bei Betonzusatzstoffen handelt es sich um Feinstoffe, welche bestimmte Betoneigenschaften beeinflussen. Diese spielen beim Bau von Fahrbahndecken aus Beton eher eine untergeordnete Rolle. Unabhängig von der Art der Betonzusatzstoffe ist zu beachten, dass diese nicht auf den Zementgehalt oder den w/z-Wert angerechnet werden dürfen [90].

## **2.1.3 Herstellung von Betonfahrbahndecken**

Die Herstellung von Betonfahrbahndecken muss so erfolgen, dass die Anforderungen an die fertige Betondecke nach ZTV-Beton [N35] in Abhängigkeit ihrer Belastungsklasse erfüllt werden. Zu den Anforderungen gehören Mindestwerte der Druckfestigkeit, des Zementgehalts, des Luftporengehalts und der Deckendicke. Zusätzlich müssen die Toleranzen bzgl. der Lage der Dübel und Anker, der Lage (Querneigung, Höhenlage), der Ebenheit und der Griffigkeit eingehalten werden.

Nach dem Mischen des Betons unter Zugabe des Luftporenbildners mit dem Zugabewasser erfolgt der Transport des Fahrbahndeckenbetons aufgrund seiner steifen Konsistenz im Vergleich zur klassischen Transportweise mittels Fahrmischer mit Fahrzeugen ohne Misch- und Rührwerk von der Mischanlage zur Baustelle. Hierbei sind lange Wartezeiten, insbesondere im Sommer, zu vermeiden (< 45 min) [90].

Die Herstellung von Betonfahrbahndecken erfolgt seit den 70er Jahren mit sogenannten Gleitschalungsfertigern. Hierbei wird der Beton nach dem Verteilen mittels Innenrüttler oder Schwingbohlen verdichtet. In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass der Beton nicht entmischt. Gleichzeitig erfolgt das Einbringen bzw. Setzen der Dübel und Anker. Dies kann entweder über Stützkörbe oder bei Großfertigern vollautomatisch über kombinierte Anker- und Dübelsetzgeräte erfolgen. Die Wahl des Einbauverfahrens hängt u. a. davon ab, ob die Betondecke ein- oder zweischichtig hergestellt wird [90].

Das Glätten der Betonoberfläche erfolgt über die gesamte Breite mit einer entsprechenden Glätteinrichtung, welche die Ebenheit über die gesamte Fahrbahnbreite gewährleisten

kann. Durch diese Art der Herstellung entsteht an der Oberfläche der Betondecke eine dünne Mörtelschicht mit hohen Feinkornbestandteilen, welche bei Bedarf mit einer Textur (Besenstrich) versehen werden kann. Zur Herstellung einer Waschbetonoberfläche wird im Zuge der Nachbehandlung ein Oberflächenverzögerer oder ein Kombinationsmittel (Oberflächenverzögerer und Nachbehandlungsmittel) auf die Oberfläche möglichst gleichmäßig aufgesprüht. Dadurch verzögert sich die Erhärtung des Betons im oberflächennahen Bereich für eine bestimmte Zeit und Tiefe, um dem späteren mechanischen Ausbürsten möglichst wenig Widerstand entgegen zu setzen. Wird anstelle eines Kombinationsmittels lediglich ein Oberflächenverzögerer eingesetzt, ist eine Nachbehandlung mit PE-Folie bis zum Vorgang des Ausbürstens erforderlich [90].

Neben der Herstellung einer Waschbetonoberfläche kann die Oberfläche noch im frischen Zustand des Betons mittels Stahlbesen oder durch Abziehen mit Kunstrasen sowie bereits im ausgehärteten Zustand durch Grinding oder Grooving (Schleifen und Fräsen) strukturiert werden [90].

In einem letzten Arbeitsschritt werden Fugen durch Nasssägen eingebracht. Dies sollte möglichst frühzeitig zur Vermeidung von Rissen und zum Ausgleich von Längenänderungen erfolgen, allerdings muss der Beton zur Durchführung des Sägeschnitts eine ausreichende Festigkeit aufweisen [90].

## 2.2 Einwirkungen auf Fahrbahndecken aus Beton

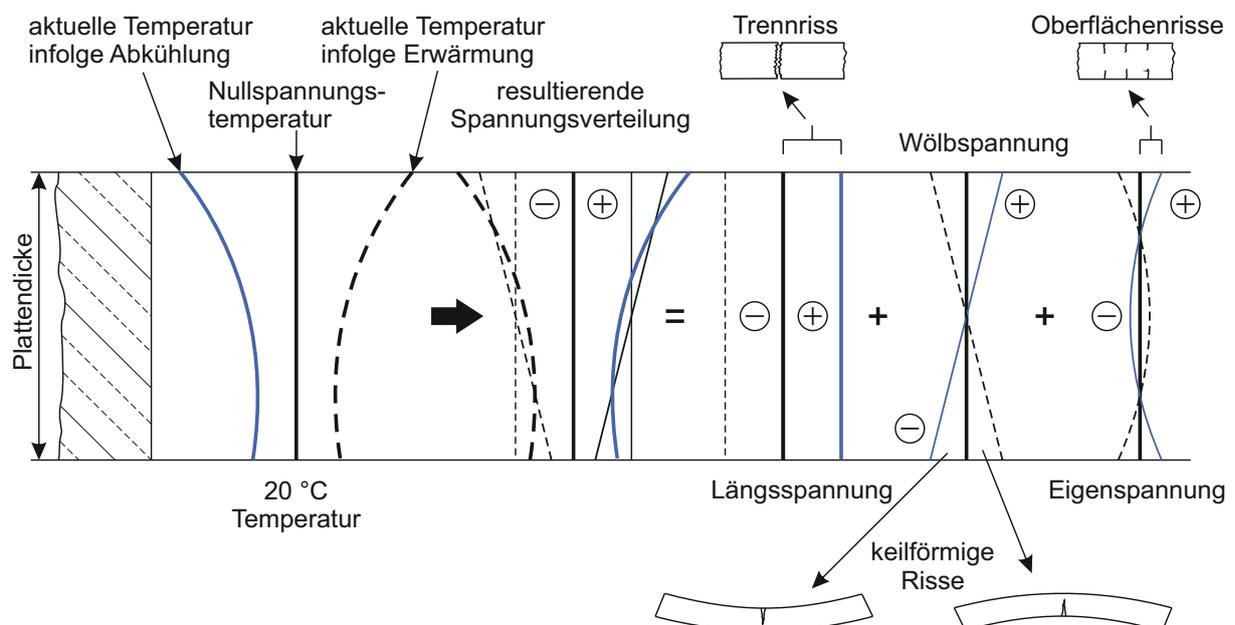
Betonfahrbahndecken unterliegen klimatisch bedingten, sich stetig ändernden thermisch-hygrischen und überlagerten mechanischen Einwirkungen (Verkehr) sowie zusätzlichen Beanspruchungen, die sich aus den konstruktiven Gegebenheiten bzw. der Bauweise einer Betonfahrbahn ergeben. Als Folge entstehen Verformungen, die zu unterschiedlichen Spannungszuständen führen. Die genannten Einwirkungen lassen sich grundsätzlich in lastabhängige und lastunabhängige Beanspruchungen unterteilen.

Zu den lastunabhängigen Beanspruchungen gehören die Temperatur- und Feuchteeinwirkungen. Diese resultieren unmittelbar nach Herstellung aus der Hydratation und mit fortschreitendem Alter aus den jahres- und tageszeitlichen Temperatur- und Feuchteänderungen und z. B. auch einem Gewitterregen im Sommer [19, 74]. Durch die Änderung der Temperatur und/oder Feuchte entstehen Verformungen, welche über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke betrachtet nichtlinear verlaufen. Als Folge können sich bei vorhandener Verformungsbehinderung Eigen- und Zwangsspannungen über den Querschnitt einstellen. Liegt keine vollständige Verformungsbehinderung vor, kommt es neben Querverformungen zum Aufschüsseln oder Aufwölben der Fahrbahndecke [19]. Treibererscheinungen, wie z. B. die AKR sind ebenfalls den lastunabhängigen Verformungen zuzuordnen.

Lastabhängige Beanspruchungen resultieren aus Verkehr und dem Eigengewicht der Fahrbahndecke. Während infolge des Eigengewichts im Wesentlichen nur Vertikalkräfte entstehen, kommen beim Verkehr noch Horizontalkräfte aus Beschleunigungs- und Bremsvorgängen hinzu (zyklisch). Als Folge ergeben sich Biegespannungen in der Fahrbahndecke, welche maßgeblich vom Verformungszustand der Platte beeinflusst werden. Nachfolgend werden die einzelnen Beanspruchungen sowie deren Auswirkungen auf die daraus resultierenden Spannungen und Verformungen genauer erläutert. Im Anhang A, Kapitel A.1, wird auf Begrifflichkeiten (Nullspannungstemperatur, Temperaturgradient, Temperaturverformungen sowie Wölbspennungen), welche bei den Ausführungen zu den thermischen Beanspruchungen gebraucht werden, näher eingegangen.

### 2.2.1 Thermische Beanspruchungen

Infolge einer einseitigen Temperaturbeanspruchung entsteht im Querschnitt der Betonfahrbahndecke ein nichtlinearer Spannungsverlauf, welcher prinzipiell in Längsspannungen, Biegespannungen (Wölbspennungen) und Eigenspannungen aufgeteilt werden kann. Abbildung 2.2 zeigt die resultierenden Spannungen im Querschnitt einer Betonfahrbahndecke infolge Abkühlung bzw. Erwärmung der Oberseite unter der Annahme eines konstanten Nullspannungstemperaturgradienten (konstanter Verlauf der Nullspannungstemperatur). Dieser konstante Verlauf stellt sich ein, wenn die Erhärtung der Betondecke über den gesamten Querschnitt bei der gleichen Temperatur stattfindet [19, 75, 109].



**Abb. 2.2:** Temperaturverteilungen infolge Abkühlung und Erwärmung sowie die daraus resultierenden Spannungsverteilungen über den Querschnitt einer Betonfahrbahndecke in Anlehnung an [19, 75, 109]

Infolge der Behinderung von Verformungen bei Abkühlung der Oberseite entstehen positive Längsspannungen, welche beim Erreichen der Zugfestigkeit des Betons zu Querrissen (keilförmigen Rissen) führen. Daher werden im Betonstraßenbau durch das gezielte Einbringen von Querfugen diese Spannungen deutlich reduziert. Biege- bzw. Wölbspannungen stellen sich ein, wenn durch das Eigengewicht der Platte ein Aufschüsseln (infolge Abkühlung) oder eine Aufwölbung (durch Erwärmung) behindert wird. In diesem Falle entstehen keilförmige Risse an der Oberseite bzw. an der Unterseite der Betonfahrbahndecke. Diese Art von Rissbildung lässt sich durch das Einbringen von Querfugen bzw. durch die Reduzierung der Fugenabstände minimieren (kleine Platten lassen ein Aufschüsseln ohne Rissbildung zu). Oberflächenrisse entstehen durch Zugeigenspannungen bei Abkühlung der Fahrbahnplatte [19, 42, 111].

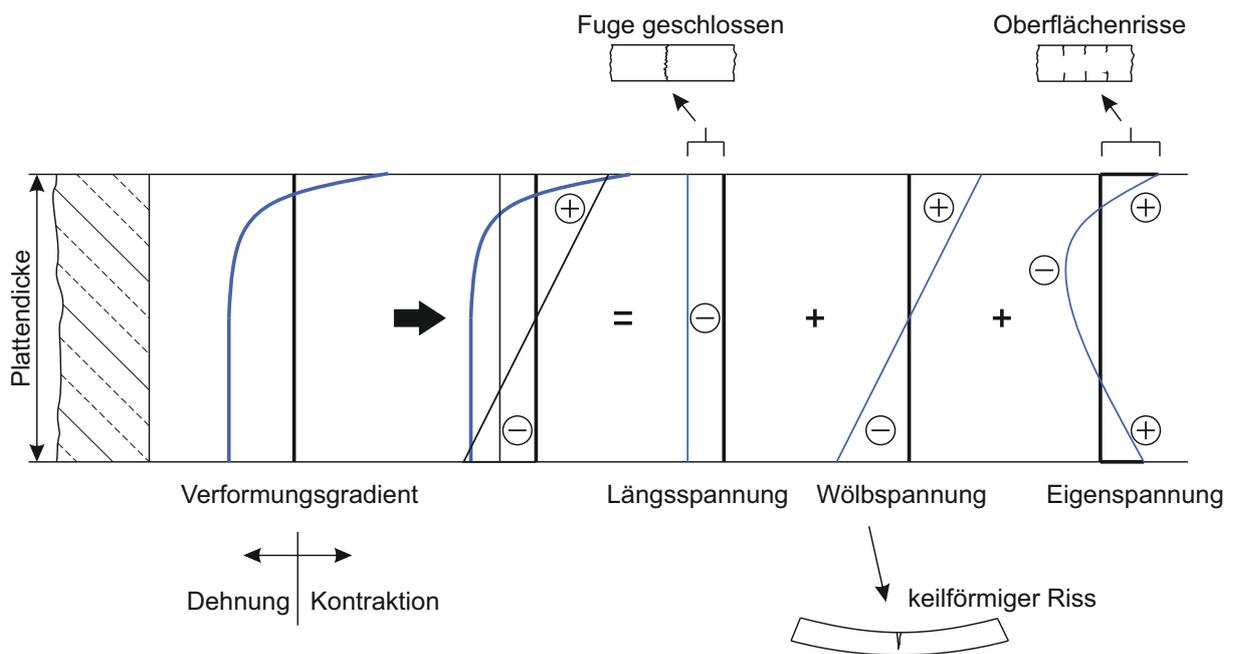
In der Praxis kommt der Fall des konstanten Verlaufs der Nullspannungstemperatur über den gesamten Querschnitt der Betondecke selten vor. Springenschmid stellt aus diesem Grund in [111] die resultierenden Spannungsverläufe (Längs-, Biege- und Eigenspannungen) von Betonplatten für den Fall eines positiven und eines negativen Temperaturgradienten dar. Ungünstig ist hierbei der Nullspannungstemperaturverlauf mit positivem Gradienten durch die Herstellung im Sommer, da in diesem Falle im Bereich der Oberseite mit höheren Biegezugspannungen zu rechnen ist. Günstig im Hinblick auf die entstandenen Biegezugspannungen ist der Nullspannungstemperaturverlauf mit negativem Gradienten, da hier sowohl an der Ober- als auch der Unterseite der Betonplatte Druckeigenspannungen entstehen, die für eine mögliche Rissbildung zunächst überwunden werden müssen [19, 42, 111].

### 2.2.2 Hygrische Beanspruchungen

Analog zu den resultierenden Verformungen und Spannungen infolge Abkühlung oder Erwärmung der Betonfahrbahn in Abbildung 2.2 lassen sich die aus hygrischer Beanspruchung resultierenden Spannungen in Längs-, Biege- und Eigenspannungen unterteilen. In Abbildung 2.3 sind die Verformungen und Spannungen dargestellt, welche durch Schwinden infolge einer Austrocknung an der Oberseite und durch Quellen infolge einer Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonfahrbahndecke entstehen.

Während das Quellen Längsdruckspannungen verursacht, kommt es infolge der Aufschüsselung zu Biege- bzw. Wölbspannungen. Die Größe der Längs- und Biegespannungen hängt maßgeblich vom Grad der Verformungsbehinderung ab. Im Gegensatz dazu treten Eigenspannungen unabhängig vom Grad der Verformungsbehinderung infolge von Schwinden (Austrocknen der Oberfläche) auf und verursachen Netzrisse mit einer Tiefe von wenigen Millimetern [42].

Springenschmid [111] unterteilt den nichtlinearen Verformungsgradienten in einen nichtlinearen und linearen Anteil. Während der lineare Anteil des Verformungsgradienten



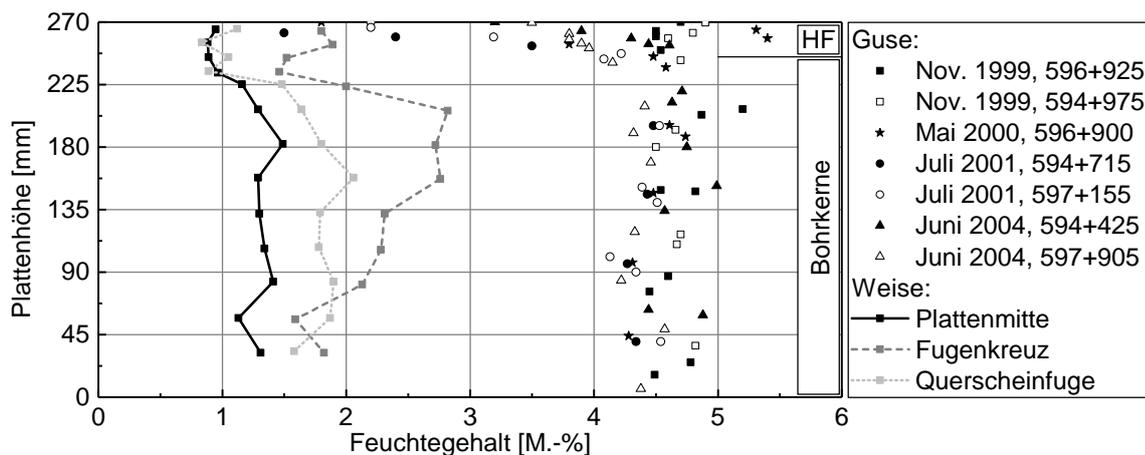
**Abb. 2.3:** Verformungen und Spannungen über den Querschnitt einer Betonfahrbahndecke infolge hygrischer Beanspruchung (Austrocknung der Oberseite und/oder Wasseraufnahme von der Unterseite der Betonfahrbahndecke) in Anlehnung an [19, 110, 112]

Zwangsspannungen (Biege- und Längsspannungen) durch Verformungsbehinderung (Nachbarbauteile, Reibung und/oder Eigengewicht) verursacht, resultieren aus dem nicht-linearen Anteil der Verformungen Eigenspannungen.

Im Vergleich zu den Einwirkungen infolge Temperatur handelt es sich bei den hygrischen Beanspruchungen (Austrocknen der Oberfläche bzw. kapillare Wasseraufnahme an der Unterseite bei unzureichender Entwässerung) um Einwirkungen, die sich über sehr lange Zeiträume erstrecken. Daher können hygrisch bedingte Zwangs- und Eigenspannungen durch Kriechen bzw. Relaxation erheblich abgemindert bzw. reduziert werden [19, 42].

Die Feuchteverteilung über den Querschnitt einer Betonfahrbahndecke wurde von Guse [53] für die BAB 5 und von Weise [126] für die BAB 113 in verschiedenen Abschnitten durch unterschiedliche Messverfahren bestimmt. Abbildung 2.4 zeigt die Feuchteverteilung (Feuchteprofil) zu verschiedenen Zeitpunkten im Zeitraum von 1999 bis 2004 (Herstellung im Juni 1999) für verschiedene Untersuchungsabschnitte der BAB 5 nahe Kronau [53]. Hierbei wurde der Feuchtegehalt im oberflächennahen Bereich (270 mm bis 245 mm) mittels Hochfrequenzmessverfahren (HF) sowie gravimetrisch an Zylinderscheiben (245 mm bis 0 mm) bestimmt.

Bis zu einer Tiefe von 2 cm wurden Feuchtegehalte zwischen 1,5 M.-% und 5,5 M.-% bestimmt, über den restlichen Querschnitt blieb der Feuchtegehalt quasi unverändert bei einem Wert von 4,5 M.-% (Spannweite von 4,2 bis 4,9 M.-%). Dies bestätigen u. a.



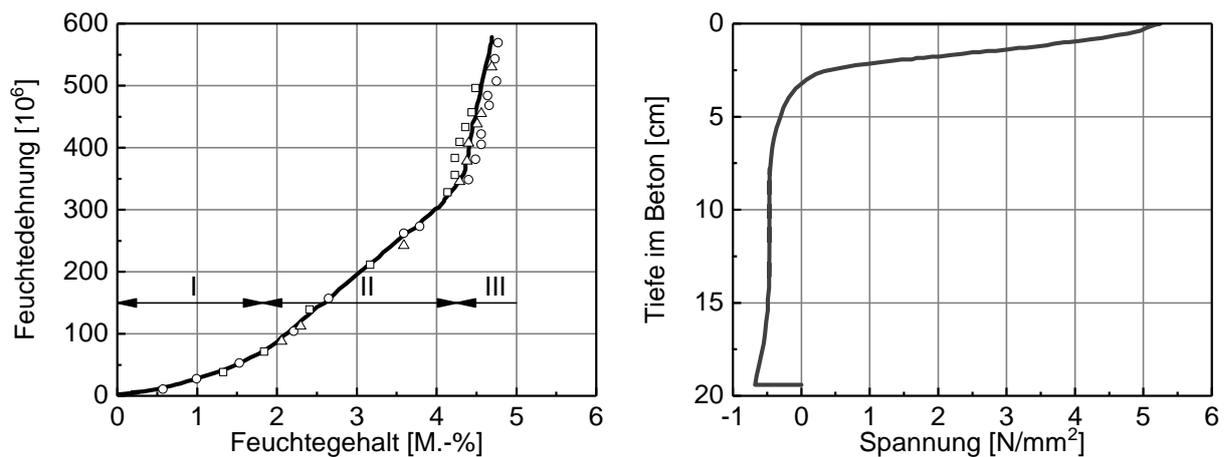
**Abb. 2.4:** Feuchteprofile nach Guse [53] gravimetrisch ermittelt (Bohrkerne) und mittels Dielektrizitätsprinzip (HF) zu unterschiedlichen Zeitpunkten an verschiedenen Orten des Untersuchungsabschnitts der BAB 5 sowie nach Weise [126] mittels Darr-Wäge-Verfahren in unterschiedlichen Bereichen der BAB 113

Untersuchungen von Altmann [4], wonach Trocknungsvorgänge nur in den obersten Zentimetern der Betonfahrbahn stattfinden. Im restlichen Querschnitt ist ein quasi konstanter Feuchtegehalt vorhanden. Aus den ermittelten Verläufen geht hervor, dass das Porensystem der Betonfahrbahndecke ganzjährig einen relativ hohen Sättigungsgrad von etwa 76 % aufweist [53].

Zusätzlich dazu ist der Feuchtegehalt über den gesamten Querschnitt der Platte mittels Darr-Wäge-Verfahren eines Untersuchungsabschnitts der BAB 113 [126] dargestellt. Zur Ermittlung des Feuchtegehalts wurden zu einem Zeitpunkt (Sommer) in unterschiedlichen Bereichen (Plattenmitte, nahe der Querscheinfuge und des Fugenkreuzes) und Plattenhöhen entsprechende Proben gewonnen. Während in Plattenmitte ein mittlerer Feuchtegehalt von 1,2 M.-% bestimmt wurde, liegt dieser im Bereich des Fugenkreuzes mit einem Wert von 2,2 M.-% deutlich höher [126].

Beim Vergleich der ermittelten Feuchteprofile ist Folgendes zu beachten: Durch die Entnahme der Bohrkerne mittels Nassbohrverfahren und die anschließende Trocknung bei 105 °C wird der von Guse [53] ermittelte Feuchtegehalt möglicherweise überschätzt. Im Gegensatz dazu werden durch das Darr-Wäge-Verfahren und der Trocknung bei 40 °C die von Weise [126] ermittelten Feuchtegehalte unterschätzt. Außerdem hat der Zeitpunkt der Probekörpergewinnung einen wesentlichen Einfluss auf die ermittelten Feuchteprofile.

Altmann [4] untersuchte den Einfluss des Feuchtegehaltes auf die resultierende Feuchtedehnung (siehe Abbildung 2.5, links). Diese steigt bis zu einem Feuchtegehalt von ca. 2,0 M.-% leicht an (Phase I) und nimmt im Bereich von 2,0 M.-% bis 4,0 M.-% um den Faktor 3 zu (Phase II). Die Zunahme des Feuchtegehalts ab ca. 4,0 M.-% ist mit einem überproportionalen Anstieg der Feuchtedehnung verbunden (Phase III) [107].



**Abb. 2.5:** Hygrische Dehnungen infolge Wasseraufnahme bei allseitiger Wasserlagerung von Betonprobekörpern [4, 107] (links) und Spannungsverteilung infolge Trocknungsschwinden [63, 107] (rechts)

Das zuvor in Abbildung 2.3 dargestellte Szenario infolge einer Austrocknung der Oberseite und Feuchtaufnahme ausgehend von der Unterseite der Betonfahrbahn führt nach Janssen [63] zu Zugspannungen im oberen Bereich der Betondecke, die die Zugfestigkeit des Betons erreichen und somit eine Rissbildung verursachen (siehe Abbildung 2.5, rechts).

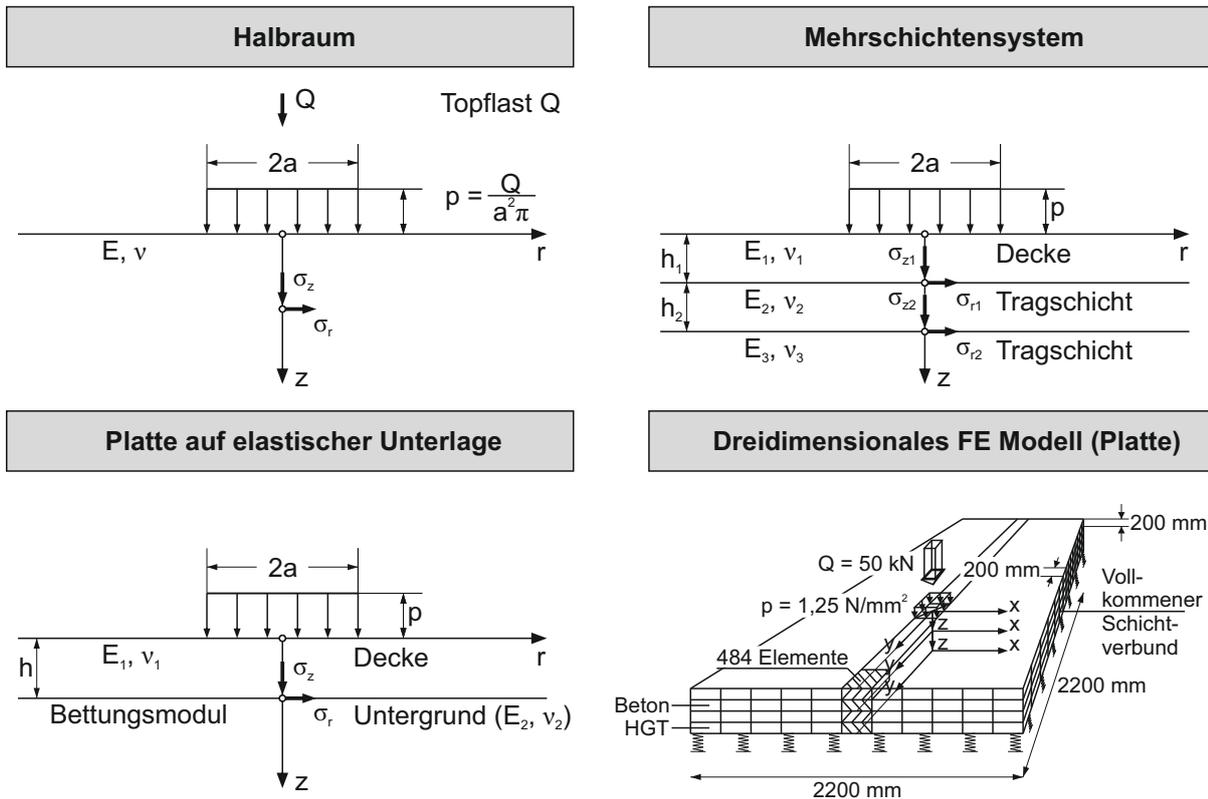
### 2.2.3 Verkehrsbeanspruchungen

In der Regel sind Beanspruchungen infolge Verkehr kurzzeitige, häufig wiederkehrende Lasten, die an der Oberseite der Betonfahrbahndecke angreifen und im Wesentlichen Druck- und Biegespannungen verursachen. Aufgrund der kurzzeitigen Einwirkungen werden Krieeffekte insbesondere bei der Bemessung von Betonfahrbahndecken in der Regel vernachlässigt [36, 42].

Verkehrslasten können sowohl vertikale als auch horizontale Anteile aufweisen. Während vertikale Lasten maßgeblich aus dem Eigengewicht sowie aus möglichen Auf- und Abbewegungen der Fahrzeuge durch Unebenheiten in der Fahrbahn resultieren, entstehen horizontale Lasten durch Brems- und Beschleunigungsvorgänge, die nach Foos [42] bei der Bemessung vernachlässigt werden können.

Für die Berechnung der Spannungen und Verformungen unter der Einwirkung von Verkehrslasten existieren unterschiedliche Rechenmodelle (siehe Abbildung 2.6), die sich in Abhängigkeit ihres Systems hinsichtlich des Aufwands und ihrer Genauigkeit unterscheiden, obwohl alle Verfahren auf der Elastizitätstheorie [36] basieren.

Das Berechnungsverfahren von Boussinesq/Odemark [36] ermöglicht die Berechnung des Spannungsverlaufs für einen Halbraum für eine bestimmte Topflast (siehe Abbildung 2.6,



**Abb. 2.6:** Rechenmodelle für Fahrbahnen unter Verkehrsbeanspruchung [36]

links oben). Dieses Berechnungsverfahren kann auch bei Mehrschichtensystemen zur Ermittlung der Druckspannungen angewendet werden. Hierzu müssen die vorhandenen Schichten lediglich in einen äquivalenten Halbraum umgerechnet werden [36].

Das Verfahren nach Westergaard, Abbildung 2.6 (unten links), weist als besonderes Merkmal die sogenannte Bettungsmodultheorie auf. Es ermöglicht die Ermittlung der Biegezugspannungen und der Einsenkung der Betondecke für drei verschiedene Lastfälle (Plattenmitte, -rand und -eck). Über die Bettungsmodultheorie können für die drei Lastfälle die Bodendruckspannungen ermittelt werden [36].

Im Unterschied zu den beiden zuvor beschriebenen Verfahren, bei denen die Betonfahrbahndecke die alleinige Lastübertragung auf den Untergrund übernimmt, wird beim Verfahren des sogenannten Mehrschichtensystems der zwischengeschalteten, gebundenen Tragschicht eine mitwirkende Eigenschaft zugewiesen, siehe Abbildung 2.6 (rechts oben). Basierend auf den beiden zuvor genannten Verfahren entwickelte Eisenmann [36] nun eine Methode, die es erlaubt sowohl für die Bauweise ohne als auch mit Verbund zwischen Betonfahrbahndecke und gebundener Tragschicht die Größe der Biegespannungen infolge Verkehrslast zu ermitteln.

Die Anwendung von Rechenverfahren auf Basis der sogenannten dreidimensionalen Finite-Elemente-Methode (FEM) (vgl. Abb. 2.6, unten rechts) mit leistungsstarken Rechnern ermöglicht die Berücksichtigung von Nichtlinearitäten und möglichen Hohllagern.

Zusätzlich dazu können die aus den Verkehrsbeanspruchungen resultierenden Spannungen an verformten Systemen, z. B. infolge einer ungleichmäßigen Temperaturverteilung berücksichtigt, werden [36, 74].

Bei den vorangehenden Darstellungen wurden lediglich die statischen Lasten infolge Verkehrsbeanspruchung betrachtet. Neben diesen Lasten tritt in der Praxis verkehrsbedingt, bei Unebenheiten der Fahrbahn durch das Eigengewicht der Fahrzeuge, eine dynamische Beanspruchung auf. Diese hängt von der Fahrzeuggeschwindigkeit, der Feder- und Dämpfungseigenschaften der Fahrzeuge und der Ebenheit der Fahrbahn ab [36, 107].

Bei der Bemessung von Betondecken schlägt Eisenmann [36] daher die Erhöhung des Sicherheitsbeiwerts bei stark belasteten Straßen von 1,3 auf 1,5 sowie bei weniger stark belasteten Straßen eine Reduzierung auf 1,2 vor. Nach Niemann [89] sind dynamische Beanspruchungen für eine Bemessung allerdings vernachlässigbar, da die einzelnen Platten der Betonfahrbahndecke insgesamt eine hohe Masse und eine geringe Stützweite aufweisen. Zusätzlich weist das System der Betonfahrbahn durch die Bettung eine dämpfende Wirkung auf.

Bedingt durch den Verkehr, insbesondere dem Schwerlastverkehr, unterliegen Betonfahrbahndecken ständigen Wechseln aus Be- und Entlastungsvorgängen (zyklische Einwirkungen), welche während der Nutzungsdauer millionenfach auftreten und zu einer inneren Gefügeschädigung führen können. Die innere Gefügeschädigung ist gekennzeichnet von einer Gefügauflockerung durch Mikrorissbildung und einer Abnahme des E-Moduls [20, 107].

Infolgedessen erhöht sich der Feuchte- sowie der Ionen-transport und Alkalien können weiter in das Betongefüge eindringen. Dieses veränderte Transportverhalten konnte in [95, 96] im Rahmen experimenteller Untersuchungen der FOR 1498 nachgewiesen werden.

#### **2.2.4 Treiberscheinungen**

Treiberscheinungen im Beton sind Prozesse, die auf chemische Reaktionen verschiedener Bestandteile der Betonkomponenten zurückzuführen sind. Kennzeichnend für Treibreaktionen ist das Füllen vorhandener Porenräume durch die bei der chemischen Reaktion entstandenen Produkte, wodurch eine Volumenexpansion einhergeht. Ist das vorhandene System an Poren gefüllt und die Reaktion noch im Gange, dann können sich bedingt durch fehlende Expansionsräume im Betongefüge hohe Drücke aufbauen, die beim Erreichen der Zugfestigkeit zu einer inneren Schädigung oder zur Zerstörung des Betongefüges führen können.

Üblicherweise zeigen sich diese Art von Schäden in Form von Rissen oder Abplatzungen. Neben der Ettringitbildung stellt vor allem die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) eine

wesentliche Treibreaktion dar [73, 74]. Aus diesem Grund wird in Kapitel 2.3 näher auf die AKR eingegangen.

### 2.2.5 Überlagerung einzelner Einwirkungen

Die obigen Betrachtungen der lastunabhängigen und lastabhängigen Beanspruchungen von Betonfahrbahnen konzentrierten sich auf das alleinige Wirken des jeweiligen Lastfalls. In der Praxis treten diese in der Regel räumlich und zeitlich überlagert auf, sodass von einer Interaktion untereinander auszugehen ist. Bei der Überlagerung von langsam verändernder thermischer Zwangsspannungen mit zyklisch wiederkehrenden Verkehrslasten sind für die Abkühlung von oben prinzipiell zwei Einwirkungskombinationen in Plattenmitte (EWK1) und am Plattenrand (EWK2) differenziert zu betrachten. Auf die Größe der auftretenden Spannungsniveaus (Ober- und Unterspannung,  $\sigma_o$  und  $\sigma_u$ ) wird im Folgenden eingegangen.

Infolge thermischer Beanspruchungen durch Abkühlung von oben resultiert nach Sievering [107] ein negativer Temperaturgradient (vgl. Anhang A.1) von  $-0,4$  K/cm. Unter Berücksichtigung von Materialkennwerten typischer Straßenbetone ( $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}$  1/K,  $E_{stat} = 35000$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma = 24 \cdot 10^{-6}$  N/mm<sup>3</sup>,  $h = 270$  mm) ergibt sich mit Gleichung A.6 eine kritische Plattenlänge von  $l_{krit} = 5,83$  m und mit Gleichung A.3 eine ungestörte Wölbspannung  $\sigma_w = 2,8$  N/mm<sup>2</sup>. Für eine übliche Plattenlänge von  $5,0$  m ergibt sich unter Anwendung von Gleichung A.7 eine reduzierte Wölbspannung  $\sigma_w''$  von etwa  $2,2$  N/mm<sup>2</sup> (thermisch bedingte Zwangsspannung) [20].

Aus den zyklisch wiederkehrenden Verkehrslasten ergeben sich in Plattenmitte Biegespannungen (Druckspannungen an der Oberseite und Zugspannungen an der Unterseite). Die Biegespannungen liegen für einen 40-t-LKW (Radlast von  $57,5$  kN), einen Bettungsmodul von  $0,028$  N/mm<sup>3</sup>, einen E-Modul von  $35000$  N/mm<sup>2</sup> und eine Querdehnzahl des Betons von  $0,2$  in der Größenordnung von rund  $-1,1$  N/mm<sup>2</sup> [20, 107]. Werden die aus einer Abkühlung von oben und infolge zyklisch wiederkehrender Verkehrslasten resultierenden Spannungen überlagert, so wirken die Biegedruckspannungen an der Plattenoberseite entlastend. Diese Art der Kombination von Einwirkungen (EWK1) ergibt eine Oberspannung von  $\sigma_o = 2,2$  N/mm<sup>2</sup> und eine Unterspannung von  $\sigma_u = -1,1$  N/mm<sup>2</sup>. Daraus resultiert ein Verhältnis  $\sigma_u/\sigma_o$  von  $0,5$  [107].

Im Randbereich der Fahrbahnplatte (Plattenrand) kommt es infolge der Abkühlung von oben zu einem Abheben der Plattenränder. Die gleichzeitige Verkehrslast wirkt nun, am Plattenrand, im Vergleich zur Plattenmitte (vgl. EWK1), spannungserhöhend. Für die hier vorliegende Einwirkungskombination (EWK2) bei einer Abkühlung von oben und einer zyklisch wiederkehrenden Verkehrslast am Plattenrand, ergibt sich nach Sievering [107] eine Oberspannung von  $\sigma_o = 3,4$  N/mm<sup>2</sup> und eine Unterspannung von  $\sigma_u = 2,2$  N/mm<sup>2</sup>. Das Verhältnis von  $\sigma_u/\sigma_o$  beträgt in diesem Falle  $0,65$  [107].

Bei der Betrachtung möglicher Überlagerungen wird auf eine Erwärmung der Oberseite (positiver Temperaturgradient) verzichtet, da hierbei Druckspannungen an der Oberseite der Fahrbahnplatte entstehen [107].

Die Kenntnis der zuvor von Sievering [107] abgeleiteten Verhältnisse von Unter- und Oberspannung sind für die Simulation der Praxisbeanspruchungen im Labor zwingend erforderlich. Für die versuchstechnische Abbildung dieser Einwirkungskombinationen wurde in [95, 107, 130] ein 4-Punkt-Biegeversuch gewählt und für die Schwingbreite ( $\sigma_o - \sigma_u$ ) ein Wert von  $1,0 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Ziel war es, die durch die zyklisch mechanische Wechselbeanspruchung (WB) hervorgerufenen Veränderungen des Betongefüges zu erfassen und Kenntnisse über die Auswirkungen auf Transportvorgänge und Veränderungen der mechanischen Materialeigenschaften unter Berücksichtigung einer schädigenden AKR zu erlangen.

## 2.3 Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)

Bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) reagieren Bestandteile (amorphe Silikate) der Gesteinskörnungen mit den Alkalien der Porenlösung im Beton. Als Reaktionsprodukt bildet sich quellfähiges Alkali-Kieselsäure-Gel (AKR-Gel), das bestrebt ist, Wasser aufzunehmen. Die daraus resultierende Volumenvergrößerung und die dadurch entstehenden Quelldrücke können beim Erreichen der Zugfestigkeit zu einer Schädigung des Gefüges in Form von Rissen führen [114, 118]. Im Englischen ist diese Reaktion auch unter dem Begriff „alkali-silica reaction“ (ASR) bekannt.

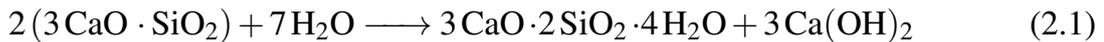
Für das Stattfinden einer schädigenden AKR müssen die nachfolgend aufgeführten drei Grundvoraussetzungen erfüllt sein [114, 118]:

- Anwesenheit einer reaktiven Gesteinskörnung
- hoher Gehalt an Alkalihydroxidionen in der Porenlösung
- ausreichendes Feuchteangebot im Beton

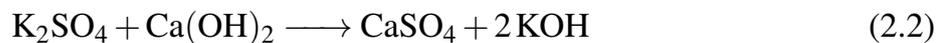
Nachfolgend werden der Ablauf und der maßgebende Reaktionsmechanismus der AKR erläutert sowie die wesentlichen Reaktionsgleichungen dargestellt. Im Anschluss daran wird auf weitere AKR-beeinflussende Faktoren (Umwelt, Art der Gesteinskörnung, Zement, Porenräume, Permeabilität sowie Probekörpergeometrie, siehe Kapitel 2.3.2) näher eingegangen. Nach der Darstellung charakteristischer Schadensbilder an Fahrbahndecken aus Beton (siehe Kapitel 2.3.3) werden die in Deutschland gängigen AKR-Prüfverfahren und AKR-Performance-Prüfungen vorgestellt (siehe Kapitel 2.3.4). Abschließend werden auf die Auswirkungen der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften (siehe Kapitel 2.3.5) sowie auf Modelle zur Berücksichtigung des Verhaltens von AKR-geschädigten Betonen (siehe Kapitel 2.3.6) eingegangen.

### 2.3.1 Ablauf und Reaktionsmechanismen

Bei der Herstellung von Beton werden die Hauptbestandteile (Wasser, Zement und Gesteinskörnung) vermischt. Hierbei reagieren die Hauptklinkerphasen des Zements, z. B. Alit (Tricalciumsilicat) zu Calciumsilicathydratphasen (C-S-H-Phasen) und Calciumhydroxid (Portlandit) nach Gleichung 2.1:



Aufgrund ihrer hohen Löslichkeit gehen die im Zement enthaltenen Alkalisulfate  $\text{K}_2\text{SO}_4$  (Kaliumsulfat) und  $\text{NaSO}_4$  (Natriumsulfat) in Lösung und reagieren umgehend mit dem bei der vorherigen Reaktion entstandenen Portlandit zu Calciumsulfat und Kaliumhydroxid (siehe Gleichung 2.2 am Beispiel von Kalium).



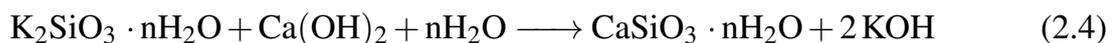
Mit der Bildung von Alkalihydroxid (KOH, NaOH) ist ein starker Anstieg der Hydroxidionenkonzentration ( $\text{OH}^-$ ) der Porenlösung verbunden, wodurch sich der pH-Wert des Betons auf etwa 13,9 erhöht.

Infolge des hohen alkalischen Milieus findet ein Lösungsprozess der Kieselsäure statt. Das reaktive Siliciumdioxid aus der Gesteinskörnung reagiert mit dem gebildeten Alkalihydroxid zu einem Alkali-Kieselsäure-Gel (siehe Gleichung 2.3).



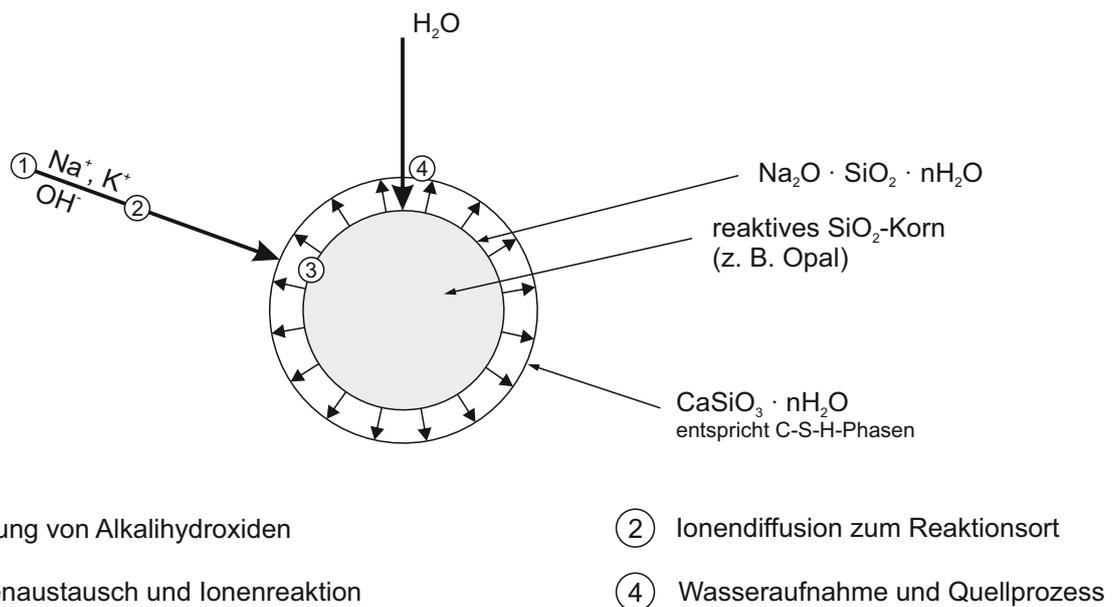
Sowohl der Reaktionsmechanismus als auch der Aufbau des Quelldrucks werden neben der Verfügbarkeit von Alkalien maßgeblich vom vorhandenen Calcium im Beton beeinflusst [45]. Ohne Calcium und bei sehr hohen Mengen findet die Bildung quellfähiger Reaktionsprodukte nicht statt [76].

Im weiteren Verlauf kann das gebildete Alkali-Silicat-Gel mit vorhandenem Portlandit wiederum C-S-H-Phasen erzeugen und dabei Alkalihydroxide freisetzen (Gleichung 2.4). Folglich ist für die Dauer einer AKR und dem damit verbundenen Schädigungspotential die vorhandene Menge an Calciumhydroxid von zentraler Bedeutung.



Nach Abbildung 2.7 lässt sich der prinzipielle Ablauf einer AKR vereinfachend in vier Schritte zusammenfassen.

Nach der Bildung von Alkalihydroxiden (1) werden diese durch Ionendiffusion zum Reaktionsort (reaktives Korn) transportiert (2). Dort findet der Ionenaustausch bzw. die



**Abb. 2.7:** Prinzipieller Ablauf der AKR in Anlehnung an [114, 118]

Ionenreaktion statt (3). Das durch die chemische Reaktion entstandene Alkali-Silicat-Gel gewinnt durch die Aufnahme von Wasser an Volumen (4) und der damit einhergehende Quellprozess kann Schäden in Form von Rissen hervorrufen, wenn durch die erzeugten Spannungen die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird [114, 118].

### 2.3.2 AKR-beeinflussende Faktoren

Neben den drei Grundvoraussetzungen für das Stattfinden einer AKR (Anwesenheit einer reaktiven Gesteinskörnung, hoher Gehalt an Alkalihydroxidionen in der Porenlösung sowie ein ausreichendes Feuchteangebot im Beton) wird der Ablauf bzw. die Reaktion selbst von einer Vielzahl weiterer Faktoren beeinflusst. Hierbei kann prinzipiell zwischen material- bzw. bauteilspezifischen Faktoren (Bauteilwiderstand) sowie aus Umwelt und Nutzung resultierenden Faktoren (äußere Einwirkungen) unterschieden werden, auf die im Weiteren näher eingegangen werden soll [118, 124].

#### 2.3.2.1 Umwelt

Zu den äußeren Einwirkungen, welche sich auf die Reaktion der AKR auswirken, gehören die klimatischen Randbedingungen (Temperatur und Feuchte) sowie die in Verbindung mit der Nutzung von Betonfahrbahnen einhergehende zyklische Verkehrsbeanspruchungen und externe Alkalizufuhr.

### Temperatur und Feuchte

Das Auftreten einer AKR, deren Ablauf sowie eine mögliche Gefügeschädigung werden maßgeblich von der vorhandenen Umgebungstemperatur beeinflusst. Zusätzlich ist hierbei zu beachten, dass der Einfluss der Temperatur sehr von der Art der verwendeten Gesteinskörnungen abhängig ist [18, 124].

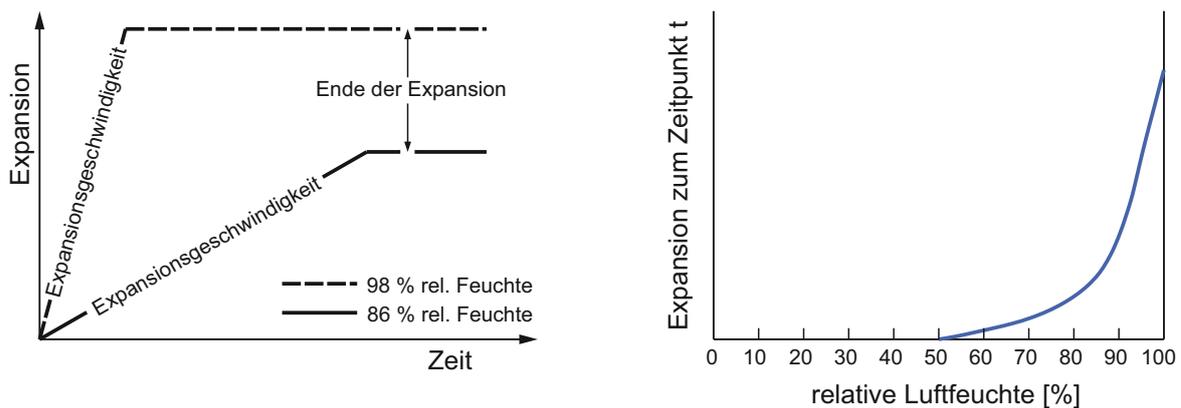
Siebel und Reschke [105, 106] untersuchten den Einfluss der Temperatur von 20 °C und 40 °C in der Nebelkammer sowie der Außenlagerung auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen und des relativen dynamischen E-Moduls an Betonen mit Grauwacke und Kiesschiefer als Gesteinskörnung. Während bei 40 °C in der Nebelkammer bereits nach wenigen Monaten eine starke Zunahme der Dehnungen erkennbar war, erfolgte dies bei 20 °C erst nach zwei Jahren. Gesicherte Aussagen hinsichtlich der Außenlagerung waren innerhalb des Betrachtungszeitraums von fünf bis sechs Jahren nicht möglich.

Weitere Untersuchungen von Siebel [104] an Betonbalken identischer Zusammensetzung mit langsam reagierender Gesteinskörnung ergaben für die Lagerung bei 40 °C und 60 °C eine Zunahme der Dehnungen mit steigender Temperatur. Ursache hierfür ist die Zunahme der Löslichkeit von SiO<sub>2</sub> im alkalischen Milieu bei steigender Temperatur [80].

Noch wichtiger als der Einfluss der Umgebungstemperatur ist der Feuchtegehalt des Werkstoffs Beton bzw. das Angebot an Feuchte in der Umgebung. Als eine der drei Grundvoraussetzungen ermöglicht die Feuchte zum einen den Transport von Alkali-hydroxidionen hin zum Reaktionsort und ist zum anderen für das Quellen des AKR-Gels notwendig. An Betonen bzw. Betonbauteilen in trockener Umgebung ohne jegliche Feuchtezufuhr konnten aus diesem Grunde noch keine AKR-Schäden festgestellt werden [114, 118].

In Abbildung 2.8 (links) ist stark vereinfacht, schematisch der Einfluss der relativen Feuchte (86 % und 98 %) auf das Expansionsverhalten infolge einer AKR an Probekörpern aus Beton dargestellt. Neben der Expansionsgeschwindigkeit wird auch der Endwert der Expansion maßgeblich von den Feuchteverhältnissen der Umgebung bestimmt. Sowohl die Expansionsgeschwindigkeit als auch der Endwert der Dehnungen steigen mit zunehmendem Feuchteangebot. Allerdings werden von Mielich [80] an dieser Stelle keine Angaben hinsichtlich der Gültigkeit der Beziehungen in Bezug auf die Umgebungstemperatur gemacht.

Ähnliches hinsichtlich des Expansionsverhaltens von Probekörpern in Abhängigkeit des Feuchtegehalts konnte von Swamy [119] beobachtet werden. Aus Abbildung 2.8 (rechts) geht hervor, dass unterhalb einer relativen Luftfeuchte von 70 % die AKR-induzierten Dehnungen vernachlässigbar klein sind. Erreicht die relative Luftfeuchte einen Wert von 80 % ist mit einem starken Anstieg der Dehnungen zu rechnen.



**Abb. 2.8:** Einfluss des Feuchtegehalts auf das Expansionsverhalten von Betonprobekörpern beim Ablauf einer AKR (stark vereinfachte, schematische Darstellung) in Anlehnung an [80] (links) sowie Einfluss der relativen Luftfeuchte auf das Dehnungsverhalten infolge AKR [119] (rechts)

In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass warme Luft grundsätzlich in der Lage ist mehr Feuchtigkeit aufzunehmen als kalte Luft. Das bedeutet, ein Anstieg der Temperatur bei gleicher relativer Luftfeuchtigkeit hat zugleich einen Anstieg des absoluten Feuchtegehalts ( $\text{g}/\text{m}^3$ ) zur Folge. Je höher die Umgebungstemperatur ist, desto niedriger ist somit die kritische relative Luftfeuchtigkeit [18], die einen starken Anstieg der AKR-induzierten Dehnungen bewirkt. Außerdem gibt es Untersuchungen, die eine Abnahme der Enddehnungen bei einer Wasserlagerung belegen, da durch die Wasseraufnahme das Alkalisilicat eine geringe Viskosität besitzt [18].

Die in der Praxis vorliegenden, ständig zwischen Austrocknung und Befeuchtung wechselnden Umgebungsbedingungen sind hinsichtlich AKR-induzierter Dehnungen und einer möglichen Rissbildung aufgrund des erhöhten Feuchtetransports möglicher Reaktionspartner kritischer als konstante Umgebungsbedingungen. Außerdem verbleiben Alkalien, welche bei hohem Feuchteangebot (z. B. infolge eines Starkregens) in den Beton eingedrungen sind, bei einer anschließenden Austrocknung im Beton [80, 118].

#### Alkalizufuhr von außen

Das in der Porenlösung des Betons vorhandene Alkalihydroxid stammt vornehmlich aus dem Zement, teilweise aus alkalihaltigen Zusatzmitteln und auch aus alkalihaltigen Gesteinskörnungen, wie z. B. Granit. Zusätzlich dazu ist es möglich, dass bei bestimmten Bauwerken Alkalien von außen durch Meerwasser (z. B. Offshore-Konstruktionen) oder Taumittel (Verkehrs- und Flugbetriebsflächen) in das Betongefüge eindringen können [118].

Das am häufigsten vom Winterdienst auf Autobahnen eingesetzte Taumittel ist Natriumchlorid ( $\text{NaCl}$ ). Dieses wird vorzugsweise als sogenanntes Feuchtsalz mit Calciumchlorid- oder Magnesiumchloridlösungen gemischt und weist im Gegensatz zu trockenen Salzen

eine deutlich bessere Haftung an der Fahrbahnoberfläche auf. Gleichzeitig ist diese feuchte Mischung unempfindlicher hinsichtlich Wind oder Luftbewegungen infolge rollendem Verkehr. Schäden in der Praxis und Untersuchungen im Labor mit AKR-Performance-Prüfungen (siehe Kapitel 2.3.4.3) zeigten allerdings den fördernden Einfluss von NaCl auf die AKR-Gelbildung [114, 118].

Bei Flugbetriebsflächen wird auf den Einsatz von chloridhaltigen Taumitteln aufgrund der Gefahr einer chloridinduzierten Bewehrungskorrosion verzichtet. Stattdessen wurden neue Streumittel auf Basis von Acetaten und Formiaten entwickelt, welche allerdings die AKR begünstigen. Dies konnte auf zahlreichen amerikanischen Militärflughäfen bereits nachgewiesen werden. Sogar unter Verwendung von Zementen mit niedrigem Alkaligehalt und alkaliunempfindlicher Gesteinskörnungen kann bei Anwendung von Flächenenteisern auf Basis von Acetaten und Formiaten eine betonschädigende AKR nicht verhindert werden. Dies wurde im Rahmen von zahlreichen Untersuchungen unter Anwendung der FIB-Klimawechselagerung (siehe Kapitel 2.3.4.3) als AKR-Performance-Prüfung [80, 118] bestätigt.

### Verkehrsbeanspruchungen

Im Rahmen der Untersuchungen von Sievering [107] und Breitenbücher [20] konnte die infolge zyklischer Verkehrsbeanspruchungen entstandene Schädigung des Betongefüges über die Messung des dynamischen E-Moduls nachgewiesen werden. Aus diesem Grund war ein zentrales Ziel der Forschungsarbeiten im Rahmen der FOR 1498, die Auswirkungen einer mechanisch induzierten Vorschädigung auf den Ablauf einer schädigenden AKR mit und ohne externe Alkalizufuhr zu quantifizieren. Erste Untersuchungsergebnisse belegen, dass es infolge der Rissbildung zu einer Erhöhung des Feuchte- und Ionentransports kommt, wodurch die Wasseraufnahme deutlich schneller stattfindet und Alkalien tiefer in den Querschnitt der Betonfahrbahndecke vordringen können [95, 96]. Gleichzeitig führte die aus der mechanisch induzierten Vorschädigung resultierende Degradation des Betons zu einer Reduzierung mechanischer Materialeigenschaften [130, 134]. In Kapitel 3 und Kapitel 6 wird hierauf näher eingegangen.

### **2.3.2.2 Gesteinskörnungen**

Die alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen lassen sich grundsätzlich in zwei Gruppen einteilen: schnell reagierende, alkaliempfindliche Gesteine und sogenannte slow/late Gesteine.

Zu den wichtigsten schnell reagierenden, alkaliempfindlichen Gesteinen gehören nach Stark [114, 118]:

- Opalsandsteine (Opal, Cristobalit)
- Kieselkreide, Kieselkalke (Chalcedon, kryptokristalliner Quarz)

- Flint (Chalcedon, kryptokristalliner Quarz)
- Kieselschiefer (Chalcedon, kryptokristalliner Quarz)

Die zweite Gruppe der alkaliempfindlichen Gesteine bildet die Gruppe der sogenannten slow/late Gesteine, welche sehr langsam und oft erst nach einem längeren Zeitraum reagieren [114, 118]:

- gebrochene Gesteinskörnung (Rhyolite, Grauwacken, Granite/Granodiorite, Granulite, Quarzite, recycelte Gesteinskörnungen, importierte Gesteinskörnungen, Andesite und Gneise)
- Kiese (Lockergesteine) mit Bestandteilen von Stressquarz, Kieselschiefer, Kieselkalk, Quarzit, Grauwacke, Rhyolit sowie flintähnliches Material

Das Ausmaß einer betonschädigenden AKR hängt unter feuchten Randbedingungen neben dem wirksamen Alkaligehalt im Wesentlichen von zwei Faktoren ab: Korngröße und Menge der alkaliempfindlichen Gesteinskörnung.

Untersuchungen von Sprung und Sylla [114, 118] an Opalsteinen und Duranglas zeigten zunächst eine Zunahme der an Probekörpern ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ ) gemessenen AKR-Dehnungen mit steigendem Mengenanteil an empfindlicher Gesteinskörnungen bis zu einem Maximalwert (Pessimum) bei Feuchtlagerung und einer Temperatur von  $40 \text{ }^\circ\text{C}$ . Anschließend nahmen die gemessenen Dehnungen bei weiter steigendem Mengenanteil der alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen wegen des vorhandenen Porenraums (möglicher Expansionsraum) ab. Im Grenzfall kann sogar der Wert Null erreicht werden.

Dieses Verhalten und das Auftreten eines Pessimums ist allerdings nicht auf alle anderen alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen übertragbar. Bei Gesteinskörnungen vom Typ slow/late (z. B. Grauwacke) nehmen die Dehnungen mit steigendem Anteil an alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen zu [114, 118].

### 2.3.2.3 Zement

Neben den alkalireaktiven Gesteinskörnungen und einem ausreichenden Angebot an Feuchte ist vor allem die Menge und Konzentration der Alkalihydroxidlösung entscheidend für eine betonschädigende AKR. Aus dem Zement (auch aus Zusatzstoffen oder Tausalzen) werden hierbei Natrium- und Kaliumoxid ( $\text{Na}_2\text{O}$  und  $\text{K}_2\text{O}$ ) in den Beton eingebracht. Zur Vereinfachung darf in diesem Zusammenhang angenommen werden, dass äquivalente Mengen von  $\text{Na}_2\text{O}$  und  $\text{K}_2\text{O}$  gleich große Dehnungen hervorrufen. Dadurch können deren Gehalte in einem Gesamtalkaligehalt, der als Natriumäquivalent ( $\bar{N}$ ) bezeichnet wird, nach Gleichung 2.5 angegeben werden [118, 124].

$$\bar{N} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \cdot \text{K}_2\text{O} \quad (2.5)$$

Die Angabe des Natriumäquivalents ( $\bar{N}$ ) erfolgt in M.-% des Zements und wird im Weiteren mit  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}}$  abgekürzt/bezeichnet.

Sind die drei anfangs aufgeführten Grundvoraussetzungen für das Stattfinden einer AKR erfüllt, so kann in der Regel davon ausgegangen werden, dass eine schädigende AKR erst dann eintritt, wenn ein bestimmter Schwellenwert des Alkaligehalts im Beton überschritten wird. Nach Stark [118] kann hierfür aufgrund von Beobachtungen an Bauwerken und umfangreichen Laboruntersuchungen ein Wert von  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 0,6$  M.-% angesetzt werden. Dieser gilt nur, wenn keine externe Alkalizufuhr vorliegt. Zemente, die ein maximales Natriumäquivalent von 0,6 M.-% aufweisen, werden nach DIN 1164-10 [N6] als NA-Zemente bezeichnet. Weitere Anforderungen an NA-Zemente sind in DIN 1164-10 [N6] angegeben.

Neben dem Alkaligehalt des Zements spielt der Zementgehalt des Betons ebenfalls eine wichtige Rolle im Hinblick auf eine AKR. Nach Stark [118] hängt der Wert der Mindestmenge des Natriumäquivalents maßgeblich von den verwendeten Gesteinskörnungen ab. Grundsätzlich gilt jedoch: Je höher der wirksame Alkaligehalt des Zements, desto geringer darf der Zementgehalt des Betons sein.

### 2.3.2.4 Porenräume

Durch den Einsatz von Luftporenbildnern bei Straßenbeton (siehe Kapitel 2.1.2) werden künstliche Luftporen in das System des Betons zur Absicherung des Frost- und Tausalz-Widerstandes eingebracht. Gleichzeitig können hierdurch Räume für quellende Reaktionsprodukte, wie z. B. das AKR-Gel entstehen [18].

Voland [124] stellte im Rahmen ihrer Untersuchungen fest, dass der Ablauf und die Intensität einer schädigenden AKR maßgeblich von den Transportvorgängen abhängig ist. Im Vergleich dazu spielen die mechanischen Materialeigenschaften des Betons sowie Expansionsräume im feinen Kapillarporenbereich eine untergeordnete Rolle.

Zur genauen Beurteilung des Einflusses der Porosität auf den Ablauf einer schädigenden AKR muss jedoch ein hohes internes sowie ein hohes externes AKR-Schädigungspotential differenziert betrachtet werden. Untersuchungen für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential in der 40 °C-Nebelkammer (siehe Kapitel 2.3.4.2) an großformatigen Würfeln ergaben eine verstärkte AKR-Schädigung mit zunehmender Porosität [124]. Abweichend davon nahm mit steigender Porosität im Rahmen der 40 °C-Nebelkammerlagerung und des 60 °C-Betonversuchs (siehe Kapitel 2.3.4.2) an kleinformatigen, zylindrischen Probekörpern aufgrund erhöhter Auslaugungen die AKR-Schädigung ab [124].

Die Auswirkungen der Porosität bei hohem externen AKR-Schädigungspotential wurden im Rahmen der FIB-KWL (siehe Kapitel 2.3.4.3) untersucht. Hierbei führte eine zunehmende Porosität zu einem höheren AKR-Schädigungspotential, da Alkalien der

aufstehenden NaCl-Prüflösung schneller und tiefer in den Werkstoff eingedrungen sind [124].

Die Ergebnisse von Voland [124] zeigen, dass die Kenntnis der Porosität alleine nicht ausreichend ist, um das AKR-Schädigungspotential beurteilen zu können. Zur Beurteilung des AKR-Schädigungspotentials muss zusätzlich die Herkunft der Alkalien (von innen oder außen) sowie die Größe der Probekörper im Rahmen von Laboruntersuchungen berücksichtigt werden.

### **2.3.2.5 Permeabilität**

Eine weitere Materialeigenschaft, die den Fortschritt einer AKR begünstigen oder behindern kann, ist die Durchlässigkeit des Betons, welche maßgeblich vom w/z-Wert abhängig ist. Mit sinkendem w/z-Wert erhöht sich die Dichte des Betongefüges, wodurch die Anzahl an Alkalien, die zur reaktiven Gesteinskörnung diffundieren können, reduziert wird. Gleichzeitig kann bei einem dichten Betongefüge das Eindringen von Wasser und darin gelöste Salze, wie z. B. Taumittel durch Aufbringen von Streusalz, verringert bzw. verlangsamt werden [118].

Auf der anderen Seite führt ein geringer w/z-Wert zur Zunahme der Ionenkonzentration und des pH-Werts in der Porenlösung, da weniger Wasser im Porenraum vorhanden ist. Dies kann sich günstig auf den Fortschritt der AKR auswirken. Die mit sinkendem w/z-Wert einhergehenden höheren Festigkeiten des Betons können eine Rissbildung vermeiden [114].

Nach Mielich [80] ist der Einfluss des w/z-Wertes auf die Durchlässigkeit des Betongefüges hinsichtlich einer betonschädigenden AKR höher zu bewerten als der Einfluss des w/z-Wertes auf die erhöhte Ionenkonzentration und dem höheren pH-Wert der Porenlösung. Dies bedeutet, dass geringere w/z-Werte das Schadensrisiko infolge AKR letztlich mindern.

### **2.3.2.6 Probekörpergeometrie**

Der Einfluss der Probekörperabmessungen auf die AKR-induzierten Dehnungen sowie eine mögliche Rissbildung wurde von Siebel und Reschke [105, 106] unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung untersucht. Hierbei zeigte sich mit steigendem Probekörperquerschnitt (Vergrößerung der Betonbalken von  $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$  auf  $200 \times 200 \times 900 \text{ mm}^3$ ) eine Zunahme der Dehnungen und Rissbildung. Die Enddehnungen wurden bei kleinen Probekörpern schneller als bei großen Probekörpern erreicht. Allerdings änderte sich weder der Zeitpunkt des Reaktionsbeginns (Beginn der Dehnung) noch der Reaktionsablauf (Dehnungsanstieg) durch die Verwendung großer Probekörper.

Untersuchungen von Voland [124] ergaben, dass mit steigendem Verhältnis von Oberfläche zu Volumen ( $A/V$ -Verhältnis), also mit sinkender Probekörpergröße, eine Zunahme der Auslaugung von Alkalien in der Nebelkammer bei 40 °C verbunden war. Gleichzeitig bildete sich eine geringere Menge an AKR-Gel, wodurch die AKR-Schädigung insgesamt geringer ausfiel.

Ähnliches wurde auch bei Untersuchungen von Mielich [81] in der Nebelkammer bei 40 °C festgestellt. Die Menge an ausgelaugten Alkalien verringerte sich mit zunehmendem Probekörperquerschnitt, da die Alkalien einen längeren Weg zum Ausdiffundieren benötigen. Dies konnte zuvor bereits durch Untersuchungen von Lindgård [72] gezeigt werden.

Auch Reinhardt und Özkan [92, 98] stellten im Rahmen ihrer Untersuchungen die Abhängigkeit der Probekörpergröße auf die Folgen der AKR dar. Mit größer werdendem Probekörperquerschnitt ist eine Zunahme des Diffusionswegs in das Probekörperinnere zu verzeichnen, wodurch die für die AKR notwendige Feuchte verzögert ins Probekörperinnere vordringt. Daraus resultieren unterschiedliche Dehnungsverläufe bei Probekörpern gleicher Zusammensetzung unter den selben Randbedingungen, jedoch unterschiedlicher Größe.

Özkan [92] empfiehlt zur Vermeidung des Auslaugens von Alkalien (leaching) den Probekörperquerschnitt möglichst groß bzw. das Verhältnis von Oberfläche zu Volumen ( $A/V$ -Verhältnis) möglichst klein zu wählen. Dadurch wird die Menge und die Geschwindigkeit aufgrund des größeren Diffusionswegs der Alkalien reduziert.

Um Rückschlüsse von Laboruntersuchungen auf das Schadensrisiko und die Schadensentwicklung infolge einer AKR in Fahrbahndecken aus Beton schließen zu können, sollten ggf. abweichend von Vorschriften für AKR-Prüfverfahren (siehe Kapitel 2.3.4) möglichst große Probekörper mit geringem  $A/V$ -Verhältnis verwendet werden. Dadurch kann das Auslaugen von Alkalien minimiert werden.

### **2.3.3 Charakteristische Schadensbilder an Fahrbahndecken aus Beton**

Bei einer AKR im Beton kommt es zu einer Schädigung des Gefüges in Form von Rissen, wenn aus der Volumenvergrößerung Quelldrücke bzw. Spannungen entstehen, die die Zugfestigkeit des Betons erreichen. Die infolge der Reaktion entstandenen Schäden weisen sowohl makroskopische als auch mikroskopische Merkmale auf, die im Weiteren genauer beschrieben werden sollen.

Makroskopische Merkmale:

- Ein typisches AKR-Schadensmerkmal stellen Oberflächenrisse (siehe Abb. 2.9) dar, welche ein feines, netzartiges Erscheinungsbild aufweisen. Dies wird in der englischsprachigen Literatur auch unter dem Begriff „map-cracking“ erwähnt. Eine

Gefahr für die Konstruktion besteht erst dann, wenn die Risse nicht ausschließlich an der Oberfläche vorhanden sind, sondern weiter in den Querschnitt hinein verlaufen. Dies kann unter Umständen die Trag- und Nutzungsfähigkeit von Bauwerken herabsetzen bzw. im schlimmsten Fall zum Versagen führen.

- Weitere Anzeichen der AKR sind an der Oberfläche auftretende Ausscheidungen, welche anfangs klar und dickflüssig, im Weiteren trüb und relativ fest sind. Hierbei handelt es sich um ein aus dem Inneren ausgetretenes Alkali-Kiesel-Gel, welches an der Luft mit  $\text{CO}_2$  unter der Bildung von Alkali(K)-Carbonat reagiert. Diese Reaktionsprodukte sind an Oberflächen, die der Witterung ausgesetzt sind, nicht feststellbar, da sie wegen ihrer hohen Wasserlöslichkeit durch Regenereignisse verschwinden.
- Im fortgeschrittenen Stadium der AKR kommt es zu oberflächigen Ausbrüchen und/oder trichterförmigen Abplatzungen, die auch als „pop-outs“ bezeichnet werden.

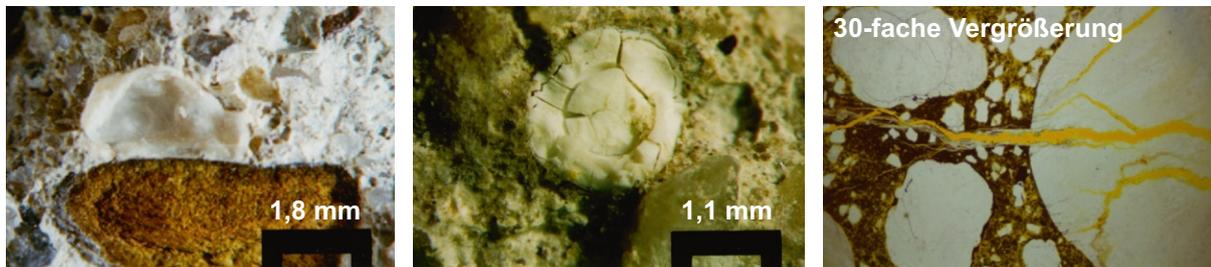


**Abb. 2.9:** AKR-Schäden an einem 17 Jahre alten Tunnelbauwerk (links) und einem Autobahnabschnitt auf der BAB 9 nach 14 Jahren Nutzungsdauer (rechts) [115]

Neben den makroskopischen Merkmalen einer AKR, welche mit dem bloßem Auge an der Oberfläche wahrnehmbar sind, existieren mikroskopische Merkmale, die mit entsprechenden Untersuchungsmethoden identifiziert werden können:

- Mit Hilfe des Stereo- und Polarisationsmikroskops können sogenannte Reaktionsränder (siehe Abbildung 2.10, links) um die Gesteinskörnung bis in den Mikrobereich sichtbar gemacht werden. Diese bilden sich vornehmlich bei porösen Gesteinen, wie z. B. Flint oder Sandstein um das Korn herum.
- Gelangt das infolge der AKR gebildete Gel nicht an die Oberfläche, kommt es zur inneren Gelbildung (siehe Abbildung 2.10, Mitte). Hierbei werden der vorhandene Porenraum, Risse und Teile der Mörtelmatrix, sofern diese zugänglich sind, ausgefüllt. Kommt es durch die Wasseraufnahme des Gels zum Quellen, so können

vorhandene Risse aufgeweitet oder neue Risse gebildet werden (siehe Abbildung 2.10, rechts).



**Abb. 2.10:** Opalsandstein mit Reaktionsrand und Gelbildung in benachbarter Pore (links), vollständig mit AKR-Gel gefüllte Pore (Mitte) sowie Rissbildung durch AKR (rechts) [118]

Nach den „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ [5] erfolgt die Einteilung AKR-bedingter Schäden in Betonfahrbahndecken in drei Schadenskategorien, siehe Abbildung 2.11.



**Abb. 2.11:** Schadenskategorien von AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken gemäß [5]

Kennzeichnend für das Schadensbild der Kategorie I sind Verfärbungen bzw. Dunkelfärbungen im Bereich der Quertfugen/Fugenkreuze sowie keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildung. Im Vergleich dazu sind in Schadenskategorie II ausgeprägte Verfärbungen im Fugenbereich und Rissbildung im Fugenkreuz vorhanden. Zusätzlich dazu sind eine beginnende bis ausgeprägte Netzrissbildung sowie Längsrisse ohne Substanzverlust erkennbar. Die höchste Schadenskategorie III ist gekennzeichnet von ausgeprägten Dunkelfärbungen im Fugenbereich, sehr ausgeprägter Rissbildung sowie Kantenschäden, Eckabbrüchen und Substanzverlust (Verschotterung).

Die Schadensdiagnose bzw. der Nachweis einer AKR-Schädigung kann den zeitlichen Rahmen eines Jahres füllen. Ursache hierfür ist die lange Dauer des gewählten Prüfverfahrens (siehe Kapitel 2.3.4) zur Beurteilung des AKR-Restschädigungspotentials in Kombination mit petrografischen Untersuchungen zur Identifizierung typischer AKR-Schadensmerkmale (Risse und Gelbildung). Dadurch ist eine frühzeitige Umsetzung von Erhaltungsmaßnahmen nur bedingt möglich [5].

## 2.3.4 AKR-Prüfverfahren

Die Beurteilung der Empfindlichkeit von Gesteinskörnungen in Deutschland ist im Wesentlichen in der aktuell gültigen Alkali-Richtlinie aus dem Jahre 2013 [N3] geregelt (siehe Anhang A, Kapitel A.2). Zusätzlich dazu wurde durch die Einführung des Allgemeinen Rundschreibens Straßenbau ARS 04/2013 [6] (siehe Anhang A, Kapitel A.3) eine Regelung zur Beurteilung der Eignung grober Gesteinskörnungen für die Feuchtigkeitsklasse WS mit Hilfe der WS-Grund- und Bestätigungsprüfung festgelegt. Die in diesem Zusammenhang erstellte gutachterliche Stellungnahme bietet die Möglichkeit, eine Einschätzung hinsichtlich der Eignung von Gesteinskörnungen ohne die Durchführung von AKR-Performance-Prüfungen mit langer Prüfdauer vorzunehmen.

Nachfolgend wird nun kurz auf die beschleunigten Mörtelschnellprüfverfahren (Schnellprüfverfahren, Mörtelschnelltest), die Betonversuche (Nebelkammerlagerung bei 40 °C, 60 °C-Betonversuch) sowie die AKR-Performance-Prüfungen (60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr, FIB-Klimawechselagerung) eingegangen.

### 2.3.4.1 Beschleunigte Mörtelschnellprüfverfahren

Im Folgenden werden kurz das Schnellprüfverfahren nach Alkali-Richtlinie 2013 [N3] sowie der Mörtelschnelltest nach Alkali-Richtlinie 2007 [N2] beschrieben [104, 114, 118].

#### Schnellprüfverfahren (SPV)

Die Beurteilung möglicher Treiberscheinungen durch eine AKR mittels Schnellprüfverfahren erfolgt nach Alkali-Richtlinie 2013 [N3] ohne zusätzliche Alkaliquelle an drei Mörtelprismen  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  durch die Messung der Dehnungen (Mörtelzusammensetzung: CEM I 32,5 R;  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 1,3 \text{ M.-%}$  durch Aufdotierung des Zements mit  $\text{K}_2\text{SO}_4$ ;  $w/z = 0,47$ ; zerkleinerte Gesteinskörnung auf 0,125 mm bis 4 mm).

Nach feuchter Lagerung werden die Probekörper ausgeschalt und für weitere 24 h über Wasser bei 80 °C gelagert. Im Alter von 48 h erfolgt die Nullmessung, welche als Bezugswert für die sich ergebenden Dehnungen herangezogen wird. Nach 13 d Lagerung in 80 °C heißer 1 molarer NaOH-Lösung gilt als Grenzwert für die gemessenen Dehnungen  $\epsilon \leq 1,0 \text{ mm/m}$ . Die Messungen zur Ermittlung des Dehnungsverlaufs während des Schnellprüfverfahrens erfolgen ohne Abkühlung der Probekörper.

#### Mörtelschnelltest (MST)

Als Alternative zum Schnellprüfverfahren enthält die Alkali-Richtlinie aus dem Jahr 2007 [N2] den Mörtelschnelltest (Mörtelzusammensetzung: CEM I 32,5 R;  $w/z = 0,5$ ; zerkleinerte Gesteinskörnung auf 0,5 mm bis 2 mm). Hierbei wird durch die Zugabe einer

NaOH-Lösung (zum Zugabewasser) das  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}}$  auf 2,5 M.-%, bezogen auf den Zement, erhöht. Die Lagerung der Mörtelprismen erfolgt bis zum Alter von 28 d bei 70 °C über Wasser. Für die Einstufung der Gesteinskörnung in die Alkaliempfindlichkeitsklasse E I-S (vgl. Anhang A, Kapitel A.2) müssen die Dehnungen  $\epsilon \leq 1,5$  mm/m betragen. Im Vergleich zum Schnellprüfverfahren werden die Probekörper vor den Dehnungsmessungen über einen Zeitraum von sieben Stunden bei 20 °C abgekühlt.

Zwar ist mit den beiden zuvor beschriebenen Verfahren eine sehr schnelle Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit von Gesteinskörnungen möglich, allerdings sind die den Verfahren zugrundeliegenden Randbedingungen mit den Verhältnissen der Praxis (z. B. Betonfahrbahndecken) nicht vergleichbar. Gleichzeitig wird durch die sehr schlanken und kleinen Probekörper, die hohen Umgebungstemperaturen sowie das hohe interne und/oder externe Angebot an Alkalien das Reaktionspotential überschätzt [18].

### 2.3.4.2 Betonversuche

#### Betonversuch mit Nebelkammerlagerung (40 °C)

Der Betonversuch mit Nebelkammerlagerung bei 40 °C nach Anhang B der Alkali-Richtlinie [N3] stellt das Referenzprüfverfahren dar. Zur Beurteilung der Treiberscheinungen durch die Alkalireaktion werden drei prismatische Betonprobekörper ( $100 \times 100 \times 500$  mm<sup>3</sup>, Betonzusammensetzung: AKR-Prüfzement CEM I 32,5 R  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}}$  = 1,3 M.-% durch Aufdotierung des Zements mit  $\text{K}_2\text{SO}_4$ ; w/z = 0,45; z = 400 kg/m<sup>3</sup>) sowie ein Würfel mit der Kantenlänge von 300 mm hergestellt und für 24 h mit feuchten Tüchern abgedeckt. Anschließend werden die Probekörper ausgeschalt, die Nullmessungen hinsichtlich der Längenänderung an den Prismen durchgeführt und schließlich alle Probekörper in einer Nebelkammer bei 40 °C und einer relativen Luftfeuchte von mindestens 99 % eingelagert. Während die prismatischen Probekörper zur Ermittlung der Dehnungen verwendet werden, dient der würfelförmige Probekörper zur Beobachtung einer möglichen Rissbildung.

Weitere Messungen der Längenänderung an prismatischen Probekörpern sowie Beobachtungen hinsichtlich einer möglichen Rissbildung inklusive Erfassung der Rissweite am Würfel erfolgen im Alter von 2, 7, 28, 56, 84, 112, 140, 168, 196, 224 und 252 Tagen. Eine letzte Messung ist im Alter von mindestens 270 d und maximal 273 d durchzuführen. Nach 9-monatiger Nebelkammerlagerung gelten folgende Grenzwerte hinsichtlich der Alkaliempfindlichkeitsklassen (siehe Anhang A, Kapitel A.2): Dehnung der Betonprismen  $\epsilon \leq 0,60$  mm/m → E I-S,  $\epsilon > 0,60$  mm/m → E III-S und Rissbildung der Würfel  $w < 0,20$  mm → E I-S,  $w \geq 0,20$  mm → E III-S.

Die im Rahmen der Nebelkammerlagerung ermittelten Dehnungen enthalten stets die thermischen und hygrischen Anteile [104, 114, 118], die etwa in einem Größenbereich von 0,2 bis 0,4 mm/m liegen. Durch die konstant hohe Luftfeuchtigkeit in der Nebelkammer

kann der Beton viel mehr Wasser aufnehmen, wie bei einem ständigen Wechsel von Feuchteaufnahme und -abgabe in der Praxis üblich ist. Dies führt zu einer Reduktion der Porenlösungskonzentration, wodurch das AKR-Schädigungspotential abgemindert werden kann [18]. Gleichzeitig ist die Nebelkammerlagerung bei 40 °C durch die Dauer von neun Monaten ein sehr zeitaufwändiges Prüfverfahren [124].

#### 60 °C-Betonversuch

Der Betonversuch bei 60 °C über Wasser (60 °C-Betonversuch) wird in der Alkali-Richtlinie als Alternativverfahren für die zuvor beschriebene 40 °C-Nebelkammerlagerung zur Einstufung von Gesteinskörnungen in eine Alkaliempfindlichkeitsklasse aufgeführt. Hierzu werden mindestens drei prismatische Betonprobekörper ( $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ , gleiche Betonzusammensetzung wie bei der Nebelkammerlagerung bei 40 °C) hergestellt und bei 20 °C für 24 h unter feuchten Tüchern in Schalung belassen. Unmittelbar nach dem Ausschalen der Probekörper erfolgt die Ermittlung der Masse und der Länge (Nullmessung). Im Anschluss daran werden die Probekörper bei 20 °C für 30 min unter Wasser gelagert. Nach erneuter Messung (Kontrollmessung) der Probekörpermasse und -länge werden jeweils drei Probekörper bei 60 °C über Wasser in dicht verschlossenen Edelstahlbehältern gelagert.

Weitere Messungen zur Ermittlung der Masse und Länge werden im Alter von 28, 56, 84, 112 und 140 Tagen durchgeführt. Hierzu werden die Edelstahlbehälter inklusive der Probekörper aus der AKR-Truhe entnommen und bei 20 °C abgekühlt. Im Zuge dieser Messungen ist das Feuchteangebot über den daraus ggf. resultierenden Massenverlust zu prüfen. Anhand der nach fünf Monaten ermittelten Dehnungen kann die Einteilung der Gesteinskörnung in die Alkaliempfindlichkeitsklassen (siehe Anhang A, Kapitel A.2) erfolgen ( $\varepsilon \leq 0,30 \text{ mm/m} \rightarrow \text{E I-S}$ ,  $\varepsilon > 0,30 \text{ mm/m} \rightarrow \text{E III-S}$ ). Im Vergleich zur 40 °C-Nebelkammerlagerung wird der thermische Dehnungsanteil bedingt durch die Abkühlung nicht berücksichtigt [104, 114, 118].

Der 60 °C-Betonversuch bietet sich aufgrund der deutlich kürzeren Prüfdauer als alternatives Prüfverfahren zur Nebelkammerlagerung bei 40 °C an. Gleichzeitig ist aufgrund der höheren Temperatur mit einer Steigerung der Reaktionsgeschwindigkeit zu rechnen, wodurch der Grenzwert für die Dehnungen früher erreicht bzw. überschritten wird [124]. Bei beiden Betonversuchen (Nebelkammerlagerung bei 40 °C und 60 °C-Betonversuch) kommt es speziell bei langsam und spät reagierenden Gesteinskörnungen zu Auslaugungen, wodurch diese hinsichtlich ihrer Alkalireaktivität unterbewertet werden können [45].

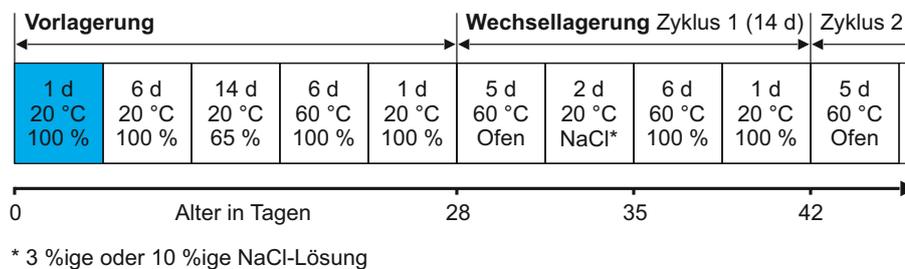
#### **2.3.4.3 AKR-Performance-Prüfungen**

Zwar existiert in Deutschland keine allgemeine AKR-Performance-Prüfung, dennoch wurden beim Forschungsinstitut des Vereins Deutscher Zementwerke e.V. (VDZ) in

Düsseldorf und beim F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar Prüfverfahren entwickelt, die als AKR-Performance-Prüfverfahren zur Beurteilung des AKR-Schädigungspotentials spezifischer Betonzusammensetzungen herangezogen werden und sich bewährt haben. Daher wird nachfolgend näher auf den in Düsseldorf entwickelten 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr und die in Weimar entwickelte FIB-Klimawechselagerung eingegangen [85].

### 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr

Die vom VDZ entwickelte Performance-Prüfung [104] basiert auf dem klassischen 60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie [N3]. Zwar wird dieselbe Art von Probekörpern ( $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) zur Ermittlung der Dehnungen und die identische AKR-Prüftruhe verwendet, allerdings unterscheidet sich diese Performance-Prüfung nicht nur durch die Alkalizufuhr (allseitige Beaufschlagung), sondern auch durch die veränderte Vorlagerung und Trocknungsphase vom klassischen 60 °C-Betonversuch (siehe Abb. 2.12).



**Abb. 2.12:** Lagerung beim 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr von außen (NaCl-Lösung) in Anlehnung an [104]

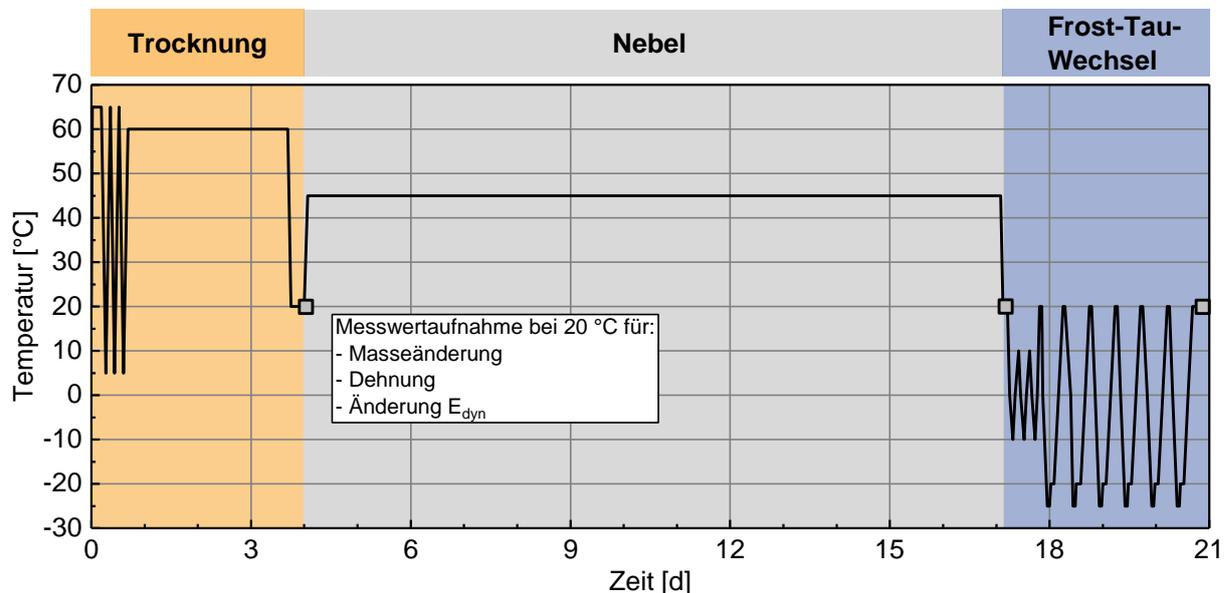
Da diese Modifikationen im Prüfungsablauf erhebliche Auswirkungen auf die Höhe der resultierenden Dehnungen haben, ist ebenfalls ein veränderter Grenzwert von  $\epsilon \leq 0,50 \text{ mm/m}$  bei Verwendung von einer NaCl-Lösung [85] anzusetzen. Die 14-tägige Wechsellagerung wird insgesamt zehn mal wiederholt, sodass die Gesamtdauer von 140 d ohne Vorlagerung der Dauer des klassischen 60 °C-Betonversuchs entspricht.

### FIB-Klimawechselagerung

Die in Weimar entwickelte FIB-Klimawechselagerung (FIB-KWL) wird als AKR-Performance-Prüfung zur Beurteilung des AKR-Schädigungspotentials von verschiedenen Betonzusammensetzungen (abhängig von der Baumaßnahme) unter äußerer Alkalizufuhr herangezogen. Durch den 21-tägigen Zyklus, welcher aus Trocknungs-, Nebel- und Frost-Tau-Wechselphase besteht, sollen zeitraffend die wesentlichen Einflüsse des mitteleuropäischen Klimas im Labor abgebildet werden, siehe Abb. 2.13.

Innerhalb eines Zyklus durchlaufen die Probekörper nach 7-tägiger Vorlagerung bei 20 °C (luftdicht verpackt) zunächst eine 4-tägige Trocknungsphase. Im Anschluss daran erfolgt die Nullmessung der Länge und das Aufbringen einer vorher definierten Prüflösung, wie

z. B. Wasser oder Enteisungsmittel. Nach der Trocknung wird eine 13-tägige Nebelphase bei einer Temperatur von 45 °C sowie eine 4-tägige Frost-Tau-Wechselphase durchlaufen (siehe Abbildung 2.13). Weitere Informationen hinsichtlich der Temperaturverläufe während der Trocknungsphase und der Frost-Tau-Wechselphase sind [45, 114, 116, 118] zu entnehmen.



**Abb. 2.13:** Thermisch-hygrische Beanspruchung der Probekörper im Rahmen eines Zyklus der FIB-Klimawechsellagerung (FIB-KWL) [134]

Alle weiteren Messungen der Länge und Masse an den prismatischen Probekörpern ( $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) werden am Ende eines kompletten Zyklus durchgeführt. Hierzu werden die Probekörper auf 20 °C temperiert, um die sich infolge thermischer Beanspruchung einstellenden Dehnungsanteile nicht zu erfassen.

Zusätzlich zur Messung der Längen- und Massenänderung kann durch Eigenfrequenzmessung der relative dynamische E-Modul bestimmt werden, um die infolge einer Schädigung auftretende Gefügeveränderung identifizieren zu können. Diese Messungen [84] bzw. der daraus abgeleitete Kennwert des relativen dynamischen E-Moduls zeigten jedoch nicht den erhofften Erkenntnisgewinn. Zur Charakterisierung des aus einer AKR resultierenden Schädigungsgrades wurde hingegen von Mielich [84] veranschaulicht, dass an dieser Stelle der statische E-Modul der geeignetere Kennwert ist. Allerdings ist hierbei zu beachten, dass es sich bei der Ermittlung des dynamischen E-Moduls um eine zerstörungsfreie Prüfmethode handelt und diese prinzipiell nach jedem Zyklus am selben Probekörper erfolgen kann. Die Ermittlung des statischen E-Moduls hingegen ist zerstörend und benötigt zur Festlegung der Oberspannung die Ermittlung der Druckfestigkeit an Parallelprobekörpern.

Zur Beurteilung der untersuchten Betonzusammensetzung unter äußerer Alkalizufuhr wird ein Grenzwert von 0,5 mm/m nach mindestens sechs Zyklen der Wechsellagerung

angesetzt. Unter Verwendung von Wasser im Gegensatz zur NaCl-Lösung beträgt der Grenzwert 0,4 mm/m [104, 117]. Als weiteres Kriterium wird in der Regel der Anstieg der Dehnungen zwischen dem 6. Zyklus ( $\varepsilon_6$ ) und 8. Zyklus ( $\varepsilon_8$ ) nach Gleichung 2.6 herangezogen [45].

$$\frac{3 \cdot \varepsilon_8 - 2 \cdot \varepsilon_6}{0,45} \leq 1,0 \quad (2.6)$$

Abschließend werden nach 12 Zyklen - also einer Gesamtversuchsdauer von  $12 \times 21$  Tagen = 252 Tagen - noch mikroskopische Untersuchungen zum Nachweis der AKR durchgeführt [45].

Die zuvor beschriebenen AKR-Performance-Prüfungen bilden die bei Betonfahrbahnen in der Praxis vorhandenen Randbedingungen (externe Alkalizufuhr sowie wechselnde klimatische Randbedingungen) besser als die AKR-Prüfverfahren (vgl. Kapitel 2.3.4.2) ab. Unter Verwendung der tatsächlichen Betonzusammensetzung eines Fahrbahndeckenbetons in Kombination mit dem einseitigen Eindringen von Alkalien werden die Gegebenheiten in der Praxis im Rahmen der FIB-KWL am besten abgebildet.

### 2.3.5 Auswirkungen der AKR auf mechanische Materialeigenschaften

Die Auswirkungen der AKR auf mechanische Materialeigenschaften wurden sowohl an gesondert hergestellten und AKR-provozierend gelagerten Probekörpern aus Mörtel von Ben Haha [54], Na [88] und Pathirage [94] sowie an Probekörpern aus Beton von Mielich [80, 81, 83, 84], Reinhardt [97, 98], Özkan [92], Ahmed [1], Dunant [32], Marzouk [77], Gautam [43, 44], Esposito [38] und Smaoui [108] als auch an Probekörpern bestehender Betonkonstruktionen von Crouch [27] und Barbosa [8–10] untersucht. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde vornehmlich die Festigkeit und der E-Modul unter Druck- bzw. Zugbeanspruchung (kurzzeitige Beanspruchung) ermittelt.

Zusätzlich dazu liegen wenige Studien zur Untersuchung des Langzeitverhaltens von Beton unter AKR-Einfluss (Kriechen und Schwinden) [81, 83, 92, 98] vor. Im Weiteren wird nun auf die Untersuchungsergebnisse der zuvor genannten Autoren eingegangen.

#### 2.3.5.1 Festigkeiten und E-Modul

Ben Haha [54], Na [88] und Pathirage [94] untersuchten den Einfluss der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften von Probekörpern aus Mörtel. Im Rahmen der Untersuchungen wurden die Druck- ( $f_c$ ), Biegezug- ( $f_{ct,fl}$ ) und Zugfestigkeit ( $f_{ct}$ ) sowie die Bruchenergie ( $G_{F,f}$ ) und der statische E-Modul ( $E_{stat}$ ) bestimmt. Die Lagerung

**Tab. 2.1:** Untersuchungen zum Einfluss der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften von Probekörpern aus Mörtel

Autor	Lagerungsbedingungen	Mechanische Materialeigenschaften
Ben Haha [54]	20 °C, 40 °C, 60 °C (Wasserlagerung)	$f_c, f_{ct,fl}$ und $E_{stat}$
Pathirage [94]	23 °C und 80 °C in H <sub>2</sub> O und NaOH	$f_c, f_{ct,fl}, G_{F,f}, f_{ct}$
Na [88]	80 °C in NaOH	$f_c$ und $E_{stat}$

der Probekörper erfolgte AKR-provozierend bei erhöhter Temperatur in Wasser oder in NaOH-Lösung, vgl. Tabelle 2.1.

Grundsätzlich ist der Einfluss der AKR auf die mechanischen Materialkennwerte bei hohem Alkaligehalt ausgeprägter als bei niedrigem. Dies zeigte sich insbesondere bei der Ermittlung des statischen E-Moduls und der Zugfestigkeit sowie der Biegezugfestigkeit an Mörtelprismen [54].

Unabhängig von den Lagerungsbedingungen stellt sich eine Zunahme aller mechanischer Materialkennwerte mit zunehmender Dauer der Lagerung infolge fortschreitender Hydratation ein. Bei einer Temperatur von 80 °C und Lagerung in NaOH-Lösung wurde unabhängig vom Prüfzeitpunkt aufgrund der AKR-induzierten Schädigung die geringsten mechanischen Materialkennwerte ermittelt [94].

Analog zu den Untersuchungen von Pathirage [94] stellte Na [88] zunächst eine Zunahme der Druckfestigkeit  $f_c$  und des E-Moduls  $E_{stat}$  infolge fortschreitender Hydratation innerhalb der ersten vier Wochen unter AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen bei 80 °C in einer NaOH-Lösung fest. Gleichzeitig konnte ein signifikanter Einfluss der Größe der verwendeten Gesteinskörnung (Korngrößenverteilung) auf den Verlauf der AKR (Dehnungen) und somit auch auf die Veränderung der mechanischen Materialeigenschaften identifiziert werden. Die Ergebnisse von [88, 94] (Abnahme des E-Moduls infolge AKR) zeigen, wie wichtig es ist, die Auswirkungen der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften zu kennen, da die Leistungsfähigkeit von Betonkonstruktionen direkt von diesen Eigenschaften abhängig ist.

Die Untersuchungen von Ben Haha [54], Na [88] und Pathirage [94] zeigen zwar den Einfluss der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften, allerdings unter extremen Randbedingungen (hohe Feuchte und Temperaturen sowie hohes Angebot an Alkalien) über sehr kurze Zeiträume. In Kombination mit der Verwendung von Mörtel anstatt von Beton können die Ergebnisse lediglich für eine sehr grobe Abschätzung der Auswirkungen einer AKR auf die Veränderungen mechanischer Materialeigenschaften in der Praxis herangezogen werden. Gleichzeitig besteht die Gefahr, dass das Reaktionspotential der untersuchten Gesteinskörnungen erheblich überschätzt wird.

Zur Ermittlung der Auswirkungen einer AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften sind Untersuchungen an Probekörpern aus Beton, wie diese von Mielich [80, 81, 83, 84], Reinhardt [97, 98], Özkan [92], Ahmed [1], Dunant [32], Marzouk [77], Gautam [43, 44], Esposito [38] und Smaoui [108] durchgeführt wurden, besser geeignet (vgl. Tabelle 2.2).

**Tab. 2.2:** Untersuchungen zum Einfluss der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften von Probekörpern aus Beton

<b>Autor</b>	<b>Lagerungsbedingungen</b>	<b>Mechanische Materialeigenschaften</b>
Marzouk [77]	80 °C in Natronlauge und Wasserbad	$f_c, E_c, f_{ct,n}, f_r$
Ahmed [1]	38 °C in H <sub>2</sub> O	$f_c, E_{stat}, f_{ct}, f_{ct,fl}, f_{ct,sp}$
Gautam [43]	23 °C in Jute (6 Monate), > 95 % rel. Luftfeuchte	$f_c, E_{stat}$ und $f_{ct,sp}$
Gautam [44]	38 °C, > 95 % rel. Luftfeuchte	$f_c, E_{stat}$ und $f_{ct,sp}$
Esposito [38]	38 °C, > 96 % rel. Luftfeuchte	$f_c, E_{stat}$ und $f_{ct,sp}$
Smaoui [108]	23 °C, 100 % rel. Luftfeuchte	$f_c, E_c, f_{ct}, f_{ct,fl}, f_{ct,sp}$
Mielich [80], Reinhardt [97]	40 °C-Nebelkammer- lagerung [N3]	$E_{dyn}$ und $E_{stat}$
Mielich [83, 84], Özkan [92]	FIB-KWL(H <sub>2</sub> O, NaCl)	$f_c$ und $E_{stat}$
Mielich [81], Reinhardt [98], Özkan [92]	40 °C-Nebelkammer- lagerung [N3]	$f_c, f_{ct}, f_{ct,sp}, E_{stat}, E_{dyn}$ Kriechen und Schwinden

Marzouk [77] untersuchte die Auswirkungen einer AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften an Probekörpern aus hoch- und normalfesten Betonen, welche unter Verwendung von hoch und moderat reaktiver Gesteinskörnung bei 80 °C in einem Bad von Natronlauge (AKR-provozierende Umgebungsbedingungen) und im Wasserbad (Referenzlagerung) lagerten. Hierbei war die Abnahme der mechanischen Materialkennwerte bei hoch reaktiven Gesteinskörnungen ausgeprägter als bei moderat reagierenden Gesteinskörnungen. Während sich die Druckfestigkeit des normalfesten Betons mit hoch reaktiver Gesteinskörnung um 28 % und der E-Modul um 80 % verringerte, veränderte sich unter Verwendung moderat reaktiver Gesteinskörnung die Druckfestigkeit nicht und der E-Modul lediglich um 20 % [77]. Für den normalfesten Beton zeigten die Untersuchungen, dass unabhängig von den verwendeten, hoch oder moderat reaktiven Gesteinskörnungen, die Zugfestigkeit ein sehr sensibler Materialkennwert zur Erfassung der Auswirkungen einer schädigenden AKR ist. So konnte eine Reduzierung der Zugfestigkeit um 37 %

unter Verwendung der hoch reaktiven Gesteinskörnung und um 31 % unter Verwendung der moderat reaktiven Gesteinskörnung am normalfesten Beton ermittelt werden [77]. Anlog zu [54, 88, 94] wurden die Untersuchungen bei unverhältnismäßig hohen Temperaturen (80 °C) bei einem Überangebot an Alkalien (Lagerung in Natronlauge über die gesamte Dauer der Versuche) durchgeführt, wodurch die Gegebenheiten der Praxis nur sehr schlecht abgebildet und die tatsächliche Reaktivität der Gesteinskörnung ggf. überschätzt werden kann.

Ahmed [1] untersuchte den Einfluss der Alkaliempfindlichkeit auf die mechanischen Materialeigenschaften von Beton für drei Betonzusammensetzungen nach AKR-provozierender Lagerung bei 38 °C unter Wasser. Über einen Zeitraum von zwölf Monaten wurden u. a. die mechanischen Materialeigenschaften Druckfestigkeit  $f_c$ , Zugfestigkeiten (Zugfestigkeit  $f_{ct}$ , Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  und Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$ ) sowie der statische E-Modul  $E_{stat}$  bestimmt. Über den genannten Betrachtungszeitraum konnte keine signifikante Veränderung der Druckfestigkeit festgestellt werden. Daher ist die Druckfestigkeit als AKR-Schädigungsindikator nicht geeignet. Demgegenüber konnte bei der direkten Zugfestigkeit eine Abnahme von ungefähr 50 % bis 80 % festgestellt werden. Als empfindlichster und gleichzeitig zuverlässigster Kennwert zur Beurteilung einer AKR-Schädigung konnte der statische E-Modul identifiziert werden [1].

Gautam [43] untersuchte u. a. die Auswirkungen verschiedener Druck-Spannungszustände auf die mechanischen Materialeigenschaften von Beton an Probekörpern unter AKR-Einfluss. Ziel war es, ein besseres Verständnis der Folgen einer AKR in Betonkonstruktionen zu erlangen. Neben den Auswirkungen der AKR auf die Dehnungsentwicklung und die Rissbildung beeinflussen die Belastung sowie die daraus resultierenden Spannungszustände die Entwicklung der mechanischen Materialeigenschaften. Unabhängig vom Belastungszustand, der Belastung an sich und dem internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung mit NaOH konnte im Betrachtungszeitraum von einem Jahr (AKR-provozierende Lagerung bei einer Temperatur von 50 °C und > 95 % rel. Luftfeuchte) eine Zunahme der Druckfestigkeit  $f_c$  festgestellt werden. Beim E-Modul  $E_c$  wurde hingegen ein maximaler Rückgang um 23 % (unbelastete Probekörper) und bei der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  um 53 % bestimmt [43].

Im Rahmen weiterer Untersuchungen betrachtete Gautam [44] die Auswirkungen der Korngrößenverteilung (Standard, dominanter Grobkornanteil sowie dominanter Feinkornanteil) auf die Dehnungsentwicklung und mechanischen Kennwerte unter AKR-Einfluss. Die AKR-provozierende Lagerung (38 °C, > 97 % rel. Luftfeuchte) führte unabhängig von der Korngrößenverteilung zum Rückgang des statischen E-Moduls  $E_{stat}$ , der bei der Korngrößenverteilung mit dominantem Feinkornanteil am größten war.

Vor Reaktionsbeginn war die Druckfestigkeit  $f_c$  für die Mischung mit dominantem Grobanteil am größten, was darauf hindeutet, dass die größeren Körner zur Erhöhung der Festigkeit von Beton beitragen [44]. Während die Mischung mit gleichen Anteilen (Standard) grober Körner keine Verschlechterung der Druckfestigkeit zeigte, wurde eine

Reduzierung der Druckfestigkeit infolge AKR beobachtet, wenn die Korngrößenverteilung mit dominanten Fein- und Grobkornanteilen verwendet wurde.

Esposito [39] untersuchte die zeitliche Entwicklung des statischen E-Moduls  $E_{stat}$ , der Druckfestigkeit  $f_c$  sowie der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  für zwei vergleichbare Betone unter Verwendung von Gesteinskörnung aus den Niederlanden und Norwegen. Im Rahmen der Untersuchungen konnte der statische E-Modul als bester Indikator sowie die Druckfestigkeit als schlechtester Indikator zur Charakterisierung des AKR-Schädigungsgrades identifiziert werden. Auch die Spaltzugfestigkeit erwies sich in diesem Zusammenhang als guter Indikator zur Beurteilung der Auswirkungen einer betonschädigenden AKR. Außerdem konnte festgestellt werden, dass der Zusammenhang zwischen der Änderung mechanischer Materialeigenschaften in Abhängigkeit der AKR-induzierten Dehnungen maßgeblich von der Probekörpergröße, den Lagerungsbedingungen und der Art der Gesteinskörnung beeinflusst wird.

Untersuchungen von Smaoui [108] bezüglich der Erhöhung des Natriumäquivalents von 0,6 auf 1,25 M.-% durch Aufdotierung mit Natriumhydroxid (NaOH) auf die mechanischen Materialeigenschaften (Druckfestigkeit, statischer E-Modul (Druck- und Zugbeanspruchung), Spaltzug-, Zug-, Biegezugfestigkeit, Bruchfestigkeit) nach Lagerung bei 23 °C und 100 % rel. Luftfeuchte ergaben Folgendes: Sowohl bei niedrigem als auch bei hohem Alkaligehalt war eine Zunahme aller bestimmter Festigkeiten und des E-Moduls unter Druck- und Zugbeanspruchung mit der Zeit innerhalb des Betrachtungszeitraums von 3 d bis 180 d zu erkennen. An Probekörpern mit hohem Natriumäquivalent fallen die ermittelten Festigkeiten und E-Moduln sowohl unter Druck- als auch unter Zugbeanspruchung geringer aus (Druckfestigkeit um 19 %, Zugfestigkeit um 13 %, Spaltzugfestigkeit um 10 % und Biegezugfestigkeit um 6 %) als an Probekörpern mit niedrigem Natriumäquivalent. Der Unterschied beim E-Modul lag unter Zug- und Druckbeanspruchung im Rahmen der Materialstreuungen von 5 % und ist daher zu vernachlässigen. Insgesamt führte die Erhöhung des Alkaligehalts durch Aufdotierung mit NaOH zu einer Reduzierung der bestimmten Festigkeiten.

Erste Untersuchungen von Mielich [80] ergaben, dass durch die kontinuierliche Messung des dynamischen E-Moduls die Feststellung einer AKR-bedingten Schädigung des Betongefüges nicht möglich ist. Stattdessen bietet sich die Bestimmung des statischen E-Moduls zur Ermittlung des AKR-bedingten Schädigungsfortschrittes langsam reagierender Gesteinskörnungen an. Diese Aussage konnte durch weitere Untersuchungen [97] bekräftigt werden. Hierbei wurden von Reinhardt und Mielich Untersuchungen in der Nebelkammer bei 40 °C unter Verwendung sogenannter slow/late bzw. langsam reagierender Gesteinskörnungen (Grauwacke, Rhyolite, Quarzite, Granite und Kies-Edelsplitte des Oberrheins) zur Ermittlung des E-Moduls durchgeführt. Bei vergleichender Messung des statischen und dynamischen E-Moduls konnte Reinhardt [97] feststellen, dass das Verhältnis  $E_{stat}/E_{dyn}$  mit fortschreitendem Alter, bei Lagerung in der Nebelkammer, von anfangs 0,9 auf 0,4 im Alter von 560 Tagen sinkt. Daher ist zum einen der Kennwert

des dynamischen E-Moduls zur Erfassung des Schädigungsverlaufs nicht zu verwenden und zum anderen ist das Verhältnis zwischen statischem und dynamischem E-Modul ein empfindliches Maß für die Beurteilung der Schädigung durch eine AKR. Allerdings konnten Siebel [106] und Voland [124] im Rahmen ihrer Untersuchungen eine AKR-bedingte Gefügeschädigung über den Abfall des dynamischen E-Moduls feststellen bzw. nachweisen.

Im Rahmen weiterer Versuche untersuchten Mielich, Reinhardt und Özkan [81, 92, 98] an Betonen mit vier verschiedenen langsam reagierenden Gesteinskörnungen (u. a. Grauwacke und gebrochener Oberrheinkies) in der Nebelkammer bei 40 °C über einen Betrachtungszeitraum von 560 d die Auswirkungen der AKR auf die zeitliche Entwicklung mechanischer Materialeigenschaften sowie auf die resultierenden Kriech- und Schwindverformungen (Auswirkungen auf das Kriech- und Schwindverhalten unter AKR-Einfluss werden in Kapitel 2.3.5.2 beschrieben). Unabhängig von der verwendeten, alkaliempfindlichen Gesteinskörnung konnte eine Zunahme der Druckfestigkeit aufgrund der günstigen Erhärtungs- bzw. Hydratationsbedingungen, bedingt durch die erhöhte relative Luftfeuchte und Temperatur (40 °C-Nebelkammerlagerung), über einen Untersuchungszeitraum von 560 d festgestellt werden. Im Vergleich dazu war ein teilweise signifikanter Rückgang des statischen E-Moduls zu verzeichnen.

Während bei Beton unter Verwendung AKR-unempfindlicher Gesteinskörnungen eine Zunahme des statischen E-Moduls, wie bei der Druckfestigkeit, im Rahmen der 40 °C-Nebelkammerlagerung zu verzeichnen war, konnte im Vergleich dazu zunächst ein starker Rückgang des statischen E-Moduls bei Betonen unter Verwendung AKR-empfindlicher Gesteinskörnungen zu den Zeitpunkten der größten Dehnungszunahme bestimmt werden [92, 98]. Die Ursache hierfür lässt sich wie folgt begründen: Solange keine leichten Gesteinskörnungen verwendet werden, wird die Betondruckfestigkeit im Wesentlichen vom Zementstein und nicht von der Gesteinskörnung beeinflusst. Nicht die Schäden in der Gesteinskörnung sorgen für eine Veränderung der Druckfestigkeit, sondern lediglich die Schäden im Zementstein. Im Gegensatz zur Druckfestigkeit wird der statische E-Modul sowohl vom Zementstein als auch von der Gesteinskörnung beeinflusst [81, 98].

Im Rahmen weiterer Untersuchungen des F. A. Finger-Instituts für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar in Zusammenarbeit mit der Materialprüfanstalt bzw. dem Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart [84] wurden Festigkeits- und Verformungseigenschaften als Bewertungskriterium des AKR-Schädigungspotentials bei vier unterschiedlichen Betonzusammensetzungen (Rhyolith-Splitt) untersucht. Die Überschreitung des Grenzwertes der Dehnungen von 0,5 mm/m im Rahmen der FIB-KWL mit externer Alkalizufuhr ist mit einer Reduktion des statischen E-Moduls um mindestens 15 % verbunden, wodurch eine Schädigung des Betons infolge AKR nachgewiesen werden kann. Dies ist durch die Bestimmung der Druckfestigkeit nicht möglich [84].

Ähnliches konnte auch im Rahmen der FIB-KWL von Mielich [83] unter Verwendung von NaCl und Wasser als aufstehende Prüflösung beobachtet werden. Die guten Hydrata-

tionsbedingungen führten zu einer Zunahme der Druckfestigkeit um 33 % (NaCl-Lösung) bzw. um 37 % (Wasser) nach zwölf Zyklen der FIB-KWL im Vergleich zur Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen, trotz über dem Grenzwert liegender Dehnungswerte. Beim statischen E-Modul war nach zwölf Zyklen der FIB-KWL unter Verwendung von Wasser als aufstehende Prüflösung ebenfalls eine Zunahme um 11 % im Vergleich zum E-Modul im Alter von 28 d zu verzeichnen. Im Gegensatz dazu verringerte sich der statische E-Modul bei der Verwendung von NaCl-Lösung als aufstehendes Prüfmittel um 17 % im Vergleich zum E-Modul im Alter von 28 d. Ursache hierfür ist, dass der statische E-Modul im Vergleich zur Druckfestigkeit im Wesentlichen vom E-Modul der verwendeten Gesteinskörnung beeinflusst wird.

Die zuvor beschriebenen Untersuchungen zur Ermittlung der Auswirkungen einer AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften beschränken sich lediglich auf Probekörper, die im Labor hergestellt und zeitraffend unter AKR-provozierenden Bedingungen gelagert wurden. Inwiefern sich eine Veränderung der mechanischen Materialeigenschaften an Betonkonstruktionen in der Praxis einstellt, soll nun im Folgenden, auf Basis der Untersuchungen von Crouch [27] und Barbosa [8–10] dargestellt werden (vgl. Tabelle 2.3).

**Tab. 2.3:** Untersuchungen zum Einfluss der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften von Betonprobekörpern aus Betonkonstruktionen im Bestand

Autor	Lagerungsbedingung	Mechanische Materialeigenschaften
Barbosa [8–10]	Umwelt (Brücke)	Einfluss AKR-induzierter Rissbildung und Orientierung auf $f_c$ , $f_{ct,sp}$ und $E_c$
Crouch [27]	Umwelt	$E_{stat}$

Für die zuverlässige Strukturanalyse und Risikobewertung von Betonbauwerken unter dem Einfluss einer schädigenden AKR untersuchte Barbosa [8–10] drei verschiedene Brückenbauwerke in Dänemark. Im Rahmen der Untersuchungen wurden die Auswirkungen der AKR-induzierten Rissbildung und dessen Orientierung auf die Druckfestigkeit  $f_c$ , den E-Modul  $E_c$  und die Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  ermittelt.

Hierbei zeigte sich, dass die Orientierung der AKR-induzierten Risse einen wesentlichen Einfluss auf die an Bohrkernen ermittelte einachsige Druckfestigkeit, die Spannungs-Dehnungsbeziehung sowie den daraus abgeleiteten E-Modul hat. Durch vertikales (horizontales) Bohren konnten Bohrkern gewonnen werden, welche senkrecht zur späteren (in) Belastungsrichtung orientierte, AKR-induzierte Risse aufwiesen. Bohrkern mit senkrecht zur Belastungsrichtung verlaufenden, AKR-induzierten Rissen besaßen insgesamt eine niedrigere Druckfestigkeit als Bohrkern mit AKR-induzierten Rissen parallel zur Belastungsrichtung. Im Vergleich zu ungeschädigten Bohrkernen war ein Rückgang der

Druckfestigkeit um bis zu 67 % bei senkrecht zur Belastungsrichtung und um bis zu 56 % bei parallel zur Belastungsrichtung verlaufenden Rissen zu verzeichnen [10].

Die Orientierung der AKR-induzierten Risse hat ebenfalls einen signifikanten Einfluss auf den im Druckversuch aus der Last-Verformungs-Kurve ermittelten E-Modul. Im Rahmen der Experimente konnte ein um bis zu 90 % (von 26100 N/mm<sup>2</sup> auf 2500 N/mm<sup>2</sup>) geringerer Wert des E-Moduls bei Rissorientierung senkrecht zur Belastungsrichtung im Vergleich zu parallel zur Belastungsrichtung verlaufenden Rissen bestimmt werden [9]. Bei den Versuchen zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit konnte ebenfalls der Einfluss der Rissorientierung festgestellt werden [8].

Darüber hinaus ergaben Untersuchungen von Crouch [27] an insgesamt 117 Bohrkernen eines zwanzig Jahre alten Bauwerks einen Rückgang des E-Moduls um 36 % infolge AKR, obwohl die ausgewählten Probekörper intakt, frei von Hohlräumen waren und keinerlei Anzeichen makroskopischer Rissbildung an der Oberfläche aufwiesen. In diesem Zusammenhang werden keine näheren Angaben zum Prüfverfahren gemacht. Dadurch kann nicht nachvollzogen werden, ob es sich um den statischen E-Modul oder den aus der Last-Verformungskurve bestimmten E-Modul handelt.

Die zuvor beschriebenen Untersuchungen zur Ermittlung des Einflusses einer AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften von Beton beschränken sich meist auf die Druckfestigkeit und den E-Modul. In diesem Zusammenhang konnte von zahlreichen Autoren [1, 38, 43, 44, 77, 80, 81, 83, 84, 92, 97, 98] der statische E-Modul als empfindlichster und zugleich zuverlässigster Materialkennwert zur Beurteilung einer AKR-Schädigung auf die mechanischen Materialeigenschaften identifiziert werden. Erste Untersuchungen belegen, dass dies auch über die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit [43, 92, 108] oder der Zugfestigkeit [77, 92, 108] möglich ist.

Untersuchungen zur Bestimmung bruchmechanischer Materialeigenschaften (Nettozugfestigkeit und Bruchenergie, Nachbruchverhalten über Spannungs-Verformungsbeziehung) sind selten bzw. lückenhaft, insbesondere für Fahrbahndeckenbetone. Bedingt durch die Vorgaben der angewendeten AKR-Prüfverfahren wurde der Einfluss der Prüfkörpergeometrie auf die Veränderung mechanischer Eigenschaften bisher in der Regel nicht untersucht. Gleichzeitig existieren keine Untersuchungen, inwiefern sich die Zugtragfähigkeit des Betons bei Alkalizufuhr von außen in Kombination mit einer zyklisch mechanischen Beanspruchung verändert.

### **2.3.5.2 Langzeitverhalten (Kriechen)**

Neben der Kenntnis der Festigkeiten und Steifigkeit unter AKR-Einfluss, sind insbesondere für die Analyse des Spannungs- und Verformungsverhaltens von Fahrbahndecken aus Beton im Rahmen numerischer Berechnungen, die Auswirkungen einer schädigenden AKR auf das Kriechen von Interesse. Mielich, Özkan und Reinhardt [81–83, 92,

98] bestimmten daher neben den Festigkeiten und dem E-Modul (vgl. Kapitel 2.3.5.1) auch Kriech- und Schwindverformungen sowohl unter Druck- als auch unter Zugbeanspruchung. Die Auswirkungen eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials auf das Kriechen wurden unter Verwendung von spät und langsam reagierenden (slow/late) Gesteinskörnungen nach 9-monatiger 40 °C-Nebelkammerlagerung bei 23 °C und 80 % rel. Luftfeuchte über einen Zeitraum von einem Jahr untersucht. Hierbei zeigte sich, dass durch die AKR-induzierte Mikrorissbildung in der Zementsteinmatrix sowie die Schädigung der Gesteinskörnung infolge AKR das Kriechverhalten von Beton beeinflusst wird. Analog zum statischen E-Modul hängt auch das Kriechen maßgeblich von der Schädigung der Gesteinskörnung infolge AKR ab. Je stärker die AKR-induzierte Schädigung ist, desto niedriger fallen die Werte des statischen E-Moduls aus und führen daher zu größeren Kriechverformungen [81, 92, 98].

Analog zu den Untersuchungen unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials betrachtete Mielich [83] die Auswirkungen einer schädigenden AKR bei externer Alkalizufuhr im Rahmen der FIB-KWL. Neben den Versuchen zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des E-Moduls (vgl. Kapitel 2.3.5.1) wurden zusätzlich Kriechversuche nach zwölf Zyklen der FIB-KWL durchgeführt. Die Aufzeichnung der Dehnungen während des Kriechversuchs erfolgte an allen vier Seiten der Probekörper. Hierbei konnte unter Verwendung von Wasser als aufstehende Prüflösung (Referenz) aufgrund der ausgebliebenen AKR-Schädigung an allen Positionen der Dehnungsmessungen die gleichen Dehnungen bestimmt werden. Im Vergleich dazu wurden auf der Seite des Probekörpers, welche der NaCl-Prüflösung ausgesetzt war, größere Dehnungen als an der gegenüberliegenden Seite (ohne externe Alkalizufuhr) gemessen. Ursache hierfür ist die mit einer AKR-Schädigung einhergehende Reduktion des E-Moduls in diesem Bereich, welche maßgeblich von der Rissbildung im Gesteinskorn beeinflusst wird. Folglich nimmt das Kriechen des Betons mit abnehmendem E-Modul der Gesteinskörnung ab. An dieser Stelle werden jedoch keine genauen Angaben zur Änderung der Kriechzahl infolge einer AKR-Schädigung gemacht.

Neueste Untersuchungen von Mielich [82] hingegen bestätigen die Angaben von Léger [71], wonach die Kriechzahl von AKR-geschädigtem Beton um das zwei- bis vierfache größer ist als von ungeschädigtem Beton. Zur Ermittlung der Kriechzahl bestimmte Mielich zunächst im Anschluss an die FIB-Klimawechselagerung unter Verwendung von NaCl und H<sub>2</sub>O als aufstehende Prüflösung den statischen E-Modul. Hierbei konnte eine Reduzierung zwischen 15 % und 43 % infolge der Alkalizufuhr von außen in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung festgestellt werden. Im Anschluss daran untersuchte Mielich [82] das Kriechverhalten an Probekörpern (100 × 100 × 200 mm<sup>3</sup>) unterschiedlicher Betonzusammensetzung bei einer Temperatur von 23 °C und 80 % rel. Luftfeuchte über einen Zeitraum von einem Jahr. Infolge externer Alkalizufuhr mittels NaCl-Lösung an der Oberseite der Betonprobekörper konnten an AKR-geschädigten Probekörpern um das 1,8- bis 3,5-fache höhere Kriechzahlen im Vergleich zu Probekörpern mit Wasser als aufstehende Prüflösung bestimmt werden. Die Zunahme der Kriechzahl hat nach Mie-

lich [82] folgende drei Gründe: Löseprozesse und Rissbildung in der Gesteinskörnung, Rissbildung in der Zementsteinmatrix sowie der chemische Einfluss der Tausalz-Lösung auf die Zementsteinmatrix.

Die zuvor genannten Untersuchungen [81–83, 92, 98] beschreiben zwar die Auswirkungen einer schädigenden AKR auf das Langzeitverhalten von Beton bei hohem internen AKR-Schädigungspotential und der Alkalizufuhr von außen. Allerdings ist noch nicht geklärt, inwiefern das veränderte Materialverhalten infolge AKR, das Schadensrisiko und die Schadensentwicklung von Fahrbahndecken aus Beton in der Praxis beeinflussen.

### **2.3.6 Modelle zur Beschreibung des Verhaltens von AKR-geschädigten Betonen**

Zur Beschreibung der AKR und den damit verbundenen Auswirkungen inklusive Schädigungsprozess wurden in den letzten Jahren erhebliche Anstrengungen unternommen und zahlreiche Modelle entwickelt, welche die entsprechenden Mechanismen auf verschiedensten Ebenen (Gesteinskörnung, Beton, Betonbauteil) betrachten.

Nachfolgend wird auf eine Auswahl an Modellen auf mikroskopischer (Bažant [14], Alnaggar [2, 3], Dunant [33] und Charpin [25, 26]), mesoskopischer (Grimal [48–50] und Iskhakov [60–62]) und makroskopischer Ebene (Farage [41], Léger [71], Capra [23, 24] und [40] sowie Maliha [74] und Müller [86, 87]) näher eingegangen. Zudem werden weitere Ansätze zur Modellierung der AKR von Pan [93] und Esposito [37] vorgestellt.

#### **2.3.6.1 Mikroskopische Modelle**

Bažant und Steffens [14] stellen die AKR im Beton als einen vereinfachten Diffusionsprozess dar und geben hierfür ein mathematisches Modell an. Sie verweisen auf die Notwendigkeit eines weiterführenden bruchmechanischen Modells, welches den Geldruck in Spannungen und Verformungen des Betons zu überführen vermag. Das Modell [14] wurde entwickelt, um den Einfluss der Partikelgröße auf den resultierenden Expansionsdruck der Reaktionsprodukte untersuchen zu können.

Mit der von Alnaggar [2] entwickelten Modellierung der AKR-induzierten Dehnungen ist eine Unterscheidung der Dehnungen, welche direkt aus der AKR-Gelbildung resultieren und denen, die mit der Rissbildung einhergehen möglich. Ein Vergleich der Simulationsergebnisse mit den Daten aus experimentellen Untersuchungen zeigte, dass das Modell in der Lage ist, den Zerfall des Betongefüges infolge AKR unter Anwendung dieser Methode vorherzusagen.

In einer Weiterentwicklung des Modells untersuchte Alnaggar [3] die Auswirkungen der AKR in Kombination mit Kriechen und Schwinden als Folge thermischer, hygrischer und

chemischer Randbedingungen auf der Ebene der Gesteinskörnung. Das Modell wurde mit Hilfe von Kriechversuchen für verschiedene Feuchtegehalte kalibriert. Darüber hinaus verwiesen die Autoren auf die starke Abhängigkeit der AKR und anderer Phänomene auf die daraus resultierenden Dehnungen.

Ein komplexes numerisches Modell auf mikrostruktureller Ebene (basierend auf der Gel-Bildung) wurde von Dunant und Scrivener [33] entwickelt. In einer Mörtel- bzw. Betonmatrix werden reaktive Zonen definiert, die eine Expansion erfahren und hierdurch eine Schädigung in Form von Rissen in der Matrix hervorrufen. Die Implementierung eines rein linear-elastischen Materialverhaltens für die Gesteinskörnung und die Matrix sowie die fehlende Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens des Mörtels bzw. Betons (Kriechen und Schwinden) stellen erhebliche Defizite des Modells im Hinblick auf eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der Schadensentwicklung im Material dar.

Charpin [25, 26] entwickelte ein mikro-mechanisches Modell zur Abbildung der anisotropen Ausdehnung unter Berücksichtigung der Rissneuausbildung unter Druckbelastung bis  $10 \text{ N/mm}^2$ . Hierbei konnte eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen für Druckspannungen kleiner  $10 \text{ N/mm}^2$  erreicht werden. Bei höheren Druckspannungen hingegen wird die Steifigkeitsreduktion überschätzt.

### 2.3.6.2 Mesoskopische Modelle

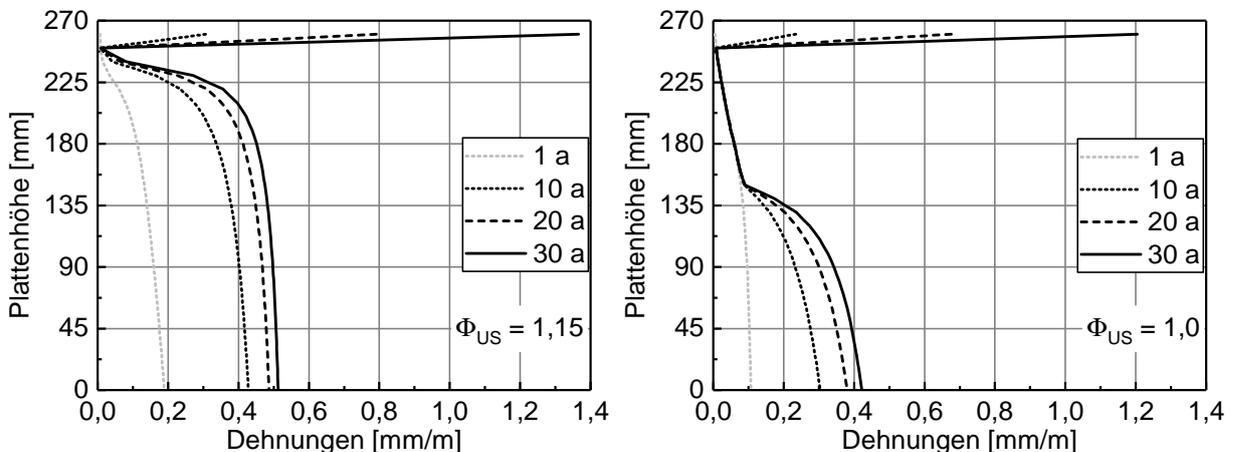
Mit Hilfe des von Grimal et al. [48–50] entwickelten rheologischen Modellansatzes können neben den strukturellen Veränderungen, resultierend aus der AKR und der begleitenden Rissbildung, auch die zeitabhängigen Verformungen des Betons abgeschätzt werden. Die Verformungsanteile werden anhand von drei rheologischen Einzelmodellen auf der mesoskopischen Ebene beschrieben und mit der Finite-Elemente-Methode kombiniert und berechnet. Das Modell ist in der Lage, die strukturelle AKR-Schädigung bereits sehr gut abzubilden. Durch seine hohe Komplexität erscheint es jedoch für eine universelle Anwendung ungeeignet. Darüber hinaus bleibt das bruchmechanische Verhalten des quasi-spröden Werkstoffs Beton nahezu unberücksichtigt.

Iskhakov [60–62] entwickelte im Rahmen der Forschungsaktivitäten der FOR 1498 ein Multiskalenmodell zur Quantifizierung des schädigenden Effekts infolge AKR. Mithilfe des Modells untersuchte er die Auswirkungen des externen Alkalieintrags von Streusalz auf die Degradation des Betongefüges sowie auf den Verlauf AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke. Das Berechnungsmodell basiert auf einem mehrskaligen Ansatz und ist durch eine Synthese aus mikromechanischen Teilmodellen und Finite-Elemente-Modellen gekennzeichnet. Die mehrphasigen und mehrfeldrigen numerischen Simulationen auf der Ebene der Fahrbahndecke können relevante mikromechanische Prozesse (Mikrorissbildung, Diffusion, Reaktionen) durch

mehrstufige Homogenisierung einschließlich dem Bruchverhalten von Fahrbahndeckenbeton berücksichtigen.

Die Kombination von Teilmodellen zur Beschreibung des Feuchte- und Ionentransports wurde anhand experimentell bestimmter Alkalien- und Feuchteprofile [96, 127] kalibriert und validiert [61]. Dadurch kann die lokalisierte AKR-induzierte Degradation und Expansion in bestimmten Tiefen der Betonfahrbahndecke berechnet werden. Hierfür wurde ein numerisches Modell auf Mesoebene, welches die Entwicklung des Alkali-Kiesel-Gels in und um die reaktionsfähigen Gesteinskörner beschreibt sowie ein analytisches mikro-mechanisches Modell zur Beschreibung des Mikrorisswachstums entwickelt. Darüber hinaus wird mit Hilfe des mikromechanischen Modells sowohl die Degradation als auch die Expansion des Betons in der Makroebene charakterisiert.

Dem Modell der Betonfahrbahndecke wurde an der Oberseite der Feuchtegehalt aus der Umgebung (siehe Anhang C, Abb. C.16) sowie eine externe Alkalizufuhr über einen Zeitraum von drei Monaten innerhalb eines Jahres zugrunde gelegt. Hierbei verbleiben die von außen, über die Oberseite der Betonfahrbahndecke, eingedrungenen Alkalien während trockener Phasen im Beton. An der Unterseite erfolgte die Berücksichtigung eines hohen („schlechte Entwässerung“:  $\Phi_{US} = 1,15$ ) und niedrigen („gute Entwässerung“:  $\Phi_{US} = 1,0$ ) Feuchteangebots. Das Ergebnis sind die in Abbildung 2.14 dargestellten Verläufe der AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke.



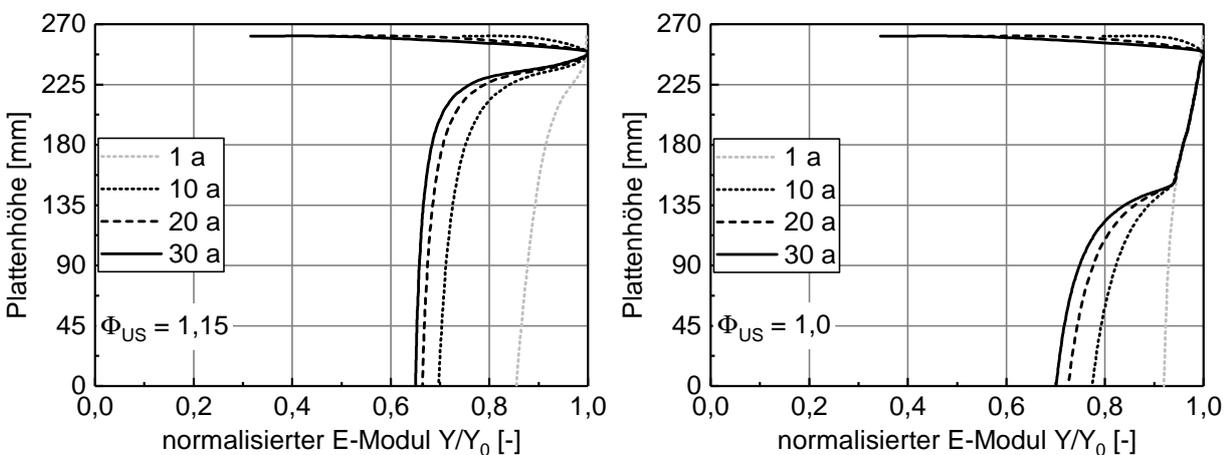
**Abb. 2.14:** Zeitliche Entwicklung AKR-induzierte Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke für den Fall einer schlechten Entwässerung (links) und einer guten Entwässerung (rechts) nach Iskhakov [61]

Unabhängig von der Art der Entwässerung ergeben sich die größten AKR-induzierten Dehnungen nach 30 Jahren im oberen Bereich (Plattenhöhe von 260 mm) sowie an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (Plattenhöhe von 0 mm), vgl. Abb. 2.14. Während bei einer Plattenhöhe von 260 mm ein stetiger Anstieg der AKR-induzierten Dehnungen stattfindet, fällt mit zunehmender Zeit die Dehnungszunahme im restlichen Querschnitt geringer aus, da die Entwicklung der AKR durch eine logarithmische Zunahme der

Dehnungen charakterisiert ist [61]. Abweichend von bisherigen Untersuchungen [74, 86, 87, 131, 132] stellt sich ein nicht-linearer Verlauf der AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke ein.

Die großen AKR-induzierten Dehnungen im oberen Bereich der Betonfahrbahndecke resultieren aus dem hohen Feuchtegehalt sowie den eingedrungenen Alkalien unabhängig von der Art der Entwässerung und werden nach [61] möglicherweise überschätzt. Durch das hohe Feuchteangebot an der Unterseite sind die AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke betrachtet, zu jedem Zeitpunkt größer als bei guter Entwässerung. Zwischen einer Plattenhöhe von 250 mm und 140 mm treten bei guter Entwässerung nur vernachlässigbar geringe Dehnungen infolge AKR auf, da kein ausreichendes Feuchteangebot für die Reaktion zur Verfügung steht (vgl. Abb. 2.14, rechts). Durch die aufsteigende Feuchte bei schlechter Entwässerung beschränkt sich dieser Effekt lediglich auf eine Plattenhöhe von 250 mm (vgl. Abb. 2.14, links) [61].

Neben der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen (vgl. Abb. 2.14) werden von Iskhakov [62] zusätzlich die Auswirkungen einer schädigenden AKR auf die Entwicklung der Steifigkeit über den normalisierten E-Modul  $Y/Y_0$  angegeben, siehe Abbildung 2.15.



**Abb. 2.15:** Zeitliche Entwicklung des normalisierten E-Moduls unter dem Einfluss einer schädigenden AKR über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke für den Fall einer schlechten Entwässerung (links) und einer guten Entwässerung (rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61, 62]

Im Modell [62] werden die Eigenschaften des Zementsteins und der Gesteinskörnungen über eine mehrstufige Homogenisierung zu den Materialeigenschaften des Betons zusammengeführt. Die Steifigkeit des Betons wird hierbei mithilfe des normalisierten E-Moduls ( $Y/Y_0$ ) angegeben. In diesem Zusammenhang entspricht  $Y_0$  dem homogenisierten E-Modul des Betons ohne und  $Y$  dem homogenisierten E-Modul des Betons mit AKR-induzierten Rissen, die aufgrund des resultierenden Quelldrucks infolge AKR-

Gel-Bildung wachsen. Mit zunehmendem AKR-bedingten Risswachstum verringert sich somit der normalisierte E-Modul.

Der Vergleich der AKR-induzierten Dehnungen mit der Abnahme des normalisierten E-Moduls zeigt: Je größer die auftretenden AKR-induzierten Dehnungen sind, desto größer fällt die Reduzierung des E-Moduls infolge AKR-Schädigung aus (vgl. Abb. 2.14 und Abb. 2.15).

Iskhakov [60–62] bestimmte erstmalig mithilfe der kombinierten Modelle des Feuchte- und Ionentransports sowie der AKR-Gel-Bildung die Verläufe der AKR-induzierten Dehnungen (vgl. Abb. 2.14) und des normalisierten E-Moduls (vgl. Abb. 2.15) über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung einer schlechten und guten Entwässerung. Hierbei werden jedoch keine Angaben zu den resultierenden Spannungsverteilungen sowie zur AKR-induzierten Rissbildung bzw. -entwicklung im Querschnitt der Betonfahrbahndecke gemacht. Zudem berücksichtigt die Kombination der komplexen Einzelmodelle keine Rissbildung infolge von Schwinden, welche einen zusätzlichen Expansionsraum für das gebildete AKR-Gel darstellt. Gleichzeitig wird das Auslaugen von Alkalien (leaching), was eine Verlangsamung der AKR zur Folge hat, ebenfalls nicht berücksichtigt. Den Betrachtungen im Querschnitt der Betonfahrbahndecke liegt die Annahme zu Grunde, dass ausschließlich reaktive Gesteinskörnung im Beton vorhanden ist. Grundsätzlich gilt jedoch: Je größer der Anteil nicht-reaktiver Gesteinskörnung ist, desto geringer fallen die AKR-induzierten Dehnungen aus [61]. Darüber hinaus sind für das Teilmodell zur Beschreibung des Feuchtetransports spezifische hygrische Kennwerte typischer Fahrbahndeckenbetone (wie z. B. der Feuchtespeicherfunktion) erforderlich, die im Rahmen von sehr zeitaufwändigen experimentellen Untersuchungen bestimmt werden müssen (siehe Anhang B, Kapitel B.3).

Trotz der aufgezeigten Vereinfachungen können unter Berücksichtigung der Feuchterandbedingungen (siehe Anhang C, Kapitel C.7) die Verläufe als Grundlage für die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen und der Reduzierung der Steifigkeit infolge AKR für die Berechnungen am makroskopischen Modell der Betonfahrbahn herangezogen werden, siehe Kapitel 4.3.4 und Kapitel 5.7.

### **2.3.6.3 Makroskopische Modelle**

Farage et al. [41] reduzieren die Beanspruchung durch eine AKR auf die entstehende Expansion des AKR-Gels, dessen Auswirkungen auf den Beton sie anhand eines anisotropen Modells für gerissenen Beton beschreiben. Das sehr einfache makroskopische Modell wird vor allem zur Analyse des unterschiedlichen Be- und Entlastungsverhaltens von AKR-geschädigten Betonbauteilen unter einfachsten Randbedingungen herangezogen. Es ist jedoch ungeeignet, das Bauteilverhalten für wirklichkeitsnahe, komplexe Randbedingungen abzubilden.

Das phänomenologische Modell von Léger [71] (basierend auf Betondehnungen) dient zur Strukturanalyse von Staudämmen unter den Einwirkungen einer schädigenden AKR. Im Modell sind die resultierenden AKR-Dehnungen abhängig von dem Spannungszustand im Werkstoff/Bauteil, den mechanischen Materialeigenschaften, der Temperatur und dem Feuchtegehalt sowie der Reaktivität der Bestandteile des Betons (Gesamtalkali-gehalt und Art der Gesteinskörnung). In mehreren Berechnungsschritten werden zunächst im Rahmen einer linearen Analyse die AKR-induzierten Dehnungen und Verformungen berechnet. Darauf aufbauend erfolgt mithilfe von nicht-linearen Analysen die Ermittlung der resultierenden Zug- und Druckspannungen sowie einer möglichen Rissbildung. Allerdings wurde das Modell speziell für Staudämme entwickelt, wodurch es für die Anwendung bei Fahrbahndecken aus Beton nur bedingt geeignet ist.

Capra und Bournazel [23] wählten zur Beschreibung der AKR ebenfalls einen phänomenologischen Modellierungsansatz (basierend auf Betondehnungen), der es ermöglicht, die räumliche Verteilung der einzelnen Stellen innerhalb des Betongefüges, wo die Reaktion stattfindet, zu berücksichtigen. Die Herleitung des Modells erfolgte zur Simulation der freien bzw. uneingeschränkten Ausdehnung von Laborprobekörpern. Das Modell wurde in einem weiteren Schritt durch Experimente an Großprobekörpern validiert [24]. Die Übertragbarkeit auf das Bauteilverhalten unter komplexen Randbedingungen (inklusive AKR) wurde jedoch nicht untersucht.

Esposito [40] entwickelte ein Modell, welches die Reduzierung mechanischer Materialeigenschaften infolge des AKR-bedingten Quellprozesses berücksichtigt. Hierbei wird der Beton als poröses Material und das AKR-Gel als interne Expansionsquelle angenommen. Innerhalb des Modells wurde die lineare Dehnungszunahme infolge Quellen auf Basis des Modells von Saouma [101] berücksichtigt. Sind die vorhandenen Poren gefüllt und das Gel bildet sich weiter, kommt es zur Mikrorissbildung (Schädigung auf mikrostruktureller Ebene bzw. der Mikrostruktur). Daraus resultiert eine Reduktion der Steifigkeit und (Zug-)Festigkeit. Das Modell ermöglicht zwar die Abbildung des Materialverhaltens sowohl von ungeschädigtem Beton unter mechanischer Beanspruchung als auch von AKR-geschädigtem Beton unter freier Ausdehnung, allerdings wurde sowohl für die Reduzierung der Steifigkeit als auch der Festigkeit derselbe Abminderungsfaktor infolge einer AKR-Schädigung angesetzt. Dies stimmt jedoch nicht mit den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen von [77, 81, 83, 84, 92, 98] überein.

Modelle zur Beschreibung der zeitabhängigen Schädigungsanalyse von Betonfahrbahnen auf Makroebene, die sowohl thermisch-hygrischen und mechanischen Beanspruchungen als auch den Auswirkungen einer AKR unterliegen, wurden von Foos [42], Maliha [74] und Müller [86, 87] entwickelt. Zunächst standen experimentelle Untersuchungen zu Temperatur- und Feuchtetransportvorgängen in Fahrbahnplatten aus Beton im Vordergrund (siehe z. B. [53]). Unter Verwendung der gewonnenen Kennwerte wurde das Verformungs- und Rissverhalten numerisch mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode analysiert (siehe [42, 87]).

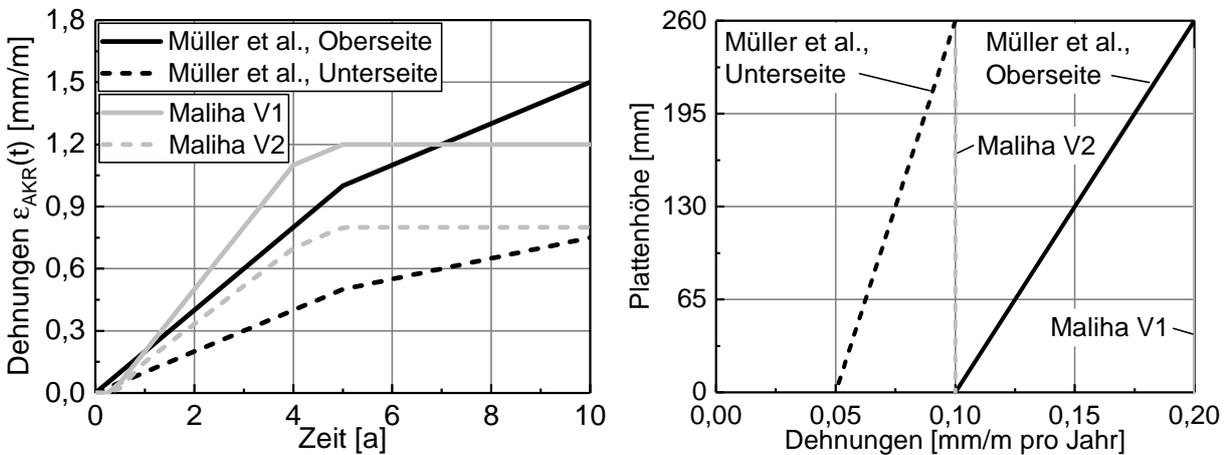
Die Auswirkungen einer AKR auf makroskopischer Ebene bei Fahrbahndecken aus Beton wurden von Maliha [74] für eine Plattenhöhe von 240 mm untersucht. In [74, 86] wurde im Rahmen numerischer Untersuchungen die aus der Treibreaktion resultierende Volumenexpansion gleichmäßig über den gesamten Querschnitt der Betonfahrbahndecke angenommen (siehe Abb. 2.16, rechts). Hierbei fand eine phasenweise lineare Zunahme der Dehnungen über den Querschnitt innerhalb der ersten fünf Jahre nach Herstellung für zwei Lastfälle mit unterschiedlich stark ausgeprägter Volumenexpansion statt (siehe Abb. 2.16, links). Die Größe der implementierten Enddehnungen basierte auf Versuchsergebnissen experimenteller Untersuchungen aus der Literatur.

Die Untersuchungen von Maliha [74] ergaben, dass es lediglich zu einer Rissbildung infolge AKR in der Betonfahrbahndecke kommt, wenn den Berechnungen die Bauweise „mit Verbund“ (voller Verbund zwischen Betonfahrbahndecke und hydraulisch gebundener Tragschicht) und „ohne Zwang“ (Expansion und Kontraktion in horizontaler Richtung möglich) zugrunde gelegt wird. Für die aktuell gängige Bauweise ohne Verbund und ohne Zwang ist eine freie Verformung bzw. ungehinderte Dehnung der Platte unter Anwendung dieses Berechnungsansatzes möglich. Einen wesentlichen Einfluss hinsichtlich einer möglichen Rissbildung infolge AKR konnte für die Bauweise mit Verbund und ohne Zwang für die Höhe der aufgebrachtten Dehnungen festgestellt werden. Eine Erhöhung der AKR-induzierten Dehnungen von 0,8 mm/m auf 1,2 mm/m führte zu einer Spannungszunahme (Zugspannungen) an der Plattenunterseite um mehr als 50 % und einer geschätzten Zunahme der Oberflächenrisse um annähernd 70 %.

Die getroffenen Annahmen spiegeln die in der Praxis vorhandenen Verhältnisse nur bedingt wieder, da an der Oberseite durch das Aufbringen von Taumittel mehr Alkalien für die Quellreaktion zur Verfügung stehen. Zugleich erfolgten die Betrachtungen unabhängig von der Feuchteverteilung im Querschnitt der Betondecke, welche den Ablauf der AKR maßgeblich beeinflusst.

Im Rahmen eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geförderten Forschungsvorhabens [87] wurde das Ausmaß der Schädigung durch eine AKR in Betonfahrbahnen eingehend numerisch untersucht. Den Berechnungen lag ein Beanspruchungskollektiv aus Eigengewicht, Verkehrslast, thermisch-hygrischen Beanspruchungen sowie infolge AKR durch Alkalizufuhr mittels Taumittelbeaufschlagung zugrunde. Die AKR-induzierte Beanspruchung wurde hierbei in Form eines über den Fahrbahnplattenquerschnitt linear veränderlichen Dehnungsverlaufs berücksichtigt (siehe Abb. 2.16, rechts). Dieser wurde, aufgrund der von außen zugeführten Alkalien (Taumittel), an der Oberseite doppelt so groß wie an der Unterseite der Betonfahrbahndecke angenommen. Dem Umstand, dass die AKR unter baupraktischen Randbedingungen keine zeitlich konstante Belastung darstellt, wurde über eine nach 5 Jahren angesetzte, einmalige Abminderung der Dehnraten Rechnung getragen (siehe Abb. 2.16, links). Dieses durch eine AKR hervorgerufene Beanspruchungsszenario beruht auf einer ingenieurtechnischen Ab-

schätzung der Dehnungen und entbehrt einer belastbaren, experimentell oder analytisch nachgewiesenen Grundlage.



**Abb. 2.16:** Berücksichtigung der durch eine AKR hervorgerufenen Dehnungen über die Zeit (links) und über die Plattenhöhe (rechts) nach Maliha [74] und Müller et al. [87]

Die numerischen Untersuchungen von Müller et al. [87] an Betonfahrbahnplatten ergaben ein erhöhtes Schadensrisiko an der Plattenoberseite infolge einer kombinierten Beanspruchung aus thermisch-hygrischer Belastung und Verkehrslast. Tritt zusätzlich eine AKR in der Fahrbahnplatte auf, kann diese durch die mit ihr verbundene Dehnungszunahme unter bestimmten Randbedingungen zwar eine im Bauteilquerschnitt vorherrschende Zugbeanspruchung abmindern, gleichzeitig aber auch die Zugbeanspruchbarkeit, also die Zugfestigkeit, infolge innerer Schädigung senken. Welche Wirkung im jeweils betrachteten Einzelfall dominiert, konnte auch deswegen nicht ermittelt werden, weil die Festigkeits- und die Steifigkeitsabnahme eines Betons infolge AKR zum Zeitpunkt der durchgeführten Untersuchungen wissenschaftlich ungeklärt bzw. nicht quantifizierbar waren.

Daher stellt neben der Ermittlung realistischer Dehnraten, die Bestimmung der zeitlichen Entwicklung von Festigkeits- und Verformungseigenschaften unter AKR-Einfluss ein zentrales Ziel dieser Arbeit dar. In diesem Zusammenhang gilt es zu klären, inwiefern die AKR-bedingte Reduzierung der Steifigkeit eine mögliche Rissbildung bei gleichzeitiger Abnahme der Zugfestigkeit verhindert.

## 2.4 Abschließende Bewertung und Folgerungen

Obwohl die Grundmechanismen einer AKR seit Jahrzehnten bekannt sind und hierzu zahlreiche Untersuchungen vorliegen, treten in der Praxis noch immer Schäden in Form von Rissen, insbesondere an Betonen, die gleichzeitig externem Alkalieintrag und zyklischen

Beanspruchungen ausgesetzt sind, auf. Die eigentliche Ursache für diese Rissbildung ist unbekannt und führt nach wie vor zu großen Unsicherheiten.

Die in der Fachliteratur (siehe Kapitel 2.3.5) beschriebenen Untersuchungen zur Ermittlung der mechanischen Materialeigenschaften unter dem Einfluss einer schädigenden AKR beschränken sich größtenteils auf die Ermittlung der Druckfestigkeit sowie der Steifigkeit (statischer und dynamischer E-Modul). Untersuchungen zur Bestimmung bruchmechanischer Materialeigenschaften (Bruchenergie, Zugfestigkeit, Spannungs-Verformungsverhalten unter Zugbeanspruchung), welche für wirklichkeitsnahe Berechnungen der Rissbildung im Beton mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) unverzichtbar sind, sind selten bzw. lückenhaft und speziell für Fahrbahndeckenbeton nicht vorhanden.

Für die Untersuchungen werden in der Regel Betone ausgewählt, die entweder ein hohes internes AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung aufweisen oder durch Lagerung in hoch konzentrierten alkalihaltigen Lösungen (z. B. Natronlauge) externem Alkalieintrag ausgesetzt sind. Durch die AKR-provozierende Lagerung bei sehr hohen Temperaturen (bis zu 80 °C) werden zwar AKR-beschleunigende Bedingungen geschaffen, die allerdings von den in der Praxis vorhandenen Gegebenheiten weit entfernt sind.

Die Sichtung des Schrifttums ergab, dass die AKR-Schädigung von der Betonzusammensetzung (u. a. Art der Gesteinskörnung, Zementgehalt, Natriumäquivalent des Zements, Porosität), den Lagerungsbedingungen (Temperatur, rel. Luftfeuchte, Dauer) sowie den Probekörperabmessungen beeinflusst wird. Zur Identifizierung der AKR-Schädigung bzw. zur Einordnung des vorhandenen Schädigungsgrades infolge AKR haben sich der statische E-Modul und die Zugfestigkeit als mechanische Kennwerte bewährt. Hierbei ist anzumerken, dass die für ungeschädigte Betone geltenden Zusammenhänge zwischen statischem E-Modul und der Druckfestigkeit oder Spaltzug- und Druckfestigkeit für AKR-geschädigte Betone keine Gültigkeit haben.

Zur Einordnung der im Labor aufgetretenen AKR-Schädigung und deren Auswirkungen auf die mechanischen Kennwerte wurden in den vergangenen Jahren meist Staudämme oder Brückenbauwerke (Stahlbeton) untersucht. Vergleichbare Untersuchungen an unbewehrten Fahrbahndecken aus Beton liegen nicht vor.

Die Sichtung des Schrifttums verdeutlicht ebenfalls, dass, trotz der in der jüngsten Vergangenheit erzielten großen Fortschritte bei der Modellierung der AKR auf der Mikro- und Mesoebene, eine Beschreibung bzw. Modellierung des wirklichkeitsnahen makroskopischen Bauteilverhaltens mit Hilfe der vorgestellten Modelle bislang nicht möglich ist. Auf dem Diffusionsprozess basierende Modelle (auf der Ebene der Gesteinskörnung) beschreiben zwar die chemische Reaktion, wie und warum es infolge der AKR zur Bildung von Reaktionsprodukten kommt, allerdings sind die Auswirkungen auf struktureller Ebene noch nicht vollständig bzw. nur unzureichend geklärt.

Eine wirklichkeitsnahe Analyse der AKR-Schädigung auf Meso- und Makroebene wird prinzipiell ermöglicht, wenn Ansätze gewählt werden, wie sie in Forschungsarbeiten von Müller [85] und Maliha [74] entwickelt wurden. Jedoch wurde bei beiden Berechnungsansätzen die zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen über den Fahrbahnquerschnitt ingenieurmäßig abgeschätzt und die Größe bzw. der Wert der AKR-induzierten Dehnungen lediglich auf Basis von AKR-Prüfverfahren aus der Literatur angenommen. Daher ist es notwendig realistische Dehnraten infolge AKR zu bestimmen.

Zusätzlich wurde eine mögliche Schädigung infolge AKR und die damit verbundene innere Gefügezerstörung nicht berücksichtigt. Diese führt jedoch zu einer Reduktion des statischen E-Moduls und der Zugfestigkeit sowie zu einer Zunahme der Kriechzahl. Die Veränderungen dieser Materialeigenschaften haben einen wesentlichen Einfluss auf das Risiko der Rissbildung und -entwicklung sowie auf die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken.

Vor diesem Hintergrund gilt es nun im Rahmen experimenteller Untersuchungen zu klären, inwiefern eine schädigende AKR die zeitliche Entwicklung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften, insbesondere die aus der Spannungs-Verformungsbeziehung unter Zugbeanspruchung abgeleiteten Kennwerte der Nettozugfestigkeit und Bruchenergie beeinflusst. Hierbei sollen typische Zusammensetzungen von Fahrbahndeckenbetonen (Straßenbetonen) verwendet und sowohl ein hohes internes AKR-Schädigungspotential sowie eine externe Alkalizufuhr betrachtet werden. Die Anwendung von AKR-Prüfverfahren sollen unter Variation der Probekörpergeometrie (unterschiedliche  $A/V$ -Verhältnisse) erfolgen, da diese den Verlauf einer AKR, insbesondere die damit einhergehenden Dehnungen sowie die daraus resultierende Schädigung maßgeblich beeinflussen.

Mithilfe der neu gewonnenen Erkenntnisse soll im Rahmen numerischer Untersuchungen das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton untersucht werden. Hierbei gilt es die zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke sowie die infolge einer AKR-Schädigung reduzierten mechanischen Materialeigenschaften erstmalig zu berücksichtigen. Abschließend soll das Risiko der Rissbildung und -entwicklung beurteilt sowie Maßnahmen zur zukünftigen Schadensreduktion bzw. -vermeidung aufgestellt bzw. hergeleitet werden.

# Kapitel 3

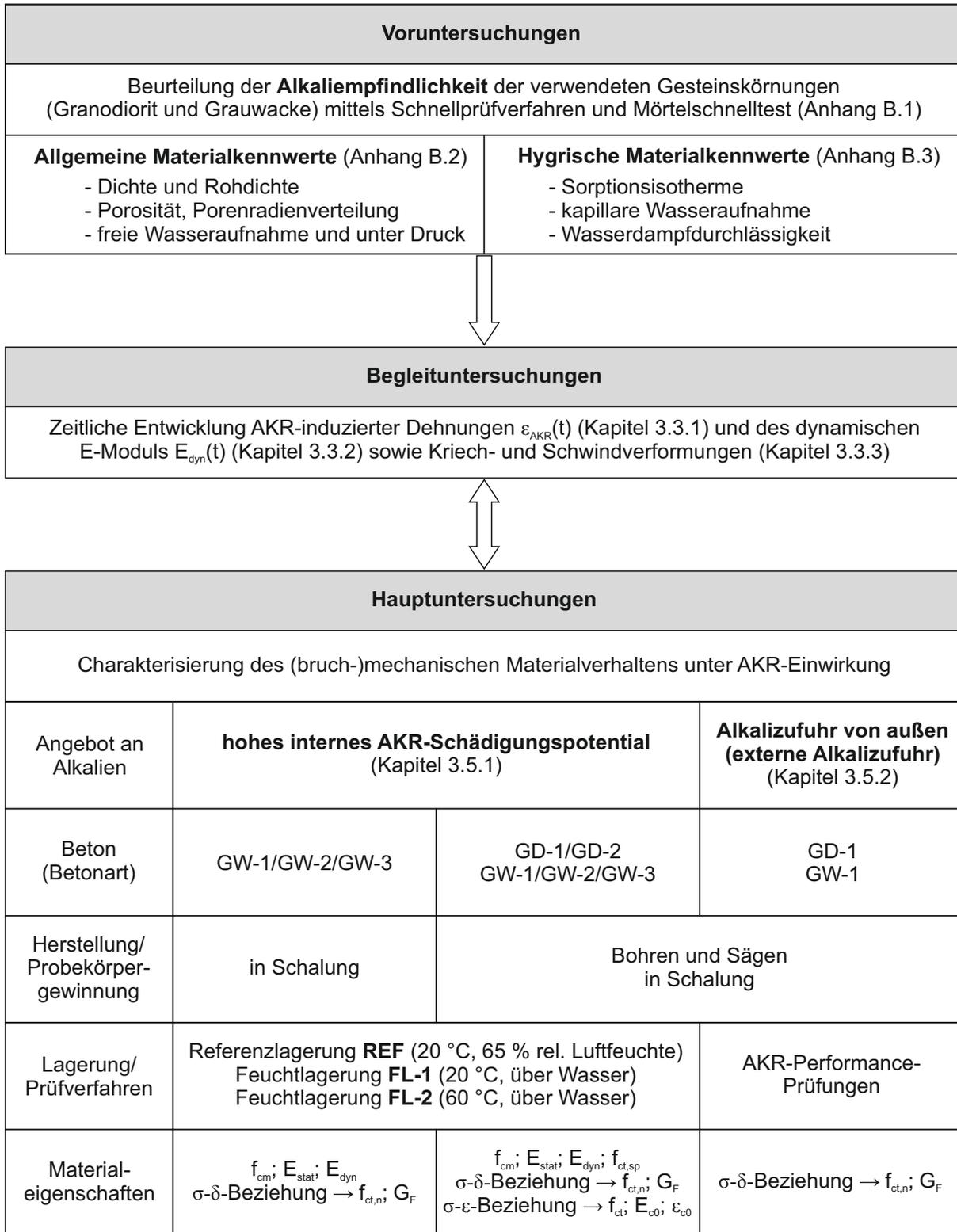
## Experimentelle Untersuchungen

Zur wirklichkeitsnahen Analyse und Prognose makroskopischer Rissbildungen in Fahrbahndecken aus Beton ist die Implementierung von realistischen Materialkennwerten und -gesetzen unumgänglich. Für die Charakterisierung von Beton ist neben der Kenntnis von Festigkeits- und Verformungseigenschaften vor allem in Bezug auf den Widerstand von Beton gegenüber einer Rissbildung und -ausbreitung die experimentelle Bestimmung des Nachbruchverhaltens mittels zentrischen Zugversuchen von besonderem Interesse. Hierfür wurden die schädigenden Auswirkungen der AKR sowohl für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential als auch für die externe Alkalizufuhr mit Hilfe zahlreicher Versuche zu verschiedenen Prüfzeitpunkten nach unterschiedlichen Beanspruchungsszenarien und diversen AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen bestimmt.

### 3.1 Überblick über das Versuchsprogramm

Abbildung 3.1 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm, welches in Vor-, Begleit- und Hauptuntersuchungen unterteilt ist. Im Rahmen von Voruntersuchungen erfolgte zunächst die Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit der verwendeten Gesteinskörnungen (Granodiorit - GD und Grauwacke - GW) mittels Mörtelschnelltests nach Alkali-Richtlinie [N2] (siehe Anhang B, Kapitel B.1). Im Anschluss daran wurden zwei typische Straßenbetonzusammensetzungen unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies (GD-1, GD-2, vgl. Tab. 3.1) sowie der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung (GW-1, GW-2, vgl. Tab. 3.2) im Rahmen der FOR 1498 ausgewählt und hinsichtlich ihrer strukturellen (siehe Anhang B, Kapitel B.2) sowie hygri-schen Materialeigenschaften (siehe Anhang B, Kapitel B.3) charakterisiert.

Im Rahmen von Begleituntersuchungen (siehe Kapitel 3.3) wurden unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials bei Referenzlagerung (20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte) sowie bei AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (20 °C bzw. 60 °C über Wasser) die zeitliche Entwicklung der Dehnungen  $\varepsilon(t)$  (siehe Kapitel 3.3.1) und des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}(t)$  (siehe Kapitel 3.3.2) über einen Zeitraum von mindestens einem Jahr diskontinuierlich erfasst. Zusätzlich dazu erfolgte die Charakterisierung des Schwind- und Kriechverhaltens unter AKR-Einfluss (siehe Kapitel 3.3.3).



**Abb. 3.1:** Überblick über das Versuchsprogramm

Die eigentliche Charakterisierung des (bruch-)mechanischen Materialverhaltens unter AKR-Einfluss fand im Rahmen der Hauptuntersuchungen statt. Hierbei wurde sowohl ein hohes internes AKR-Schädigungspotential (siehe Kapitel 3.5.1) durch Aufdotierung des Zements als auch die Alkalizufuhr von außen (siehe Kapitel 3.5.2) betrachtet. Die AKR-provozierende Lagerung der kleinformigen Probekörper mit hohem internen AKR-Schädigungspotential erfolgte analog zu den Begleituntersuchungen bei 20 °C bzw. 60 °C über Wasser. Zur Untersuchung der Auswirkungen der externen Alkalizufuhr wurden AKR-Performance-Prüfungen (FIB-Klimawechselagerung und 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr) herangezogen. Bei der Alkalizufuhr von außen wurde gleichzeitig der Einfluss einer zyklisch mechanischen Vorschädigung (mechanische Wechselbeanspruchung - WB) berücksichtigt.

Zur Einordnung der an Laborprobekörpern erzielten Ergebnisse wurden vergleichende Untersuchungen zur Ermittlung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften (Druckfestigkeit, dynamischer und statischer E-Modul sowie die Spannungs-Verformungsbeziehung unter Zugbeanspruchung) an Proben aus einem Autobahnabschnitt der BAB 113 durchgeführt, siehe Kapitel 6.

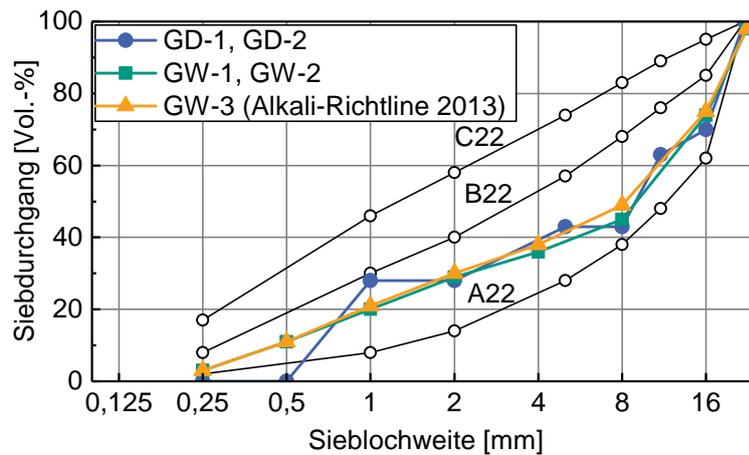
## 3.2 Betonzusammensetzung und Probekörper

### 3.2.1 Ausgangsstoffe

Die Auswahl der Gesteinskörnung fiel im Rahmen der FOR 1498 zunächst auf den spät und langsam reagierenden Granodiorit aus der Lausitz (Gesteinskörnung vom Typ slow/late), da in der Praxis bei Betonfahrbahndecken unter Verwendung dieses Ausgangsmaterials bereits einige AKR-Schäden nachgewiesen werden konnten [103, 116]. Bei der Durchführung von Schnellprüfverfahren nach Alkali-Richtlinie [N2, N3] im Rahmen von Voruntersuchungen zeigte sich jedoch, dass der Granodiorit alleine sich nicht zuverlässig reaktiv verhält [47].

Aus diesem Grunde wurde die Korngruppe 2/8 mm durch einen Kies-Splitt vom Oberrhein (Oberrhein-Splitt bzw. Oberrheinkies) ersetzt. Auch hier konnten in der Praxis bereits AKR-Schäden [91, 103] nachgewiesen werden. Für die feine Gesteinskörnung kam Rheinsand in der Fraktion 0/2 mm zum Einsatz. Bei den Gesteinskörnungen handelt es sich um gebrochenes Material mit einem Größtkorndurchmesser von  $D_{GK} = 22$  mm. Zur Herstellung der Straßenbetone wurden die in Abbildung 3.2 dargestellten Sieblinien herangezogen.

Als typischer Fahrbahndeckenzement wurde der Zement vom Typ CEM I 42,5 N (sd) mit einem  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 0,73$  M.-% verwendet. Dadurch genügt dieser den Anforderungen nach TL Beton-StB 07 [120] ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} \leq 0,8$  M.-%). Mit einem w/z-Wert von 0,42 unter Verwendung des Luftporenbildners LPS A-94 der Firma Sika konnte ein Luftgehalt



**Abb. 3.2:** Sieblinien zur Herstellung der Straßenbetone unter Verwendung von Granodiorit und Oberrheinkies (GD-1, GD-2, siehe Tab. 3.1) bzw. Sauerländer Grauwacke (GW-1, GW-2, siehe Tab. 3.2) als Gesteinskörnung sowie für die Zusammensetzung nach Alkali-Richtlinie 2013 [N3] (GW-3, siehe Tab. 3.2) inklusive der Regelsieblinien nach DIN 1045-2 [N4] bzw. DAfStb Heft 400 [17]

von 4,0 bis 4,5 Vol.-% eingestellt und dadurch die Anforderungen der TL Beton-StB 07 [120] (Mindestluftgehalt bei einem Größtkorndurchmesser  $D_{GK} = 22 \text{ mm} \rightarrow 4,0 \text{ Vol.-%}$ ) ebenfalls eingehalten sowie ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand gewährleistet werden. Die Zusammensetzungen der untersuchten Betone (GD-1 und GD-2) unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnungen sind in Tabelle 3.1 dargestellt [130].

**Tab. 3.1:** Zusammensetzung der Betone GD-1 und GD-2 unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung

Beton	w/z [-]	Wasser [kg/m <sup>3</sup> ]	Zement [kg/m <sup>3</sup> ]	Gesteinskörnung [Vol.-%]				LP-Bildner <sup>d)</sup> [M.-%]	
				Sand <sup>c)</sup> 0/2	Oberrheinkies		Granodiorit		
					2/8	8/16	16/22		
<b>GD-1</b>	0,42	151,2	360 <sup>a)</sup>	28,0	15,0	27,0	30,0	0,2	
<b>GD-2</b>	0,42	151,2	360 <sup>b)</sup>	28,0	15,0	27,0	30,0	0,2	

a) CEM I 42,5 N,  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 0,73 \text{ M.-%}$

b) CEM I 42,5 N, Aufdotierung des  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}}$  von 0,73 auf 1,30 M.-% mit NaCl (1,11 g/100 g Zement)

c) Rheinsand

d) Sika<sup>®</sup> Luftporenbildner LPS A-94

Die Betonart GD-1 diente hierbei zur Untersuchung des externen Alkalieintrags, analog zu den in der Praxis vorliegenden Randbedingungen. Vergleichend dazu und zur Sicherstellung eines ausreichend, über den Querschnitt möglichst gleichförmigen hohen Angebots

an Alkalien (hohes internes AKR-Schädigungspotential) wurde im Zugabewasser beim Mischen von Beton GD-2 Natriumchlorid gelöst, sodass sich das  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent von 0,73 M.-% auf 1,30 M.-% erhöhte. Trotzdem konnte eine gute Verarbeitbarkeit und ausreichende Festigkeitsentwicklung gewährleistet werden. Als Aufdotierungsmittel wurde Natriumchlorid verwendet, da dies in der Praxis im Winter zum Streuen von Fahrbahnen zum Einsatz kommt [130].

Weitere Angaben hinsichtlich des Fahrbahndeckenzements CEM I 45,5 N (sd), der mineralogischen und petrographischen Charakterisierung der Gesteinskörnungen (Granodiorit und dem Oberrheinkies) sowie zur Alkalireaktivität der Betonausgangsstoffe sind in [47] enthalten.

Bei einer weiteren Betonrezeptur fiel die Wahl der Gesteinskörnung auf die Sauerländer Grauwacke. Die Zusammensetzungen der Betonarten GW-1 bis GW-3 unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung sind in Tabelle 3.2 zusammengefasst.

**Tab. 3.2:** Zusammensetzung der Betone GW-1 bis GW-3 unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung

Beton	w/z [-]	Wasser [kg/m <sup>3</sup> ]	Zement [kg/m <sup>3</sup> ]	Gesteinskörnung [Vol.-%]				LP-Bildner <sup>e)</sup> [M.-%]
				Sand <sup>c)</sup> 0/2	Grauwacke			
					2/8	8/16	16/22	
<b>GW-1</b>	0,45	162	360 <sup>a)</sup>	29,0 <sup>c)</sup>	16,0	25,0	30,0	0,2
<b>GW-2</b>	0,45	162	360 <sup>b)</sup>	29,0 <sup>c)</sup>	16,0	25,0	30,0	0,3
<b>GW-3</b>	0,45	180	400 <sup>b)</sup>	30,0 <sup>d)</sup>	20,0	20,0	30,0	-

a) CEM I 42,5 N,  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 0,73$  M.-%

b) CEM I 32,5 R, Aufdot. des  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}}$  von 1,05 auf 1,30 M.-% mit  $\text{K}_2\text{SO}_4$  (0,689 g/100 g Zement)

c) Ottendorfer Okrilla: 0,1/0,5 - 10,0 Vol.-%; 0,5/1,0 - 10,0 Vol.-%; 1,0/2,0 - 9,0 Vol.-%

d) Ottendorfer Okrilla: 0,1/0,5 - 10,0 Vol.-%; 0,5/1,0 - 10,0 Vol.-%; 1,0/2,0 - 10,0 Vol.-%

e) Sika<sup>®</sup> Luftporenbildner LPS A-94

Beton GW-1 wurde analog zur Variante GD-1 unter Verwendung des Zements vom Typ CEM I 42,5 N (sd) mit einem niedrigen  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent bei gleicher Dosierung hergestellt, entspricht somit der Zusammensetzung eines typischen Straßenbetons und erfüllt die Anforderungen nach TL Beton-StB 07 [120]. Neben der groben Gesteinskörnung wurde auch die feine Gesteinskörnung durch den Ottendorfer Okrilla ausgetauscht. Zur besseren Vergleichbarkeit der Betonarten GW-1 und GW-2 mit der Betonart GW-3 (Zusammensetzung nach Alkali-Richtlinie [N3]) und aus Gründen der Verarbeitbarkeit [126] erfolgte die Anpassung des w/z-Wertes auf 0,45. Die Entscheidung zur Untersuchung einer weiteren Betonrezeptur eines typischen Fahrbahndeckenbetons unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials fiel erst in der 2. Phase der

FOR 1498, da sich unter Verwendung der Betone GD-1 und GD-2 keine typischen Merkmale einer AKR-Schädigung (Gel- und/oder Rissbildung) an den bereits hergestellten und AKR-provozierend gelagerten Probekörpern zeigten (siehe Kapitel 3.5.1.1)

Zur Realisierung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials wurde für die Betone GW-2 und GW-3 nun ein AKR-Prüfzement ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 1,05 \text{ M.-%}$ ) vom VDZ nach DIN EN 197-1 [N22] verwendet. Die Aufdotierung erfolgte mit trockenem Kaliumsulfat ( $\text{K}_2\text{SO}_4$ ) nach Begleitschreiben der aktuellen Liefercharge auf ein  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 1,30 \text{ M.-%}$ . Zur Gewährleistung übereinstimmender Frischbetoneigenschaften der einzelnen Betonarten (GW-1 und GW-2) wurde die Dosierung des Luftporenbildners bei der Variante GW-2 auf 0,3 M.-% vom Zementgehalt erhöht. Hierbei ist hervorzuheben, dass es sich beim Beton GW-3 um die Zusammensetzung nach Alkali-Richtlinie (siehe Abb. 3.2 und Tabelle 3.2) handelt und diese Variante den höchsten Zementgehalt sowie den niedrigsten Luftporengehalt aufweist, da kein Luftporenbildner hinzugegeben wird.

### 3.2.2 Herstellung und Lagerung der Probekörper

Zur Herstellung der Betone wurden die trockenen Ausgangsstoffe (Zement sowie feine und grobe Gesteinskörnung) in einen Zwangsmischer gefüllt und gemischt. Nach 2 min Mischzeit wurde dem rotierenden Mischer 90 % des Zugabewassers hinzugegeben und nach weiteren 2 min erfolgte die Zugabe des restlichen Zugabewassers (10 %) inklusive, falls in der Betonrezeptur vorgesehen, des dispergierten Luftporenbildners. Ein mögliches Mittel zur Aufdotierung (Natriumchlorid oder Kaliumsulfat) wurde im Zugabewasser gelöst und dem restlichen Teil des Zugabewassers beigemischt. Nach einer Gesamtmischdauer von ca. 6 min wurde eine Menge von ca. 265 Litern Frischbeton dem Mischer entnommen.

Nach der Entnahme des Frischbetons erfolgte zunächst die Ermittlung von Frischbetoneigenschaften (Verdichtungsmaß, Luftgehalt und Frischbetonrohichte) bis 5 min nach Mischende. Im Anschluss daran wurde eine Wandschalung ( $1,0 \times 1,2 \times 0,15 \text{ m}^3$ ) mit Beton gefüllt und mittels Innenrüttler verdichtet. Parallel zur jeweiligen Wand erfolgte aus derselben Charge die Herstellung von drei Würfeln sowie, falls erforderlich, von sechs knochenförmigen Betonprismen in Schalungen aus Stahl. Hierbei erfolgte die Verdichtung mittels Rütteltisch. Im Falle der ausschließlichen Herstellung von Probekörpern in Schalungen wurde diese mittels Rütteltisch verdichtet.

Bei den hergestellten Wänden verblieb der Beton zunächst für drei Tage in Schalung. Nach dem Ausschalen erfolgte die Gewinnung der in Tabelle 3.3 angegebenen Probekörper durch Bohren und Sägen. Die Vielzahl an Probekörpern war notwendig, da der Verlauf einer schädigenden AKR (Dehnungsentwicklung, Gel- und Rissbildung) maßgeblich von der Probekörpergeometrie ( $A/V$ -Verhältnis) beeinflusst wird (vgl. Kapitel 2.3.2.6). Zusätzlich dazu werden bei Anwendung, der in Kapitel 2.3.4 dargestellten

AKR-Prüfverfahren, Probekörper unterschiedlicher Form und Größe verwendet. Mit den in Tabelle 3.3 aufgeführten Probekörpern wurde daher die Möglichkeit geschaffen, den Einfluss der Probekörpergeometrie auf den Ablauf einer AKR unter Verwendung verschiedener AKR-Prüfverfahren zu untersuchen. Gleichzeitig konnten mögliche Unterschiede hinsichtlich einer AKR-Schädigung auf die mechanischen Materialeigenschaften, insbesondere auf die (bruch-)mechanischen Materialkennwerte, erfasst werden.

Bis zum Alter von sieben Tagen lagerten die gewonnenen Bohrkerne und Prismen unter feuchten Jutetüchern und Folie bei einer Temperatur von 20 °C. Für die parallel hergestellten Würfel und Knochenprismen (Serie Ka) erfolgte die Lagerung sieben Tage unter Wasser in Anlehnung an DIN EN 12390-2/A20 [N17]. Nach dem Einbringen der Messzapfen, der Längennullmessung sowie der ersten Messung des dynamischen E-Moduls wurden alle Probekörper zwischen sieben Tagen und 56 Tagen im Klimaraum bei einer Temperatur von 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte gelagert.

**Tab. 3.3:** Bezeichnung und Abmessungen der Betonprobekörper

Probekörperart	Bezeichnung	Abmessungen	A/V [cm <sup>-1</sup> ]
<b>Bohrkerne</b>	Za	$D = 100 \text{ mm}, L = 50 \text{ mm}$	0,8
	Zb	$D = 100 \text{ mm}, L = 100 \text{ mm}$	0,6
	Zc	$D = 100 \text{ mm}, L = 200 \text{ mm}$	0,5
	Zd	$D = 70 \text{ mm}, L = 130 \text{ mm}$	0,73
<b>Prismen</b>	Pa	$100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$	0,45
	Pb	$75 \times 75 \times 280 (260) \text{ mm}^3$	0,60 (0,61)
	Pc	$100 \times 100 \times 190 (200) \text{ mm}^3$	0,51 (0,53)
	Pd	$75 \times 75 \times 130 (150) \text{ mm}^3$	0,69 (0,67)
	Ka	$100 \times 100 \times 440 \text{ mm}^3$	0,45
<b>Würfel</b>	Wa	$a = 150 \text{ mm}$	0,4

$A = \text{Oberfläche} = \text{Mantelfläche} + \text{Fläche der Stirnseiten} [\text{cm}^2], V = \text{Volumen} [\text{cm}^3]$

Die Herstellung einer Wand zur Gewinnung der kleinformatischen Probekörper (Bohrkerne und Prismen) erfolgte aus einer Betonmischung (Charge) pro Prüfzeitpunkt. Zur Gewährleistung einer entsprechenden Vergleichbarkeit wurde bei der Gewinnung der Probekörper aus der Wand darauf geachtet, dass der Bohr- und Sägeplan für die einzelnen Prüfzeitpunkte identisch war.

Alternativ zur Gewinnung von kleinformatischen Probekörpern aus der zuvor beschriebenen Wand erfolgte die Herstellung kleinformatischer Probekörper im Rahmen der Forschergruppe [95, 130, 134] bei Projektpartnern ebenfalls durch Sägen und Bohren aus großformatigen Balken, welche vorab ggf. zyklisch mechanisch beansprucht wurden.

Ab dem Alter von 56 d wurden nachfolgende Lagerungsbedingungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit realisiert:

- Referenzlagerung im Klimaraum (REF) bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte sowie einer Wasserdampfkonzentration von ca. 11,2 g/m<sup>3</sup>.
- Feuchtlagerung 1 (FL-1) bei 20 °C über Wasser in PE-Großvolumenbehältern auf Gitterrosten im Klimaraum. Hierdurch kann eine relative Luftfeuchte von etwa 97 % bzw. eine Wasserdampfkonzentration von ca. 16,7 g/m<sup>3</sup> realisiert werden.
- Feuchtlagerung 2 (FL-2) bei 60 °C über Wasser in PE-Großvolumenbehältern auf Gitterrosten. Die Großbehälter wurden zur Temperierung in einer Klimakammer gelagert. Hierdurch kann eine relative Luftfeuchte von etwa 97 % bzw. eine Wasserdampfkonzentration der Luft von ca. 125,4 g/m<sup>3</sup> realisiert werden. Wurden die Probekörper bereits im Alter von 24 h nach Herstellung in Anlehnung an den 60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie 2013 [N3] bei 60 °C über Wasser gelagert, wird die Lagerung mit FL-2A bezeichnet.

Die Vergleichbarkeit der nach Alkali-Richtlinie [N3] vorgeschriebenen Lagerung der Probekörper in Edelstahlbehältern bei 60 °C über Wasser mit der zuvor beschriebenen Lagerung in PE-Großvolumenbehältern (FL-2A) wurde anhand der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen über die Dauer von fünf Monaten für die Betonart GW-3 in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung (BAM) überprüft. Die Ergebnisse sind in [133] dargestellt und zeigen eine gute Übereinstimmung.

Die in Schalung nach Alkali-Richtlinie [N3] hergestellten Probekörper wurden im Alter von 24 h ausgeschalt. Nach dem Einbringen der Messzapfen erfolgte die erste Messung der Länge und Masse, nach 30 minütiger Wasserlagerung die zugehörige Kontrollmessung, siehe Anhang B, Kapitel B.4.

Das Einbringen der Kerben für die Durchführung der zentrischen Zugversuche erfolgte stets eine Woche vor der mechanischen Kennwertermittlung sowohl bei Probekörpern, welche in Schalung hergestellt als auch an Probekörpern, welche durch Bohren und Sägen gewonnen wurden. Das Einbringen der Kerben durch Sägen im Vergleich zur Anordnung von Rissblechen in der Schalung gewährleistet eine homogene Betonstruktur im Bereich der Kerben und verhindert dadurch den in [79] beschriebenen „wall-effect“.

### 3.2.3 Frisch- und Festbetoneigenschaften

Die Charakterisierung der Frischbetoneigenschaften erfolgte fünf Minuten nach dem Mischen anhand des Verdichtungsmaßes nach DIN EN 12350-4 [N14], der Frischbetonrohddichte nach DIN EN 12350-6 [N15] und des Luftgehalts nach DIN EN 12350-7 [N16]. Im Alter von 28 Tagen wurden die Festbetonkennwerte (Festbetonrohddichte und

Druckfestigkeit) nach DIN 12390-3 [N18] bestimmt. In Tabelle 3.4 sind die Frisch- und Festbetoneigenschaften der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Betone angegeben.

**Tab. 3.4:** Frisch- und Festbetonkennwerte der verwendeten Betone (vgl. Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2) gemäß DIN EN 12350-4 [N14], DIN EN 12350-6 [N15] und DIN EN 12350-7 [N16] sowie gemäß DIN EN 12390-3 [N18]

Beton		GD-1	GD-2	GW-1	GW-2	GW-3
<b>w/z-Wert</b>	[-]	0,42		0,45		
Frischbetoneigenschaften						
<b>Luftgehalt</b> $A_c$	[Vol.-%]	4,7 (0,3)	5,0 (0,4)	6,0 (0,0)	5,0 (0,5)	0,5 (-*)
<b>Verdichtungsmaß</b> <sup>a)</sup> $c_5$	[-]	1,22 (0,04)	1,21 (0,03)	1,16 (-*)	1,25 (0,02)	-* (-*)
<b>Frischbetonrohddichte</b> $\rho_f$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2330 (4,9)	2330 (8,2)	2270 (21,2)	2330 (17,9)	2450 (-*)
Festbetoneigenschaften im Alter von 28 Tagen						
<b>Festbetonrohddichte</b> $\rho_{R,28}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2350 (14,5)	2360 (5,4)	2290 (12,1)	2340 (9,8)	2390 (1,3)
<b>Druckfestigkeit</b> <sup>b)</sup> $f_{cm,cube}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	55,3 (1,3)	52,2 (1,7)	42,6 (0,4)	43,5 (1,2)	49,7 (0,5)

Mittelwert (Standardabweichung)

a) Ermittlung des Verdichtungsmaßes ca. 5 min nach Mischende

b) Druckfestigkeit ermittelt an Würfeln  $a = 150$  mm (Lagerung nach DIN EN 12390-2/A20 [N17])

-\* Kennwerte wurden nicht bestimmt

Betrachtet man zunächst nur die Betone unter Verwendung des Luftporenbildners, so ist Folgendes festzustellen: Betone unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnungen (GD-1 und GD-2) weisen aufgrund des geringeren w/z-Wertes im Mittel geringere Luftgehalte und höhere Druckfestigkeiten im Vergleich zu den Betonen unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung (GW-1 und GW-2) auf. Die Aufdotierung mit Natriumchlorid bei der Betonart GD-2 und mit Kaliumsulfat bei Betonart GW-2 hatte einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Druckfestigkeit im Alter von 28 d.

Wird nun die Zusammensetzung nach Alkali-Richtlinie [N3] (GW-3) in die Betrachtungen mit einbezogen, so zeigt sich aufgrund des fehlenden Luftporenbildners ein signifikant geringerer Luftgehalt und eine höhere Druckfestigkeit (Vergleich GW-3 mit GW-1 und GW-2).

Der fünf Minuten nach Mischende ermittelte Wert des Luftgehalts (vgl. Tabelle 3.4) liegt über den Vorgaben der TL Beton-StB 07 [120] für typische Fahrbahndeckenbetone von 4,0 Vol.-% (siehe Kapitel 3.2.1). Dieser Wert nimmt mit der Zeit, welche zur Herstellung der Großprobekörper bzw. der Wände benötigt wird, ab.

Aufgrund der begrenzten Menge an hergestelltem Beton war es nicht möglich, diese Abnahme bei jeder Mischung zu dokumentieren. Allerdings konnten durch Vor- und Paralleluntersuchungen innerhalb der FOR 1498 [130] genau diese Abnahme bestätigt und somit die Vorgaben der TL Beton-StB 07 [120] eingehalten werden.

### 3.3 Begleituntersuchungen

Im Rahmen von Begleituntersuchungen wurde zunächst die zeitliche Entwicklung der Dehnungen (siehe Kapitel 3.3.1) infolge Referenz- (REF) und AKR-provozierender Feuchtlagerungen (FL-1 und FL-2) für Betone mit niedrigem und hohem internen AKR-Schädigungspotential bestimmt, um daraus den Betrag der AKR-induzierten Dehnungen  $\epsilon_{AKR}(t)$  ableiten zu können.

Parallel dazu sollten anhand von Schalllaufzeitmessungen die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}(t)$  (siehe Kapitel 3.3.2) sowie die Zunahme der Steifigkeit bei AKR-provozierender Lagerung (günstige Erhärtungsbedingungen) ermittelt werden. Gleichzeitig wurde überprüft, ob es infolge einer AKR zu Gefügeveränderungen im Beton kommt, um ggf. qualitative Aussagen über den AKR-bedingten Schadenszustand der Prüfkörper aus den Hauptversuchen aufstellen zu können. Außerdem dienten Schwind- und Kriechversuche (siehe Kapitel 3.3.3) zur Beschreibung der zeitabhängigen Verformungseigenschaften eines typischen Straßenbetons bei Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung (siehe Tab. 3.2) unter AKR-Einfluss.

Im Folgenden wird kurz auf die Durchführung der Versuche zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen und des dynamischen E-Moduls sowie der Schwind- und Kriechversuche eingegangen. Die über einen Betrachtungszeitraum von etwa einem Jahr dargestellten mittleren Verläufe der zeitlichen Entwicklungen der Kennwerte (Dehnungen und dynamischer E-Modul) basieren auf den Ergebnissen von drei Probekörpern. Bei den Untersuchungen zur Charakterisierung des Schwind- und Kriechverhaltens standen lediglich jeweils zwei Probekörper zur Verfügung.

#### 3.3.1 Dehnungsmessungen

Die Bestimmung der Längenänderung durch Schwinden (Austrocknung bzw. Wasserabgabe) und Quellen (Wasser- bzw. Feuchtaufnahme) sowie infolge einer AKR erfolgte

durch diskontinuierliche Messungen der Länge an prismatischen Probekörpern der Serie Pa ( $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) und Pb ( $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ). Die Längenmessung zu einem bestimmten Zeitpunkt wurde in der Probekörperlängsachse mit einem Messgerät vom Typ B und den Messzapfen der Form AB nach DIN 52450 [N11] durchgeführt. Dabei lässt sich die Dehnung ( $\varepsilon_t$ ) zum Zeitpunkt  $t$  aus dem Verhältnis der Differenz der Länge der aktuellen Messung ( $l_t$ ) und der Länge der Nullmessung ( $l_0$ ) zur Länge des Probekörpers ( $l_P$ ) nach Gleichung 3.1 bestimmen.

$$\varepsilon_t = \frac{l_t - l_0}{l_P} \quad (3.1)$$

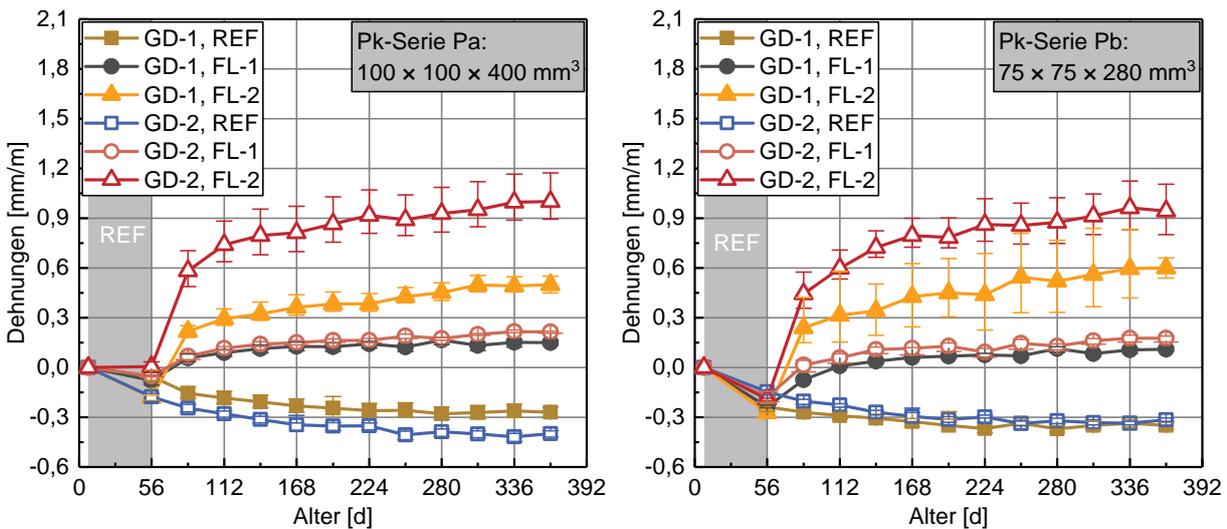
Die zur Messung der Längenänderung notwendigen Messzapfen wurden mittig an den gegenüberliegenden Stirnseiten der Probekörper durch Bohren und anschließendem Kleben eingebracht.

Probekörper, die AKR-provozierend bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser in PE-Großvolumenbehältern lagerten, wurden 24 h lang vor der Messung der Längenänderung in Anlehnung an [N3] bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser in PE-Großvolumenbehältern abgekühlt. Durch diese Vorgehensweise sind in den nachfolgend angegebenen Dehnungen keine thermischen Dehnungsteile enthalten.

In Abbildung 3.3 sind die zeitlichen Entwicklungen der Dehnungen unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung für ein niedriges (GD-1,  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 0,73 \text{ M.-%}$ ) und hohes internes AKR-Schädigungspotential (GD-2,  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 1,30 \text{ M.-%}$ ) über ein Jahr nach Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-1 und FL-2), vgl. Kapitel 3.2.2, für Probekörper der Serie Pa (links) und der Serie Pb (rechts) dargestellt.

Die größten Dehnungen werden nach 364 d mit der Betonart GD-2 (hohes internes AKR-Schädigungspotential) und der Feuchtlagerung (FL-2), unabhängig von den Probekörperabmessungen, erreicht ( $1,0 \text{ mm/m}$ ). Bei Probekörpern der Betonart GD-1 mit niedrigem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent fallen die Dehnungen unter den selben Umgebungsbedingungen (FL-2) niedriger aus und erreichen einen maximalen Wert von  $0,6 \text{ mm/m}$  (Serie Pb). Der Unterschied der höheren Dehnungen zwischen Beton GD-1 und GD-2 bei der Lagerung bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser (FL-2), unabhängig von der Größe der Probekörper, ist auf das größere Angebot an Alkalien, bedingt durch die Aufdotierung mit NaCl und dem dadurch generierten, hohen internen AKR-Schädigungspotential, zurückzuführen.

Der zuvor beschriebene Unterschied (GD-1 und GD-2) bei der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen hinsichtlich des höheren internen AKR-Schädigungspotentials durch Aufdotierung mit NaCl ist bei der Lagerung FL-1, unabhängig von der Probekörpergröße, nicht feststellbar. Die Ursache hierfür liegt bei der niedrigeren Umgebungstemperatur dieser Lagerungsvariante von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  und dem daraus resultierenden geringeren Feuchteangebot (vgl. Kapitel 3.2.2). Diese reduzierte Umgebungstemperatur hat sowohl Auswirkungen



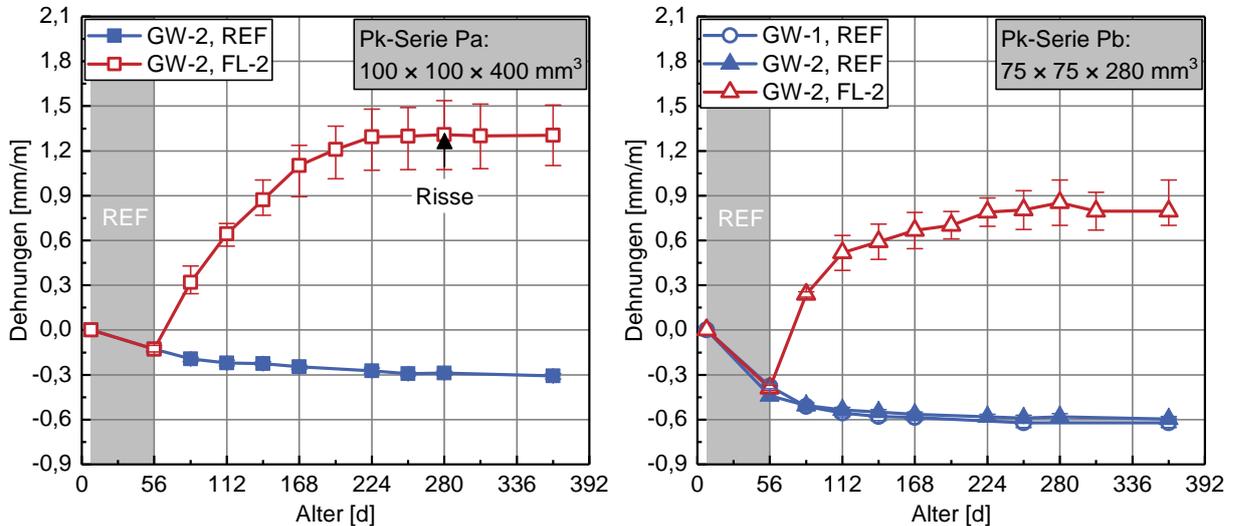
**Abb. 3.3:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1 und FL-2) auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen der Betone GD-1 und GD-2 (siehe Tabelle 3.1) an Probekörpern der Serie Pa (links:  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) und Probekörpern der Serie Pb (rechts:  $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

auf die Entwicklung der hygrischen Dehnungsanteile als auch auf die aus einer AKR resultierenden Dehnungen (vgl. Kapitel 2.3). Die gemessenen Schwindverformungen liegen unabhängig vom internen Angebot an Alkalien (GD-1 und GD-2) und den Probekörperabmessungen (Pk-Serie Pa und Pb) im Mittel bei einem Wert von ca. 0,30 mm/m für den hier vorliegenden Betrachtungszeitraum von einem Jahr.

Bestimmt man nun abschließend die Dehnungsanteile infolge AKR durch den Vergleich der Dehnungen der Betone GD-1 und GD-2, bei der Lagerung FL-2, so ergeben sich im Betrachtungszeitraum zwischen 140 d und 364 d für die Pk-Serie Pa ein Wert von  $\epsilon_{AKR,Pa} = 0,48 \text{ mm/m}$  und für die Pk-Serie Pb ein Wert von  $\epsilon_{AKR,Pb} = 0,35 \text{ mm/m}$ . Ursache hierfür ist, dass mit steigendem Verhältnis von Oberfläche zu Volumen ( $A/V$ -Verhältnis), also mit sinkender Probekörpergröße, eine Zunahme der Auslaugung von Alkalien verbunden ist [98, 105, 106, 124]. Für die Lagerungsvariante FL-1 konnten aufgrund der übereinstimmenden Entwicklung der Dehnungen für beide Pk-Serien keine AKR-induzierten Dehnungsanteile ermittelt werden.

Im Vergleich zu den Betonen GD-1 und GD-2 mit Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung wurden bei den Untersuchungen unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke lediglich die Unterschiede hinsichtlich Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) für die Betonart GW-2 (hohes internes AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung mit  $\text{K}_2\text{SO}_4$ ) untersucht. Ein Vergleich der Schwindverformungen für die Betonzusammensetzungen GW-1 und GW-2 wurde lediglich für die Pk-Serie Pb unter Referenzlagerung durchgeführt.

In Abbildung 3.4 ist der Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen für die Probekörper der Serie Pa (links) und Pb (rechts) dargestellt.



**Abb. 3.4:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen von Beton GW-2 (siehe Tabelle 3.2) an Probekörpern der Serie Pa (rechts:  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) und Pb (links:  $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

Obwohl die Lagerung bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser (FL-2) unmittelbar nach 56 d zu einem starken Anstieg der Dehnungen führt, weisen lediglich Probekörper der Serie Pa nach 280 d Risse an der Oberfläche auf (vgl. Anhang B, Abb. B.11). Bei Probekörpern mit Standardabmessung (Pk-Serie Pb) nach Alkali-Richtlinie [N3] konnte bis zum Ende der Regellagerungszeit von fünf Monaten und darüber hinaus (364 d) keine Rissbildung an den Oberflächen der Probekörper festgestellt werden.

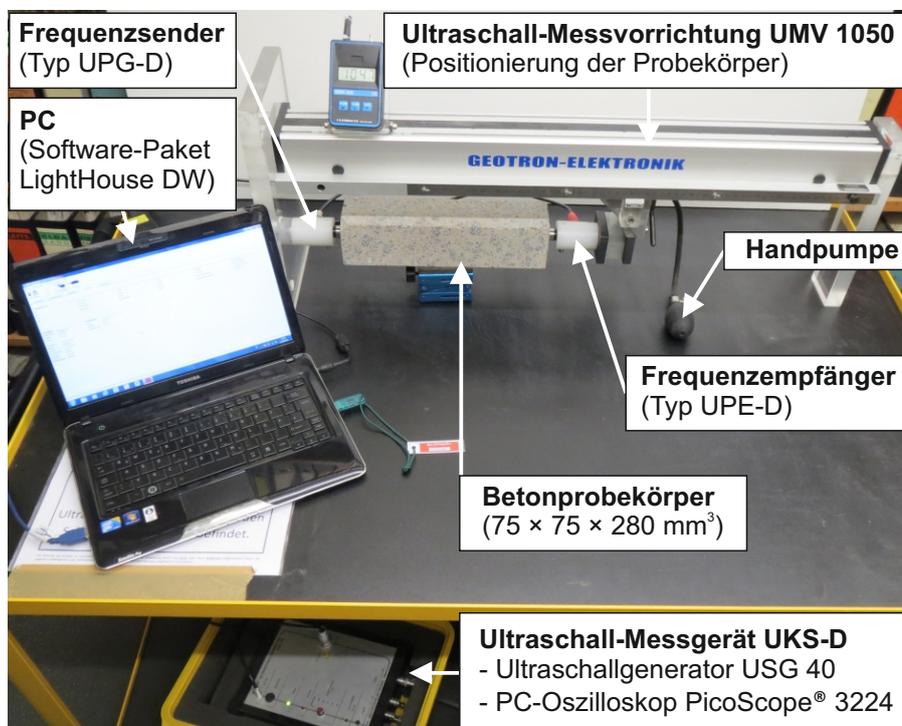
An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass bedingt durch die Vorlagerung bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  und 65 % rel. Luftfeuchte im Alter von 7 d bis 56 d kein direkter Vergleich der Dehnungen sowie keine Anwendung des Grenzwerts nach Alkali-Richtlinie [N3] für Probekörper der Serie Pb möglich sind (siehe Abb. 3.4, rechts). Ein Vergleich der Dehnungen bei Referenzlagerung zeigt, dass kleine Probekörper (Pk-Serie Pb) im Untersuchungszeitraum von einem Jahr größere Schwinddehnungen (0,6 mm/m) als große Probekörper (Pk-Serie Pa; 0,3 mm/m) aufweisen. Unabhängig vom hohen internen AKR-Schädigungspotential (Vergleich GW-1 und GW-2) treten bei Probekörpern der Serie Pb die gleichen Schwinddehnungen auf, siehe Abb. 3.4 (rechts).

Im Anhang B (siehe Kapitel B.4) sind weitere Ergebnisse von Untersuchungen zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen für die Betone GW-1, GW-2 und GW-3 (Zusammensetzung nach Alkali-Richtlinie [N3]) dargestellt. Hierbei konnte im Betrachtungszeitraum von 140 d bis 364 d eine mittlere AKR-induzierte Dehnung für die Pk-Serie Pb von  $\epsilon_{AKR,Pb} = 0,52 \text{ mm/m}$  bestimmt werden.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse der Dehnungsmessungen, dass unabhängig von der verwendeten Betonzusammensetzung die Probekörpergröße einen signifikanten Einfluss auf den Verlauf der AKR haben. Mit zunehmender Probekörpergröße und abnehmendem  $A/V$ -Verhältnis ist eine Zunahme AKR-induzierter Dehnungen zu erkennen (vgl. Abb. 3.3 und Abb. 3.4). Gleichzeitig belegt die AKR-induzierte Rissbildung an der Oberseite größerer Probekörper (Beton GW-2, Pk-Serie Pc), dass bei kleineren Probekörpern (Pk-Serie Pd) weniger Reaktionspotential für eine AKR vorhanden ist. Dieser Zusammenhang ist bei der Anwendung und Durchführung von AKR-Prüfverfahren, allgemein bei AKR-provozierender Lagerung, stets zu berücksichtigen.

### 3.3.2 Dehnmessungen

Die Ermittlung des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$  erfolgte im Rahmen dieser Arbeit unter Verwendung des Gerätesystems der Firma GEOTRON Elektronik durch Messung der Ultraschalllaufzeit u. a. zur Identifizierung bzw. Beurteilung einer fortschreitenden Schädigung des Betons infolge AKR. Das Gerätesystem (Ultraschall-Messgerät UKS-D) besteht aus dem Ultraschallgenerator USG 40, PC-Oszilloskop PicoScope® 3224, dem Frequenzsender vom Typ UPG-D, dem Frequenzempfänger vom Typ UPE-D (sogenannte Dehnmess-Prüfköpfe), der Ultraschall-Messvorrichtung UMV 1050 und dem Software-Paket LightHouse DW (vgl. Abbildung 3.5).



**Abb. 3.5:** Anordnung des GEOTRON-Messsystems zur Ermittlung des dynamischen E-Moduls (exemplarisch für die Pk-Serie Pb: 75 × 75 × 280 mm<sup>3</sup>)

Mit Hilfe des Ultraschallgenerators wird ein Impuls erzeugt und über die spitze Koppel­fläche des Prüfkopfes in die Stirnseite des Probekörpers eingeleitet. Auf der gegenüber­liegenden Seite wird über den ebenfalls an der Stirnseite angekoppelten Frequenzempfänger der eingeleitete Impuls aufgenommen und in ein elektrisches Signal umgewandelt. Unter Verwendung der in Abb. 3.5 dargestellten Messvorrichtung ist eine pneumatische An­kopplung (optimaler An­kopplungsdruck von  $1000 \pm 150$  mbar) möglich, welche reproduzierbare Messungen gewährleistet.

Unter Angabe der Masse und den Abmessungen des Probekörpers werden mit Hilfe der Software LightHouse DW die Geschwindigkeiten der Druckwelle ( $v_p$ ), der Dehnwelle ( $v_d$ ), der Scherwelle ( $v_s$ ), der Oberflächenwelle ( $v_r$ ), die elastischen Module (dynamischer E-Modul  $E_{dyn}$  und Schubmodul  $G$ ) sowie die Poisson-Zahl  $\nu$  bestimmt.

Das Programm ermittelt automatisch mit Gleichung 3.2 den dynamischen E-Modul  $E_{dyn}$  wie folgt:

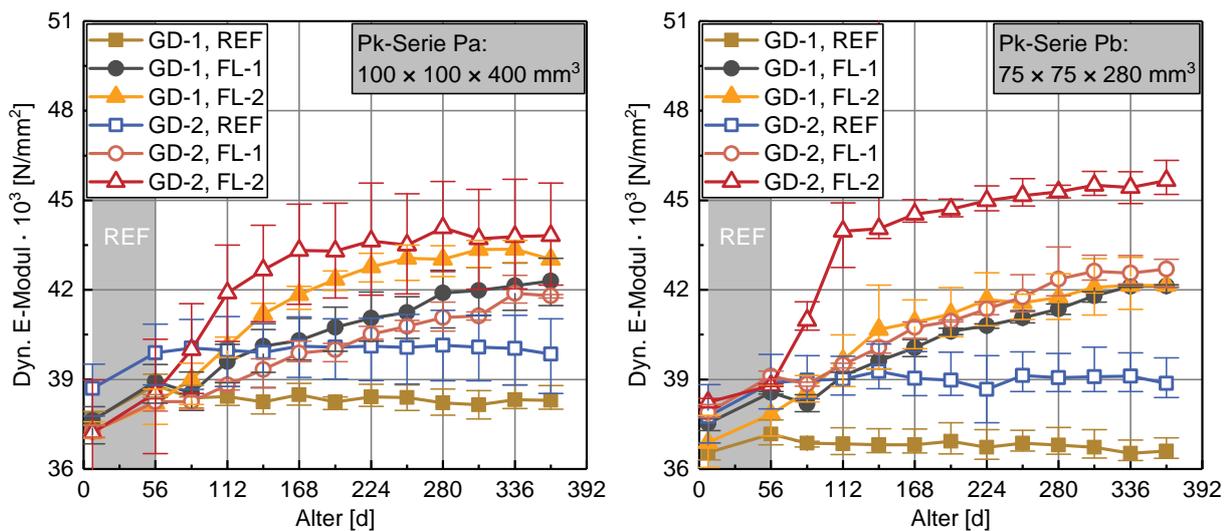
$$E_{dyn} = (v_d)^2 \cdot \rho \quad (3.2)$$

Die Bestimmung des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$  erfolgte wie die Messungen zur Längenänderung diskontinuierlich, an prismatischen Probekörpern der Serie Pa und Pb ( $100 \times 100 \times 400$  mm<sup>3</sup> und  $75 \times 75 \times 280$  mm<sup>3</sup>) sowie zusätzlich zu den Zeitpunkten der mechanischen Kennwertermittlung an Probekörpern der Serie Pc, Pd und Zc (vgl. Tab. 3.3). Dadurch konnte das Kriterium zur korrekten Durchführung hinsichtlich des Verhältnisses von Länge zu Breite bzw. Länge zu Durchmesser zwischen 4 zu 1 und 2 zu 1 eingehalten werden.

In Abbildung 3.6 ist die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls der Betonart GD-1 mit niedrigem Na<sub>2</sub>O-Äquivalent ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 0,73$  M.-%) und der Betonart GD-2 mit hohem Na<sub>2</sub>O-Äquivalent ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 1,30$  M.-% nach Aufdotierung mit NaCl) über ein Jahr Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-1 und FL-2), vgl. Kapitel 3.2.2, für die Probekörper der Serie Pa (links) und der Serie Pb (rechts) dargestellt.

Unter Referenzlagerung (REF) werden bei großen Probekörpern (Pk-Serie Pa) aufgrund der langsameren Austrocknung (höherer Feuchtegehalt) höhere dynamische E-Moduln gemessen als bei kleinen Probekörpern (Pk-Serie Pb). Unabhängig von der Probekörper­serie führt das höhere interne AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung mit NaCl zu höheren Werten des dynamischen E-Moduls.

Wie bei der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen hat das Feuchteangebot der Um­gebung einen signifikanten Einfluss auf die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls. Die größten Werte des dynamischen E-Moduls werden unabhängig von der Pk-Serie für Probekörper mit hohem internen AKR-Schädigungspotential im Rahmen der Lagerung bei 60 °C über Wasser (FL-2) gemessen. Der Unterschied bei den ermit­telten dynamischen E-Moduln ist bei der Pk-Serie Pb deutlich ausgeprägter als bei der

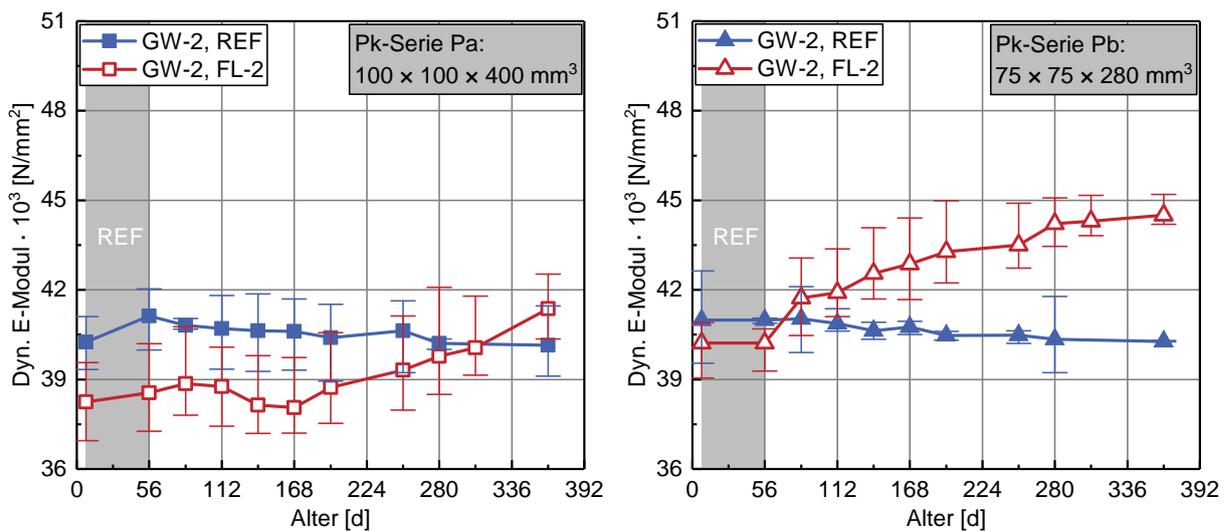


**Abb. 3.6:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1 und FL-2) auf die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls der Betonarten GD-1 und GD-2 (siehe Tabelle 3.1) an Probekörpern der Serie Pa (links:  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) und der Serie Pb (rechts:  $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

Pk-Serie Pa. Die Feuchtlagerung (FL-2) führt im Vergleich zur Lagerung bei  $20^\circ \text{C}$  über Wasser (FL-1), unabhängig von den Probekörperabmessungen, zu höheren Werten des dynamischen E-Moduls. Ursache hierfür ist der höhere absolute Feuchtegehalt und die höhere Temperatur bei der Lagerungsvariante FL-2 im Vergleich zu FL-1, wodurch günstigere Erhärtungsbedingungen für die Steifigkeitsentwicklung geschaffen werden (vgl. Kapitel 2.3.5.1). Die Unterschiede hinsichtlich des internen AKR-Schädigungspotentials sind sehr gering und sind bei den beiden betrachteten Probekörperserien gegenläufig.

Insgesamt wird deutlich, dass unter AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (FL-2) für Beton GD-2 mit hohem internen AKR-Schädigungspotential offenbar ein ausreichendes Angebot an Alkalien zur Gelbildung vorliegt, welches eine Verdichtung der Porenstruktur hervorruft und zu einer Zunahme des dynamischen E-Moduls führt. Die Menge an gebildetem Gel genügt jedoch nicht, um Poren vollständig zu schließen bzw. um Spannungen zu erzeugen, welche die Zugfestigkeit des Betons erreichen. Daher war bei allen Probekörpern über den dargestellten Betrachtungszeitraum von 364 d, und darüber hinaus, keine Rissbildung an der Oberseite erkennbar.

Analog zu den Dehnungsmessungen (vgl. Kapitel 3.3.1) erfolgte für Betonart GW-2 unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung mit hohem internen AKR-Schädigungspotential die Ermittlung des dynamischen E-Moduls auf Basis der Schalllaufzeitmessung. In Abbildung 3.7 ist die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls der Betonart GW-2 mit hohem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äqu.}} = 1,30 \text{ M.-%}$  nach Aufdotierung mit  $\text{K}_2\text{SO}_4$ ) über ein Jahr bei Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2), vgl. Kapitel 3.2.2, für Probekörper der Serie Pa (links) und der Serie Pb (rechts) dargestellt.



**Abb. 3.7:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) auf die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls von Beton GW-2 (siehe Tabelle 3.2) an Probekörpern der Serie Pa (links:  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) und Probekörpern der Serie Pb (rechts:  $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

Während im Verlauf der zeitlichen Entwicklung des dynamischen E-Moduls der Pk-Serie Pb bei Feuchtlagerung (FL-2) stets eine Zunahme ab 56 d zu verzeichnen ist, kommt es im Verlauf der Pk-Serie Pa zu einer leichten Abnahme des dynamischen E-Moduls um  $< 3 \%$  zwischen 84 d und 168 d. Die Abnahme liegt allerdings im Rahmen der für den Werkstoff Beton üblichen Materialstreuungen ( $< 3 \%$ ) und ist daher zu vernachlässigen. Die an der Oberseite der Pk-Serie Pa im Alter von 280 Tagen festgestellten Risse (vgl. Anhang B, Kapitel B.7, Abb. B.11) haben keine nennenswerten Auswirkungen auf die Ultraschalllaufzeitmessungen und den daraus abgeleiteten Werten des dynamischen E-Moduls. Die unterschiedlichen Probekörperabmessungen der Pk-Serien Pa und Pb führen bei Referenzlagerung über einen Betrachtungszeitraum von 364 d zu vernachlässigbar geringen Änderungen des dynamischen E-Moduls.

Im Anhang (siehe Kapitel B.4) sind weitere Untersuchungen zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung des dynamischen E-Moduls für die Betone GW-1, GW-2 und GW-3 (Zusammensetzung nach Alkali-Richtlinie [N3]) an Probekörpern der Serie Pb dargestellt. Hierbei wurde unabhängig von der Betonzusammensetzung eine Abnahme des dynamischen E-Moduls zwischen 28 d und 56 d gemessen (vgl. Anhang B, Kapitel B.4, Abb. B.5). Im gleichen Zeitraum konnte die größte Zunahme der Dehnungen bestimmt werden. Gleichzeitig konnte gezeigt werden, dass an Probekörpern der Betonzusammensetzung nach Alkali-Richtlinie [N3] (GW-3) höhere Dehnungen (um den Faktor 1,5) im Vergleich zur in der Praxis üblichen Zusammensetzung mit Luftporenbildner (GW-2) entstehen (vgl. Anhang B, Kapitel B.4, Tab. B.2). Dies kann zu einer Überschätzung des Reaktionspotentials der untersuchten Gesteinskörnungen führen.

Sowohl die Dehnungs- als auch die Dehnwellenmessungen zeigten, dass unabhängig von der Betonzusammensetzung bei hohem internen AKR-Schädigungspotential (GD-2 oder GW-2) die Probekörpergröße ( $A/V$ -Verhältnis) die zeitliche Entwicklungen der Dehnungen und des dynamischen E-Moduls maßgeblich beeinflussen. Je größer die Probekörper bzw. je kleiner das  $A/V$ -Verhältnis, desto höher fallen die bestimmten Dehnungen und dynamischen E-Moduln aus. Die Untersuchungen ergaben, dass bei Beton GW-2 ein höheres AKR-Schädigungspotential als bei Beton GD-2 aufgrund der größeren AKR-induzierten Dehnungen in Kombination mit einer Rissbildung vorliegt.

### 3.3.3 Kriechen und Schwinden

Die Untersuchungen zum Kriech- und Schwindverhalten erfolgten in Anlehnung an das DAfStb-Heft 422 [22] ausschließlich unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung. Hierzu wurden prismatische Probekörper der Betonart GW-1 und GW-2 mit den Abmessungen ( $75 \times 75 \times 260 \text{ mm}^3$ ) verwendet, welche zuvor etwa ein Jahr bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser AKR-provozierend lagerten. Für die Bestimmung der axialen Verformungen wurden jeweils zwei Schwind- und zwei Kriechprobekörper herangezogen (siehe Abbildung 3.8). Die Aufzeichnung der Verformungen bzw. Dehnungen erfolgte über zwei induktive Wegaufnehmer über eine Messlänge von jeweils 180 mm.



**Abb. 3.8:** Versuchsaufbau zur Ermittlung der Kriech- (links) und Schwindverformungen (rechts) an Probekörpern der Betonart GW-1 und GW-2 mit den Abmessungen  $75 \times 75 \times 260 \text{ mm}^3$  bei  $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$  und  $(65 \pm 5) \%$  relativer Luftfeuchte

Die Messerfassungsrate lag zwischen 0,5 Hz (während der Belastungsphase der Kriechproben) und einem maximalen Wert von 3 Stunden nach längerer Belastungsdauer. Für die Belastung der Probekörper wurde ein Drittel der im Alter von 365 d ermittelten Druckfestigkeit angesetzt. Die Kriechprüfungen selbst wurden in 500 kN Stickstoff-Kriechprüfständen bei  $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$  und  $(65 \pm 5) \%$  relativer Luftfeuchte im Klimaraum

durchgeführt. Dabei erfolgte mittels fest eingebautem Drucksensor eine kontinuierliche Erfassung der aufgebrachtten Normalkraft. Die Kriechverformungen  $\epsilon_{cc}(t, t_0)$  wurden mithilfe von Gleichung 3.3 ermittelt,

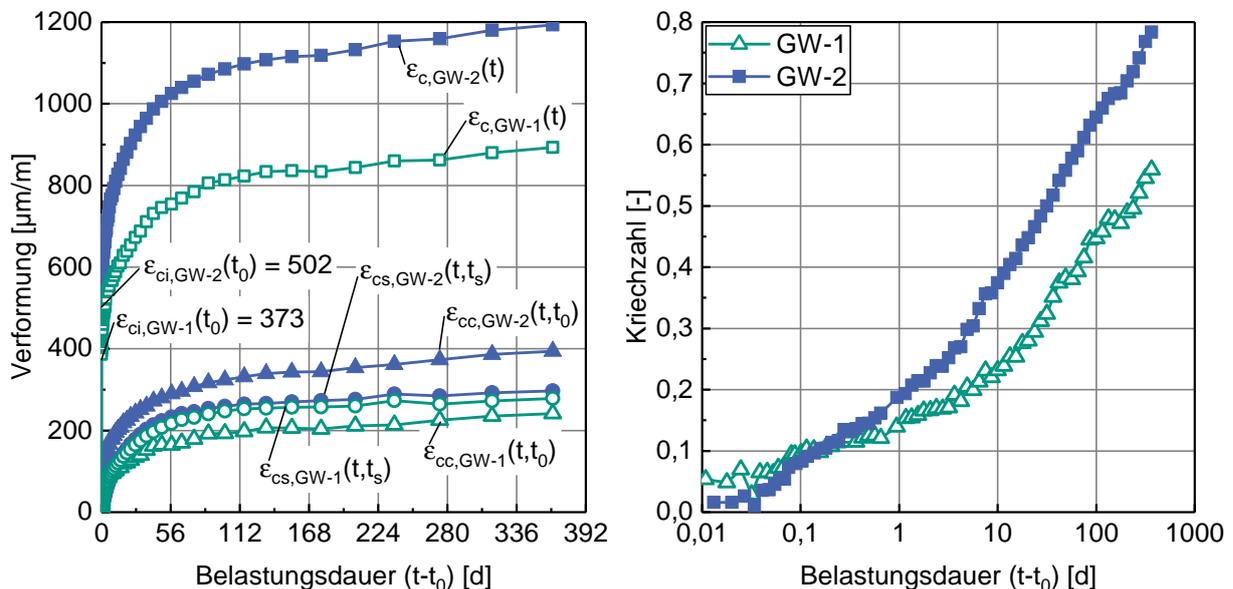
$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \epsilon_c(t) - \epsilon_{ci}(t_0) - \epsilon_{cs}(t, t_s) \quad (3.3)$$

dabei beschreibt  $\epsilon_c(t)$  die gemessene Gesamtverformung,  $\epsilon_{ci}(t_0)$  die elastische Verformung und  $\epsilon_{cs}(t, t_s)$  die entstandene Schwindverformung. Die Ermittlung der Schwindverformungen erfolgte an Parallelprobekörpern, welche unter gleichen klimatischen Randbedingungen gelagert wurden.

Über das Verhältnis aus Kriechverformung  $\epsilon_{cc}(t, t_0)$  und elastischer Verformung  $\epsilon_{ci}(t_0)$  lässt sich nach Gleichung 3.4 die Kriechzahl  $\varphi$  [-] ermitteln.

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\epsilon_{cc}(t, t_0)}{\epsilon_{ci}(t_0)} \quad (3.4)$$

In Abbildung 3.9 sind die zeitliche Entwicklung der Kriech-, Schwind- und Gesamtverformungen (links) sowie der Kriechzahl (rechts) für ein Belastungsalter von 365 d für die Betone GW-1 und GW-2 dargestellt.



**Abb. 3.9:** Einfluss der AKR auf die zeitliche Entwicklung der Kriech-, Schwind- und Gesamtverformungen (links) sowie die Kriechzahl (rechts) an Probekörpern ( $75 \times 75 \times 260 \text{ mm}^3$ ) der Betonart GW-1 und GW-2

Nach einem Belastungsalter von 365 d konnten etwa gleich große Schwindverformungen  $\epsilon_{cs}$ , höhere Kriechdehnungen  $\epsilon_{cc}$  und damit höhere Gesamtverformungen  $\epsilon_c$  für die Betonart GW-2 im Vergleich zu GW-1 gemessen werden. Die Kriechzahl der Betonart

GW-2 lag zu diesem Zeitpunkt (365 d) um den Faktor 1,3 höher als bei der Betonart GW-1. Mit fortschreitendem Belastungsalter (1 d bis 365 d) nimmt der Unterschied der Kriechzahlen ( $\varphi_{GW-1}$  und  $\varphi_{GW-2}$ ) zu, siehe Abb 3.9 (rechts). Insgesamt ist über die hier dargestellte Versuchsdauer von etwa einem Jahr hinaus mit einer weiteren Zunahme der Dehnungen und somit auch der Kriechzahl zu rechnen.

Die Zunahme der Kriechzahl infolge AKR konnte bereits von Mielich [82] und Léger [71] bestimmt werden (siehe Kapitel 2.3.5.2). Diese fiel an Probekörpern unter dem Einfluss einer schädigenden AKR deutlich höher aus (etwa um den Faktor 2 bis 4). Hierfür gibt es mehrere Gründe: Bei den Untersuchungen von Mielich [82] wurden größere Probekörper (kleineres  $A/V$ -Verhältnis) im Rahmen der FIB-Klimawechsellagerung bei externer Alkalizufuhr verwendet, wodurch geometrisch und klimatisch (wechselnde Feuchte und Temperatur [118]) gesehen, günstigere Umgebungsbedingungen für eine AKR vorlagen. Gleichzeitig ist mit einem Fortschreiten der AKR während der Kriechversuche selbst (23 °C, 80 % rel. Luftfeuchte [82, 98] im Vergleich zu 20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte) zu rechnen, wenn auch verlangsamt.

Analog zu den Untersuchungen zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen (siehe Kapitel 3.3.1) und des dynamischen E-Moduls (siehe Kapitel 3.3.2) konnte im Rahmen der Kriechversuche das Reaktionspotential unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung über die Zunahme der Kriechzahl nachgewiesen werden. Der Einfluss der AKR auf die (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften soll nun im Rahmen der Hauptuntersuchungen bestimmt werden. Hierzu erfolgt zunächst die Beschreibung der verwendeten Prüfverfahren (siehe Kapitel 3.4). In Kapitel 3.5 werden schließlich die Ergebnisse dargestellt.

### **3.4 Untersuchungen zur Beurteilung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften**

Zur Charakterisierung der mechanischen und bruchmechanischen Materialeigenschaften des Werkstoffs Beton unter dem Einfluss einer fortschreitenden, schädigenden AKR wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Druck- und Zugversuche an verschiedenen Arten von Probekörpern nach unterschiedlichen AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen und Beanspruchungsszenarien zu verschiedenen Prüfzeitpunkten durchgeführt. Nachfolgend werden kurz die Versuche zur Beurteilung der Druck- und Zugtragfähigkeit beschrieben, bevor in Kapitel 3.5 auf die Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials sowie einer externen Alkalizufuhr näher eingegangen wird.

### 3.4.1 Versuche zur Beurteilung der Drucktragfähigkeit

Mit Hilfe von Druckversuchen wurde die Druckfestigkeit an würfelförmigen und prismatischen Probekörpern sowie an Bohrkernen nach DIN EN 12390-3 [N18] bestimmt. Zusätzlich dazu erfolgte die Ermittlung des statischen E-Moduls an prismatischen Probekörpern und Bohrkernen nach DIN 1048-5 [N5].

#### 3.4.1.1 Versuch zur Ermittlung der Druckfestigkeit

Die Ermittlung der Druckfestigkeit erfolgte an Würfeln (Pk-Serie Wa) nach DIN EN 12390-3 [N18] im Alter von 28 d nach nationalem Anhang [N17] sowie an Bohrkernen (Pk-Serie Zb und Pk-Serie Zc) und prismatischen Probekörpern (Pk-Serie Pc), vgl. Tab. 3.3, u. a. im Alter von 56 d und 364 d nach Referenz- und Feuchtlagerung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von  $(0,6 \pm 0,2)$  MPa/s.

#### 3.4.1.2 Versuch zur Bestimmung des statischen E-Moduls

Die Ermittlung des statischen E-Moduls erfolgte nach DIN 1048-5 [N5] an zylindrischen und prismatischen Probekörpern. Bei dem gewonnenen Wert handelt es sich um einen statischen Druck-Elastizitätsmodul, welcher als Sehnenmodul zwischen einer bestimmten Druckspannungsdifferenz bestimmt wird. Die obere Spannung  $\sigma_o$  entspricht in etwa einem Drittel der zu erwartenden Druckfestigkeit  $f_{cm}$ . Diese wurde vorab aus dem Mittelwert von mindestens drei Probekörpern derselben Abmessungen ermittelt. Der Wert der unteren Spannung beträgt hierbei  $\sigma_u = 0,5 \text{ N/mm}^2$ . Die Dehnungsmessung erfolgte über eine Messlänge von 100 mm für Probekörper der Serie Pc und Zc.

### 3.4.2 Versuche zur Beurteilung der Zugtragfähigkeit

Zur Charakterisierung der (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften der Betone unter Zugbeanspruchung wurden direkte Zugversuche an prismatischen Probekörpern und Bohrkernen durchgeführt. Die im Rahmen der direkten Zugversuche dargestellten Spannungs-Verformungs- ( $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen) und Spannungs-Dehnungsbeziehungen ( $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen) entsprechen den mittleren, aus mindestens vier erfolgreich durchgeführten Versuchen ermittelten Verläufen. Hierbei kann die in den Verläufen dargestellte, maximale Spannung von der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  bzw. Zugfestigkeit  $f_{ct}$  abweichen, da für die Ermittlung dieser Kennwerte der jeweilige Maximalwert zur Mittelwertbildung herangezogen wurde.

Neben den direkten Zugversuchen wurden zwei indirekte Prüfverfahren zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  (Spaltzugversuch) sowie zur Ermittlung der Kraft-Durchbiegungsbeziehung (3-Punkt-Biegeversuch) durchgeführt. Aus der Kraft-Durchbiegungsbeziehung ( $F$ - $\delta$ -Beziehung) konnten die Nettobiegezugfestigkeit  $f_{ct,fl,n}$  sowie die Bruchenergie  $G_{F,f}$  abgeleitet werden.

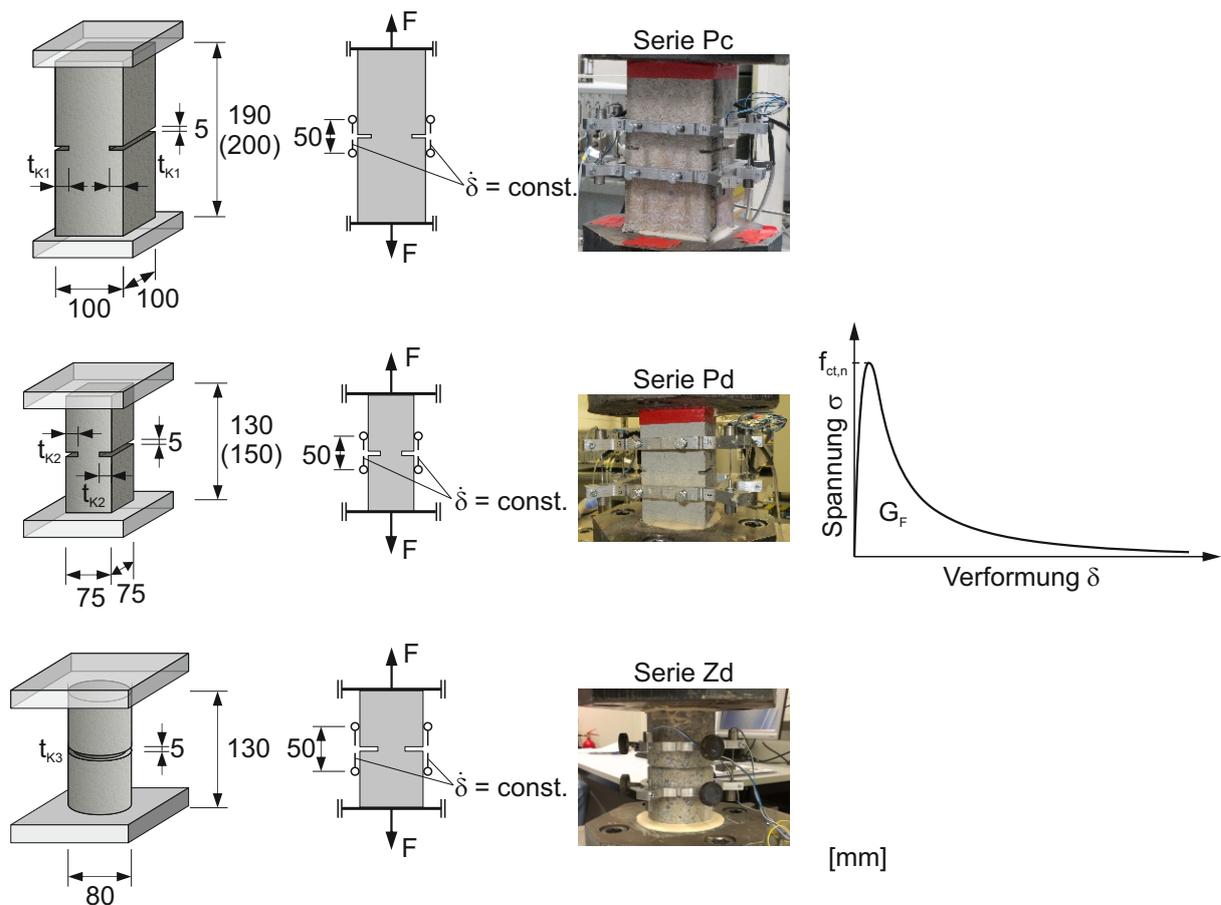
### 3.4.2.1 Einaxialer, direkter Zugversuch

Im Rahmen der Zugversuche an gekerbten Betonprobekörpern erfolgte die Ermittlung der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung. In Abbildung 3.10 ist der Versuchsaufbau für beidseitig, mittig gekerbte, prismatische Probekörper (Pk-Serie Pc und Pd) sowie für umlaufend, mittig gekerbte Bohrkernkörper (Pk-Serie Zd) inklusive der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung dargestellt. Die Vielzahl an Probekörpern unterschiedlicher Geometrien ergab sich durch Anwendung verschiedener AKR-Prüfverfahren bzw. AKR-Performance-Prüfungen (vgl. Kapitel 2.3.4) und aufgrund der Tatsache, dass die Prüfkörpergeometrie einen wesentlichen Einfluss auf den Verlauf der AKR hat (vgl. Kapitel 2.3.2.6).

Die Anordnung der Kerben ( $t_{K1} = 15,0$  mm,  $t_{K2} = 7,0$  mm,  $t_{K3} = 7,0$  mm) gewährleistete die im Rahmen der zentrischen Zugversuche erforderliche Sollbruchstelle. Mit Hilfe von sechs induktiven Wegaufnehmern erfolgte die Aufzeichnung der Kraft-Verformungsbeziehung im Zuge der verformungsgesteuerten Zugversuche an prismatischen Probekörpern, wobei der Mittelwert aus zwei gegenüberliegenden (jeweils auf der Seite der Kerbe) als Regelgröße diente. Im Falle der zylindrischen Probekörper der Pk-Serie Zd erfolgte die Aufzeichnung der Kraft-Verformungsbeziehung mit drei induktiven Wegaufnehmern, deren Mittelwert zugleich die Regelgröße für die verformungsgesteuerte Versuchsdurchführung mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit darstellte. Ein Messgestell ermöglichte die Verformungsmessung über eine festgelegte Messlänge von 50 mm bis zu einem maximalen Wert von 300  $\mu$ m.

Aus dem Verlauf der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung (vgl. Abb. 3.10, rechts) konnte die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und die Bruchenergie  $G_F$  bestimmt werden. Hierbei wurde zur Ermittlung der Bruchenergie der Verlauf der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung bis zu einer Verformung von 500  $\mu$ m linear extrapoliert.

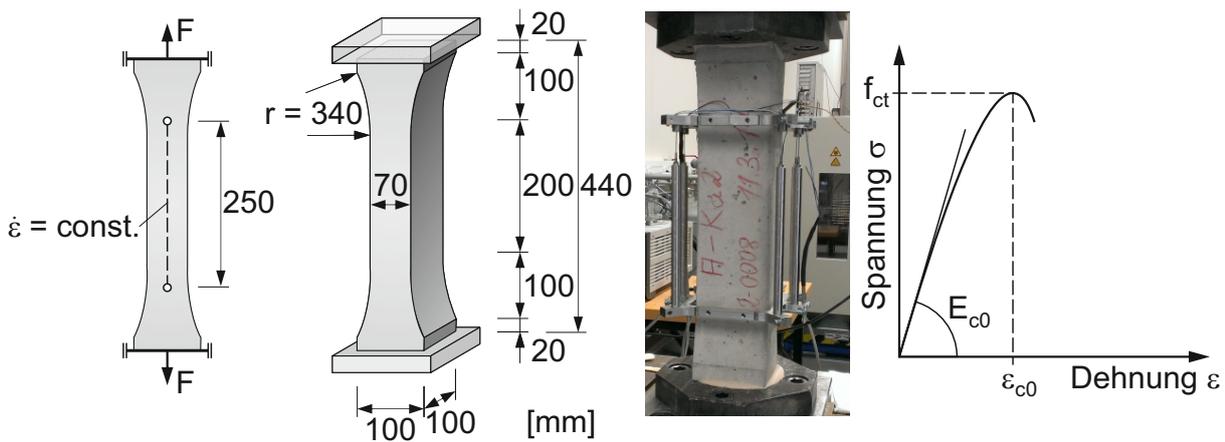
Aufbauend auf den am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) gewonnenen Erkenntnissen [68, 79] erfolgte die Lasteinleitung über steife, verdrehungsbehinderte Stahlplatten zwischen denen die gekerbten Probekörper mittels eines schnell erhärtenden Zweikomponentenklebers auf Methylmethacrylatbasis angeklebt wurden. Mit der dadurch realisierten Behinderung der Probenverdrehung konnte eine stabile und über den Probenquerschnitt gleichmäßige Rissentwicklung erzielt werden. Die Zugversuche wurden verformungsgesteuert mit einer Geschwindigkeit von  $\dot{\delta} = 5 \cdot 10^{-4}$  mm/s durchgeführt.



**Abb. 3.10:** Versuchsaufbau der Zugversuche an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern der Serie Pc (oben) und Pd (Mitte) sowie an umlaufend gekerbten Probekörpern der Serie Zd (unten) inklusive der bestimmten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung (rechts)

Da sich die Abmessungen der kleinformatischen Probekörper an den Vorgaben der Nebelkammer- und Reaktorlagerung nach AKR-Richtlinie [N3] bzw. der FIB-KWL [114, 118] orientieren, wurde die Kerbtiefe so gewählt, dass die kleinste Abmessung des Prüfkörpers annähernd dem dreifachen des Größtkorndurchmessers entspricht [13].

Neben den Zugversuchen an gekerbten Probekörpern wurden zusätzlich Versuche an ungekerbten, verjüngten Betonprismen (Pk-Serie Ka) zur Ermittlung der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen durchgeführt. Aus dem Verlauf konnten die Materialkennwerte der Zugfestigkeit  $f_{ct}$ , des E-Moduls  $E_{c0}$  (Ursprungsmodul) sowie der Bruchdehnung  $\varepsilon_{c0}$  abgeleitet werden. Durch die Reduzierung des Querschnitts kam es bei den durchgeführten Versuchen stets zum Versagen innerhalb des Messbereichs. Die Versuche am sogenannten „Betonknochen“ erfolgten mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von  $\dot{\varepsilon} = 1 \cdot 10^{-5}$  1/s über eine Messlänge von 250 mm zur Aufzeichnung der resultierenden Dehnungen, siehe Abbildung 3.11.



**Abb. 3.11:** Zugversuche an Knochenprismen (Pk-Serie Ka)

Bei den verjüngten Probekörpern der Serie Ka entspricht die Querschnittsfläche im mittleren Bereich der Nettoquerschnittsfläche ( $70 \times 100 \text{ mm}^2$ ) der beidseitig gekerbten Probekörper der Pk-Serie Pc.

Die Durchführung aller zentrischen Zugversuche erfolgte bei einer Temperatur von  $23 \text{ }^\circ\text{C}$  und einer rel. Luftfeuchte von  $50 \%$ . Hierbei wurden für jede Parameterkombination und alle Versuchsarten mindestens vier erfolgreiche Versuche durchgeführt und zur Ermittlung der entsprechenden Materialkennwerte (Probekörper der Serie Pc, Pd und Zd:  $f_{ct,n}$  und  $G_F$ ; Pk-Serie Ka:  $f_{ct}$ ,  $E_{c0}$  und  $\epsilon_{c0}$ ) herangezogen. Nach Lagerung bei erhöhter Temperatur über Wasser (FL-1 und FL-2) wurden die Probekörper nach dem Einbringen der Kerben (sieben Tage vor der Prüfung) durch Sägen in PE-Folie eingewickelt und bis zur Prüfung bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  und einer rel. Luftfeuchte von  $65 \%$  im Klimaraum gelagert.

### 3.4.2.2 Indirekte Prüfverfahren

#### Spaltzugversuch

Die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit fand an Bohrkernscheiben in Anlehnung an AL Sp-Beton [N1] bzw. DIN EN 12390-6 [N19] ( $D/L \leq 1,0$ ) statt. Hierbei betrug die Länge  $L = 50 \text{ mm}$  und der Durchmesser  $D = 100 \text{ mm}$ . Als Zwischenstreifen kamen Hartfaserplatten mit einer Breite von  $15 \text{ mm}$  und einer Dicke von  $4 \text{ mm}$  zum Einsatz. Die Spaltzugversuche wurden mit einer Prüfgeschwindigkeit von  $0,05 \text{ MPa/s}$  und einer Laststeigerungsrate von  $0,4 \text{ kN/s}$  nach DIN EN 12390-6 [N19] durchgeführt.

Aufgrund der Tatsache, dass die Länge der scheibenförmigen Bohrkernscheiben kleiner als das dreifache des Größtkorns ist ( $L < 3 \cdot D_{GK}$ ), wurde im Rahmen von Vorversuchen der Einfluss der Probekörperlänge auf die Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  untersucht. Eine Reduzierung der Probekörperlänge von  $100 \text{ mm}$  auf  $50 \text{ mm}$  führte zu einer Zunahme der Spaltzugfes-

tigkeit  $f_{ct,sp}$  um etwa 17 %. Die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  erfolgte ebenfalls auf Basis von mindestens vier erfolgreich durchgeführten Versuchen.

### Biegeversuch

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden ebenfalls 3-Punkt-Biegeversuche an einseitig, mittig gekerbten prismatischen Probekörpern mit den Abmessungen  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$  und  $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$  durchgeführt. Die Versuche wurden verformungssteuert mit einer Durchbiegungsgeschwindigkeit von  $\dot{\delta} = 0,01 \text{ mm/min}$  durchgeführt.

Bedingt durch den Versuchsaufbau und die Anordnung der Kerbe waren die Ergebnisse der Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$  und Bruchenergie  $G_{F,f}$  außerordentlich hohen Streuungen unterworfen, sodass auf die weitere Durchführung dieser Versuche und die Darstellung der gewonnenen Ergebnisse im Rahmen der vorliegenden Arbeit verzichtet wird. In [130] ist der Einfluss der zyklisch mechanischen Wechselbeanspruchung auf die an einseitig gekerbten prismatischen Probekörpern der Serie Pb im 3-Punkt-Biegeversuch ermittelten Verläufe der Spannungs-Durchbiegungsbeziehungen und den daraus abgeleiteten Werten der Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$  und Bruchenergie  $G_{F,f}$  dargestellt.

## **3.5 Versuchsergebnisse zu Festigkeits- und Verformungseigenschaften unter AKR-Einwirkung**

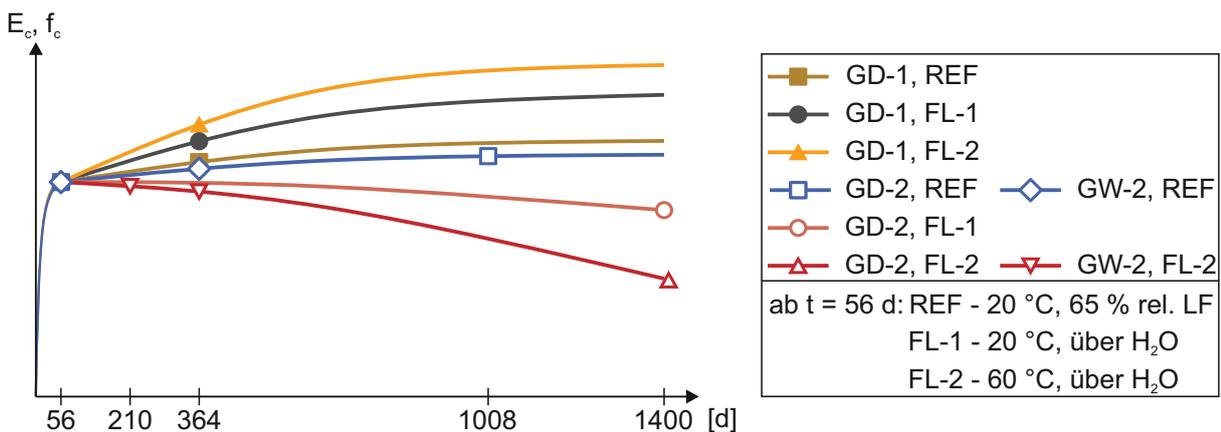
Zur Ermittlungen der Auswirkungen einer AKR auf die zeitliche Entwicklung von Festigkeits- und Verformungseigenschaften werden im Rahmen der Hauptuntersuchungen sowohl ein hohes internes AKR-Schädigungspotential (siehe Kapitel 3.5.1) als auch die externe Alkalizufuhr (siehe Kapitel 3.5.2) näher betrachtet.

### **3.5.1 Hohes internes AKR-Schädigungspotential**

Um für die (bruch-)mechanischen Untersuchungen eine möglichst homogene, über den Probekörperquerschnitt gleichmäßig verteilte Schädigung hervorzurufen, erfolgte bei Betonart GD-2 eine Aufdotierung mit Natriumchlorid (vgl. Tabelle 3.1) und bei Betonart GW-2 (vgl. Tabelle 3.2) mit Kaliumsulfat. Die AKR-provozierende Lagerung der Probekörper fand bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  und/oder  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser (vgl. Kapitel 3.2.2) statt.

In Abbildung 3.12 sind die zu erwartenden zeitlichen Entwicklungen der Festigkeiten ( $f_c$ ) und Steifigkeiten ( $E_c$ ) unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies (GD, vgl. Tabelle 3.1) sowie der Grauwacke (GW, vgl. Tabelle 3.2) als Gesteinskörnung unter Angabe verschiedener Prüfzeitpunkte dargestellt.

Durch die Lagerung unter AKR-provozierenden Randbedingungen (FL-1, FL-2) ist aufgrund der günstigen Hydratations- bzw. Erhärtingsbedingungen mit einer Zunahme der



**Abb. 3.12:** Zu erwartende Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklungen unter Berücksichtigung eines hohen und niedrigen internen AKR-Schädigungspotentials sowie von Referenz- und AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen

Festigkeiten und Steifigkeiten im Vergleich zur Referenzlagerung (REF) bei niedrigem internen AKR-Schädigungspotential (GD-1) zu rechnen [51]. Mit hohem internen AKR-Schädigungspotential (GD-2, GW-2) soll durch die Lagerung unter AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (FL-1, FL-2) eine möglichst homogene AKR-Schädigung hervorgerufen werden, wodurch eine Reduzierung der Festigkeiten und Steifigkeiten einhergeht.

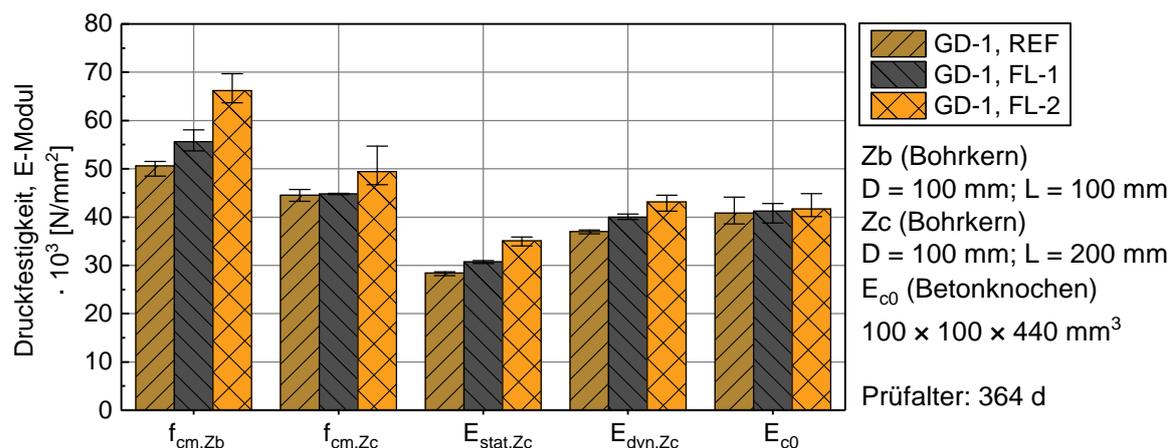
Möglicherweise ist trotz hohem internen AKR-Schädigungspotential anfangs noch mit einer Zunahme der Steifigkeiten und Festigkeiten zu rechnen, bevor es zu einer Schädigung infolge AKR kommt (GD-2, GW-2). Welcher Effekt (Zunahme der Festigkeit und Steifigkeit infolge günstiger Hydratationsbedingungen oder Abnahme infolge AKR-Schädigung) unter welchen Randbedingungen (Art der Lagerung, Gesteinskörnung, Art und Form der Probekörper) dominiert, soll im Zuge der Untersuchungen geklärt werden.

Im Vergleich dazu ist davon auszugehen, dass trotz hohem internen AKR-Schädigungspotential durch die Aufdotierung mit Natriumchlorid bzw. Kaliumsulfat mit einer Schädigung infolge AKR bei Referenzlagerung (REF) nicht zu rechnen, da kein ausreichendes Feuchteangebot zur Verfügung steht.

Zu den angegebenen Zeitpunkten erfolgten im Rahmen von Druckversuchen (vgl. Kapitel 3.4.1) die Ermittlung der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  und des statischen E-Moduls  $E_{stat}$  sowie im Rahmen von Zugversuchen (vgl. Kapitel 3.4.2) an gekerbten Probekörpern aus der Spannungs-Verformungsbeziehung ( $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung) die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und Bruchenergie  $G_F$  sowie an ungekerbten Probekörpern die Zugfestigkeit  $f_{ct}$ , der E-Modul  $E_{c0}$  und die Bruchdehnung  $\epsilon_{c0}$ .

### 3.5.1.1 Straßenbeton unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung

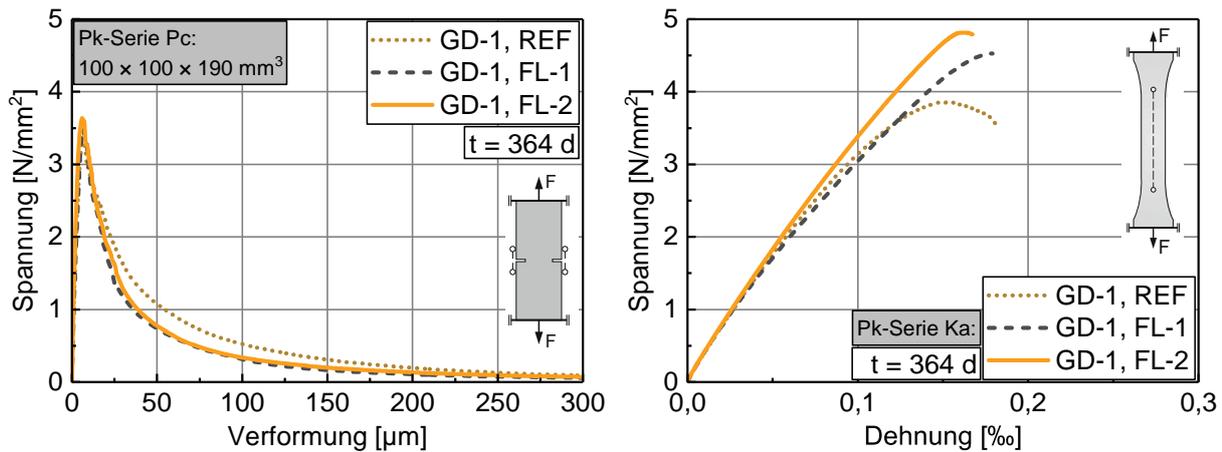
Zunächst wurden die Auswirkungen der Referenz- und Feuchtlagerungen (vgl. Kapitel 3.2.2) auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften für Beton GD-1 mit niedrigem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent ermittelt. Die Ergebnisse hinsichtlich der Festigkeit und dem E-Modul sind in Abb. 3.13 und im Anhang B, in Tabelle B.3 dargestellt.



**Abb. 3.13:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2) auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften an Probekörpern der Betonart GD-1 im Alter von 364 d unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

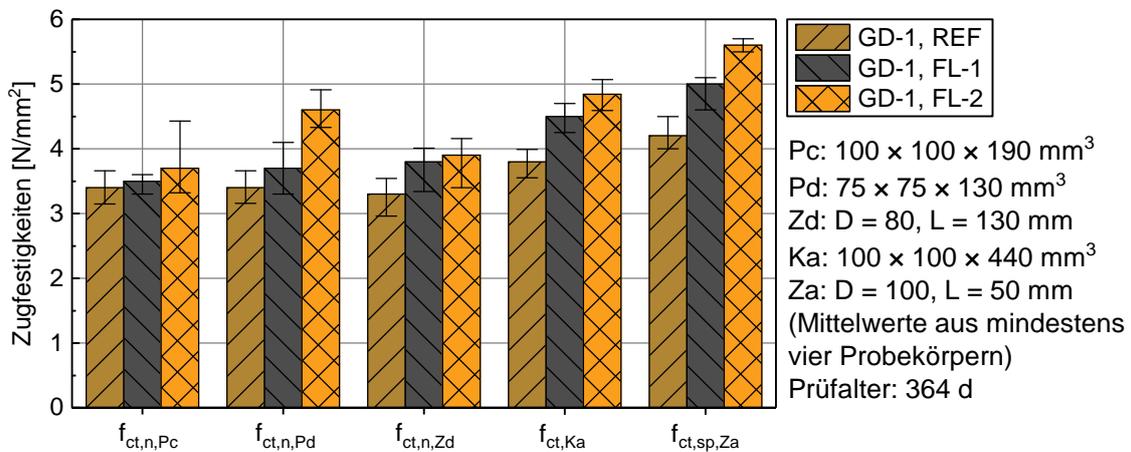
Mit steigendem Feuchteangebot (FL-1 und FL-2) im Vergleich zur Referenzlagerung (REF) nehmen sowohl die Druckfestigkeiten  $f_{cm}$  (um bis zu 30 % bei Serie Zb) als auch der statische und dynamische E-Modul ( $E_{stat}$  und  $E_{dyn}$ ) nach einem Zeitraum von ca. 364 d infolge der günstigen Erhärtungsbedingungen zu. Die höchsten Werte der Druckfestigkeit und des E-Moduls werden nach einjähriger Lagerung bei 60 °C über Wasser (FL-2) erreicht. Ein Vergleich der E-Moduln zeigt, dass unabhängig von den Lagerungsbedingungen sowohl der dynamische E-Modul  $E_{dyn}$  als auch der Ursprungsmodul  $E_{c0}$  im Mittel um den Faktor 1,3 höhere Werte als der statische E-Modul  $E_{stat}$  annehmen. Die Kenntnis des Verhältnisses zwischen statischem und dynamischem E-Modul ist nach [97] ein empfindliches Maß für die Beurteilung einer AKR-Schädigung.

Zur Beurteilung der Zugtragfähigkeit wurden Zugversuche sowohl an gekerbten Probekörpern zur Ermittlung der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung als auch an verjüngten Betonprismen zur Bestimmung der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung durchgeführt, siehe Kapitel 3.4.2. In Abbildung 3.14 ist der Einfluss der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen (REF, FL-1, FL-2) auf die  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (Pk-Serie Pc) und  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen (Pk-Serie Ka) dargestellt. Zusätzlich dazu sind im Anhang B.5, in Abb. B.8, die  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen der Pk-Serien Pd und Zd angegeben.



**Abb. 3.14:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2) auf die im zentrischen Zugversuch an beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern (links:  $100 \times 100 \times 190 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K1} = 15 \text{ mm}$ ) ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (links) und auf die an Knochenprismen bestimmten  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen (rechts) der Betonart GD-1 bei einem Prüfalter von 364 d

Die aus den  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen und  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen abgeleiteten Materialkennwerte sind in Abb. 3.15 und im Anhang B, in Kapitel B.5, in Tabelle B.3, zusammengefasst.



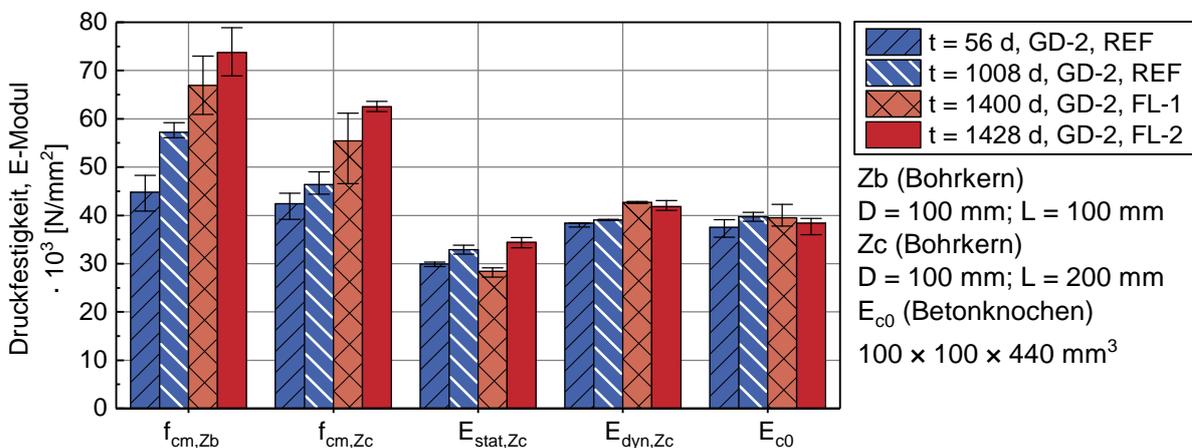
**Abb. 3.15:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2) auf die Zugfestigkeiten (Netto-, Spalt- und Zugfestigkeit) an Probekörpern des Betons GD-1 im Alter von 364 d unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

Analog zur Steifigkeit und Druckfestigkeit konnte bei allen ermittelten Zugfestigkeiten ( $f_{ct,n}$ ,  $f_{ct}$  und  $f_{ct,sp}$ ) eine Zunahme infolge der Feuchtlagerungen (FL-1 und FL-2) im Vergleich zur Referenzlagerung nach 364 d aufgrund der günstigeren Erhärtingsbedingungen bei erhöhter Umgebungstemperatur und -feuchte gemessen werden. Die größte Zunahme (um  $1,2 \text{ N/mm}^2$ ) der Nettzugfestigkeit wurde bei der Serie Pd nach Lagerung bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser bestimmt.

Die Bruchenergien wurden auf Basis der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen bestimmt, welche maßgeblich vom Anteil, der am Bruch beteiligten Gesteinskörnungen beeinflusst werden. Durch das Einbringen der Kerben wird zusätzlich die Stelle des Bruchs bzw. der Ort des Versagens vorgegeben, was zu großen Materialstreuungen bei der Ermittlung der Bruchenergien führte (vgl. Anhang B, Kapitel B.5, Tabelle B.3). Aus diesem Grund ergab sich bei der Auswertung der Bruchenergien  $G_F$  der Pk-Serien Pc, Pd und Zd keine eindeutige Abhängigkeit hinsichtlich der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen (vgl. Anhang B, Kapitel B.5, Tabelle B.3).

Analog zu [79] ist unabhängig von der Art der Lagerung die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n,Pc}$  geringer als die an ungekerbten Prismen ermittelte Zugfestigkeit  $f_{ct,Ka}$ . Außerdem weist die an Bohrkernscheiben in Anlehnung an die AL Sp-Beton [N1] bestimmte Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp,Za}$  nach einem Jahr, unabhängig von den Lagerungsbedingungen, die größten Werte auf. Dies ist auf das indirekte Prüfverfahren und die geringe Probekörpergröße zurückzuführen [51].

Zusätzlich zu den zuvor beschriebenen Untersuchungen mit niedrigem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent von 0,73 M.-% der Betonart GD-1 wurden, wie bereits bei der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen und des dynamischen E-Moduls dargestellt (vgl. Kapitel 3.3), auch für Betonart GD-2 mit hohem internen AKR-Schädigungspotential die mechanischen Materialeigenschaften für die Referenz- und Feuchtlagerungen bestimmt. Die Ergebnisse hinsichtlich Druckfestigkeit und Steifigkeit sind in Abb. 3.16 sowie im Anhang B, in Tabelle B.4, angegeben.



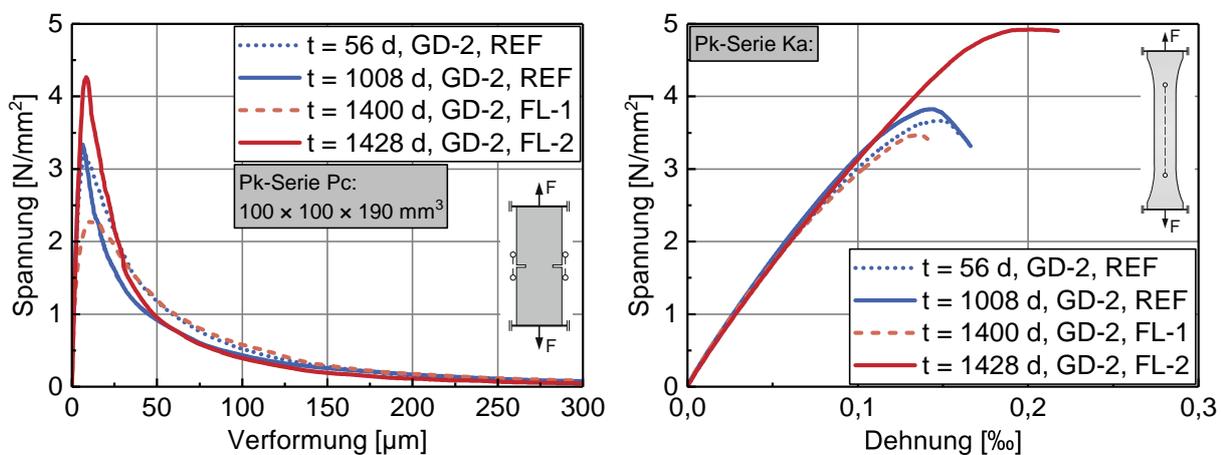
**Abb. 3.16:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2) auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften an Probekörpern der Betonart GD-2 unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

Hierbei erfolgte zunächst die Kennwertermittlung nach Referenzlagerung im Alter von 56 d und 1008 d, für die Lagerungsvariante FL-1 nach 1400 d sowie für FL-2 nach 1428 d. Der Grund für die sehr viel später durchgeführte Kennwertermittlung war, dass nach 1-2 Jahren AKR-provozierender Lagerung (FL-1, FL-2) keine AKR-Schädigung in

Form von Rissen, Ausscheidungen oder Gelbfärbung an der Oberseite der Probekörper feststellbar war.

Trotz hohem internen AKR-Schädigungspotential und AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (FL-1 und FL-2) konnte eine Zunahme der Druckfestigkeiten und der E-Moduln (Ausnahme:  $E_{stat,Zc}$ , FL-1 sowie  $E_{c0}$ ) mit der Zeit im Betrachtungszeitraum von fast vier Jahren sowie im Vergleich zur Referenzlagerung festgestellt werden. Ursache hierfür sind die günstigen Erhärtungsbedingungen trotz hohem internen AKR-Schädigungspotential. Auch der zuvor mit niedrigem  $Na_2O$ -Äquivalent ermittelte Zusammenhang zwischen  $E_{stat}$  und  $E_{dyn}$  bzw.  $E_{c0}$  (Faktor 1,3) war trotz hohem internen AKR-Schädigungspotential für die drei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen und vier Prüfzeitpunkte messbar (vgl. Abb. 3.16). Somit konnte über das Verhältnis zwischen statischem und dynamischem E-Modul keine Schädigung infolge AKR festgestellt werden.

In Abbildung 3.17 sind die Auswirkungen der Referenz- und Feuchtlagerungen auf die im zentrischen Zugversuch an Probekörpern der Serie Pc ermittelten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (rechts) und die an Probekörpern der Serie Ka ermittelten  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen (links) dargestellt.

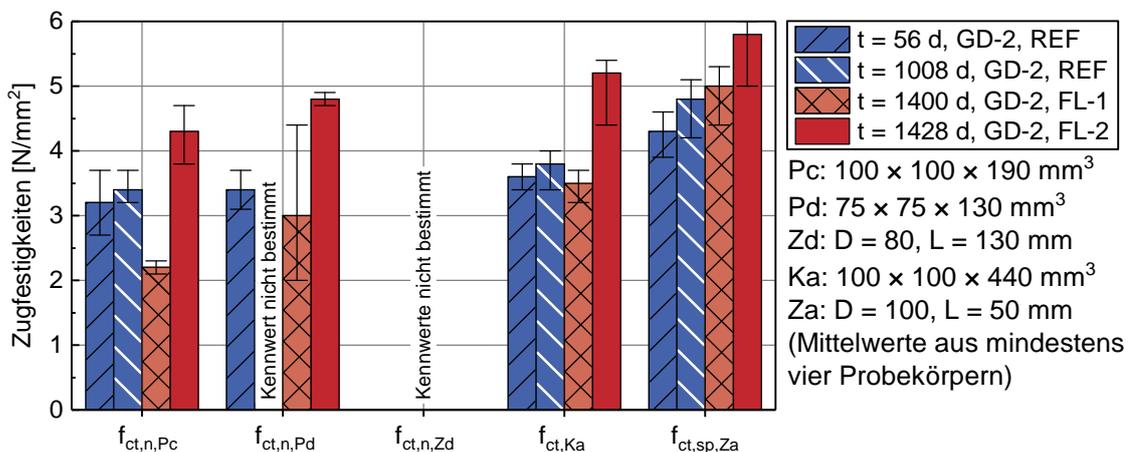


**Abb. 3.17:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2) auf die im zentrischen Zugversuch an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern ( $100 \times 100 \times 190 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K1} = 15 \text{ mm}$ ) ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (links) und auf die an Knochenprismen bestimmten  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen (rechts) der Betonart GD-2

Die aus den  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen und  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen abgeleiteten Materialkennwerte sind in Abb. 3.18 sowie in Anhang B, in Tabelle B.4, zusammengefasst. Hierbei wurden die höchsten Werte der Nettozugfestigkeit ( $f_{ct,n,Pc}$  und  $f_{ct,n,Pd}$ ), der Zugfestigkeit ( $f_{ct,Ka}$ ) und Spaltzugfestigkeit ( $f_{ct,sp,Za}$ ) nach Lagerung bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser bestimmt (FL-2). Gleichzeitig konnte eine Reduzierung der Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n,Pc}$ ,  $f_{ct,n,Pd}$  sowie der

Zugfestigkeit  $f_{ct,Ka}$  nach Lagerung bei 20 °C über Wasser im Vergleich zum 56 d-Wert festgestellt werden (gleichzeitig Zunahme der Spaltzugfestigkeit).

Der Vergleich der Nettozugfestigkeiten ( $f_{ct,n,Pc}$  und  $f_{ct,n,Pd}$ ) könnte darauf hindeuten, dass mit zunehmender Probekörpergröße (abnehmendem  $A/V$ -Verhältnis) die Reduzierung der Nettozugfestigkeit nach Lagerung bei 20 °C über Wasser im Vergleich zur Referenzlagerung (REF) größer ist. Allerdings lassen die unverhältnismäßig großen Materialstreuungen (z. B.  $f_{ct,n,Pd}$ ) und gegenläufigen Versuchsergebnisse bei der Ermittlung von Steifigkeiten und Zugfestigkeiten, eine solche finale Aussage nicht zu. Gleichzeitig stellt sich die Frage, warum dieser Effekt an Probekörpern, die bei 60 °C über Wasser (FL-2) lagerten, bei höherer Temperatur in Verbindung mit einem größeren Feuchteangebot, nicht eintrat. Dies gilt es im Zuge weiterführender Untersuchungen (z. B. Charakterisierung des Porenraums mittels Quecksilberdruckporosimetrie und Dünnschliffe) zu klären.



**Abb. 3.18:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2) auf die Zugfestigkeiten (Netto-, Spalt- und Zugfestigkeit) an Probekörpern des Betons GD-2 unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

Die experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung von Festigkeits- und Verformungseigenschaften unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung zeigten bei AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (FL-1 und FL-2) unter Berücksichtigung eines niedrigen internen AKR-Schädigungspotential eine Zunahme der (bruch-)mechanischen Materialkennwerte mit zunehmender Zeit (siehe Abb. 3.13 und Abb. 3.15). Die Zunahme ist auf die günstigen Erhärtungsbedingungen durch das erhöhte Feuchteangebot und die hohe Temperatur bei AKR-provozierender Lagerung (FL-1, FL-2) zurückzuführen [98]. Dies konnte bereits mithilfe von zerstörungsfreien Prüfungen (Ermittlung des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$ , siehe Abb. 3.6) im Rahmen der Begleituntersuchungen bestimmt werden.

Eine Zunahme mechanischer Kennwerte mit der Zeit zeigte sich größtenteils bei den Festigkeiten unter Druckbeanspruchung sowie bei den Steifigkeiten unter Zug- oder

Druckbeanspruchung mit hohem internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung mit NaCl bei der AKR-provozierenden Lagerung (FL-2), siehe Abb. 3.16. Im Vergleich dazu reduzierten sich die Festigkeiten und Steifigkeit unter Zugbeanspruchung bei FL-1 (siehe Abb. 3.16 und 3.18), insbesondere bei großen Probekörpern mit einem geringem  $A/V$ -Verhältnis (vgl. Tabelle 3.3). Grund hierfür ist möglicherweise die Tatsache, dass bei kleinen Probekörpern (großes  $A/V$ -Verhältnis) das Auslaugen von Alkalien im Rahmen des 60 °C-Betonversuchs zu einer Abschwächung der AKR führt [45]. Dies gilt es im Rahmen weiterer Untersuchungen zu klären.

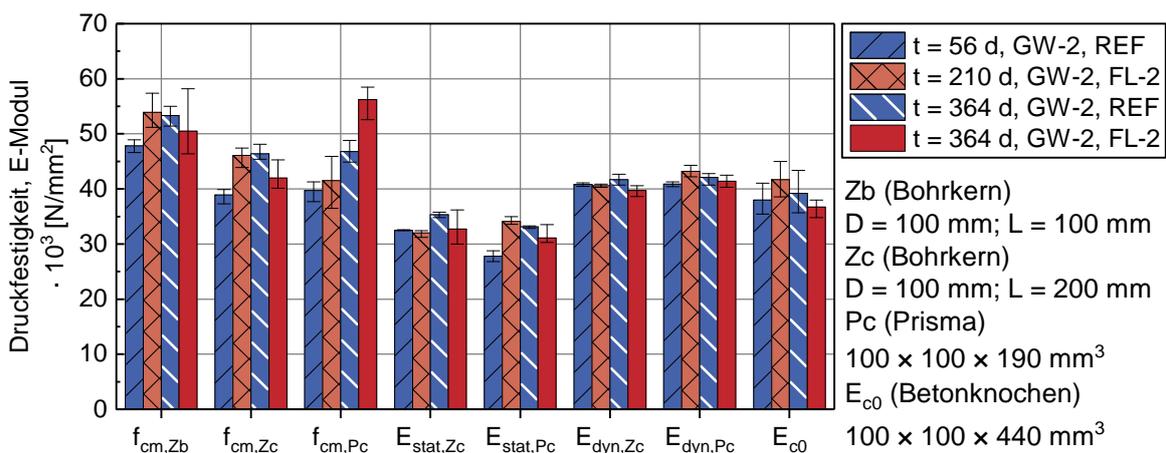
### 3.5.1.2 Straßenbeton unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung

Aufgrund der ausgebliebenen, eindeutigen Merkmale einer AKR-Schädigung in Form von Gel-Bildung oder Rissen unter Verwendung von Granodiorit mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung und Aufdotierung des Zements mit NaCl (Beton GD-2, vgl. Kapitel 3.5.1.1) wurden im Weiteren unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung und Kaliumsulfat zur Realisierung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials, Versuche zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften unter dem Einfluss einer schädigenden AKR durchgeführt.

Zur Ermittlung der Auswirkungen einer schädigenden AKR auf die (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften erfolgte der Vergleich zwischen Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) im Zeitraum von 364 d für Betonart GW-2. Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Bestimmung der Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklungen nach Referenz- und Feuchtlagerung sind in Abbildung 3.19 und im Anhang B, Kapitel B.7, in Tabelle B.5 zusammengefasst.

Unabhängig von Form und Größe der Probekörper ist eine Erhöhung der Festigkeiten und E-Moduln von 56 d auf 364 d bei der Referenzlagerung festzustellen (Zunahme um bis zu 20 %,  $f_{cm,Pc}$ ). Die Feuchtlagerung (FL-2) ab 56 d führte bis zum Alter von 210 d zunächst noch größtenteils zu einer Erhöhung der Druckfestigkeiten und der E-Moduln. Vergleicht man jedoch die ermittelten Festigkeits- und Steifigkeitswerte im fortgeschrittenen Probekörperalter ( $t = 364$  d), so kommt es zu einer sehr geringen Abnahme der entsprechenden Kennwerte (um etwa 10 %), welche im Rahmen der üblichen Materialstreuungen für den Werkstoff Beton liegen. Abweichend davon ist bei der Probekörperserie Pc eine Zunahme der Druckfestigkeit um 20 % zu verzeichnen, obwohl es zu einer Rissbildung an der Oberfläche der Probekörper (vgl. Anhang B, Kapitel B.7, Abb. B.11 sowie Abb. 3.4, links) kam.

Die Rissbildung an der Oberseite ist zwar ein deutliches Indiz für eine AKR-Schädigung, hat jedoch keine Auswirkungen auf die Druckfestigkeit. Geht man vom klassischen Schadensbild bei langsam reagierenden Gesteinskörnungen aus, so pflanzt sich ein Riss,



**Abb. 3.19:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) auf die zeitliche Entwicklung von Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften an Probekörpern der Betonart GW-2 über ein Zeitraum von 364 d unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

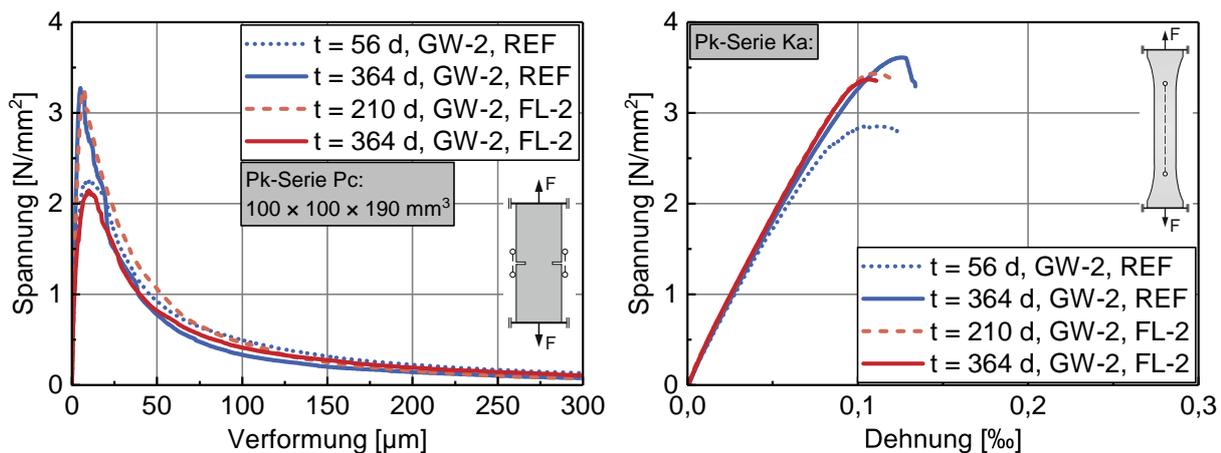
ausgehend vom Gesteinskorn, in den Zementstein fort. Die infolge AKR entstandenen Risse werden unter Druckbeanspruchung lediglich zusammengedrückt, wodurch die ermittelte Druckfestigkeit nicht beeinflusst wird [98]. Stattdessen ist mit einer Abnahme des statischen E-Moduls zu rechnen, vgl. Kapitel 2.3.5.1. Dies ist jedoch nicht der Fall, sodass davon ausgegangen werden muss, dass die Risse nur an der Oberfläche der Probekörper auftreten und die Schädigung des Betongefüges infolge AKR nur sehr gering ausfällt. Dadurch konnte, analog zu den Untersuchungen mit den Betonen GD-2, über das Verhältnis zwischen statischem und dynamischem E-Modul auch keine Schädigung infolge AKR nachgewiesen werden (vgl. Kapitel 3.5.1.1).

In Abbildung 3.20 sind die Auswirkungen der Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) auf die im zentrischen Zugversuch an Probekörpern der Serie Pc ermittelten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung (links) und die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung (rechts) dargestellt.

Darüber hinaus sind die aus den  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen und  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen abgeleiteten Materialkennwerte der zentrischen Zugversuche sowie das Ergebnis des Spaltzugversuchs ( $f_{ct,sp}$ ) in Abb. 3.21 und im Anhang B, in Tabelle B.5, angegeben.

Wie bei den Druckfestigkeiten und Steifigkeiten nehmen mit fortschreitendem Betonalter (Referenzlagerung) infolge fortschreitender Hydratation des Betons die Zugfestigkeiten zu (zwischen 30 % und 50 %). Ausgenommen hiervon ist die Spaltzugfestigkeit, welche lediglich um den Faktor 1,12 ansteigt. Die Feuchtlagerung (FL-2) ab 56 d führte auch bis zum Alter von 210 d noch zu einer Erhöhung der entsprechenden Kennwerte der Zugfestigkeiten (siehe Abb. 3.21).

Vergleicht man nun ebenfalls die ermittelten Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  im Alter von 364 d nach Referenz- und Feuchtlagerung, so verringern sich die Werte um etwa 30 % (Serie Pc

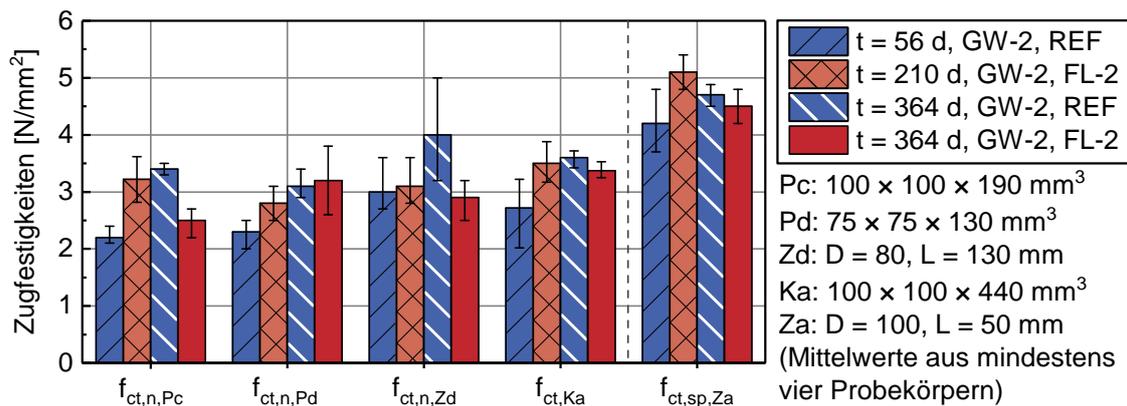


**Abb. 3.20:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) auf die im zentrischen Zugversuch an beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern ( $100 \times 100 \times 190 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K1} = 15 \text{ mm}$ ) ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (links) und auf die an Knochenprismen bestimmten  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen (rechts) der Betonart GW-2

und Zd). Diese Auswirkungen sind bei der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  und der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  nicht erkennbar. Bei der Pk-Serie Pd ist sogar eine Zunahme der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  zu verzeichnen (größtes  $A/V$ -Verhältnis der prismatischen Probekörper). Die hierbei auftretenden geringfügigen Unterschiede liegen allerdings im Bereich, der für den Werkstoff Beton üblichen Materialstreuungen. Insgesamt sind die Ergebnisse bei prismatischen Probekörpern schlüssig: Große (kleine) Probekörper mit geringem (hohem)  $A/V$ -Verhältnis der Serie Pc (der Serie Pd) weisen eine signifikante Abnahme (geringfügige Zunahme) der Nettozugfestigkeit auf. Grund hierfür ist, dass bei großen Probekörpern mit größerem Querschnitt prinzipiell weniger Alkalien ausgelaugt werden [81] können.

Bei den ermittelten Bruchenergien  $G_F$  ist analog zu den Untersuchungen unter Verwendung von Beton GD-1 und GD-2 keine klare Tendenz erkennbar (vgl. Anhang B, Tabelle B.3 und Tabelle B.4 mit Tabelle B.5). Während bei Pk-Serie Pc nach einjähriger Feuchtlagerung im Vergleich zur Referenzlagerung eine Reduzierung um ca. 13 % und bei Pk-Serie Zd sogar um etwa 35 % festzustellen ist, zeigte sich bei Pk-Serie Pc, analog zur Nettozugfestigkeit, eine Zunahme um ca. 12 %. Die Auswirkungen der AKR-provozierenden Lagerung auf den E-Modul  $E_{c0}$  entsprechen denen des dynamischen und statischen E-Moduls (vgl. Abb. 3.19).

Insgesamt zeigen die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung in Kombination mit einem hohen internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung mit Kaliumsulfat, dass die zeitliche Entwicklung der Dehnungen und des dynamischen E-Moduls maßgeblich von der Probekörpergröße, an denen die Kennwerte bestimmt wurden, beeinflusst wird. Dieser Einfluss zeichnet sich ebenfalls bei den (bruch-)mechanischen Materialkennwerten ab,



**Abb. 3.21:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2) auf die Netto- bzw. Zugfestigkeiten an Probekörpern der Betonart GW-2 mit hohem internen AKR-Schädigungspotential über ein Zeitraum von 364 d unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte

insbesondere beim Vergleich der Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  und Bruchenergien  $G_F$  der Probekörperserien Pc und Pd nach AKR-provozierender Lagerung bei 60 °C über Wasser (FL-2), siehe hierzu auch in Anhang B, Abbildung B.10.

Für die Referenzlagerung (REF, 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte) wurde zum Vergleich bewusst die gleiche Betonzusammensetzung mit entsprechend hohem Na<sub>2</sub>O-Äquivalent (1,30 M.-%) gewählt. Alternativ dazu bestünde die Möglichkeit Vergleiche mit Betonart GW-1 zu ziehen (vgl. Beton GD). Allerdings ist hierbei zu beachten, dass sich die Lagerungsbedingungen (60 °C, über Wasser) positiv auf den Vorgang der Hydratation auswirken und somit zu einer Zunahme der Festigkeit führen (siehe zusätzliche Untersuchungen, Anhang B, Kapitel B.4, bzw. Kapitel 3.5.1.1 unter Verwendung von Granodiorit als Gesteinskörnung).

Weitere Ergebnisse hinsichtlich (bruch-)mechanischer Materialkennwerte für die Betone GW-1, GW-2 und GW-3 (Zusammensetzung nach Alkali-Richtlinie [N3]) sind in Anhang B, in Kapitel B.4, dargestellt. Hierbei dominierten ebenfalls unabhängig von der Betonzusammensetzung (GW-1, GW-2, GW-3) die günstigen Erhärtungsbedingungen der AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (60 °C über Wasser) gegenüber einer AKR-Schädigung, welche zu Veränderungen des Betongefüges und zur Reduzierung mechanischer Materialeigenschaften führen. Durch die kleinen Querschnitte der Standardprobekörper nach Alkali-Richtlinie [N3] wird ein Auslaugen der Alkalien begünstigt [81]. Trotzdem konnten Reaktionsprodukte einer AKR im Porenraum nachgewiesen werden (siehe Anhang B, Abb. B.6, links und Abb. B.7, rechts).

### 3.5.2 Alkalizufuhr von außen

Die in den vergangenen Jahren aufgetretenen Schäden an Fahrbahnen aus Beton lassen vermuten, dass eine externe Alkalizufuhr durch alkalihaltige Taumittel bei Betonfahrbahnen einen wesentlichen Beitrag zur schädigenden AKR liefert [126, 127]. Aus diesem Grund wurden die Auswirkungen der externen Alkalizufuhr im Rahmen der FIB-KWL für Betonart GD-1 und im Rahmen des 60 °C-Betonversuchs mit Alkalizufuhr von außen unter Verwendung von Betonart GW-1 auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen und die  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung im zentrischen Zugversuch untersucht. Die AKR-provozierende Lagerung inklusive Dehnungsmessungen erfolgte in Berlin (BAM) und Weimar (FIB). Nach Abschluss der AKR-Performance-Prüfungen wurden die Probekörper zur Ermittlung (bruch-)mechanischer Materialkennwerte nach Karlsruhe übersendet.

Neben den Auswirkungen der externen Alkalizufuhr wurde zusätzlich der Einfluss von Klima und Verkehr (vgl. Kapitel 2.2.5) mittels zyklisch, mechanischer Wechselbeanspruchung sowohl auf das Eindringen der Alkalien in den Beton [46, 47, 95] als auch auf die Veränderung bruchmechanischer Materialkennwerte [130, 131, 134] untersucht.

#### 3.5.2.1 FIB-Klimawechsellagerung (FIB-KWL)

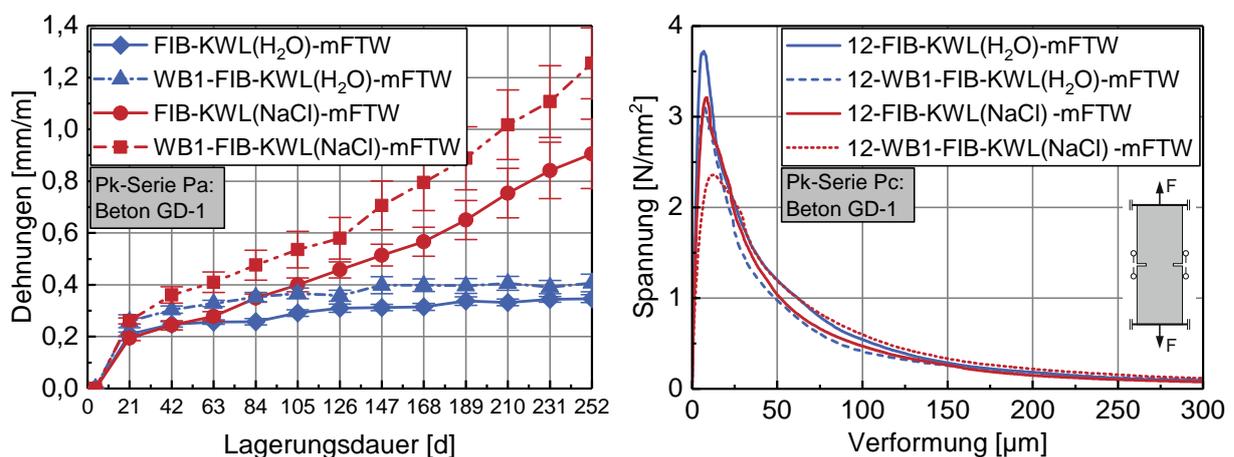
Neben der Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen wurden die Auswirkungen der FIB-KWL (vgl. Kapitel 2.3.4.3) auf den Verlauf der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung in zentrischen Zugversuchen an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern für die Betonart GD-1 untersucht. Die prismatischen Probekörper ( $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) zur Ermittlung der Dehnungen während der FIB-KWL wurden hierbei durch Sägen aus großformatigen Schwingbalken gewonnen [127, 130, 134]. Anschließend wurde der Einfluss der Zyklenanzahl (8 und 12 Zyklen), der externen Alkalizufuhr durch die Wahl der aufstehenden Prüflösung ( $\text{H}_2\text{O}$  und  $\text{NaCl}$ -Lösung) sowie der Frost-Tau-Wechselphase (FTW) im Rahmen der FIB-KWL näher betrachtet.

Bei der Darstellung der Ergebnisse der FIB-KWL wird im Weiteren folgende Bezeichnung verwendet: 12-WB1-FIB-KWL( $\text{NaCl}$ )-FTW. Demnach wird an der ersten Stelle die Anzahl der Zyklen angegeben. Wurden die Großprobekörper im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs zyklisch, mechanisch vorgeschädigt (mechanische Wechselbeanspruchung ohne aufstehende Prüflösung) erfolgt die Angabe (WB). Für die mechanische Wechselbeanspruchung wurde eine Oberspannung angesetzt, deren Wert  $\sigma_o = 0,6 \cdot f_{ct,fl}$  (WB1) oder  $\sigma_o = 0,5 \cdot f_{ct,fl}$  (WB2) der Biegezugfestigkeit des Betons beträgt. Hierbei entspricht die Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$  dem minimalen, im Alter von 56 d nach Folienlagerung an kleinformatigen Prismen  $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$  bestimmten Wert [130]. An dritter Stelle folgt die Angabe der AKR-provozierenden Lagerung (FIB-KWL) unter Nennung der aufstehenden Prüflösung ( $\text{H}_2\text{O}$  oder  $\text{NaCl}$ ). Abschließend wird gekennzeichnet, ob

im Rahmen der Lagerung eine Frost-Tau-Wechselphase erfolgte (mFTW) oder nicht (oFTW).

Zunächst werden die Auswirkungen der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung WB1 ( $\sigma_o = 0,6 \cdot f_{ct,fl}$ ) in Kombination mit der anschließenden FIB-KWL(H<sub>2</sub>O, NaCl) mit FTW nach zwölf Zyklen betrachtet. Hierfür wurden zwei großformatige Balken ( $27 \times 50 \times 200 \text{ cm}^3$ ) an der BAM hergestellt, wobei einer der Balken im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs zyklisch, mechanisch beansprucht wurde (siehe Kapitel 2.2.5) und der andere mechanisch unbelastet blieb [130, 134]. Durch die mechanische Wechselbeanspruchung fiel zum einen der relative dynamische E-Modul auf 94 % des Ausgangswertes ab, zum anderen wurde an der Balkenunterseite eine maximale Dehnung von  $-100 \mu\text{m/m}$  gemessen. Die genaue Beschreibung der im Labor aufgetragenen Vorschädigung bzw. des Beanspruchungsszenarios ist in [130, 134] dargestellt. Bei der Interpretation dieser Ergebnisse [134] ist zu beachten, dass die Frischbetoneigenschaften beider Balken nahezu identisch sind. Die Biegezugfestigkeit des Balkens, welcher der mechanischen Wechselbeanspruchung unterzogen wurde, um ca.  $1,0 \text{ N/mm}^2$  geringer ist.

Abbildung 3.22 zeigt die Auswirkungen der mechanischen Wechselbeanspruchung (WB1) sowie der aufstehenden Prüflösung (H<sub>2</sub>O oder NaCl) auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen [47, 134] (links) während der FIB-KWL und die anschließend im zentralen Zugversuch ermittelten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (rechts). Die aus den  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen ermittelten Werte der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und Bruchenergie  $G_F$  sind in Tabelle 3.5 angegeben.



**Abb. 3.22:** Einfluss der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung (WB1) und externen Alkalizufuhr während der FIB-KWL auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen [47, 134] (links) sowie auf die an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern ( $100 \times 100 \times 190 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K1} = 15 \text{ mm}$ ) im zentralen Zugversuch ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (rechts), Betonart GD-1

**Tab. 3.5:** Einfluss der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung (WB1) und des Alkalieintrags von außen (aufstehende Prüflösung H<sub>2</sub>O oder NaCl) in der FIB-KWL auf die im zentrischen Zugversuch an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern der Serie Pc ermittelten bruchmechanischen Materialkennwerte

WB1	keine		mit		
	FIB-KWL	NaCl	H <sub>2</sub> O	NaCl	H <sub>2</sub> O
$f_{ct,n}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		3,4 (0,5)	3,9 (0,4)	2,4 (0,1)	3,2 (0,1)
$G_F$ [N/m]		177 (20,6)	189 (73,7)	195 (15,3)	172 (9,5)

Mittelwert (Standardabweichung)

WB1 - mechanische Wechselbeanspruchung  $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$  (ohne aufstehende Prüflösung)

Pk-Serie Pc: 100 × 100 × 190 mm<sup>3</sup>, Kerbtiefe  $t_{K1} = 15$  mm

Beton GD-1

Aus den ermittelten Dehnungen geht hervor, dass unabhängig von der aufstehenden Prüflösung (H<sub>2</sub>O oder NaCl) die mechanisch vorgeschädigten Probekörper größere Dehnungen als die der Referenzserie (ohne mechanische Vorschädigung) aufweisen. Ursache hierfür ist die größere Menge an eingedrunenem Wasser bzw. an NaCl-Lösung. Außerdem zeigen die in Weimar [47, 134] ermittelten Dehnungsverläufe, dass durch die Alkalizufuhr von außen (NaCl-Lösung im Vergleich zu H<sub>2</sub>O als aufstehendes Prüfmittel) signifikant höhere Dehnungen infolge der mit einer AKR einhergehenden Quellreaktion gemessen werden. Als Folge wird der Grenzwert von 0,5 mm/m bereits nach sieben Zyklen überschritten.

Die Verstärkung der AKR in Form der größeren Dehnungszunahme ab dem 6. Zyklus (126 Tage) bei vorgeschädigten Probekörpern kann auf die größere Menge an eingedrunenen Alkalien zurück geführt werden. Weitere Informationen zu den in Weimar durchgeführten Untersuchungen, insbesondere der Dünnschliffuntersuchungen zur Identifizierung von AKR-Merkmalen (Risse und AKR-Gel) sind in [46, 134] enthalten.

Betrachtet man nun die Auswirkungen der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung in Kombination mit der anschließend stattgefundenen FIB-KWL (vgl. Abb. 3.22, rechts und Tab. 3.5) auf die Ermittlung der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung, so ist Folgendes zu beobachten: Wird Wasser als aufstehende Prüflösung verwendet, so führt die mechanisch induzierte Vorschädigung zu einer Verringerung der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  um bis zu 20 % (Abnahme von 3,9 auf 3,2 N/mm<sup>2</sup>). Befindet sich hingegen eine NaCl-Lösung auf der Probekörperoberseite, so reduziert sich die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  infolge der mechanischen Vorschädigung um bis zu 30 % (Abnahme von 3,4 auf 2,4 N/mm<sup>2</sup>).

Vergleicht man lediglich die Auswirkungen der unterschiedlichen Prüflösungen (H<sub>2</sub>O oder NaCl-Lösung) auf der Balkenoberseite nach der FIB-KWL, so reduziert sich die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  um 15 %. Wird nun die mechanisch induzierte Vorschädigung

in Kombination mit der anschließenden AKR-provozierenden Lagerung (FIB-KWL, NaCl-Lösung auf der Balkenoberseite) betrachtet, so erfolgt eine Reduzierung der Nettzugfestigkeit  $f_{ct,n}$  um bis zu 40 % (Abnahme von 3,9 auf 2,4 N/mm<sup>2</sup>) im Vergleich zur Lagerung mit Wasser ohne mechanische Vorschädigung.

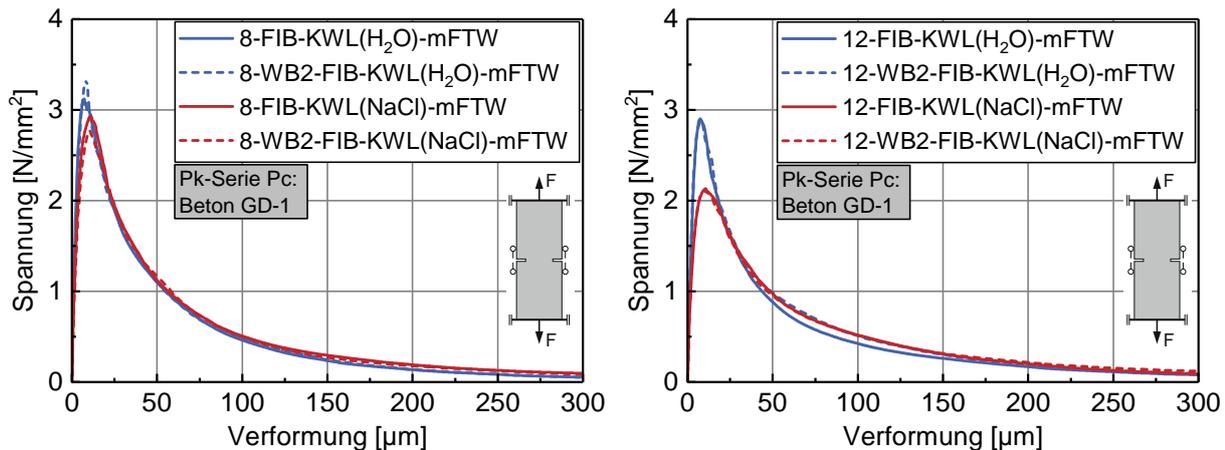
Parallel zur Bestimmung mechanischer Materialkennwerte wurde der Einfluss der Alkalizufuhr von außen mit Hilfe von Dünnschliffuntersuchungen (Vergleich der Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung) genauer betrachtet. Hierbei ergab sich für den Fall der externen Alkalizufuhr ein höheres AKR-Schädigungspotential, da deutlich mehr AKR-Merkmale in Form von Mikrorissen und AKR-Gel identifiziert werden konnten [46, 47, 134].

Bei einer weiteren Versuchsserie wurde nun die Oberspannung auf  $\sigma_o = 0,5 \cdot f_{ct,fl}$  (WB2) reduziert und der Einfluss der Zyklenanzahl (acht und zwölf) sowie des Frost-Tau-Wechsels genauer untersucht. Die Veränderung des Spannungsniveaus im 4-Punkt-Biegeversuch führte nun zu einem Abfall des relativen dynamischen E-Moduls auf 92 % des Ausgangswerts. Die gemessene maximale Dehnung an der Unterseite des großformatigen Balkens betrug hierbei allerdings lediglich -90  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Die Auswirkungen der mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2), der aufstehenden Prüflösung (H<sub>2</sub>O oder NaCl) sowie des Frost-Tau-Wechsels (mFTW oder oFTW) auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen [127] sind im Anhang B, in Abb. B.9, dargestellt.

Die im Rahmen der FIB-KWL standardmäßig integrierte Frost-Tau-Wechselphase (vgl. Kapitel 2.3.4.3) führte im Vergleich zur Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte (oFTW) unabhängig von der Vorgeschichte und dem aufstehenden Prüfmittel zu einer Erhöhung der Dehnungen über den gesamten Betrachtungszeitraum von zwölf Zyklen. Diese Zunahme war bei der Verwendung von NaCl als aufstehendes Prüfmittel ausgeprägter als bei H<sub>2</sub>O (vgl. Anhang B, Abb. B.9). Zusätzlich dazu zeigen die Dehnungsverläufe, dass es bei mechanisch vorgeschädigten Probekörpern (WB2) lediglich unter externer Alkalizufuhr (NaCl-Lösung) zu einer geringfügigen Zunahme der Dehnungen kommt [127]. In diesem Zusammenhang ist zu berücksichtigen, dass das Eindringen der aufstehenden Prüflösung über das Prinzip der sogenannten Mikroislinsenpumpe während der Frostphase erhöht [124] wird.

In Abbildung 3.23 und Tabelle 3.6 sind die Auswirkungen der mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2) und des externen Alkalieintrags nach acht (links) und zwölf (rechts) Zyklen der FIB-KWL auf die im zentrischen Zugversuch ermittelten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen dargestellt.

Mit fortschreitender Anzahl der Zyklen im Rahmen der FIB-KWL nimmt die Nettzugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und die Bruchenergie  $G_F$  ab. Die Reduzierung der Nettzugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und der Bruchenergie  $G_F$  ist bei der Verwendung von NaCl als aufstehende Prüflösung ausgeprägter als bei der Verwendung von Wasser. Die größte Abnahme der Nettzugfestigkeit  $f_{ct,n}$  (Reduzierung um 25 %) und der Bruchenergie  $G_F$  (Reduzierung um etwa



**Abb. 3.23:** Einfluss der mechanisch induzierten Vorschädigung sowie des externen Alkalieintrags auf die an beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern ( $100 \times 100 \times 190 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K1} = 15 \text{ mm}$ ) im zentrischen Zugversuch ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen mit Frost-Tau-Wechsel nach acht (links) und zwölf (rechts) Zyklen der FIB-KWL, Betonart GD-1

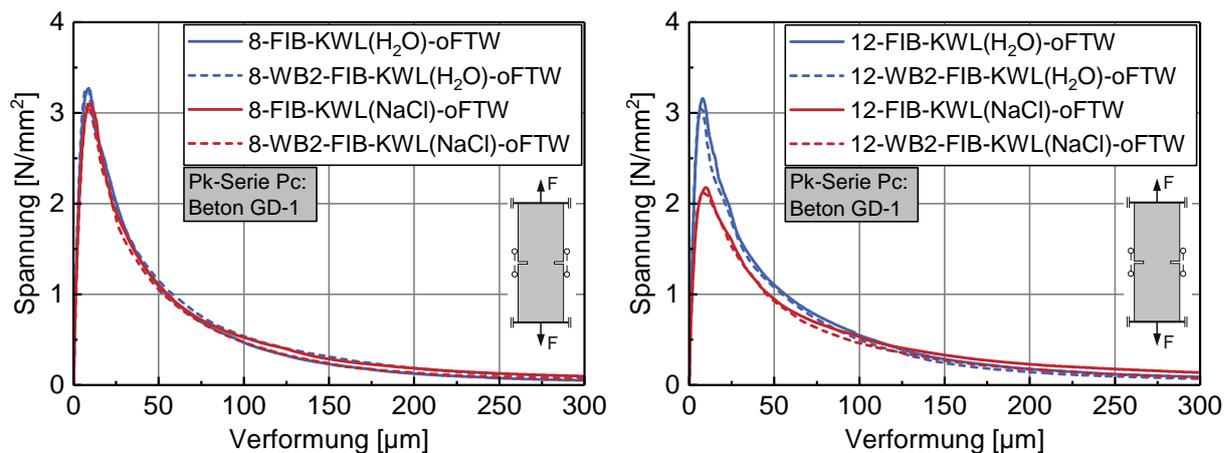
10 %) tritt unabhängig von der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung unter Verwendung von NaCl als aufstehende Prüflösung mit Frost-Tau-Wechselphase während der FIB-KWL von acht auf zwölf Zyklen auf.

Im Vergleich zu den vorherigen Untersuchungen mit WB1  $\sigma_o = 0,6 \cdot f_{ct,fl}$  sind nun, bei verminderter Oberspannung  $\sigma_o = 0,5 \cdot f_{ct,fl}$  (WB2) im 4-Punkt-Biegeversuch, die Auswirkungen der mechanischen Wechselbeanspruchung auf den Verlauf der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung, unabhängig von der Zyklenanzahl (8 oder 12 Zyklen) und dem verwendeten Prüfmittel (H<sub>2</sub>O oder NaCl), zu vernachlässigen (vgl. Abb. 3.22, rechts und Abb. 3.23, rechts).

Wird nun die mechanisch induzierte Vorschädigung in Kombination mit der anschließenden AKR-provozierenden Lagerung (FIB-KWL, NaCl-Lösung auf der Balkenoberseite) betrachtet, so erfolgt eine Abnahme der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  um bis zu 30 % (Abnahme von  $2,9 \text{ N/mm}^2$  auf  $2,1 \text{ N/mm}^2$ ) im Vergleich zur Lagerung mit Wasser ohne mechanische Vorschädigung. Das bedeutet, dass die reduzierte Oberspannung im Rahmen der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung zu einer geringeren Reduzierung der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  nach zwölf Zyklen der FIB-KWL (vgl. Abb. 3.23) führt.

In Abbildung 3.24 und Tabelle 3.6 sind nun die Auswirkungen der mechanischen Wechselbeanspruchung und der aufstehenden Prüflösung nach acht (links) und zwölf (rechts) Zyklen der FIB-KWL ohne Frost-Tau-Wechselphase (oFTW) auf die im zentrischen Zugversuch ermittelten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen dargestellt.

Mit fortschreitender Anzahl der Zyklen im Rahmen der FIB-KWL nimmt die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und die Bruchenergie  $G_F$  (Ausnahme Bruchenergie  $G_F$ : Serie FIB-KWL(H<sub>2</sub>O)-oFTW, vgl. Tab. 3.6) ab. Die Reduzierung der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und



**Abb. 3.24:** Einfluss der mechanisch induzierten Vorschädigung sowie des externen Alkalieintrags auf die an beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern ( $100 \times 100 \times 190 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K1} = 15 \text{ mm}$ ) im zentrischen Zugversuch ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen ohne Frost-Tau-Wechsel nach acht (links) und zwölf (rechts) Zyklen der FIB-KWL, Betonart GD-1

der Bruchenergie  $G_F$  ist bei der Verwendung von NaCl als aufstehende Prüflösung infolge der AKR-Schädigung ebenfalls ausgeprägter als bei der Verwendung von Wasser, vgl. Tab. 3.6.

Die größte Abnahme der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  (Reduzierung um mehr als 30 %) und der Bruchenergie  $G_F$  (Reduzierung um etwa 10 %) tritt nach zyklisch, mechanischer Wechselbeanspruchung und unter Verwendung von NaCl als aufstehende Prüflösung ohne Frost-Tau-Wechselphase während der FIB-KWL von acht auf zwölf Zyklen auf (vgl. Tabelle 3.6). Wie zuvor mit Frost-Tau-Wechselphase sind auch ohne Frost-Tau-Wechselphase die Auswirkungen der mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2) auf den Verlauf der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung vernachlässigbar.

Während die Frost-Tau-Wechselphase unabhängig von einer vorangegangenen mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2) und der aufstehenden Prüflösung ( $\text{H}_2\text{O}$  oder NaCl) zu einer Zunahme der Dehnungen führte, reduzierten sich die bruchmechanischen Materialeigenschaften gleichermaßen, insbesondere die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$ , unabhängig davon, ob die FIB-KWL mit oder ohne Frost-Tau-Wechselphase durchgeführt wurde (vgl. Tabelle 3.6). Dies zeigt, dass die Auswirkungen der Frost-Tau-Wechselphase über die Veränderung der Dehnungen grundsätzlich messbar sind. Eine verstärkte AKR-Schädigung infolge Frost-Tau-Wechselphase konnte über die Ermittlung der bruchmechanischen Materialkennwerte jedoch nicht nachgewiesen werden. Dies gilt es im Rahmen weiterer Untersuchungen unter Verwendung anderer Betonzusammensetzungen und der Ermittlung weiterer mechanischer Kennwerte (z. B. statischer E-Modul, analog zu [82, 92]) zu prüfen.

**Tab. 3.6:** Einfluss der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung, des Alkalieintrags von außen (aufstehende Prüflösung H<sub>2</sub>O oder NaCl), der Frost-Tau-Wechselphase (FTW) sowie der Zyklenanzahl in der FIB-KWL auf die im zentrischen Zugversuch an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern der Serie Pc ermittelten bruchmechanischen Materialkennwerte

WB2		keine				mit			
FIB-	FTW	mit	mit	ohne	ohne	mit	mit	ohne	ohne
KWL	Prüflösung	NaCl	H <sub>2</sub> O						
nach 8 Zyklen der FIB-KWL									
	$f_{ct,n}$	2,9	3,3	3,2	3,3	2,8	3,4	3,1	3,3
	[N/mm <sup>2</sup> ]	(0,2)	(0,1)	(0,2)	(0,2)	(0,2)	(0,3)	(0,4)	(0,3)
	$G_F$	187	172	189	175	187	177	173	198
	[N/m]	(28,2)	(17,1)	(22,5)	(12,8)	(30,3)	(29,9)	(23,4)	(9,5)
nach 12 Zyklen der FIB-KWL									
	$f_{ct,n}$	2,2	2,9	2,2	3,2	2,1	2,9	2,2	3,1
	[N/mm <sup>2</sup> ]	(0,1)	(0,2)	(0,1)	(0,2)	(0,4)	(0,2)	(0,3)	(0,2)
	$G_F$	166	159	176	186	170	175	155	171
	[N/m]	(22,7)	(29,3)	(35,2)	(31,0)	(25,1)	(19,5)	(30,5)	(12,4)

Mittelwert (Standardabweichung)

WB2 - mechanische Wechselbeanspruchung  $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$  (ohne aufstehende Prüflösung)

Pk-Serie Pc: 100 × 100 × 190 mm<sup>3</sup>, Kerbtiefe  $t_{K1} = 15$  mm

Beton GD-1

Insgesamt zeigte sich, dass die externe Alkalizufuhr (NaCl-Prüflösung auf Balkenoberseite) im Rahmen der FIB-KWL zunächst zu einer Erhöhung der Dehnungen mit zunehmender Anzahl an Zyklen infolge AKR führt. Die daraus resultierende Schädigung infolge AKR, konnte im Rahmen der FOR 1498 mittels Dünnschliffuntersuchungen nachgewiesen werden [46, 134]. Damit verbunden war eine Reduzierung der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und Bruchenergie  $G_F$ , welche aus der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung im zentrischen Zugversuch nach 12 Zyklen der FIB-KWL bestimmt wurde.

Die Auswirkungen von Klima und Verkehr (simuliert durch die zyklisch mechanische Wechselbeanspruchung im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs) auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen und bruchmechanischen Materialkennwerte werden maßgeblich vom aufgetragten Spannungsniveau beeinflusst. Durch die Wahl einer Oberspannung von  $\sigma_o = 0,6 \cdot f_{ct,fl}$  (WB1) im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs konnte im Anschluss daran, an den vorgeschädigten Probekörpern, eine Zunahme AKR-induzierter Dehnungen

und eine Reduzierung bruchmechanischer Materialkennwerte ( $f_{ct,n}$  und  $G_F$ ) im Vergleich zu ungeschädigten Probekörpern bestimmt werden. Die verringerte Oberspannung von  $\sigma_o = 0,5 \cdot f_{ct,fl}$  (WB2) ergab lediglich eine Zunahme der Dehnungen.

### 3.5.2.2 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr

Neben der in Weimar am F. A.-Institut entwickelten FIB-KWL existiert der vom VDZ in Düsseldorf entwickelte 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr (BV60-mA). Die sogenannte Performance-Prüfung unterscheidet sich hierbei nicht nur durch die Alkalizufuhr von außen, sondern auch durch die veränderte Vorlagerung und Trocknungsphase vom klassischen 60 °C-Betonversuch (BV60) (vgl. Kapitel 2.3.4.2 und 2.3.4.3), deren Auswirkungen auf die Höhe der resultierenden Dehnungen bei vergleichender Betrachtung der Ergebnisse berücksichtigt werden müssen. Im Vergleich zur FIB-KWL (einseitig aufstehende Prüflösung) erfolgt durch das Tauchen in eine Prüflösung (3,0 M.-% NaCl-Prüflösung) eine allseitige, wiederkehrende Beanspruchung mit Alkalien [104]. Die Durchführung der Betonversuche inklusive Ermittlung der dazugehörigen Dehnungsverläufe erfolgte im Rahmen von Untersuchungen bei der BAM, die abschließende Bestimmung bruchmechanischer Materialkennwerte in Karlsruhe.

In Abbildung 3.25 sind die Auswirkungen des klassischen 60 °C-Betonversuchs nach Alkali-Richtlinie [N3] und des 60 °C-Betonversuchs mit externer Alkalizufuhr sowie der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung auf die zeitliche Entwicklung der Dehnungen (links) und auf die Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen im zentrischen Zugversuch an beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern der Serie Pd dargestellt. Die dazugehörigen, aus den  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen, abgeleiteten bruchmechanischen Materialkennwerte (Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und Bruchenergie  $G_F$ ) sind in Tabelle 3.7 angegeben.

**Tab. 3.7:** Einfluss der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2) und des Alkalieintrags von außen im 60 °C-Betonversuch auf die im zentrischen Zugversuch an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern der Serie Pd ermittelten bruchmechanischen Materialkennwerte

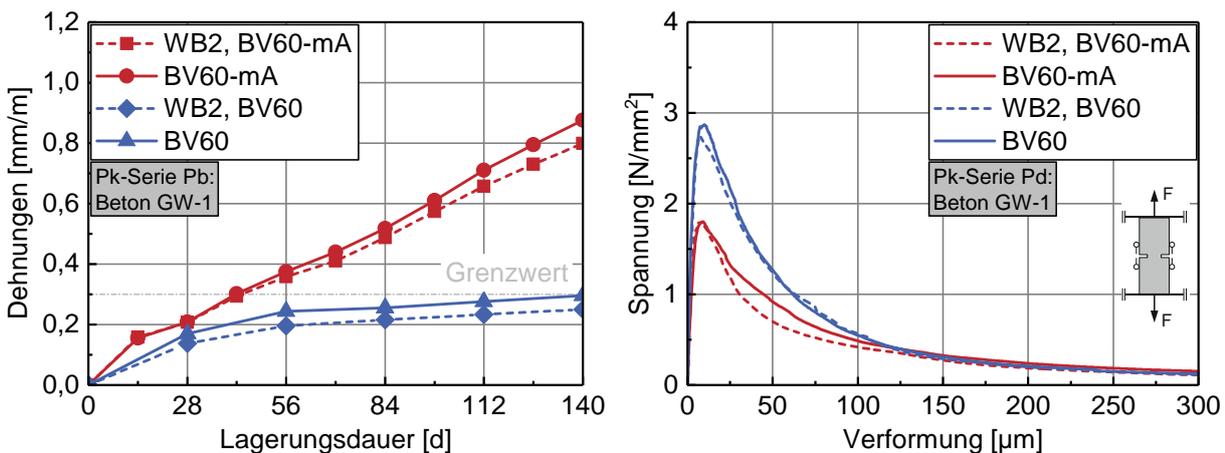
WB2	keine		mit		
	BV60	ohne	mit Alkalizufuhr	ohne	mit Alkalizufuhr
$f_{ct,n}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		2,9 (0,2)	1,9 (0,1)	2,8 (0,1)	1,9 (0,2)
$G_F$ [N/m]		204 (24,4)	166 (55,3)	197 (56,3)	140 (45,1)

Mittelwert (Standardabweichung)

WB2 - mechanische Wechselbeanspruchung  $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$  (ohne aufstehende Prüflösung)

Pk-Serie Pd:  $75 \times 75 \times 130$  mm<sup>3</sup>, Kerbtiefe  $t_{K2} = 7$  mm

Beton GW-1



**Abb. 3.25:** Einfluss der mechanisch induzierten Vorschädigung (WB2) und des externen Alkalieintrags auf die an prismatischen Probekörpern ( $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) ermittelte zeitliche Dehnungsentwicklung im  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ -Betonversuch mit und ohne Alkalizufuhr von außen (BAM, links) sowie auf die an beidseitig gekerbten prismatischen Probekörpern ( $75 \times 75 \times 130 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K2} = 7 \text{ mm}$ ) ermittelten Verläufe  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen (rechts), Betonart GW-1

Durch das zweitägige Tauchen der Probekörper in NaCl-Prüflösung innerhalb eines Zyklus im Rahmen des  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ -Betonversuchs mit Alkalizufuhr (BV60-mA) können zusätzliche Alkalien in den Probekörper eindringen, wodurch es zu einer ausgeprägten Treibreaktion kommt. Daraus resultieren im Zuge der Performance-Prüfung (BV60-mA), die an kleinformatigen Prismen ermittelten Dehnungsverläufe, welche eine deutliche Überschreitung des Grenzwertes nach 140 d zeigen (vgl. Abb. 3.25, links). Im Vergleich dazu erreichen die Dehnungen beim klassischen  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ -Betonversuch (BV60), ohne Alkalizufuhr von außen, nach 140 d lediglich den Grenzwert von  $0,3 \text{ mm/m}$  und sind um den Faktor drei geringer. Gleichzeitig besteht durch die Lagerung bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser die Gefahr, dass Alkalien ausgelaugt werden [45, 124].

Der Einfluss der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung und der daraus resultierenden Degradation führt im Gegensatz zur FIB-KWL (siehe Anhang B, Abb. B.9) sowohl in der Performance-Prüfung (BV60-mA) als auch im  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ -Betonversuch (BV60) zu keiner Erhöhung der Dehnungen [127]. Während bei der FIB-KWL die Probekörper einseitig, an der im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs maximal auf Zug beanspruchten Seite mit Prüflösung beaufschlagt werden, findet bei der Performance-Prüfung (BV60-mA) eine allseitige Beaufschlagung mit Alkalien statt. Dadurch kommt es zu einer Abminderung der schädigenden AKR, weil die mechanisch induzierte Betondegradation nur einseitig vorhanden ist [127]. Die geringeren Dehnungen beim  $60 \text{ }^\circ\text{C}$ -Betonversuch (BV60) an mechanisch vorgeschädigten Probekörpern sind nach [127] wahrscheinlich auf den daraus entstandenen größeren Expansionsraum in der Betonrandzone zurückzuführen.

Hinsichtlich der bruchmechanischen Materialkennwerte ergibt sich Folgendes: Die aus dem Verlauf der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung nach der Performance-Prüfung (BV60-mA) bestimmte Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  reduzierte sich um etwa ein Drittel, die Bruchenergie  $G_F$  um etwa 20 % (vgl. Abb. 3.25, rechts sowie Tabelle 3.7) im Vergleich zu den nach dem 60 °C-Betonversuch bestimmten Kennwerten. Ursache hierfür ist die AKR-bedingte Schädigung des Betongefüges infolge der von außen eingedrungenen Alkalien.

Auswirkungen der zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2) auf die Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen sind sowohl beim 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr von außen als auch beim klassischen 60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie [N3] nicht festzustellen. Die Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen ohne und mit zyklisch, mechanischer Wechselbeanspruchung liegen stattdessen, analog zu den Beobachtungen bei der FIB-KWL, für das identische Lastniveau im Rahmen der üblichen materialspezifischen Streuungen (vgl. Kapitel 3.5.2.1).

Die Untersuchungen zum Einfluss der AKR-Schädigung auf die mechanischen Materialeigenschaften bei hohem internen AKR-Schädigungspotential (siehe Kapitel 3.5.1) und Alkalizufuhr von außen haben gezeigt, dass die im Rahmen von zentrischen Zugversuchen aus der Spannungs-Verformungsbeziehung ermittelte Nettozugfestigkeit, neben dem statischen E-Modul [82, 84], ein empfindlicher und zugleich sensibler Kennwert zur Beurteilung einer AKR-Schädigung ist.

### 3.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Mithilfe experimenteller Voruntersuchungen wurden an zwei typischen Fahrbahndeckenbetonen unter Verwendung von Granodiorit (in Kombination mit Oberrheinkies) und der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung sowie dem Zement vom Typ CEM I 42,5 N ( $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent von 0,73 M.-%) zunächst allgemeine und hygrische Materialkennwerte bestimmt. Zusätzlich dazu erfolgte die Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit der verwendeten Gesteinskörnungen mittels beschleunigter Mörtelprüfverfahren (Mörtelschnelltest [N2] und Schnellprüfverfahren [N3]). Hierbei konnte ein größeres Reaktionspotential der Grauwacke im Vergleich zum Granodiorit festgestellt werden.

Im Rahmen von Begleituntersuchungen wurde die zeitliche Entwicklung der Dehnungen  $\varepsilon(t)$  und des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}(t)$  an Fahrbahndeckenbetonen mit hohem internen AKR-Schädigungspotential bei Referenz- (20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte) und AKR-provozierenden Feuchtlagerungen bei 20 °C (FL-1) und 60 °C (FL-2) über Wasser über einen Zeitraum von einem Jahr und darüber hinaus bestimmt. Hierbei konnten unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung (vgl. Tab. 3.1) im Betrachtungszeitraum zwischen 140 d und 364 d AKR-induzierte Dehnungen für die Pk-Serie Pa ( $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) von  $\varepsilon_{AKR,GD,Pa} = 0,48 \text{ mm/m}$  und für die Pk-Serie Pb ( $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) von  $\varepsilon_{AKR,GD,Pb} = 0,35 \text{ mm/m}$  gemessen werden.

Vergleichend dazu wurde an Probekörpern der Serie Pb unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung (vgl. Tab. 3.2) ein Wert von  $\varepsilon_{AKR,GW,Pb} = 0,52$  mm/m bestimmt.

Die diskontinuierliche Messung des dynamischen E-Moduls ergab unabhängig von der verwendeten Gesteinskörnung, der Betonzusammensetzung, der Feuchtlagerung und der Probekörpergröße im Betrachtungszeitraum von einem Jahr und darüber hinaus insgesamt eine Zunahme. Daher war die Feststellung einer AKR-bedingten Schädigung des Betongefüges mit diesem Kennwert, trotz erkennbarer Rissbildung, nicht möglich. Stattdessen können computertomographische Untersuchungen Erkenntnisse zum Grad der inneren Schädigung bzw. zur Rissbildung im Beton liefern [124].

Untersuchungen zum Kriech- und Schwindverhalten mit und ohne hohem internen AKR-Schädigungspotential unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung (GW-1 und GW-2) ergaben nach einjähriger AKR-provozierender Lagerung bei 60 °C über Wasser (FL-2) und anschließender Durchführung von Kriech- und Schwindversuchen bei Referenzlagerung gleich große Schwind-  $\varepsilon_{cs}$ , höhere Kriech-  $\varepsilon_{cc}$  und höhere Gesamtdehnungen  $\varepsilon_c$  sowie eine höhere Kriechzahl unter AKR-Einfluss.

Bei den sich anschließenden Hauptuntersuchungen wurde die zeitliche Entwicklung von Festigkeits- und Verformungseigenschaften unter AKR-Einfluss analysiert. Hierzu erfolgten im Rahmen umfangreicher experimenteller Untersuchungen die Durchführung zahlreicher Druck- und Zugversuche an Probekörpern unterschiedlicher Form und Größe zur Ermittlung (bruch-)mechanischer Materialkennwerte. Neben der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  und dem statischen E-Modul  $E_{stat}$  wurden aus der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und die Bruchenergie  $G_F$  sowie aus der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung die Zugfestigkeit  $f_{ct}$ , der E-Modul  $E_{c0}$  und die Bruchdehnung  $\varepsilon_{c0}$  bestimmt.

Unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung konnte sowohl bei niedrigem (GD-1) als auch bei hohem (GD-2) internen AKR-Schädigungspotential unter AKR-provozierender Feuchtlagerung bei 20 °C (FL-1) und 60 °C (FL-2) eine Zunahme der mechanischen Materialeigenschaften über die Zeit und im Vergleich zur Referenzlagerung festgestellt werden. Ausnahme hierbei waren die Werte der Nettozugfestigkeit und Zugfestigkeit nach Lagerung bei 20 °C über Wasser (FL-1).

Im Vergleich zu Betonart GD-2 konnten für den Fahrbahndeckenbeton unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung mit hohem internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung mit Kaliumsulfat (GW-2) nach Lagerung bei 60 °C über Wasser (FL-2) eine geringfügige Abnahme der Druckfestigkeit und der Steifigkeit im Alter von einem Jahr im Vergleich zur Referenzlagerung festgestellt werden (Ausnahme Probekörper der Serie Pc,  $100 \times 100 \times 190$  mm<sup>3</sup>). Die größte Reduzierung bruchmechanischer Materialeigenschaften infolge AKR-Schädigung zeigte sich an großen prisma-

tischen Probekörpern mit dem kleinsten  $A/V$ -Verhältnis. Hierbei verringerte sich die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  um bis zu 30 % sowie die Bruchenergie  $G_F$  um bis zu 13 %.

Abweichend zum hohen internen AKR-Schädigungspotential und der Lagerung bei 60 °C über Wasser konnte unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung (GD-1) bei externer Alkalizufuhr im Rahmen der FIB-Klimawechsellagerung (FIB-KWL) eine ausgeprägte Schädigung infolge AKR festgestellt werden. Der Nachweis der AKR wurde hierbei mithilfe von Dünnschliffuntersuchungen in [46, 47] erbracht. Mit steigender Anzahl an Zyklen in der FIB-KWL (von acht auf zwölf) kommt es zu einer Zunahme der Dehnungen und zu einer Reduzierung der im Anschluss daran ermittelten Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  und Bruchenergien  $G_F$ . Die Dehnungszunahme sowie die Reduzierung bruchmechanischer Materialeigenschaften ist unter Verwendung von NaCl als aufstehende Prüflösung ausgeprägter als bei der Verwendung von H<sub>2</sub>O. Die Frost-Tau-Wechselphase innerhalb der letzten vier Tage eines Zyklus der FIB-KWL hat unabhängig von der vorherigen zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2,  $\sigma_o = 0,5 \cdot f_{ct,fl}$ ) und der aufstehenden Prüflösung (H<sub>2</sub>O oder NaCl) einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  und Bruchenergien  $G_F$ . Nach zwölf Zyklen der FIB-KWL in Kombination mit der im 4-Punkt-Biegeversuch vorangegangenen zyklisch, mechanischen Wechselbeanspruchung (WB1,  $\sigma_o = 0,6 \cdot f_{ct,fl}$ ) konnte eine Reduzierung der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  um bis zu 40 % festgestellt werden.

Eine Alkalizufuhr von außen, allseitig mit Prüflösung im Rahmen des 60 °C-Betonversuchs mit Alkalizufuhr (VDZ-Performance-Prüfung) führte bei kleinformatischen Probekörpern der Serie Pd (Betonart GW-1) nach 140 d zu einer um etwa 33 % niedrigeren Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und einer um etwa 20 % geringeren Bruchenergie  $G_F$  im Vergleich zur AKR-provozierenden Lagerung im Rahmen des klassischen 60 °C-Betonversuchs nach Alkali-Richtlinie [N3].

Das größere Reaktionspotential der Grauwacke im Vergleich zum Granodiorit hinsichtlich einer schädigenden AKR konnte sowohl im Rahmen der angewendeten Mörtelschnellprüfverfahren (Voruntersuchungen) sowie der AKR-provozierenden Lagerung bei 60 °C über Wasser (Begleituntersuchungen) durch die diskontinuierlich gemessenen Dehnungen nachgewiesen werden. Gleichzeitig waren an Probekörpern unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung und der Aufdotierung des Zements mit Kaliumsulfat (GW-2) typische AKR-Merkmale in Form von Rissen an der Oberfläche von größeren Probekörpern (geringes  $A/V$ -Verhältnis) sowie Reaktionsprodukte im Porenraum erkennbar. Das größere AKR-Schädigungspotential an großen Probekörpern mit geringem  $A/V$ -Verhältnis gilt es im Rahmen weiterer Untersuchungen durch die genaue Bestimmung der Menge an ausgelaugten Alkalien zu prüfen. Grundsätzlich sollte jedoch das Probekörperformat des 60 °C-Betonversuchs aufgrund der vorliegenden Ergebnisse ggf. modifiziert werden.

Aus der Gesamtheit der durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurde ersichtlich, dass neben dem statischen E-Modul [39, 80, 82, 92, 97, 98], unabhängig vom hohen internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung des Zements oder einer externen Alkalizufuhr, die im Rahmen von zentrischen Zugversuchen aus der Spannungs-Verformungsbeziehung ermittelte Nettozugfestigkeit, ein empfindlicher und zugleich sensibler Kennwert zur Beurteilung einer AKR-Schädigung ist. Dies setzt allerdings voraus, dass für die Untersuchungen möglichst große Probekörper, mit einem geringen Verhältnis von Oberfläche zu Volumen ( $A/V$ -Verhältnis), wie dies im Rahmen der FIB-KWL der Fall ist, zur Verfügung stehen. Neben dem Nachweis der AKR-Schädigung lässt sich durch die Ermittlung der Spannungs-Verformungsbeziehung das Materialverhalten AKR-geschädigten Betons unter Zugbeanspruchung charakterisieren.

Die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich struktureller und hygrischer Materialeigenschaften dienen zur Herleitung von hygrischen Materialfunktionen. Die Ergebnisse bezüglich der AKR-induzierten Dehnungen sowie der Auswirkungen einer AKR-Schädigung auf das Nachbruchverhalten unter Zugbeanspruchung stellen eine wichtige Grundlage zur Herleitung eines Schädigungs-Zeit-Gesetzes von AKR-geschädigten Betonen dar.

## **Kapitel 4**

# **Theoretisch-analytische Untersuchungen**

### **4.1 Vorbemerkungen**

Die theoretisch-analytischen Untersuchungen dienen zunächst zur Definition bzw. Festlegung thermischer Materialeigenschaften auf Grundlage relevanter Literaturangaben sowie zur Herleitung und Formulierung hygrischer Materialgesetze unter Berücksichtigung der Ergebnisse eigener experimenteller Untersuchungen für ungeschädigten Straßenbeton. Zusätzlich dazu werden Materialfunktionen für die zeitliche Entwicklung der Druck- und Zugfestigkeit sowie der Steifigkeit auf Grundlage der Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen aufgestellt. Um die zeit- und belastungsabhängige Beanspruchbarkeit des Betons (Widerstand) infolge einer AKR-Schädigung für die numerischen Berechnungen realitätsnah implementieren zu können, werden Materialgesetze für AKR-geschädigte Betone formuliert. Zur Abbildung der mit einer AKR einhergehenden Reduzierung der Zugfestigkeit, wird ein AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz für die Alkalizufuhr von außen, auf Basis AKR-induzierter Dehnungen, abgeleitet.

Für die numerischen Analysen werden weiterhin die komplexen Beanspruchungen einer Betonfahrbahn (Einwirkungen) quantitativ beschrieben, da die Genauigkeit der entsprechenden numerischen Ergebnisse insbesondere auch von der Güte der gewählten Beanspruchungsszenarien abhängt. Hierbei werden Ansätze zur Berücksichtigung der klimatischen Randbedingungen (Lufttemperatur, Luftfeuchte, Sonneneinstrahlung, Regenereignisse etc.), von Verkehrsbeanspruchungen und der Auswirkungen infolge AKR aufgezeigt, um diese Beanspruchungen sowie ggf. deren Kombination im Rahmen der numerischen Berechnungen möglichst praxisnah abbilden zu können.

### **4.2 Materialkennwerte und Stoffgesetze (Widerstand)**

In den folgenden Kapiteln werden auf Basis eigener experimenteller Untersuchungen an den Betonen GD-1 und GW-1 (vgl. Tab. 3.1 und Tab. 3.2) sowie ergänzenden Literaturangaben die thermischen, hygrischen und (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften für einen fiktiven Straßenbeton (Beton SB) abgeleitet. Dieses Vorgehen war notwendig, da

zur vollständigen Charakterisierung aller, für die numerischen Berechnungen erforderlichen Materialeigenschaften, eine Vielzahl von komplexen und vor allem zeitaufwändigen, experimentellen Untersuchungen notwendig sind.

### 4.2.1 Thermische Materialeigenschaften

Zur Beschreibung des instationären Wärmetransports wurde Gleichung 4.1 in Anlehnung an [68] herangezogen:

$$(c \cdot \rho) \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \cdot \left[ \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right] \quad (4.1)$$

mit der spezifischen Wärmekapazität  $c$  [J/(kg·K)], der Rohdichte  $\rho$  [kg/m<sup>3</sup>], der Temperatur  $T$  [K], der Zeit  $t$  [s], der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  [W/(m·K)] und den Ortskoordinaten  $x$ ,  $y$  und  $z$  [m].

#### Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  (Wärmeleitzahl) gibt diejenige Menge an Wärme an, welche pro Stunde durch 1 m<sup>2</sup> einer 1 m dicken Stoffschicht transportiert wird, wenn ein Temperaturunterschied von einem Kelvin bei den Oberflächentemperaturen vorliegt. Die Wärmeleitfähigkeit von porösen Werkstoffen wird von der Rohdichte, dem Feuchtegehalt und der Temperatur beeinflusst. Mit sinkender Porosität oder steigender Dichte nimmt die Wärmeleitfähigkeit zu. Aufgrund der von Wasser um den Faktor 23 größeren Wärmeleitfähigkeit im Vergleich zu Luft nimmt die Wärmeleitfähigkeit eines porösen Werkstoffs mit zunehmendem Feuchte- bzw. Wassergehalt zu [56].

Beim Werkstoff Beton hängt die Wärmeleitfähigkeit zusätzlich von der Zusammensetzung (Art und Menge der Gesteinskörnung) und dem Mischungsverhältnis ab. So führen große Mengen an Quarz zu einer Zunahme der Wärmeleitfähigkeit des Betons, da Quarz die Eigenschaft besitzt, Wärme besonders gut zu leiten [137]. Khan [66] gibt für die Wärmeleitfähigkeit verschiedener Gesteine Werte zwischen 1,16 und 8,6 W/(m·K) an. In der DIN EN ISO 10456 [N26] werden für den Werkstoff Beton Bemessungswerte für die Wärmeleitfähigkeit im Bereich von 1,15 bis 2,0 W/(m·K) angegeben. Untersuchungen von Hundt [58, 59] ergaben Werte im Bereich zwischen 1,4 und 3,5 W/(m·K).

Da der Einfluss der Temperatur auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton im baupraktisch relevanten Bereich vernachlässigbar ist und die numerischen Untersuchungen für den Lastfall Temperatur und Feuchte aus programmtechnischen Gründen nur entkoppelt berechnet werden konnten, wurde der Einfluss der Temperatur und des Feuchtegehalts auf die Wärmeleitfähigkeit nicht berücksichtigt. Für die numerischen Berechnungen wurde daher ein konstanter Wert von  $\lambda = 2,0$  W/(m·K) angesetzt, vgl. Tabelle 4.5.

### Wärmekapazität bzw. Wärmespeichervermögen

Bei der spezifischen Wärmekapazität  $c$  handelt es sich um einen Materialkennwert, der die Wärmemenge beschreibt, welche notwendig ist um ein Kilogramm eines Stoffes um ein Kelvin zu erwärmen. Gleichzeitig gibt dieser Kennwert an, welche Menge an Wärme das Material speichern kann. Je kleiner die spezifische Wärmekapazität eines Stoffes ist, desto schneller erfolgt die Erwärmung. Nach Hamfler [55] liegen die Werte der spezifischen Wärmekapazität von Beton in Abhängigkeit des Feuchtegehalts zwischen 800 und 1250 J/(kg · K).

Für die numerischen Untersuchungen ist die Wärmekapazität bzw. die Wärmespeicherzahl  $C$  relevant, welche sich aus dem Produkt der Rohdichte  $\rho$  und der spezifischen Wärmekapazität  $c$  berechnen lässt. Für Beton liegen die Werte der Wärmekapazität  $C$  im Bereich von 500 und 700 W · h/(m<sup>3</sup> · K) [74].

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen von Maliha [74] und Müller [86] wurde gezeigt, dass sowohl die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  als auch die Wärmekapazität  $C$  einen geringen Einfluss auf den Temperaturgradienten in einer Betonfahrbahndecke haben. Die Werte wurden hierbei so variiert, dass der Einfluss eines trockenen und feuchten Werkstoffs betrachtet werden konnte. Im Rahmen der numerischen Berechnungen wurde daher für die Wärmekapazität in Anlehnung an [42, 87] ein konstanter Wert von  $C = 640 \text{ W} \cdot \text{h}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$ , vgl. Tabelle 4.5, angenommen.

### Wärmeübergangskoeffizient

Der Wärmeaustausch zwischen Umgebung und Bauteiloberfläche findet aufgrund von Konvektion und langwelliger Strahlung statt und kann mit Hilfe des sogenannten Wärmeübergangskoeffizienten bzw. dem Wärmeübergangswiderstand beschrieben werden. Der Wärmeübergangskoeffizient hängt von den lokalen Strömungsverhältnissen der Luft, der Temperatur und der Bauteilgeometrie ab [136].

Nach Kiebl [67] ist für den Wärmeübergangskoeffizienten innen  $h_{si}$  bei niedriger Luftgeschwindigkeit ein Wert von 8,0 W/(m<sup>2</sup> · K) und außen  $h_{se}$  bei hoher Luftgeschwindigkeit ein Wert von 23,0 W/(m<sup>2</sup> · K), bei bauphysikalischen Berechnungen, anzusetzen. In der DIN 4108-3 [N8] werden für den Wärmeübergangswiderstand innen  $R_{si} = 0,25 \text{ (m}^2 \cdot \text{K)/W}$  ( $h_{si} = 4,0 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ ) und außen  $R_{se} = 0,04 \text{ (m}^2 \cdot \text{K)/W}$  ( $h_{se} = 25,0 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ ) vorgeschrieben.

Maliha [74] untersuchte den Einfluss des Wärmeübergangskoeffizienten auf die Temperaturverteilung in der Betonfahrbahndecke und den Temperaturgradienten über die Plattenhöhe der Betonfahrbahndecke. Eine Abnahme des Wärmeübergangskoeffizienten von 25,8 (Windgeschwindigkeit von 5 m/s) auf 7,8 W/(m<sup>2</sup> · K) (Windgeschwindigkeit von 0 m/s) führte zu einer Erhöhung der Temperatur an Fahrbahnober- und -unterseite (an der Fahrbahnoberseite um 30 %) sowie gleichzeitig zu einer Zunahme des Temperaturgradienten über die Plattenhöhe um bis zu 60 %.

Die Temperaturen an Ober- und Unterseite der Betonfahrbahndecke sowie der Temperaturgradient lagen zwischen dem für den Wärmeübergangskoeffizienten angesetzten Maximal- und Minimalwert, wenn für die Berechnungen ein zeitabhängiger Wärmeübergangskoeffizient unter Berücksichtigung von Tageszeit und Windgeschwindigkeit angesetzt wurde [74].

Auf die Berücksichtigung von Wärmeübergangskoeffizienten wurde im Rahmen der numerischen Berechnungen dieser Arbeit verzichtet, da den Berechnungen analog zu den Untersuchungen von Müller [87] extrapolierte Oberflächentemperaturen in Anlehnung an Guse [53] zugrunde gelegt wurden (vgl. Kapitel 4.3.1).

### Wärmedehnzahl

Die aus einer Temperaturänderung hervorgerufenen Dehnungen  $\varepsilon_{cT}$  ergeben sich aus dem Produkt der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  [ $\text{K}^{-1}$ ] und der Temperaturdifferenz  $\Delta T$  [K] nach Gleichung 4.2:

$$\varepsilon_{cT} = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (4.2)$$

Die Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  (bzw. der Wärmeausdehnungskoeffizient) ist abhängig von der Art der Gesteinskörnung, dem Feuchtegehalt sowie der Porosität bzw. Rohdichte. Niemann [89] gibt für die Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  in Abhängigkeit der verwendeten Gesteinskörnung Werte im Bereich von  $0,6 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$  bis  $1,5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$  an. Experimentelle Untersuchungen von Schießl [102] am Beispiel einer typischen Zusammensetzung eines Straßenbetons ergaben einen mittleren Wärmeausdehnungskoeffizienten von  $1,06 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ .

Analog zum Bemessungswert der Wärmedehnzahl nach *fib* Model Code 2010 [78]  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$  wurde der Wert des Wärmeausdehnungskoeffizienten für die numerischen Berechnungen in dieser Arbeit konstant angesetzt, vgl. Tabelle 4.5.

## 4.2.2 Hygrische Materialeigenschaften

Die Beschreibung des instationären Feuchtetransports erfolgte mit Hilfe der Differentialgleichung 4.3 unter Verwendung des allgemeinen Feuchtepotentials  $\Phi$  nach Kießl [67]:

$$C_F \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial t} = \lambda_F(\Phi) \cdot \left[ \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \right] \quad (4.3)$$

mit der Feuchtekapazität (Feuchtespeicherfähigkeit)  $C_F$  [-], dem allgemeinen Feuchtepotential  $\Phi$  [-] nach Kießl [67], der Feuchteleitfähigkeit  $\lambda_F$  [ $\text{m}^2/\text{h}$ ] und der Zeit  $t$  [s] sowie

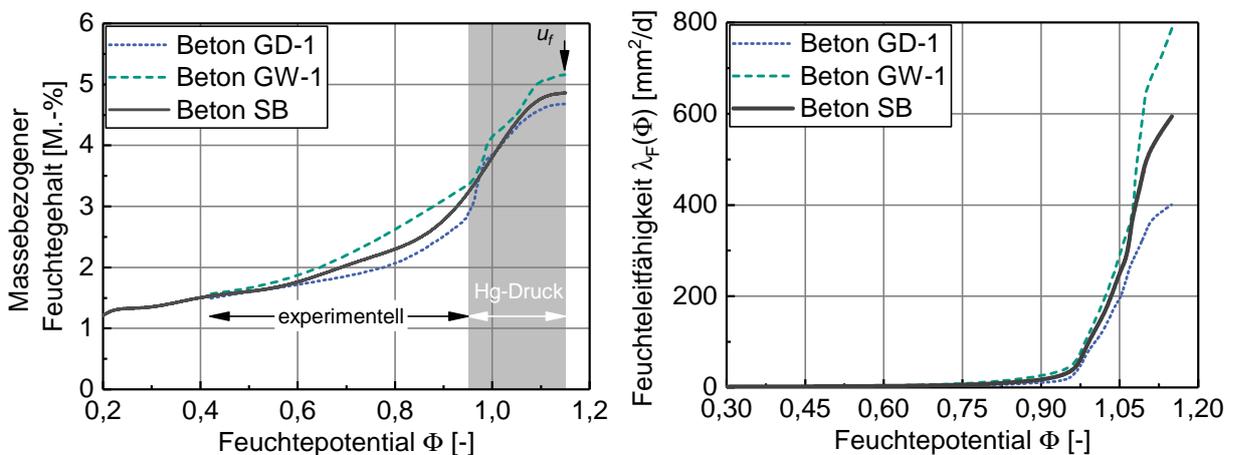
den Ortskoordinaten  $x$ ,  $y$  und  $z$  [m]. Analog zu den Arbeiten von Foos [42] und Kotan [68] wurde im Rahmen der numerischen Berechnungen für die Feuchtespeicherfähigkeit ein konstanter, von der Temperatur und der Feuchte unabhängiger Wert von  $C_F = 1,0$  nach Hamfler [55] angesetzt.

### Feuchteleitfähigkeit

Der Verlauf der Feuchteleitfähigkeit  $\lambda_F$  [ $\text{m}^2/\text{h}$ ] in Abhängigkeit des allgemeinen Feuchtepotentials  $\Phi$  [-] wurde über den Ansatz nach Kießl [67] bzw. Foos [42] hergeleitet. Hierfür sind folgende Schritte notwendig:

- Erstellen der Feuchtepotentialfunktion durch Zusammenführen der mittels Quecksilberdruckporosimetrie bestimmten und hergeleiteten inversen Summenporenvolumenkurve (vgl. Anhang B, Kapitel B.2, Abb. B.2) unter Berücksichtigung der freien Wassersättigung  $u_f$  (vgl. Anhang B, Kapitel B.2, Tabelle B.1) sowie der experimentell bestimmten Sorptionsisotherme (Mittelwert aus Adsorptions- und Desorptionskurve, vgl. Anhang B, Kapitel B.3, Abb. B.3).
- Herleitung der Feuchteleitfähigkeit  $\lambda_F$  [ $\text{m}^2/\text{h}$ ] in Abhängigkeit des Feuchtepotentials unter Addition der Anteile des kapillaren Flüssigkeitstransports infolge eines Wassergehaltsgradienten ( $FKU$ ) und der Dampfdiffusion infolge eines Partieldampfdruckgradienten ( $FDP$ ).

In Abbildung 4.1 sind die Feuchtespeicherfunktionen (Feuchtepotentialfunktionen) sowie die daraus abgeleiteten, für die numerischen Berechnungen verwendeten Feuchteleitfähigkeiten in Abhängigkeit des allgemeinen Feuchtepotentials nach Kießl [67] der Betone GD-1 und GW-1 sowie den Beton SB dargestellt. Im Anhang C, in Kapitel C.1 wird die Herleitung der Feuchtepotentialfunktion (vgl. Anhang C, Kapitel C.1.1) sowie der Feuchteleitfähigkeit (vgl. Anhang C, Kapitel C.1.2) näher beschrieben.

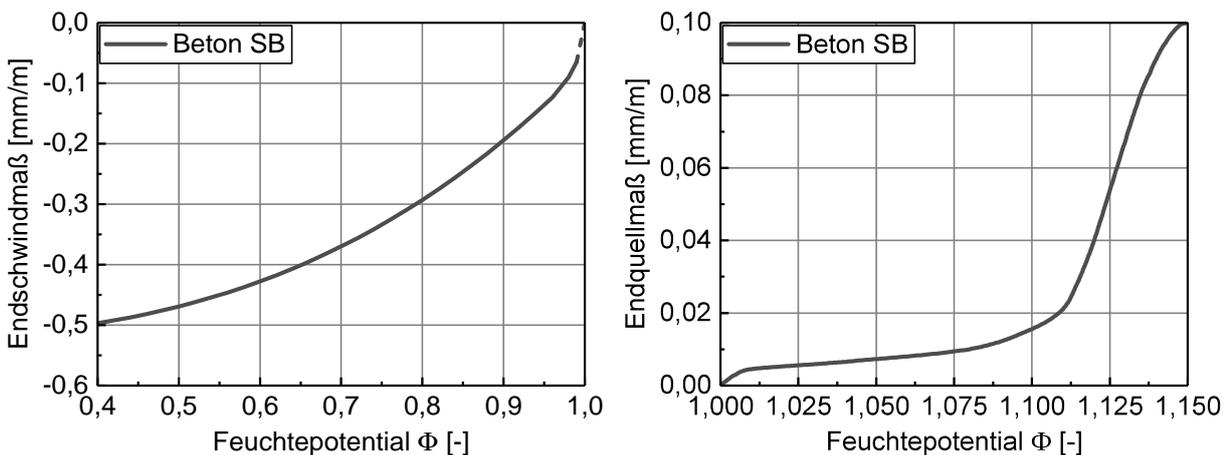


**Abb. 4.1:** Feuchtespeicherfunktionen (links) und Feuchteleitfähigkeiten (rechts) der Betone GD-1 und GW-1 sowie Beton SB in Abhängigkeit des Feuchtepotentials

Zur Beschreibung des hygri-schen Materialverhaltens wurden im Rahmen der numerischen Berechnungen in Anlehnung an Foos [42] zwei Bereiche unterschieden. Im ersten Bereich zwischen einem Feuchtepotential von  $\Phi = 0$  bis  $\Phi = 1,0$  wurde die Lagerung in der Luft (Diffusion), im zweiten Bereich bei einem Feuchtepotential zwischen  $\Phi = 1,0$  bis  $\Phi = 1,15$  die kapillare Wasseraufnahme und dem damit verbundenen Quellen berücksichtigt.

### Feuchtedehnung

In Abbildung 4.2 (links) ist die hygri-sche Dehnfunktion von Beton SB für das Schwinden im Bereich des Feuchtepotentials von  $\Phi = 0,4$  bis  $\Phi = 1,0$  dargestellt. Diese wurde unter Berücksichtigung der Ergebnisse eigener experimenteller Untersuchungen und auf Basis der Gleichungen des *fib* Model Code 2010 [78] für die mittlere Druckfestigkeit  $f_{cm,28} = 40,1 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Tabelle 4.5) und der Festigkeitsklasse des Zements (32,5 R/42,5 N) für die Betonfahrbahndecke hergeleitet. Die hierfür notwendigen Schritte sind im Anhang C, in Kapitel C.1.3 genauer erläutert.



**Abb. 4.2:** Abgeleitete hygri-sche Dehnfunktion in Anlehnung an *fib* Model Code 2010 [78] für den Bereich des Schwindens (links) und in Anlehnung an [42, 57] für den Bereich des Quellens (rechts)

Für den Bereich des Quellens zwischen dem Feuchtepotential von  $\Phi = 1,0$  und  $\Phi = 1,15$  kann lediglich der Endwert (Endquellmaß), nicht der Verlauf, der hygri-schen Dehnfunktion experimentell bestimmt werden [42]. Daher wurde in einem ersten Schritt der Verlauf der hygri-schen Dehnfunktion unter Berücksichtigung des an kleinformatischen Probekörpern gemessenen Endquellmaßes und der Verlaufsform von Foos [42] aufgestellt.

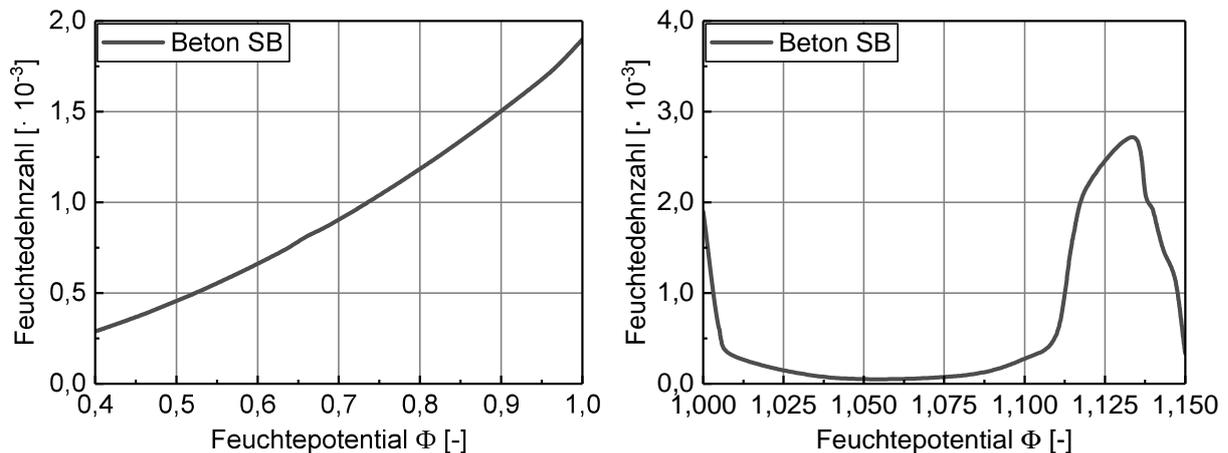
In einem weiteren Schritt unter Anwendung der numerischen Methode (Finite-Elemente-Methode) und durch Einbeziehen der hygri-schen Dehnfunktion im Bereich des Schwindens wurde der im Anhang D, Kapitel D.1, beschriebene Versuch an großformatigen Probekörpern abgebildet. Hierbei wurden die an der BAM mittels DMS gemessenen Dehnungen an Balkenober- und unterseite mit den numerisch berechneten Dehnungen verglichen (vgl. Anhang D, Abb. D.2). Durch schrittweise Anpassung konnte schließ-

lich der in Abbildung 4.2 (rechts) dargestellte Verlauf der hygri-schen Dehnfunktion im Bereich des Quellens final hergeleitet werden.

Aus den Änderungen des Feuchtepotentials  $\Delta\Phi$  [-] multipliziert mit dem hygri-schen Ausdehnungskoeffizienten (Feuchtedehnzahl)  $\kappa_S$  [mm/m] resultieren Schwind- und Quellverformungen bzw. Schwind- und Quelldehnungen  $\Delta\varepsilon_S$  [mm/m], welche mit Hilfe von Gleichung 4.4 nach [42, 74] berechnet werden können:

$$\Delta\varepsilon_S(\Phi) = \kappa_S(\Phi) \cdot \Delta\Phi \quad (4.4)$$

Zur Ermittlung der Feuchtedehnzahl  $\kappa_S$  wurde die Steigung der in Abbildung 4.2 angegebenen Verläufe mittels Gleichung 4.4 bestimmt. Die in Abbildung 4.3 im Schwindbereich (links) und Quellbereich (rechts) dargestellten Verläufe der Feuchtedehnzahl wurden aus der Steigung der in Abbildung 4.2 angegebenen hygri-schen Dehnfunktionen bestimmt.



**Abb. 4.3:** Feuchtedehnzahl des Betons SB (Mittelwert aus den Betonen GD-1 und GW-1) Schwindbereich (links) und im Quellbereich (rechts)

### Feuchteübergang

Analog zu den thermischen Beanspruchungen wurde auf die Berücksichtigung der Feuchteübergangszahl, die den Feuchte-austausch zwischen Betonoberfläche und Umgebung beschreibt, verzichtet. Die hygri-schen Beanspruchungen konnten sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite der Betonfahrbahndecke über Oberflächenwerte abgebildet werden, vgl. Kapitel 4.3.2.

## 4.2.3 (Bruch-)mechanische Materialeigenschaften

Zur Beschreibung des mechanischen Materialverhaltens von Beton unter Zug- und Druckbeanspruchung ist zunächst die Herleitung der zeitlichen Entwicklung der Zug- und

Druckfestigkeit sowie der Steifigkeit (statischer E-Modul) ohne den Einfluss einer schädigenden AKR erforderlich. Zusätzlich dazu bedarf es der Beschreibung des Entfestigungsverhaltens, wenn durch die Beanspruchungen die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird. Die Charakterisierung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften erfolgte für einen Zeitraum von 30 Jahren, welcher der mittleren Nutzungsdauer von Betonfahrbahndecken nach [90] entspricht.

Auf die Besonderheiten des Betonverhaltens unter Zugbeanspruchung sowie mögliche Konzepte zur Beschreibung der Rissentwicklung im Werkstoff Beton wird im Anhang C, in Kapitel C.4 eingegangen. Zusätzlich dazu werden numerische Methoden zur Simulation der Rissentwicklung im Beton beschrieben.

### 4.2.3.1 Festigkeiten und Steifigkeit

Die Herleitung der Funktionen zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Zug- und Druckfestigkeit sowie des statischen E-Moduls der Betone unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies (Beton GD) sowie der Sauerländer Grauwacke (Beton GW) als Gesteinskörnung erfolgte auf Basis des im *fib* Model Code 2010 [78] angegebenen allgemeinen Ansatzes nach Gleichung 4.5.

$$X_i(t) = \beta_X(t) \cdot X_{i,28} \quad (4.5)$$

Hierbei lassen sich die Festigkeiten und die Steifigkeit (statischer E-Modul) zu einem bestimmten Zeitpunkt  $t$  aus dem Produkt der Funktion  $\beta_X(t)$  zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Festigkeiten bzw. des statischen E-Moduls und dem Wert der Festigkeit bzw. der Steifigkeit im Alter von 28 d  $X_{i,28}$  ermitteln. Die Funktion  $\beta_X(t)$  ist über Gleichung 4.6 nach *fib* Model Code 2010 [78] wie folgt definiert:

$$\beta_X(t) = [\beta_{cc}(t)]^n = \left[ \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \right]^n \quad (4.6)$$

mit  $s = 0,25$  für die Festigkeitsklasse 32,5 R bzw. 42,5 N des Zements. Für die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Druckfestigkeit  $f_{cm}(t)$  ist  $n = 1,0$  und für die zeitliche Entwicklung des statischen E-Moduls  $E_{cm}(t)$  ist  $n = 0,5$  anzusetzen.

Unter Berücksichtigung der mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen bei Referenzlagerung ermittelten (bruch-)mechanischen Materialkennwerte (siehe Anhang B, Tab. B.3, Tab. B.4 sowie Tab. B.5) wurden zunächst mit Gleichung 4.7 die Werte der Druckfestigkeit  $f_{cm,28}$  und mit Gleichung 4.8 die Werte des statischen E-Moduls  $E_{cm,28}$  im Alter von 28 Tagen bestimmt.

$$f_{cm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{1,0} \cdot f_{cm,28} \quad (4.7)$$

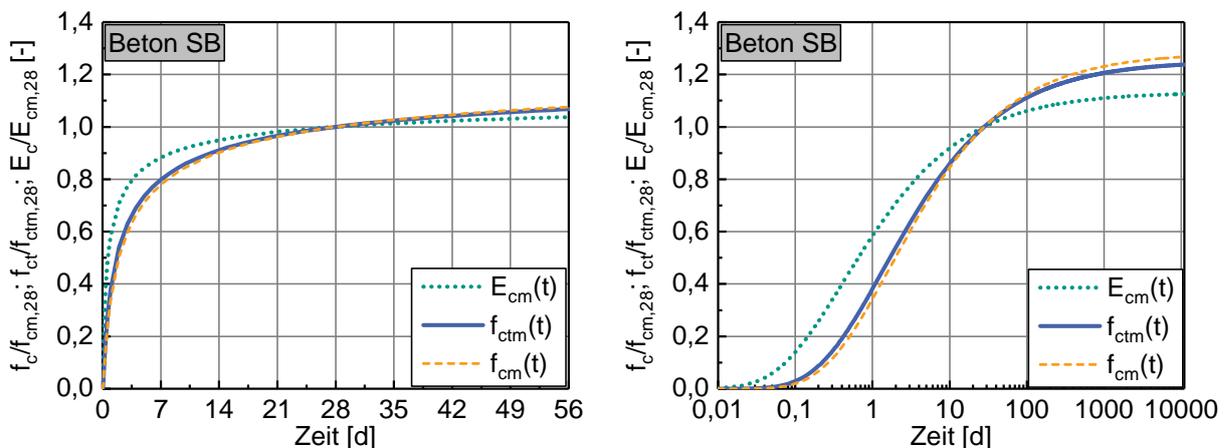
$$E_{cm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} \cdot E_{cm,28} \quad (4.8)$$

Für die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit auf Basis von Gleichung 4.5 musste zunächst der Exponent  $n = 0,9$  unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse (vgl. Kapitel 3) abgeleitet werden.

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,9} \cdot f_{ctm,28} \quad (4.9)$$

Im Anhang C, in Abbildung C.6, ist die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit (oben), der Zugfestigkeit (Mitte) und des statischen E-Moduls (unten) über einen Betrachtungszeitraum von 30 Jahren dargestellt. Hierbei sind die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen bei Referenzlagerung sowie die auf Basis der Gleichungen 4.7, 4.8 und 4.9 abgeleiteten Verläufe für Beton GD (links) und für Beton GW (rechts) angegeben. Vergleichend dazu sind die dazugehörigen Verläufe nach *fib* Model Code 2010 [78] für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 dargestellt.

Abbildung 4.4 zeigt die zeitliche Entwicklung der Druck- und Zugfestigkeit sowie des statischen E-Moduls von Beton SB für den Zeitraum von 56 d (links) und für den Zeitraum von 30 a (rechts). Hierbei handelt es sich um die gemittelten Verläufe aus Abb. C.6 (Anhang C) auf Basis experimentell bestimmter Materialkennwerte und unter Anwendung der Gleichungen 4.7 bis 4.9, jeweils bezogen auf den 28 d-Wert.



**Abb. 4.4:** Zeitliche Entwicklung von Druck- und Zugfestigkeit sowie des statischen E-Moduls für einen Zeitraum von 56 d (links) und 30 a (rechts) von Beton SB

Die Druck- und Zugfestigkeiten unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung (Beton GD) erreichen höhere Werte als der Beton unter Verwendung von Grauwacke (Beton GW). Dies ist u. a. auf den geringeren w/z-Wert (vgl. Tabelle 3.1 und 3.2) zurückzuführen. Bei beiden Betonen wurden jeweils gebrochene Gesteinskörnungen verwendet, allerdings weist die Oberfläche des Granodiorits im Vergleich zur Grauwacke eine höhere Rauigkeit auf. Dies führt zu einer besseren Verzahnung mit der Zementsteinmatrix, wodurch größere Zugfestigkeiten ermittelt werden können.

Analog zu Weigler und Grübl [51, 125] nähert sich der statische E-Modul schneller seinem Endwert als die Zug- und Druckfestigkeit. Die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit ist nur geringfügig schneller als die der Druckfestigkeit (vgl. Abb. 4.4).

Bei den Untersuchungen zum Einfluss der AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials (vgl. Kapitel 3.5.1.2) konnte weder unter Zug- ( $E_{c0}$ ) noch unter Druckbeanspruchung ( $E_{stat}$ ) eine signifikante Abnahme des E-Moduls festgestellt werden (Beton GW-2, Vergleich der Lagerung REF und FL-2, siehe Abb. 3.19). Die Reduzierung lag im Mittel bei 10 % und fiel deutlich geringer aus als bei Untersuchungen von [80, 81, 92, 97, 98] (bis zu 50 %), siehe Kapitel 2.3.5. Zur Berücksichtigung der Änderung des E-Moduls unter dem Einfluss einer schädigenden AKR wird der in Kapitel 4.2.3.4 beschriebene Ansatz verfolgt.

Im Vergleich zum E-Modul blieb die Druckfestigkeit unverändert bzw. nahm unter günstigen Erhärtingsbedingungen zu (vgl. Abb. 3.19). Dies deckt sich mit den Erkenntnissen [80, 92, 97, 98] der Literatursichtung aus Kapitel 2.3.5. Aus diesen Grund wird im Rahmen der numerischen Untersuchungen unabhängig davon, ob es zu einer Schädigung infolge AKR kommt oder nicht, die in Abb. 4.4 angegebene zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit verwendet.

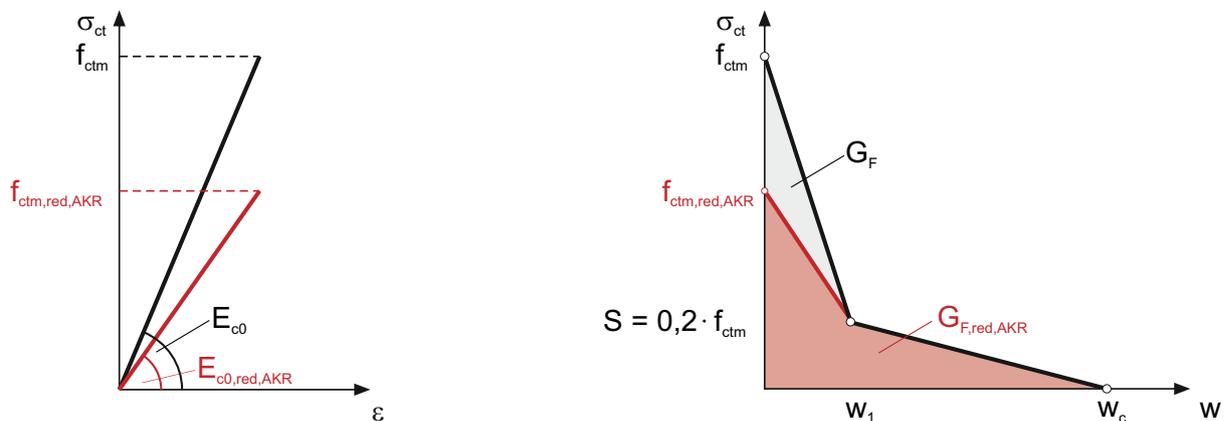
### 4.2.3.2 Versagenskriterium und Nachbruchverhalten

Zur Berücksichtigung des Entfestigungsverhaltens von Beton stehen im Finite-Elemente-Programm DIANA prinzipiell die im Anhang C, in Kapitel C.4.2, beschriebenen bruchmechanischen Modelle (*Fictitious Crack Model* und *Crack Band Model*) zur Verfügung. Für die Durchführung der numerischen Berechnungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das *Crack Band Model*, welches in DIANA als *Smearred Cracking* [31] bezeichnet wird, verwendet.

Zur vollständigen Charakterisierung des bruchmechanischen Materialverhaltens mit Hilfe des *Multi Directional Fixed Crack Model* muss in DIANA das Verhalten unter mehrachsialem Spannungszustand (*Tension Cut-off*), das Nachbruchverhalten (*Tension Softening*) sowie die Schubsteifigkeit (*Shear Retention*) definiert werden.

Das Verhalten unter mehrachsigem Spannungszustand wurde durch eine lineare Beziehung zwischen Druck- und Zugspannungen berücksichtigt (vgl. Anhang C, Abb. C.12, rechts). Entsteht infolge der vorliegenden Beanspruchungen ein Druck-Zugspannungszustand, so ist dies mit einem Rückgang der Tragfähigkeit des Betons im Vergleich zur einachsialen Festigkeit verbunden.

Die Berücksichtigung des Entfestigungsverhaltens von Beton für die numerischen Untersuchungen mit DIANA [31] auf Basis des *Crack Band Model* nach Bažant und Oh [15] erfolgte mit Hilfe eines bilinearen Ansatzes der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach *fib Model Code 2010* [78]. Auswirkungen einer AKR-Schädigung auf das Materialverhalten im linear-elastischen Bereich (Spannungs-Dehnungsbeziehung) sind in Abbildung 4.5 (links) dargestellt. Im Vergleich zum ungeschädigten Beton ( $f_{ctm}$ ,  $E_{c0}$ ) weist der AKR-geschädigte Beton eine geringere Zugfestigkeit ( $f_{ctm,red,AKR}$ ) und Steifigkeit ( $E_{c0,red,AKR}$ ) auf.



**Abb. 4.5:** Spannungs-Dehnungsbeziehung zur Charakterisierung des linear-elastischen Materialverhaltens unter Zugbeanspruchung (links) und Beschreibung des Entfestigungsverhaltens von Beton nach *fib Model Code 2010* [78] bzw. verschmiertes Risskonzept nach DIANA [31] (rechts) unter dem Einfluss einer AKR-Schädigung

Die sowohl bei hohem internen AKR-Schädigungspotential als auch bei externer Alkalizufuhr festgestellte Veränderung der Spannungs-Verformungsbeziehung (siehe Kapitel 3) ist im Wesentlichen gekennzeichnet durch eine deutlich flachere Verlaufsform im Bereich der maximal annehmbaren Spannungen unter Zugbeanspruchung. Für Verformungen  $\delta < 1,5 \cdot 10^{-3}$  mm sind die Verläufe der Spannungs-Verformungsbeziehung von ungeschädigtem und AKR-geschädigtem Beton, unabhängig vom hohen internen AKR-Schädigungspotential (vgl. Abb. 3.20, links) oder der Alkalizufuhr von außen (vgl. Abb. 3.22, rechts sowie Abb. 3.23, Abb. 3.24 und Abb. 3.25, rechts), quasi deckungsgleich.

Das Ausmaß der Reduzierung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften bei hohem internen AKR-Schädigungspotential und externer Alkalizufuhr ist in Tab. 4.1 angegeben.

**Tab. 4.1:** Abnahme (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften infolge AKR-Schädigung unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials und der Alkalizufuhr von außen

Materialkennwert		internes AKR-Schädigungspotential <sup>1)</sup>			externe Alkalizufuhr	
				einseitig <sup>2)</sup>	allseitig <sup>3)</sup>	
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,4 (0,1)	3,2 (0,2)	2,9 (0,2)		
$f_{ctm,red,AKR}$		2,5 (0,2)	2,2 (0,1)	1,9 (0,1)		
Abnahme	[%]	26,5	31,3	34,5		
$G_F$	[N/m]	179 (45,8)	186 (31,0)	204 (24,4)		
$G_{F,red,AKR}$		155 (37,0)	176 (35,2)	166 (55,3)		
Abnahme	[%]	13,4	5,4	18,6		

Mittelwert (Standardabweichung); Annahme:  $f_{ct} \approx f_{ct,n}$

<sup>1)</sup> Beton GW-2, Pk-Serie Pc, nach 364 d bei 60 °C über Wasser, vgl. Anhang B, Tab. B.5

<sup>2)</sup> Beton GD-1, Pk-Serie Pc, nach 252 d in der FIB-KWL, vgl. Tab. 3.6

<sup>3)</sup> Beton GW-1, Pk-Serie Pd, nach 140 d im 60 °C-Betonversuch mit externer Alkalizufuhr, vgl. Tab. 3.7

Die größte Abnahme der Nettozugfestigkeit und Bruchenergie konnte bei externer Alkalizufuhr (allseitig im Rahmen des 60 °C-Betonversuchs) im Vergleich zum 60 °C-Betonversuch [N3] (Referenz) unter Verwendung von Probekörpern der Serie Pd festgestellt werden. Aufgrund der geringen Probekörperabmessungen im klassischen Betonversuch nach Alkali-Richtlinie [N3] besteht hierbei die größte Gefahr des Auslaugens von Alkalien bei der Lagerung über Wasser, wodurch die Reduzierung der Materialkennwerte ggf. überschätzt wird. Zur Berücksichtigung der Abnahme der Zugfestigkeit und des dadurch veränderten Nachbruchverhaltens infolge AKR-Schädigung sind die im Rahmen der FIB-KWL ermittelten Kennwerte am besten geeignet, da durch das einseitige Eindringen von Alkalien über die Probekörperoberseite, die Gegebenheiten in der Praxis am besten abgebildet werden können. Für diesen Fall, des einseitigen Alkalieintrags, wird in Kapitel 4.2.4 ein AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz hergeleitet, welches die Berechnung, der mit einer AKR-Schädigung einhergehenden Reduzierung der Zugfestigkeit auf Basis der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen ermöglichen soll.

Das Entfestigungsverhalten für AKR-geschädigte Betone kann prinzipiell unter Verwendung eines bilinearen Ansatzes (vgl. Abbildung 4.5 (rechts)) beschrieben werden. Die hierfür notwendigen Parameter ( $S$ ,  $w_1$ ,  $w_c$ ) können nach den Gleichungen 4.10 und 4.11 sowohl für ungeschädigten als auch für AKR-geschädigten Beton bestimmt werden:

$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} = \frac{73 \cdot (f_{cm})^{0,18}}{f_{ctm}} \quad (4.10)$$

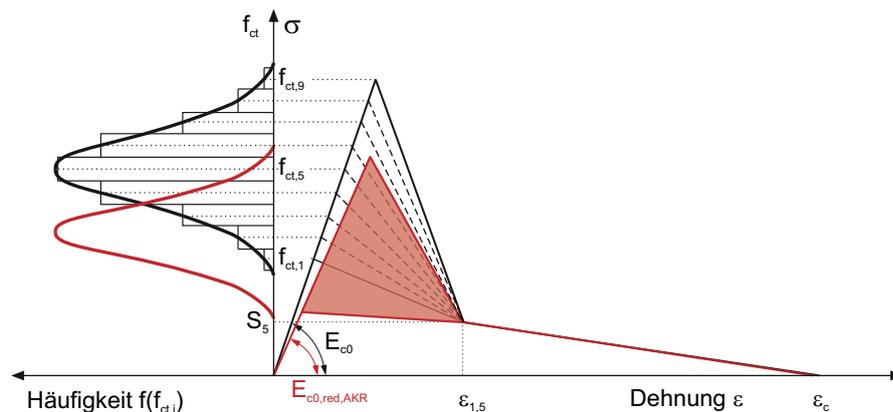
$$w_c = 5 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (4.11)$$

Über die Wahl bzw. Festlegung des Schubretentionsfaktors bzw. Schubreduktionsfaktors wird definiert, wie sich der Schubmodul  $G$  [N/mm<sup>2</sup>] nach Rissbeginn verhalten soll. Der Schubreduktionsfaktor kann hierbei nach [31] Werte im Bereich von  $0 \leq \beta < 0,999$  annehmen. Mit einem minimalen Wert des Schubreduktionsfaktors innerhalb des angegebenen Wertebereichs beträgt der Schubmodul nach Rissbeginn  $G = 0$ . Der maximal innerhalb des Wertebereichs angegebene Schubreduktionsfaktor führt dazu, dass die Scherfestigkeit nach der Rissöffnung nicht abnimmt.

Nach Mechtcherine [79] kommt es durch die Wahl von zu großen Schubreduktionsfaktoren bei Berechnungen zu einer überhöhten Spannungsaufnahme, da im *Fixed Crack Model* bedingt durch den Verlust der Koaxialität zwischen den Hauptspannungen und Hauptdehnungen insgesamt ein zu steifes Materialverhalten resultiert. Für die Berechnungen wurde aus diesem Grund für den Schubreduktionsfaktor ein Wert von  $\beta = 0,0001$  angesetzt. Weitere Angaben zu den bruchmechanischen Modellen in DIANA für den Werkstoff Beton sind im Anhang C, in Kapitel C.5, dargestellt.

#### 4.2.3.3 Heterogenität des Werkstoffs Beton

Zur Berücksichtigung der Heterogenität des Werkstoffs Beton bzw. der Streuungen, der die Materialeigenschaften unterworfen sind, wurde in Anlehnung an Mechtcherine [79] im Rahmen der numerischen Untersuchungen die den jeweiligen Elementen zugewiesene Zugfestigkeit und Bruchenergie variiert (siehe Abbildung 4.6).



**Abb. 4.6:** Berücksichtigung der Heterogenität des Werkstoffs Beton im Rahmen der numerischen Berechnungen unter Berücksichtigung der Auswirkungen einer schädigenden AKR (rote Kurven/Geraden)

Hierzu wurden zunächst die Kontinuumsselemente des ungeschädigten Betons mittels Zufallsgenerator nach der Normalverteilung in neun Elementgruppen unterteilt. Für die einzelnen Elementgruppen erfolgte dann die Zuweisung (unter Berücksichtigung der Normalverteilung) der jeweiligen Zugfestigkeiten ( $f_{ct,i}$ ) und die aus der Spannungs-Verformungsbeziehung resultierende Bruchenergie ( $G_F$ ). Wie aus Abbildung 4.6 hervorgeht, wurde auf eine Variation des E-Moduls innerhalb der Elementgruppen verzichtet. Die gleiche Vorgehensweise wurde für Elemente in Bereichen der Betonfahrbahndecke angewendet, welche einer Schädigung infolge AKR unterliegen. Hierbei erfolgte die Berücksichtigung eines infolge AKR-Schädigung reduzierten E-Moduls ( $E_{c0,red,AKR}$ ).

Zur Ermittlung des Streubereichs der Zugfestigkeit sowohl für den AKR-geschädigten als auch für den ungeschädigten Beton wurden die Gleichungen nach *fib* Model Code 2010 [78] herangezogen. Der Streubereich  $S$  blieb unverändert.

#### 4.2.3.4 Viskoelastisches Verformungsverhalten

Die Gesamtdehnung  $\varepsilon_c(t)$  eines Bauteils zum Zeitpunkt  $t$  bei konstanten Umgebungsbedingungen setzt sich aus der Summe der elastischen Dehnungen  $\varepsilon_{ci}(t_0)$ , den Dehnungen infolge Schwindens  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  sowie den Kriechdehnungen  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  zusammen und kann nach Gleichung 4.12 [78] berechnet werden.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (4.12)$$

Die Schwinddehnungen  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  setzen sich nach *fib* Model Code 2010 [78] wiederum aus dem Grundswinden (autogenes Schwinden)  $\varepsilon_{cbs}(t)$ , welches unabhängig von einer Feuchteabgabe eintritt und dem Trocknungsswinden  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$  nach Gleichung 4.13 zusammen,

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (4.13)$$

wobei  $t$  [d] das Betonalter und  $t_s$  [d] das Alter des Betons bei Trocknungsbeginn sind. Daraus ergibt sich die Trocknungsdauer von  $(t - t_s)$ .

Das Grundswinden  $\varepsilon_{cbs}(t)$  ist nach *fib* Model Code 2010 [78] abhängig von der Druckfestigkeit, der Zementart sowie dem Betonalter und berechnet sich mit Hilfe von Gleichung 4.14:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (4.14)$$

wobei sich der Koeffizient des Grundschrindens  $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$  nach Gleichung 4.15 und die Zeitfunktion  $\beta_{bs}(t)$  nach Gleichung 4.16 bestimmen lassen.

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \cdot \left( \frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (4.15)$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (4.16)$$

Der Anteil des Trocknungsschrindens hängt neben der Druckfestigkeit, der Zementart sowie dem Betonalter zusätzlich noch von der Trocknungsdauer und der wirksamen Bauteildicke ab. Das Trocknungsschrinden  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$  berechnet sich nach *fib* Model Code 2010 [78] mit Gleichung 4.17:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (4.17)$$

wobei sich der Koeffizient des Trocknungsschrindens  $\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$  nach Gleichung 4.18, der Koeffizient zur Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte  $\beta_{RH}(RH)$  nach Gleichung 4.19 und die Funktion zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung  $\beta_{ds}(t - t_s)$  nach Gleichung 4.21 ermitteln lassen.

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (4.18)$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right], & \text{für } 40 \leq RH < 99 \% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{für } RH \geq 99 \% \cdot \beta_{s1} \end{cases} \quad (4.19)$$

$$\beta_{s1} = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (4.20)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left( \frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad (4.21)$$

In den Gleichungen 4.14 bis 4.21 ist  $f_{cm}$  [N/mm<sup>2</sup>] die mittlere Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen, sind  $\alpha_{bs}$ ,  $\alpha_{ds1}$  und  $\alpha_{ds2}$  [-] Koeffizienten zur Berücksichtigung der Zementart, ist  $RH$  [%] die relative Luftfeuchte der Umgebung und  $h = 2 \cdot A_c / u$  [mm] die wirksame Bauteildicke mit der Gesamtfläche des Betonquerschnitts  $A_c$  [mm] und dem der Umgebung ausgesetzten Umfang des Querschnitts  $u$  [mm].

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde das Kriechen von Beton über den Ansatz des effektiven E-Moduls  $E_{c,eff}(t)$  nach Bažant [11, 12] berücksichtigt:

$$E_{c,eff}(t) = \frac{E_{cm}(t)}{1 + \chi(t) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (4.22)$$

In Gleichung 4.22 handelt es sich bei  $\chi(t)$  um den sogenannten Alterungskoeffizienten, welcher nach [11] stets  $\leq 1,0$  ist. Im Rahmen dieser Arbeit wurde in Anlehnung an Maliha [74] der Wert konstant zu  $\chi(t) = 0,8$  gesetzt. Die zeitliche Entwicklung des E-Moduls infolge fortschreitender Hydratation  $E_{cm}(t)$  kann mithilfe von Gleichung 4.8 ermittelt werden und ist in Abb. 4.4 für Beton SB dargestellt.

Bei  $\varphi(t, t_0)$  handelt es sich um die Kriechzahl nach *fib* Model Code 2010 [78] in Abhängigkeit vom Betonalter  $t$  und dem Betonalter bei Belastungsbeginn  $t_0$ . Diese lässt sich aus der Summe der Koeffizienten zur Beschreibung des Grundkriechens  $\varphi_{bc}(t, t_0)$  und Trocknungskriechens  $\varphi_{dc}(t, t_0)$  nach Gleichung 4.23 ermitteln.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (4.23)$$

Analog zum Grundschrumpfen existiert das Grundkriechen, welches unabhängig von einem Feuchteausgleich vorherrscht und von der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  sowie der Zeit  $t$  bzw. dem angepassten Betonalter abhängig ist. Die Grundkriechzahl  $\varphi_{bc}(t, t_0)$  ermittelt sich wie folgt nach Gleichung 4.24:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad (4.24)$$

wobei der Koeffizient zur Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse  $\beta_{bc}(f_{cm})$  nach Gleichung 4.25 und die Zeitfunktion  $\beta_{bc}(t, t_0)$  nach Gleichung 4.26

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \quad (4.25)$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left( \left( \frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad (4.26)$$

unter Berücksichtigung des angepassten Betonalters  $t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left[ \frac{9}{2+t} + 1 \right]^\alpha$  zu bestimmen sind.

Kommt es während der Belastung zusätzlich zu einer Feuchteabgabe oder -aufnahme werden die daraus resultierenden Kriechdehnungen über die Trocknungskriechzahl  $\varphi_{dc}(t, t_0)$  nach Gleichung 4.27 ermittelt:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (4.27)$$

mit den vier Koeffizienten zur Berücksichtigung der Festigkeitsklasse  $\beta_{dc}(f_{cm})$  nach Gleichung 4.28, der relativen Luftfeuchte der Umgebung  $\beta(RH)$  nach Gleichung 4.29, dem angepassten Betonalter  $\beta_{dc}(t_0)$  nach Gleichung 4.30 und dem Trocknungskriechen  $\beta_{dc}(t, t_0)$  nach Gleichung 4.31:

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} \quad (4.28)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad (4.29)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} \quad (4.30)$$

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (4.31)$$

Für die Ermittlung des Trocknungskriechens  $\beta_{dc}(t, t_0)$  nach Gleichung 4.31 ist die Berechnung des Koeffizienten  $\gamma(t_0)$  nach Gleichung 4.32 und des Koeffizienten  $\beta_h$  nach Gleichung 4.33 zusätzlich notwendig.

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad (4.32)$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad \text{mit} \quad \alpha_{f_{cm}} = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (4.33)$$

Auf die Bestimmung der wirksamen Bauteildicke  $h$  und des angepassten Betonalters  $t_{0,adj}$  wurde bereits in den Erläuterungen zu den Gleichungen 4.17 bis 4.21 eingegangen.

Der Einfluss einer schädigenden AKR auf den E-Modul und die Kriechzahl wurde sowohl für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential im Rahmen eigener Untersuchungen in Kapitel 3.3.3 bzw. Kapitel 3.5.1.2 sowie bei externer Alkalizufuhr von Mielich [82] (vgl. Kapitel 2.3.5.2 und Kapitel 3.3.3) bestimmt. Im Zuge einer AKR-Schädigung kommt es zu einer Abnahme des E-Moduls und zu einer Zunahme der Kriechzahl. In welchem

Ausmaß dies geschieht, ist in Tabelle 4.1 unter Verwendung von Gleichung 4.22 zur Ermittlung des effektiven E-Moduls angegeben.

**Tab. 4.2:** Abnahme des effektiven E-Moduls  $E_{c,eff,AKR}(t)/E_{c,eff}(t)$  infolge AKR-Schädigung unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials und der Alkalizufuhr von außen [82]

Lagerung/Beton Parameter		internes AKR- Schädigungspotential <sup>1)</sup>		externe Alkalizufuhr <sup>2)</sup>	
AKR-provozierend bei		60 °C über Wasser (FL-2)		FIB- KWL(H <sub>2</sub> O)	FIB- KWL(NaCl)
Zusammensetzung; $D_{GK}$ [mm]		GW-1; 22	GW-2; 22	Rhyolith-Splitt; 16	
$E_{cm} = E_{stat}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	39200	35000	43590	32240
$\varphi(t, t_0)$	[-]	0,6	0,8	0,5	1,1
$E_{c,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26500	21300	31100	17150
$E_{c,eff,AKR}/E_{c,eff}$	[%]	19,6		44,9	

w/z = 0,45; Luftporengehalt: 4,0 - 5,0 %; Beginn der Kriechversuche im Alter von ca. einem Jahr

<sup>1)</sup> Pk: 75 × 75 × 260 mm<sup>3</sup>; Kriechversuch bei 20 °C, 65 % rel. LF., siehe Tabelle B.5

<sup>2)</sup> Pk: 100 × 100 × 200 mm<sup>3</sup>; Kriechversuch bei 23 °C, 80 % rel. LF. [82]

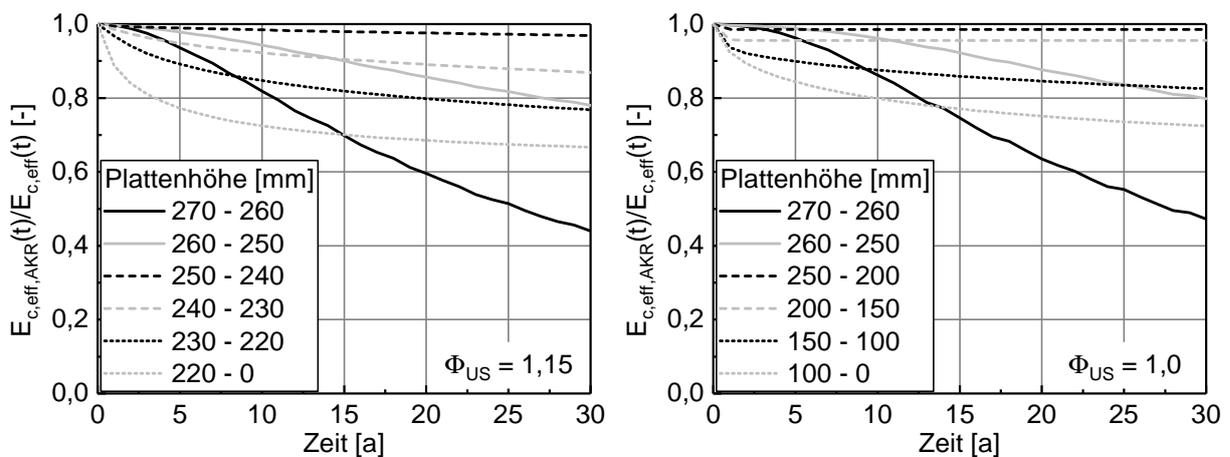
Bei hohem internen AKR-Schädigungspotential nach Lagerung bei 60 °C über Wasser führt die Abnahme des E-Moduls um etwa 10 % und die Zunahme der Kriechzahl um den Faktor 1,3 insgesamt zu einer Reduzierung des effektiven E-Moduls unter AKR-Einfluss um ca. 20 %. Im Vergleich dazu kommt es nach FIB-KWL [82] infolge AKR-Schädigung zu einer Reduzierung des effektiven E-Moduls um etwa 45 % (Abnahme des E-Moduls um etwa 25 % und Zunahme der Kriechzahl um den Faktor 2,2).

Für die größere Reduzierung des E-Moduls und die größere Zunahme der Kriechzahl sind folgende Gründe zu nennen: Die von Mielich [82] verwendete Art der Gesteinskörnung sowie die wechselnden thermisch-hygrischen Umgebungsbedingungen der AKR-provozierenden Lagerung (FIB-KWL) begünstigen den Ablauf der AKR. Zusätzlich dazu ist bei Mielich [82] mit einem Fortschreiten der AKR aufgrund des höheren Feuchteangebots während der Kriechversuche zu rechnen, vgl. Kapitel 2.3.5.2. Prinzipiell kann sich der effektive E-Modul sogar um bis zu 65 % reduzieren, wenn man weitere Untersuchungsergebnisse von Mielich [82] in die Betrachtungen miteinbezieht.

Vergleichbare Untersuchungen von Özkan [92] bei hohem internen AKR-Schädigungspotential und AKR-provozierender Lagerung bei 40 °C in der Nebelkammer bestätigten zwar die Zunahme der Kriechzahl und die Abnahme des statischen E-Moduls unter AKR-Einfluss, allerdings werden keine Angaben gemacht, inwiefern die AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (günstige Erhärtingsbedingungen) zu einer Steifigkeitssteigerung

führen. Aus diesem Grund kann kein prozentualer Rückgang des effektiven E-Moduls infolge AKR-Schädigung angegeben werden.

Für die numerischen Untersuchungen wurden die Auswirkungen einer schädigenden AKR auf die zeitliche Entwicklung der Steifigkeit und des Kriechens unter Verwendung des effektiven E-Moduls nach Gleichung 4.22 über das Verhältnis  $E_{c,eff,AKR}(t)/E_{c,eff}(t)$  in Abhängigkeit der Plattenhöhe und dem Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke auf Grundlage von Abb. 2.15 berücksichtigt. Hierzu erfolgte aus programmtechnischen Gründen die Unterteilung der Betondecke in jeweils sechs Bereiche in Abhängigkeit der Art der Entwässerung (siehe jeweilige Legende in Abb. 4.7)



**Abb. 4.7:** Zeitliche Entwicklung des effektiven E-Moduls unter dem Einfluss einer AKR-Schädigung über die Plattenhöhe für den Fall einer schlechten Entwässerung ( $\Phi_{US} = 1,15$ , links) und einer guten Entwässerung ( $\Phi_{US} = 1,0$ , rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61], vgl. Abb. 2.14

Zwar konnte im Rahmen der experimentellen Untersuchungen (vgl. Tab. 4.2) lediglich zu einem ausgewählten Zeitpunkt die Abnahme des statischen E-Moduls sowie die Zunahme der Kriechzahl ermittelt und daraus der effektive E-Modul unter AKR-Einfluss bestimmt werden. Allerdings lässt sich die damit einhergehende Reduzierung des effektiven E-Moduls mit der in der Betondecke auf Basis der Verläufe von Iskhakov [61] vergleichen, siehe Abbildung 4.7.

Die auf Basis experimenteller Untersuchungen ermittelte Abnahme des effektiven E-Moduls um ca. 20 % für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential (vgl. Tab. 4.2) stellt sich im Querschnitt der Betondecke beispielsweise bei schlechter Entwässerung nach vier Jahren im Bereich einer Plattenhöhe von 220 mm bis 0 mm (Unterseite) oder bei guter Entwässerung nach zehn Jahren im Bereich einer Plattenhöhe von 100 mm bis 0 mm ein (vgl. Abb. 4.7). Nach etwa 22 Jahren kommt es bei schlechter Entwässerung im Bereich einer Plattenhöhe von 270 mm bis 260 mm oder nach 25 Jahren bei guter Entwässerung zu der auf Basis experimenteller Untersuchungen von Mielich [82] bestimmten Abnahme des effektiven E-Moduls um ca. 45 % (vgl. Tab. 4.2 bzw. Abb. 4.7).

Inwiefern dies mit den tatsächlichen Gegebenheiten in der Praxis zu vergleichen ist, wird in Kapitel 6.3 erläutert.

#### 4.2.4 AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz (AKR-Schädigungsmodell)

Im Folgenden soll nun, am Beispiel der FIB-KWL unter Verwendung von Beton GD-1, für den Fall des externen Alkalieintrags ein AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz bzw. ein AKR-Schädigungsmodell, welches sowohl die rechnerische Ermittlung der AKR-induzierten Dehnungen über die Zeit  $\varepsilon_{AKR,rech.}(t)$  als auch darauf aufbauend die Entwicklung der reduzierten Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n,red,AKR,rech.}(t)$  unter dem Einfluss einer fortschreitenden AKR-Schädigung ermöglicht, hergeleitet werden.

Im Rahmen von Untersuchungen an der BAM erfolgte die Probekörperherstellung, die AKR-provozierende Lagerung und die experimentelle Bestimmung der Dehnungen über zwölf Zyklen der FIB-KWL (vgl. Kapitel 3.5.2.1). Zur Ermittlung der Spannungs-Verformungsbeziehungen sowie der bruchmechanischen Materialkennwerte ( $f_{ct,n}$ ,  $G_F$ ) nach acht (168 d) und zwölf (252 d) Zyklen der FIB-KWL ohne Frost-Tau-Wechselphase (vgl. Abb. 3.24 und Tab. 3.6) wurden die Probekörper nach Karlsruhe übersendet.

In Abbildung 4.8 (links) ist die zeitliche Entwicklung der Dehnungen während der zwölf Zyklen der FIB-KWL unter Verwendung von Wasser ( $\varepsilon_{FIB-KWL(H_2O),exp.}(t)$ ) und NaCl ( $\varepsilon_{FIB-KWL(NaCl),exp.}(t)$ ) als aufstehende Prüflösung ohne Frost-Tau-Wechselphase (vgl. Kapitel 3.5.2.1) dargestellt. Die unmittelbar einsetzende Dehnungszunahme im ersten Zyklus (bis 21 Tage) resultiert aus der Lagerung bei erhöhter Temperatur und rel. Luftfeuchte (vgl. Abb. 2.13). Diese thermischen und hygri-schen Dehnungen treten grundsätzlich, unabhängig von der verwendeten aufstehenden Prüflösung und Betonzusammensetzung, bei der Durchführung dieser AKR-Performance-Prüfung auf [45, 82, 124].

Für die Bestimmung der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen  $\varepsilon_{AKR,exp.}(t)$  wird die Differenz aus den experimentell ermittelten Dehnungen unter Verwendung von NaCl (externer Alkalieintrag) und Wasser als aufstehende Prüflösung nach Gleichung 4.34 gebildet.

$$\varepsilon_{AKR,exp.}(t) = \varepsilon_{FIB-KWL(NaCl),exp.}(t) - \varepsilon_{FIB-KWL(H_2O),exp.}(t) \quad (4.34)$$

Im vorliegenden Fall (Beton GD-1) kann die zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen aufgrund der moderaten Zunahme bis zum 8. Zyklus (Anstieg auf 0,26 mm/m) und der Zunahme der Dehnungen um den Faktor 3,0 innerhalb der Zyklen acht bis zwölf in nachfolgend aufgeführte zwei Phasen eingeteilt werden:

- Phase I, 0 d bis 168 d (Zyklus 1 bis 8)
- Phase II, 168 d bis 252 d (Zyklus 8 bis 12)

Zur Darstellung des funktionalen Zusammenhangs zwischen AKR-induzierten Dehnungen  $\epsilon_{AKR,exp.}(t)$  und der Versuchsdauer  $t$  wurde eine Regressionsanalyse auf Basis der in Gleichung 4.35 angegebenen Funktion durchgeführt.

$$\epsilon_{AKR,rech.}(t) = a_{I/II} \cdot t^{n_{I/II}} \quad (4.35)$$

Dadurch war es möglich die in der Funktion enthaltenen Koeffizienten  $a_{I/II}$  und  $n_{I/II}$  zu ermitteln. In Tabelle 4.3 sind die Koeffizienten in Abhängigkeit von Phase I und Phase II angegeben. Zusätzlich dazu ist das sogenannte Bestimmtheitsmaß  $R^2$  aufgeführt, welches ein Maß zur Bewertung der Güte der Regression darstellt.

**Tab. 4.3:** Koeffizienten des AKR-Schädigungsmodells zur rechnerischen Bestimmung der AKR-induzierten Dehnungen  $\epsilon_{AKR,rech.}(t)$  während der FIB-KWL ohne Frost-Tau-Wechselphase

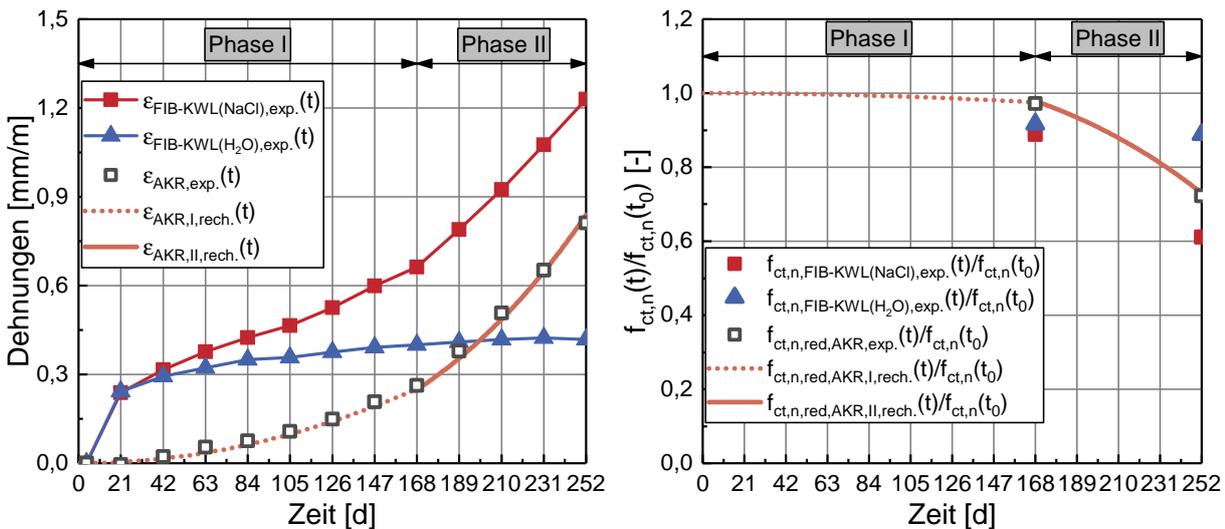
	Phase I		Phase II	
	0 d $\leq$ t < 168 d		168 d $\leq$ t $\leq$ 252 d	
	$a_I$	$n_I$	$a_{II}$	$n_{II}$
	[mm/(m · d <sup>2</sup> )]	[-]	[mm/(m · d <sup>3</sup> )]	[-]
$\epsilon_{AKR,rech.}(t)$ [mm/m]	$10^{-5,02}$	2,0	$10^{-7,28}$	3,0
Bestimmtheitsmaß $R^2$ [-], $R_I^2 = 0,993$ ; $R_{II}^2 = 0,989$				

In Abbildung 4.8 (rechts) ist die Abnahme der Nettozugfestigkeit unter Verwendung von Wasser ( $f_{ct,n,FIB-KWL(H_2O),exp.}/f_{ct,n}(t_0)$ ) und NaCl ( $f_{ct,n,FIB-KWL(NaCl),exp.}/f_{ct,n}(t_0)$ ) als aufstehende Prüflösung während der FIB-KWL, bezogen auf die Nettozugfestigkeit zum Beginn ( $t_0$ ) der FIB-KWL ( $f_{ct,n}(t_0)$ ) dargestellt.

Nachfolgend sollen die einzelnen Schritte zur Herleitung eines AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz, womit die Reduzierung der Nettozugfestigkeit infolge AKR-Schädigung ( $f_{ct,n,red.AKR,exp.}(t)$ ) auf Basis des Verlaufs der zeitlichen Dehnungsentwicklung, rechnerisch bestimmt werden kann, erläutert und begründet werden.

Zur Beurteilung der Auswirkungen einer schädigenden AKR auf die bruchmechanischen Materialeigenschaften während der FIB-KWL wurden nach acht ( $t_1 = 168$  d) und zwölf Zyklen ( $t_2 = 252$  d), vgl. Tabelle 3.6 (ohne mechanische Wechselbeanspruchung und ohne Frost-Tau-Wechsel), jeweils die Spannungs-Verformungsbeziehungen in Abhängigkeit der aufstehenden Prüflösung (H<sub>2</sub>O, NaCl) ermittelt und daraus die Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  sowie die Bruchenergien  $G_F$  bestimmt.

Während eines Zyklus der FIB-KWL wird die Entwicklung der Nettozugfestigkeit von zwei Effekten beeinflusst: thermisch-hygrische Beanspruchung sowie Festigkeitsentwicklung infolge Hydratation.



**Abb. 4.8:** Zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen (links) sowie der Nettozugfestigkeit während der FIB-KWL (rechts)

Die Trocknungsphase zu Beginn jedes Zyklus kann unter bestimmten Voraussetzungen zu Mikrorissen im Betongefüge führen und wirkt sich daher ungünstig auf die Festigkeitsentwicklung aus (vgl. Abb. 2.13). Im Zuge der darauffolgenden Nebelphase bei 45 °C kommt es bedingt durch die Feuchteaufnahme zu einer Erhöhung der Schalllaufzeit und folglich zu einer Zunahme des relativen dynamischen E-Moduls [124]. Gleichzeitig bietet die feuchtwarme Umgebung der FIB-KWL optimale Hydratationsbedingungen, die sich günstig auf die Festigkeitsentwicklung auswirken [82].

In diesem Zusammenhang spielt das Alter der Probekörper eine wesentliche Rolle. Während die im vorliegenden Fall im Labor hergestellten Probekörper, bedingt durch deren Alter von zwei bis drei Monaten noch Potential für die Festigkeitsentwicklung aufweisen, tritt dieser Effekt bei Probekörpern aus Betonfahrbahnen nicht mehr auf. Welcher der beiden Effekte bei Laborprobekörpern maßgebend ist, muss im Rahmen weiterer Untersuchungen geklärt werden.

Setzt man zu Beginn der FIB-KWL ( $t_0 = 0$  d) für die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}(t_0)$  einen Wert von 3,6 N/mm<sup>2</sup> an (vgl. Anhang C, Abb. C.6, Mitte, links), dann fällt sowohl nach dem 8. Zyklus als auch nach dem 12. Zyklus die Nettozugfestigkeit unter Verwendung von Wasser als aufstehende Prüflösung niedriger aus ( $f_{ct,n,FIB-KWL(H_2O),exp.}$ , vgl. Tabelle 3.6: Abnahme von 3,3 N/mm<sup>2</sup> auf 3,2 N/mm<sup>2</sup>). Die Reduzierung ist bei externem Alkalieintrag ( $f_{ct,n,FIB-KWL(NaCl),exp.}$ , vgl. Tabelle 3.6: Abnahme von 3,2 N/mm<sup>2</sup> auf 2,2 N/mm<sup>2</sup>), insbesondere nach zwölf Zyklen deutlich, ausgeprägter (vgl. Abb. 4.8, rechts).

Die reduzierte Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n,red,AKR,exp.}(t)$  [N/mm<sup>2</sup>] infolge AKR-Schädigung während der FIB-KWL soll nun analog zur Ermittlung der AKR-induzierten Dehnungen (vgl. Gleichung 4.35) mit Hilfe von Gleichung 4.36 rechnerisch bestimmt werden:

$$f_{ct,n,red,AKR,exp.}(t) = f_{ct,n}(t_0) - [f_{ct,n,FIB-KWL(H_2O),exp.}(t) - f_{ct,n,FIB-KWL(NaCl),exp.}(t)] \quad (4.36)$$

wobei  $f_{ct,n}(t_0)$  die Nettozugfestigkeit des Betons zu Beginn der FIB-KWL ( $t = t_0 = 0$  d),  $f_{ct,n,FIB-KWL(H_2O),exp.}$  die Nettozugfestigkeit während der FIB-KWL unter Verwendung von Wasser und  $f_{ct,n,FIB-KWL(NaCl),exp.}$  die Nettozugfestigkeit während der FIB-KWL unter Verwendung von NaCl als aufstehende Prüflösung ist.

Die zeitliche Entwicklung der reduzierten Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n,red,AKR,rech.}$  in den beiden Phasen I und II der FIB-KWL kann über Gleichung 4.37 unter Annahme der umgekehrten Verlaufsform der Dehnungen (vgl. Gleichung 4.35) mit den Koeffizienten  $b_{I/II}$  und  $n_{I/II}$

$$f_{ct,n,red,AKR,rech.}(t) = f_{ct,n}^*(t_0) - b_{I/II} \cdot t^{n_{I/II}} \quad (4.37)$$

und bezogen auf die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}(t_0)$  unmittelbar vor Beginn der FIB-KWL nach Gleichung 4.38 bestimmt werden:

$$\frac{f_{ct,n,red,AKR,rech.}(t)}{f_{ct,n}(t_0)} = \frac{f_{ct,n}^*(t_0) - b_{I/II} \cdot t^{n_{I/II}}}{f_{ct,n}(t_0)} \quad (4.38)$$

wobei  $f_{ct,n}^*(t_0) = f_{ct,n}(t_0) \cdot f_{I/II}$  ist. In Phase I beträgt dieser Anpassungsfaktor  $f_I = 1,0$  und in Phase II  $f_{II} = 1,08$  für die hier betrachtete Betonzusammensetzung (Beton GD-1). Für die Koeffizienten  $n_{I/II}$  gelten die in Tabelle 4.3 angegebenen Werte zur Ermittlung der AKR-induzierten Dehnungen. Abweichend von den Koeffizienten  $a_I$  und  $a_{II}$  zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen sind nun für die Koeffizienten zur rechnerischen Ermittlung der Abnahme der Nettozugfestigkeit infolge AKR, für  $b_I$  ein Wert von  $10^{-5,5}$  [ $N/(mm^2 \cdot d^2)$ ] und für  $b_{II}$  ein Wert von  $10^{-7,1}$  [ $N/(mm^2 \cdot d^3)$ ] den Gleichungen 4.37 bzw. 4.38 zugrunde zu legen.

Mit Hilfe von Gleichung 4.38 lässt sich nun die Abnahme der Nettozugfestigkeit infolge AKR-Schädigung ( $f_{ct,n,red,AKR,rech.}(t)$ ), vgl. Abb. 4.8 (rechts), während der FIB-KWL ohne Frost-Tau-Wechsel, rechnerisch bestimmen. An dieser Stelle konnte keine Regressionsanalyse durchgeführt werden, da lediglich zu zwei Zeitpunkten (nach acht und nach 12 Zyklen) die Ermittlung bruchmechanischer Materialkennwerte erfolgte. Daher gilt es im Rahmen weiterer Untersuchungen, die zuvor genannten bruchmechanischen Kennwerte, zusätzlich nach neun, zehn und elf Zyklen der FIB-KWL zu bestimmen, um die Aussagekraft des Modells zu prüfen.

Die in diesem Kapitel hergeleiteten Beziehungen hinsichtlich der rechnerischen Ermittlung der AKR-induzierten Dehnungen sowie der reduzierten Nettozugfestigkeiten gelten

ausschließlich für die betrachtete Betonart GD-1 und der FIB-KWL ohne Frost-Tau-Wechselphase.

Die experimentelle Bestimmung der reduzierten Nettozugfestigkeit infolge AKR-Schädigung erfolgte aus der Spannungs-Verformungsbeziehung, woraus zugleich die reduzierte Bruchenergie abgeleitet werden kann (vgl. Kapitel 3). Allerdings ist die Kenntnis der Bruchenergie nicht erforderlich, wenn die Beschreibung des Entfestigungsverhaltens eines AKR-geschädigten Betons im Rahmen numerischer Berechnungen über den in Kapitel 4.2.3.2 beschriebenen bilinearen Ansatz erfolgt.

Mithilfe der zuvor beschriebenen Vorgehensweise wurde ein mögliches Verfahren aufgezeigt, um auf Basis der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen im Rahmen der FIB-KWL, die Abnahme der Nettozugfestigkeit im Rahmen rechnerisch zu bestimmen. Die dadurch gewonnenen Erkenntnisse ermöglichen die Charakterisierung des Widerstandes, insbesondere der mit einer AKR-Schädigung einhergehenden veränderten Zugtragfähigkeit, von Betonfahrbahndecken im Rahmen numerischer Berechnungen (siehe Kapitel 6.4.4, Abb. 6.4). Um die hergeleiteten zeitlichen Entwicklungen im Rahmen numerischer Berechnungen für die Anwendung in der Praxis verwenden zu können, sollte jedoch anhand zukünftiger Untersuchungen geklärt werden, inwiefern eine Übertragung der im Labor zeitraffend aufgetragenen, AKR-provozierenden Beanspruchungsszenarien auf die Lebensdauer von Betonfahrbahnen in der Praxis möglich ist.

### 4.2.5 Untergrundeigenschaften

Zur Analyse der Spannungen und Verformungen sowie einer möglichen Rissbildung in Betonfahrbahndecken ist es zwingend erforderlich, die Eigenschaften des Unterbaus, insbesondere dessen Steifigkeit, im Rahmen der numerischen Berechnungen zu berücksichtigen. Hierzu bietet sich die in Kapitel 2.2.3 aufgezeigte Bettungsmodultheorie an, bei der die Nachgiebigkeit des Untergrundes unter Verwendung des äquivalenten Bettungsmoduls  $k_s$  erfolgt [74].

Beckhaus [16] simulierte im Rahmen seiner numerischen Untersuchungen am Modell der Betonfahrbahn einen sehr weichen Untergrund mit einem Wert von  $k_s = 0,01 \text{ N/mm}^3$  und eine sehr steife Bettung mit einem Wert von  $k_s = 0,10 \text{ N/mm}^3$ . Zur Untersuchung des Einflusses der Untergrundsteifigkeit auf das Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken betrachtete Maliha [74] einen weichen ( $k_s = 0,056 \text{ N/mm}^3$ ), steifen ( $k_s = 0,116 \text{ N/mm}^3$ ) und sehr steifen ( $k_s = 1,0 \text{ N/mm}^3$ ) Unterbau.

Nach Lang [70] ist jedoch der Bettungsmodul keine konstante Bodenkennziffer, sondern wird von der Dicke des zusammendrückbaren Untergrundes, von Form und Abmessungen der Betondecke sowie von der Intensität der Belastung beeinflusst. Aus diesem Grund leitete Ludt [73] für die Beanspruchungen infolge Temperatur, Feuchte und AKR sowie für den Lastfall Verkehr jeweils einen Bettungsmodul ab. Hierzu bestimmte er zunächst

die Sohldruckspannung infolge des Eigengewichts der Fahrbahnplatte und die Grenztiefe für die Setzungsberechnung. Anschließend wurde die Setzung im charakteristischen Punkt sowie aus dem Verhältnis der Sohldruckspannung zur Setzung der Bettungsmodul  $k_s$  ermittelt [73]. Die Berechnung des äquivalenten Bettungsmoduls  $k_s$  erfolgte unter Berücksichtigung der in Tabelle 4.4 angegebenen Eigenschaften der einzelnen Schichten.

**Tab. 4.4:** Materialkennwerte einzelner Schichten der Betonfahrbahn zur Berechnung des äquivalenten Bettungsmoduls  $k_s$  nach [42, 86, 123]

Schicht	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Querdehnzahl [-]	Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]
Beton	für Berechnung nicht erforderlich		2400 [86]
Hydraulisch gebundene Tragschicht	10000 [86]	0,2 [86]	2000 [86]
Frostschuttschicht	120 [42]	0,3 [123]	2000 [123]
Untergrund	50 [42]	0,3 [123]	2000 [123]

Für die im folgenden Kapitel beschriebenen numerischen Untersuchungen wird daher unter Verkehrsbeanspruchung ein äquivalenter Bettungsmodul von  $k_s = 0,024 \text{ N/mm}^3$  [73] angesetzt. Bei den Beanspruchungen infolge Temperatur, Feuchte und AKR wurde den Berechnungen ein Bettungsmodul von  $k_s = 0,087 \text{ N/mm}^3$  [73] zugrunde gelegt.

#### 4.2.6 Zusammenstellung der Materialeigenschaften

In Tabelle 4.5 sind die thermischen, hygrischen und mechanischen Materialeigenschaften von Beton SB zusammengefasst, welche für die numerischen Berechnungen zur Charakterisierung der Widerstandsseite verwendet werden.

Die Festlegung der thermischen Materialeigenschaften erfolgte auf Basis der in Tabelle 4.5 angegebenen Literaturquellen. Die (bruch-)mechanischen und hygrischen Materialeigenschaften inklusive der abgeleiteten Materialgesetze und -funktionen basieren auf Ergebnissen eigener experimenteller Untersuchungen (siehe Kapitel 3 sowie Anhang B) der Betone GD-1 (vgl. Tabelle 3.1) und GW-1 (vgl. Tabelle 3.2). In Abb. 4.1 (rechts) ist die Feuchtespeicherfunktion, in Abb. 4.2 das Enschwind- und Endquellmaß sowie die Feuchtedehnzahl in Abb. 4.3 für den fiktiven Beton SB angegeben. Ergänzend zu den 28 d-Werten der Zug- und Druckfestigkeit sowie des statischen E-Moduls ist in Abbildung 4.4 deren zeitliche Entwicklung über einen Betrachtungszeitraum von 30 Jahren des ungeschädigten Betons SB dargestellt.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen (siehe Kapitel 5) wird die mit einer AKR einhergehende Reduzierung der Steifigkeit über die in Abb. 4.7 dargestellte zeitliche Entwicklung von  $E_{c,eff,AKR}(t)/E_{c,eff}(t)$  für den Fall einer schlechten und guten Entwässerung berücksichtigt. Die Abbildung der reduzierten Zugfestigkeit im Rahmen der

**Tab. 4.5:** Thermische, mechanische und hygri-sche Materialeigenschaften für das Grundmodell der Betonfahrbahndecke für die numerischen Untersuchungen

<b>Materialeigenschaften</b>	<b>Einheit</b>	<b>Beton SB</b>
thermische Materialeigenschaften [73, 74]		
Wärmeleitfähigkeit $\lambda$	[W/(m·K)]	2,0
Wärmekapazität $C$	[W·h/(m <sup>2</sup> ·K)]	640
Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_T$	[1/K]	1,0·10 <sup>-5</sup>
hygrische Materialeigenschaften		
Feuchteleitfähigkeit $\lambda_F(\Phi)$	[mm <sup>2</sup> /d]	siehe Abb. 4.1, rechts
Endschwindmaß	[mm/m]	siehe Abb. 4.2, links
Endquellmaß	[mm/m]	siehe Abb. 4.2, rechts
Feuchtedehnzahl $\kappa(\Phi)$	[-]	siehe Abb. 4.3
mechanische Materialeigenschaften <sup>1)</sup> im Alter von 28 d		
mittlere Druckfestigkeit $f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40,1
mittlere zentrische Zugfestigkeit $f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,12
mittlerer E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29000
Querdehnzahl $\nu$	[-]	0,2
Kriechen	nach <i>fib</i> Model Code 2010 [78], Kapitel 4.2.3.4	

<sup>1)</sup> Zeitliche Entwicklung der Zug- und Druckfestigkeit sowie des E-Moduls, siehe Abb. 4.4

numerischen Berechnungen erfolgt schließlich unter Anwendung des AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetzes (Kapitel 4.2.4) in Kapitel 6.4.4 (siehe Abb. 6.4).

### 4.3 Quantitative Beschreibung der komplexen Beanspruchungen einer Betonfahrbahn (Einwirkungen)

Neben der Formulierung von Materialgesetzen zur Charakterisierung des thermisch-hygri-schen und (bruch-)mechanischen Materialverhaltens müssen für wirklichkeitsnahe, numerische Analysen die komplexen Beanspruchungen einer Betonfahrbahn (Einwirkungen) quantitativ beschrieben werden, da die Genauigkeit der numerischen Ergebnisse auch maßgeblich von der Güte der gewählten Beanspruchungsszenarien abhängig ist.

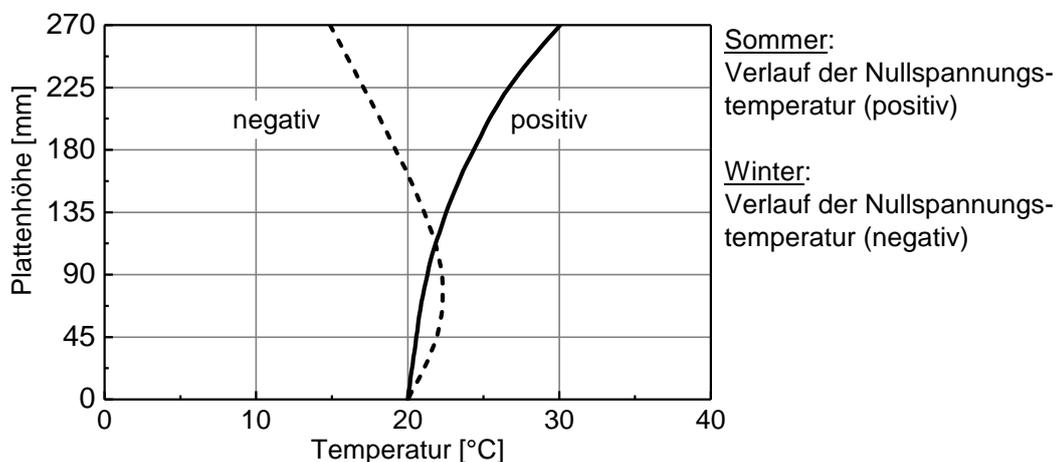
### 4.3.1 Temperatur

Die Berücksichtigung der Beanspruchung infolge Temperatur erfolgte auf Basis von aufgezeichneten Messwerten in der Betonfahrbahndecke der BAB 5 nahe Kronau [53]. In Anlehnung an [87] wurden den Berechnungen 3-stündige Mittelwerte zugrunde gelegt, wodurch mögliche Temperaturspitzen noch abgebildet werden können. Gleichzeitig bleiben dadurch die Dauer der numerischen Berechnungen sowie die daraus resultierende Menge an Daten in einem numerisch bewältigbaren Rahmen.

Die in [53] in unterschiedlichen Tiefen der Betonfahrbahndecke gemessenen Temperaturen wurden an die Oberseite und Unterseite der Betonfahrbahndecke extrapoliert. Durch dieses Vorgehen konnte indirekt eine mögliche Sonneneinstrahlung und deren Intensität sowie Wind und Verkehr berücksichtigt werden (siehe hierzu auch [42, 74, 87]).

Im Anhang C, in Abbildung C.14, sind die Temperaturverläufe eines äußerst heißen Sommers sowie in Abbildung C.15 die Verläufe eines besonders kalten Winters an der Ober- und Unterseite der Betondecke dargestellt. Die maximale Temperatur an der Oberseite beträgt  $40,9\text{ }^{\circ}\text{C}$ , die minimale Temperatur  $-6,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Über den Verlauf der Nullspannungstemperatur (siehe Kapitel 2.2.1) konnte die Berücksichtigung verschiedener Herstellungszeiträume erfolgen. Die Verläufe der Nullspannungstemperatur sind in Abbildung 4.9 für die Herstellung im Sommer (positiv) und Winter (negativ) dargestellt.



**Abb. 4.9:** Verlauf der Nullspannungstemperatur bei der Herstellung im Sommer (positiv) und Winter (negativ) in Anlehnung an [42]

Nach Foos [42, 111] stellt sich der Verlauf der Nullspannungstemperatur im Alter von 8 h bis 14 h nach Herstellung ein. Um eine mögliche Rissbildung im jungen Alter der Betonfahrbahndecke infolge starker Aufheizung durch Sonneneinstrahlung einschränken zu können, werden Nachbehandlungsmittel mit erhöhtem Hellbezugswert (Weißwert) eingesetzt [34].

### 4.3.2 Feuchte

Die Analyse der hygrischen Beanspruchungen im Rahmen der numerischen Untersuchungen beinhaltet neben dem Feuchteaustausch an der Oberseite der Betonfahrbahndecke auch die an der Unterseite vorhandene Art der Entwässerung. Während an der Oberseite, bedingt durch die klimatischen Verhältnisse, ein ständiger Wechsel von Austrocknungs- und Befeuchtungsphasen inklusive kapillarer Wasseraufnahme bei intensiven Regenereignissen vorliegt und berücksichtigt wird, wird an der Unterseite lediglich zwischen hohem (schlechte Entwässerung,  $\Phi_{US} = 1,15$ ) und niedrigem (gute Entwässerung,  $\Phi_{US} = 1,0$ ) Feuchteangebot differenziert.

Die Berücksichtigung der Feuchtebeanspruchung erfolgte bei früheren Arbeiten [42, 87] stark vereinfacht durch die Einteilung des Betrachtungszeitraums von einem Jahr in zwei Kategorien (April bis September und Oktober bis März) sowie des Tages (Tag und Nacht). Zur Berücksichtigung einer ausreichenden Nachbehandlung wurde in [87] das Feuchtepotential für die ersten sieben Tage der Betrachtung konstant auf  $\Phi = 1,0$  über den gesamten Querschnitt der Betonfahrbahndecke angesetzt. Hierbei handelt es sich um sehr günstige Verhältnisse, die die Gefahr der Rissbildung im jungen Betonalter stark reduzieren.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden neben den Feuchteverhältnissen an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (Art der Entwässerung; vgl. [42, 74, 87]) auch Niederschlagsereignisse durch Werte des Feuchtepotentials  $\Phi_{OS} \geq 1,0$  berücksichtigt. Dies erfolgte nicht wie in [74, 87] phasenweise, sondern wie bei der Temperaturbeanspruchung mithilfe 3-stündiger Mittelwerte in Anlehnung an die Testreferenzjahre (TRY) des deutschen Wetterdienstes (DWD) [21] für die Region Mannheim (vgl. Anhang C, Abbildung C.16 mit Regenereignissen und Abb. C.17 ohne Regenereignisse).

Als Anfangsbedingung wurde der Betondecke das Feuchtepotential von  $\Phi = 1,0$  unter Berücksichtigung der aktuell gängigen Herstellung (Waschbetonbauweise, vgl. Kapitel 2.1.3) für 24 h zugewiesen. Die hier gewählte Vorgehensweise zur Beschreibung der hygrischen Beanspruchungen eignet sich, um kurzzeitig einwirkende Feuchtewechsel zutreffend zu erfassen und dadurch die in der Betondecke auftretenden Feuchteschwankungen möglichst realistisch abbilden zu können, wodurch die Gefahr der Rissbildung zuverlässig untersucht werden kann.

### 4.3.3 Verkehr

Die Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchungen erfolgte nach Müller [87] gemäß dem DIN Fachbericht 101 [N31] unter Anwendung des Lastmodells 2 „Einzelachse“. Das Lastmodell besteht aus einer Einzelachse mit einer Radlast, welche sich aus dem Produkt von  $Q_{ak} \cdot \beta_Q$  ergibt. Hierbei ist  $\beta_Q = 0,8$  ein Faktor zur Anpassung an das nationale

Sicherheitsniveau und  $Q_{ak} = 120$  kN die Achslast, wenn lediglich ein Rad berücksichtigt wird. Daraus ergibt sich eine Last  $F = 96$  kN, die bezogen auf die Kontaktfläche von  $0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m}$  einen Kontaktdruck von  $p = 0,6 \text{ N/mm}^2$  erzeugt.

Zur Berücksichtigung räumlicher Effekte im Lastabtragungsverhalten der Betonfahrbahnplatte konnte das zweidimensionale Berechnungsmodell der thermischen und hygrischen sowie der AKR-induzierten Dehnungen nicht verwendet werden. Durch die Verwendung eines rotationssymmetrischen Berechnungsmodells in Anlehnung an [36] war es hingegen möglich, trotz zweidimensionaler Betrachtung räumliche Effekte abzubilden. Die zuvor betrachtete quadratische Kontaktfläche wurde in eine Kreisfläche mit dem Radius von  $r = 0,2257 \text{ m}$  umgerechnet. Auf die Berücksichtigung von Kriech- und Relaxationseffekten wurde beim Lastfall Verkehr verzichtet, da es sich hierbei um eine kurzzeitige Beanspruchung handelt.

#### 4.3.4 Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Die infolge einer AKR einhergehenden Prozesse (Einwirkung) wurden im Rahmen numerischer Berechnungen am Modell der Betonfahrbahn auf Grundlage der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke berücksichtigt. Grundlage des sogenannten globalen Ansatzes ist die Annahme [74, 87] bzw. die Kenntnis [61] der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke.

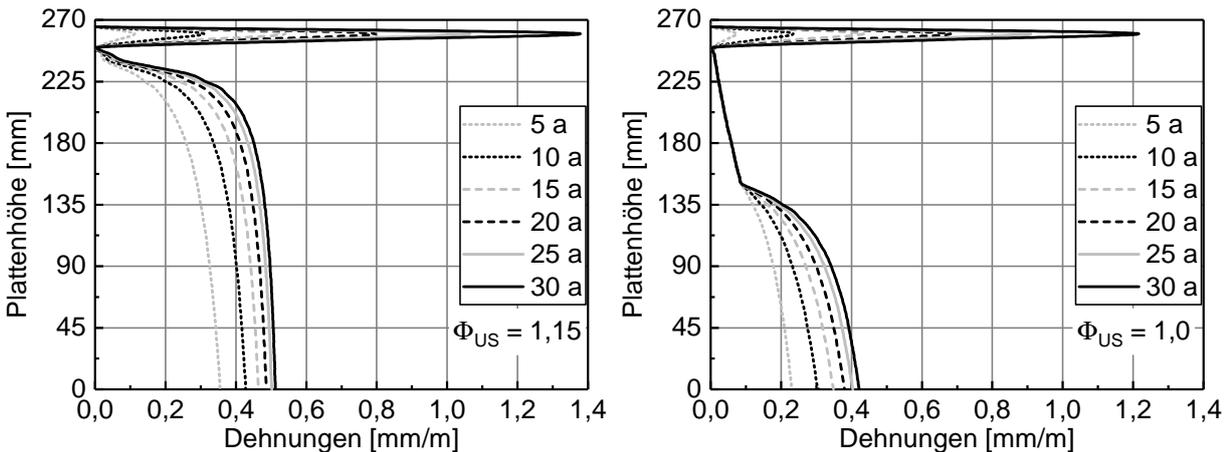
Aufbauend auf den Untersuchungen von [87] wurde zunächst im Rahmen erster numerischer Berechnungen eine lineare Zunahme der AKR-induzierten Dehnungen von der Plattenunter- zur Plattenoberseite angesetzt [131, 132]. An der Oberseite der Fahrbahnplatte wurde auf der sicheren Seite liegend der maximale, experimentell ermittelte Dehnungswert im Rahmen der FIB-KWL (vgl. Abb. 3.22, links) angenommen.

Aus den aufgebrachtten AKR-induzierten Dehnungen resultierte eine Aufwölbung der Betonplatte. Nach 20 Jahren wurde in Plattenmitte eine maximale Vertikalverformung der Plattenoberseite von 3,5 mm erreicht. An der Unterseite stellten sich Zugspannungen ein, die einen Wert von  $1,2 \text{ N/mm}^2$  nicht überschritten. Somit bestand keine Gefahr der Rissbildung infolge AKR. Die an der Oberseite entstandenen Druckspannungen können sogar Zugspannungen, resultierend aus thermisch-hygrischer Beanspruchung, abmindern und somit die Gefahr einer Rissbildung herabsetzen [131, 132].

Für die Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke soll im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf Ergebnisse der FOR 1498 (Lehrstuhl für Statik und Dynamik der Ruhr-Universität Bochum) zurückgegriffen werden (vgl. Kapitel 2.3.6). Mit Hilfe der Mehrskalenmodellierung konnte die zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen über den Fahrbahnquerschnitt unter Berücksichtigung einer schlechten und guten Entwässerung rechnerisch

von Iskhakov [61] hergeleitet werden (vgl. Abb. 2.14). Zusätzlich dazu konnten von Iskhakov [62] die Auswirkungen einer schädigenden AKR auf den E-Modul in Abhängigkeit von der Plattenhöhe und dem Alter der Betondecke bestimmt werden (vgl. Abbildung 2.15).

In Abbildung 4.10 ist die zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen für den Fall einer schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung in Anlehnung an [61] dargestellt.



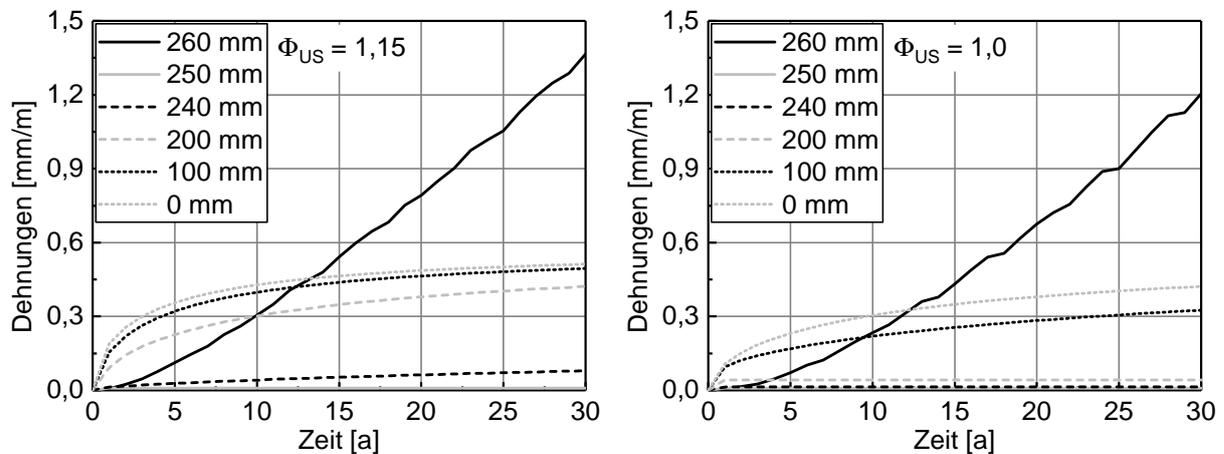
**Abb. 4.10:** Zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke für den Fall einer schlechten Entwässerung (sE, links) und einer guten Entwässerung (gE, rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61], vgl. Abb. 2.14

Abweichend von der bisherigen Annahme [74, 87, 131, 132] der linearen Dehnungsverteilung über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke treten erhöhte AKR-induzierte Dehnungen an der Unterseite sowie die maximalen Dehnungen bei einer Plattenhöhe von  $h = 260$  mm (nahe der Oberseite) unabhängig von der Art der Entwässerung auf. Dort herrschen nach 30 a die größten Dehnungen ( $\epsilon_{AKR,sE,max}(t = 30 \text{ a}) = 1,4$  mm/m und  $\epsilon_{AKR,gE,max}(t = 30 \text{ a}) = 1,2$  mm/m).

Die in Abbildung 4.10 angegebenen Dehnungsverläufe infolge AKR sind für Elemente mit einer Höhe von  $h_{el} = 10$  mm (Knotenabstand von 5 mm) gültig. Vergleichend dazu sind im Anhang C, in Abb. C.18, die Dehnungsverläufe infolge AKR für eine Elementhöhe von  $h_{el} = 4$  mm (Knotenabstand von 2 mm) sowie der Vergleich der Dehnungsverläufe infolge AKR unter Variation der Elementhöhe im oberflächennahen Bereich (270 mm bis 250 mm) in Abb. C.19 dargestellt.

Bei den in Abb. 4.10 angegebenen AKR-induzierten Dehnungen wurde hinsichtlich ihrer zeitlichen Entwicklung der Einfluss der externen Alkalizufuhr und die Feuchteverteilung innerhalb der Betondecke berücksichtigt. In Abb. 4.11 ist ergänzend dazu, die zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen in verschiedenen Höhen der Betondecke für

den Fall einer schlechten Entwässerung (sE, links) und einer guten Entwässerung (gE, rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61] über einen Zeitraum von 30 Jahren dargestellt.



**Abb. 4.11:** Zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen in verschiedenen Höhen der Betondecke (260 mm, 250 mm, 240 mm, 200 mm, 100 mm und 0 mm, Unterseite) für den Fall einer schlechten Entwässerung (sE, links) und einer guten Entwässerung (gE, rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61]

Im Großteil der Betondecke ist unabhängig vom Feuchteangebot an der Unterseite der Verlauf der AKR ohne externe Alkalizufuhr durch ein logarithmisches Wachstum der AKR-induzierten Dehnungen gekennzeichnet. Abweichend davon ist bei einer Plattenhöhe von 260 mm eine kontinuierliche Zunahme der AKR-induzierten Dehnungen erkennbar, die im Falle der schlechten Entwässerung höher als bei guter Entwässerung ausfällt. Ursache hierfür sind die in den Wintermonaten durch das Aufbringen von Streusalz über die Oberseite eingedrungenen Alkalien. Bei einer Plattenhöhe von 250 mm treten unabhängig von der Art der Entwässerung aufgrund mangelnder Feuchte durch Austrocknung der Oberseite zu keinem Zeitpunkt Dehnungen infolge AKR auf [60, 132]. Bei guter Entwässerung treten im Bereich der Plattenhöhe von 250 mm bis 200 mm keine bzw. vernachlässigbar geringe AKR-induzierte Dehnungen auf, da infolge des geringeren Feuchteangebots an der Unterseite, die aufsteigende Feuchtefront nicht soweit voranschreiten kann.

Alternativ zum zuvor beschriebenen globalen Berechnungsansatz wurde im Rahmen der FOR 1498 in [131, 132] ein lokaler Berechnungsansatz verfolgt. Grundlage des lokalen Ansatzes waren die Auswertungen von Dünnschliffuntersuchungen hinsichtlich auftretender AKR-Merkmale [46] in Form von Gel und Rissen. Die mit der Gel-Bildung einhergehende Volumenvergrößerung wurde im numerischen Berechnungsmodell der Betondecke durch die lokale Ausdehnung einzelner Elemente in Abhängigkeit der Plattenhöhe berücksichtigt. Dieser Ansatz wird im Folgenden nicht weiter verfolgt, da noch keine ausreichend breite Basis an Untersuchungsergebnissen hinsichtlich AKR-Gelbildung und AKR-induzierter Rissbildung über den gesamten Querschnitt der Betonfahrbahndecke vorliegen.

## 4.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im Zuge der theoretisch-analytischen Untersuchungen zur Herleitung eines AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetzes wurden zunächst die thermischen Materialeigenschaften für einen typischen Straßenbeton (fiktiver Beton SB) auf Basis von Literaturangaben definiert sowie hygrische Materialfunktionen auf Basis experimenteller Untersuchungen abgeleitet. Die Veränderung der thermischen und hygrischen Materialeigenschaften infolge einer schädigenden AKR wurden hierbei nicht berücksichtigt, da der Fokus der Arbeit auf die Veränderung mechanischer Materialeigenschaften unter AKR-Einfluss lag. Entsprechende Untersuchungen sind weiterführenden Arbeiten vorbehalten.

Auf Basis der Gleichungen des *fib* Model Code 2010 [78] konnten die zeitlichen Entwicklungen der Druck- und Zugfestigkeit sowie der Steifigkeit für einen typischen, ungeschädigten Straßenbeton (Beton SB) unter Berücksichtigung der Ergebnisse experimenteller Untersuchungen für den Betrachtungszeitraum von 30 Jahren hergeleitet werden. Die experimentelle Bestimmung bruchmechanischer Materialeigenschaften ermöglichte die Beschreibung des Nachbruchverhaltens bzw. der Entfestigungsbeziehung.

Für die Analyse des Langzeitverhaltens wurde das viskoelastische Materialverhalten des Werkstoffs Beton (Kriechen) über die Einführung des sogenannten effektiven E-Moduls berücksichtigt. Durch die Wahl dieses Ansatzes ist es möglich sowohl die Reduzierung des E-Moduls als auch die Zunahme der Kriechzahl infolge einer schädigenden AKR gleichzeitig zu berücksichtigen. Zur Abbildung der mit einer AKR einhergehenden Reduzierung der Steifigkeit  $E_{c,eff,AKR}$  wurde die Betondecke in Abhängigkeit des Feuchteangebots (Art der Entwässerung) in sechs Bereiche eingeteilt. Innerhalb dieser Bereiche erfolgte die Abnahme der Steifigkeit in Anlehnung an Iskhakov [61]. Dadurch konnte eine Reduzierung der Steifigkeit für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential sowie bei externer Alkalizufuhr differenziert betrachtet werden. Untersuchungen von Mielich [82], unter Anwendung der FIB-KWL, bestätigen die dem Ansatz zugrunde liegende Reduzierung der Steifigkeit.

Auf Grundlage einer breiten Basis an Ergebnisdaten aus den umfangreichen experimentellen Untersuchungen konnten die Auswirkungen einer fortschreitenden inneren Schädigung infolge AKR auf die Zugtragfähigkeit quantifiziert werden. Für den einseitigen, externen Alkalieintrag im Rahmen der FIB-KWL wurde ein AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz hergeleitet, womit auf Basis der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen, die Reduzierung der Nettozugfestigkeit infolge einer AKR-Schädigung rechnerisch bestimmt werden kann. Dadurch wurde eine Möglichkeit geschaffen, die Abnahme der Zugfestigkeit unter Kenntnis der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen, im Rahmen numerischer Berechnungen abbilden zu können. In diesem Zusammenhang gilt es noch im Zuge weiterführender wissenschaftlicher Arbeiten zu klären, inwiefern eine Übertragung der im Labor zeitraffend aufgebrauchten, AKR-provozierenden Bean-

spruchungsszenarien auf die Lebensdauer von Betonfahrbahnen in der Praxis möglich ist. Dies kann z. B. über eine vergleichende Schadenscharakterisierung erfolgen.

Gleichzeitig erfolgte die quantitative Beschreibung der komplexen Beanspruchungen von Betonfahrbahndecken infolge Temperatur, Feuchte und Verkehr sowie der Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Hierbei wurde unter hygrischen Beanspruchungen an der Unterseite der Betonfahrbahndecke zwischen einer guten und schlechten Entwässerung differenziert. Zur Berücksichtigung der AKR als Einwirkung im Zuge numerischer Berechnungen wurden erstmalig die im Rahmen der FOR 1498 mittels Mehrskalenmodellierung hergeleiteten nichtlinearen Dehnungsverläufe verwendet. Diese beschreiben die zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Feuchteverteilung sowie der Alkalizufuhr von außen. Hierbei gilt: Die maximalen AKR-induzierten Dehnungen treten in einer Plattenhöhe von 260 mm am Ende des Betrachtungszeitraums von 30 Jahren auf und sind unter Berücksichtigung der schlechten Entwässerung zu jedem Zeitpunkt größer als bei guter Entwässerung. Umso höher die AKR-induzierten Dehnungen sind, desto größer fällt die Reduzierung der Steifigkeit unter AKR-Einfluss aus. Den Dehnungsverläufen liegt die Annahme zu Grunde, dass im Beton ausschließlich reaktive Gesteinskörnungen vorhanden sind, wodurch die resultierenden Dehnungen möglicherweise überschätzt werden. Dies gilt es im Rahmen der Ergebnisanalyse in Kapitel 6 durch den Vergleich der Ergebnisse aus Labor und Praxis einzuordnen.

Durch die abgeleiteten Beziehungen zur Charakterisierung des veränderten Materialverhaltens AKR-geschädigten Betons sowie der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen wurde die Möglichkeit geschaffen, das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton im Rahmen numerischer Berechnungen möglichst realistisch abbilden zu können und die Gefahr der Rissbildung zuverlässig zu prognostizieren. Inwiefern diese mit den Gegebenheiten der Praxis vergleichbar sind, wird in Kapitel 6 näher erläutert.



# Kapitel 5

## Numerische Untersuchungen

### 5.1 Vorbemerkungen

Die numerischen Untersuchungen dienen vornehmlich zur Analyse und Prognose des Spannungs- und Verformungsverhaltens von Fahrbahndecken aus Beton unter den in der Praxis gegebenen komplexen Einwirkungen. Hierzu wird zunächst ein geeignetes Berechnungsmodell auf Basis von [42, 74, 87] (weiter-)entwickelt. Einen Schwerpunkt bei der Entwicklung des Rechenmodells stellt die Implementierung der zeitabhängigen Materialeigenschaften in Verbindung mit der realistischen Abbildung des durch eine AKR beeinflussten (bruch-)mechanischen Materialverhaltens (Widerstand, vgl. Kapitel 4.2.3) sowie der komplexen Beanspruchungsszenarien (Einwirkungen, vgl. Kapitel 4.3) dar.

Vor der Analyse des Spannungs- und Verformungsverhaltens der Betondecke erfolgt zunächst die Kalibrierung und Verifizierung des numerischen Berechnungsmodells bei hygrischer Beanspruchung (siehe Kapitel D.1), um die Feuchteverteilung in der Betondecke unter wechselnden hygrischen Randbedingungen möglichst realistisch abbilden zu können. Zusätzlich dazu wird im Rahmen einer numerischen Analyse unter thermisch-hygrischen Randbedingungen untersucht, ob überhaupt, in welchem Umfang und zu welchen Zeiten die Voraussetzungen für eine AKR vorliegen, mit dem Ziel AKR-auslösende Zeiträume identifizieren zu können.

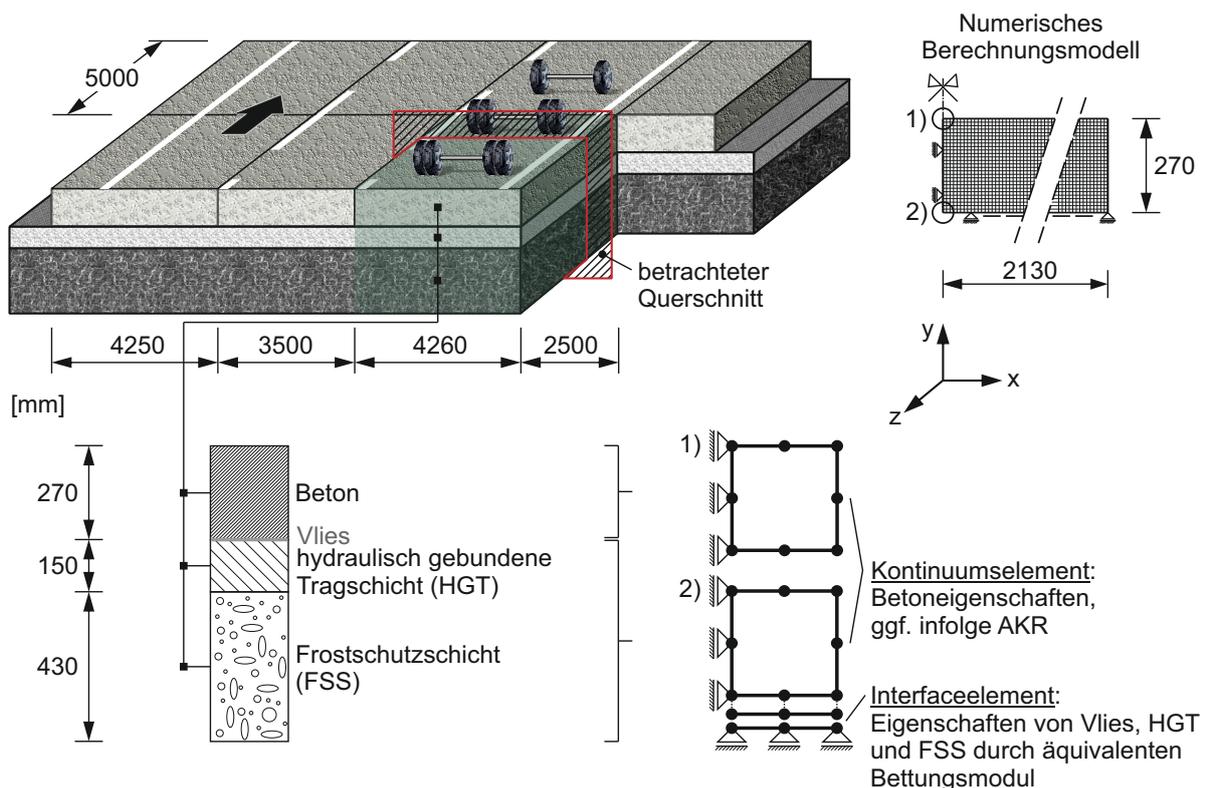
Im Rahmen der numerischen Berechnungen am Modell der Betonfahrbahn wird schließlich der Einfluss konstruktiver Parameter (Plattenhöhe, Art der Entwässerung), Materialeigenschaften (Steifigkeitsentwicklung des Betons, Untergrundsteifigkeit) sowie der Netzfeinheit (Elementhöhe) auf das Spannungs- und Verformungsverhalten der Betonfahrbahndecke für die Beanspruchungen infolge Temperatur, Feuchte, Verkehr und AKR zunächst einzeln untersucht. Primäres Ziel ist es, kritische Spannungszustände mit hohen Zugspannungen für die einzelnen Beanspruchungen sowie deren Überlagerung innerhalb der Betondecke zu identifizieren.

Im Nachfolgenden werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen unter thermischer und hygrischer Beanspruchung in den letzten beiden Jahren der planmäßigen Lebensdauer (30 Jahre [90]) von Fahrbahnen aus Beton betrachtet. Grund hierfür ist die

Tatsache, dass die mit einer AKR einhergehenden Dehnungen mit fortschreitendem Betonalter zunehmen und eine daraus resultierende Betonschädigung erst im fortgeschrittenen Betonalter eintritt.

## 5.2 Modellbildung

Grundlage der numerischen Berechnungen mit dem Finite-Elemente-Programm DIANA (DISplacement ANALyser, Version 10.2) ist das in Abbildung 5.1 dargestellte Modell der Betonfahrbahn, bestehend aus Betonfahrbahndecke (Betondecke, kurz: Betonplatte oder Platte), Vliesstoffzwischen-schicht (Vlies), hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) und Frostschutzschicht (FSS). Die angegebenen Abmessungen der einzelnen Schichten orientieren sich hierbei an den Vorgaben der Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12) [N33] der Belastungsklasse Bk100 (vgl. Abbildung 2.1).



**Abb. 5.1:** Schematische Darstellung des Aufbaus einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn nach ZTV Beton-StB 07 [N35] gemäß der Belastungsklasse Bk100 (RStO 12 [N33]) und des betrachteten Fahrbahnquerschnitts inklusive Berechnungsmodell mit verwendetem FE-Netz

Bei den Untersuchungen wurde eine Betonplatte des Hauptfahrstreifens mit einer Länge von 5,0 m, einer Breite von 4,26 m und einer Höhe von 270 mm betrachtet. Um die

in Abbildung 2.11 dargestellten Längsrisse in der Fahrbahnplatte numerisch erfassen zu können, erfolgte die Betrachtung eines Segments der Betonfahrbahn, senkrecht zur Fahrtrichtung (vgl. Abb. 5.1, betrachteter Querschnitt).

Das in Abbildung 5.1 angegebene Koordinatensystem hat seinen Ursprung an der Unterseite ( $y = 0$  mm) in der Symmetrieachse (Plattenmitte,  $x = 0$  mm) der Betonfahrbahn-  
decke. Daraus ergibt sich ein maximaler Abstand vom Ursprung zum Plattenrand von  $x = 2130$  mm. Die Plattenoberseite bzw. die Oberseite der Betonfahrbahn-  
decke befindet sich bei  $y = 270$  mm.

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Berechnungen beschränken sich auf die aktuell übliche Bauweise „ohne Verbund“ mit Zwischeneinlage aus Vlies (Geotextil) [99], bei der keine Verbundwirkung zwischen Betonplatte und hydraulisch gebundener Tragschicht angenommen wird. Dadurch wird das Abheben der Platte nicht behindert. Diese Eigenschaft sowie die Steifigkeit des Unterbaus (äquivalenter Bettungs-  
modul  $k_s$ ) werden unter Verwendung von 6-Knoten-Interfaceelementen vom Typ CL12I [30] abgebildet. Die Berücksichtigung der Betoneigenschaften erfolgt über 8-Knoten-  
Kontinuumselemente vom Typ CQ16E [30].

Bei den numerischen Analysen wurde vorwiegend der obere Querschnittsbereich einer Betonfahrbahn, die Betondecke, untersucht. Dabei stand die 2D-Modellierung im Vordergrund. Grund hierfür ist der Sachverhalt, dass die komplexen Prozesse des gekoppelten Feuchte- und Wärmetransports in Verbindung mit einer Rissbildung unter der Berücksichtigung des rheologischen Betonverhaltens bislang nur in einer zweidimensionalen Betrachtung analysierbar sind. Um jedoch auch 3D-Effekte mit einfließen lassen zu können, wurden vereinfachte Analysen an geeigneten 3D-Modellen durchgeführt, vgl. Kapitel 4.3.3.

Für das Grundmodell (GM) der Betonfahrbahn wurden die in Tabelle 4.5 angegebenen thermischen und hygrischen Materialeigenschaften bzw. Materialgesetze sowie die zeitlichen Entwicklungen der Druck- und Zugfestigkeit sowie des statischen E-Moduls nach Abb. 4.4 herangezogen.

Die Simulation der Rissbildung und -ausbreitung erfolgte unter Verwendung der nicht-linear-elastischen Bruchmechanik nach Bažant und Oh [15]. Zur Abbildung des Nachbruchverhaltens von Beton gelangte die bilineare Beziehung gemäß dem *fib* Model Code 2010 [78] zur Anwendung (vgl. Kapitel 4.2.3.2). Die Berücksichtigung der Heterogenität des Betons bzw. der Streuung der Materialeigenschaften erfolgte durch die Variation der den Elementen zugewiesenen Zugfestigkeit und Bruchenergie [79], vgl. Kapitel 4.2.3.3.

Tabelle 5.1 gibt eine Übersicht hinsichtlich der betrachteten Beanspruchungen infolge Temperatur (T), Feuchte (H), Verkehr (V) und AKR sowie eine Zusammenstellung maßgebender Einflussfaktoren, welche im Rahmen der numerischen Berechnungen zunächst

zur Ermittlung des Spannungs- und Verformungsverhaltens am Modell der Betonfahrbahn berücksichtigt wurden.

**Tab. 5.1:** Übersicht der betrachteten Beanspruchungen sowie Zusammenstellung maßgebender Einflussfaktoren im Rahmen der numerischen Berechnungen an Fahrbahndecken aus Beton

	Beanspruchung/Lastfall			
	Temperatur (T)	Feuchte (H)	Verkehr (V)	AKR
Konstruktive Randbedingungen				
Plattenhöhe [mm]	270	270; 300	270; 300	270; 300
Art der Entwässerung	-	gut; schlecht	-	gut; schlecht
Materialeigenschaften				
Steifigkeit des Betons	$E_{cm}(t)$	$E_{c,eff}(t)$	$E_{cm}(t)$	$E_{c,eff}(t)$ ; $E_{c,eff,AKR}(t)$
Untergrundsteifigkeit	weich; steif	weich; steif	weich; steif	weich; steif
Netzfeinheit im oberflächennahen Bereich				
Elementhöhe [mm]	10	4; 10	10	4; 10

Grundmodell (GM):  $f_{cm}(t)$ ,  $f_{ctm}(t)$  siehe Abb. 4.4;  $h = 270$  mm;  $h_{el} = 10$  mm;  $k_s = 0,087$  N/mm<sup>3</sup>  
 Steifigkeitsentwicklung im GM in Abhängigkeit des Lastfalls → T, V:  $E_{cm}(t)$ ; → H, AKR:  $E_{c,eff}(t)$   
 Art der Entwässerung: gut ( $\Phi_{US} = 1,0$ ); schlecht ( $\Phi_{US} = 1,15$ )  
 Untergrundsteifigkeit: weich ( $k_s = 0,01$  N/mm<sup>3</sup>) [16]; steif (T, H, AKR:  $k_s = 0,087$  N/mm<sup>3</sup> bzw. V:  $k_s = 0,024$  N/mm<sup>3</sup>) [73]

Zur Untersuchung konstruktiver Randbedingungen wurde im Grundmodell für die Betonfahrbahndecke zunächst eine Höhe von 270 mm nach [N33], vgl. Abbildung 2.1 und Abbildung 5.1 angesetzt. Der Einfluss der Plattenhöhe konnte durch die Erhöhung der Betonfahrbahndecke für alle aufgeführten Lastfälle untersucht werden. Lediglich unter thermischen Beanspruchungen wurde auf Ergebnisse von Maliha [74] zurückgegriffen.

Durch die Art der Entwässerung wird an der Unterseite der Betonfahrbahndecke das Angebot an Feuchte bestimmt, vgl. Kapitel 2.1.1. Die Auswirkungen einer guten ( $\Phi_{US} = 1,0$ ) und einer schlechten ( $\Phi_{US} = 1,15$ ) Entwässerung wurden ausschließlich für die Lastfälle Feuchte und AKR betrachtet. Hierbei wird die Feuchteverteilung innerhalb der Betondecke sowie die daraus resultierenden Spannungen und Dehnungen maßgeblich vom Feuchtegehalt an der Unterseite der Betondecke beeinflusst.

In Abhängigkeit der Art der Beanspruchung berücksichtigen die numerischen Analysen das viskoelastische Materialverhalten von Beton durch die Einführung des effektiven

E-Moduls  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22. Dadurch können die bei Langzeitbetrachtungen auftretenden Kriecheffekte abgebildet werden (vgl. Kapitel 4.2.3.4).

Kriechen von Beton und somit der effektive E-Modul  $E_{c,eff}(t)$  wird nur dann relevant, wenn ein Bauteil unter (konstanter) Dauerlast steht. Dies ist für die hier betrachteten thermischen Beanspruchungen nicht der Fall, da aufgrund der kurzzeitigen Beanspruchungen (3-stündige Mittelwerte) ein ständiger Wechsel der Temperatur zu hohen Dehnungen und diese wiederum zu hohen Spannungen führen können. Mit einem nennenswerten Abbau der Eigenspannungen unter thermischer Beanspruchung ist daher nicht zu rechnen [74].

Im Vergleich dazu laufen hygri sche Transportprozesse und die AKR um ein Vielfaches langsamer ab, sodass in diesen Fällen den Berechnungen der effektive E-Modul  $E_{c,eff}(t)$  zur Abbildung von Kriecheffekten zugrunde gelegt werden darf [74]. Im Zuge der Überlagerung kritischer Spannungszustände einzelner Lastfälle (Superposition) wurde daher unter thermischer Beanspruchung die Steifigkeitsentwicklung  $E_{cm}(t)$  nach Gleichung 4.8 zugrunde gelegt. Für den Lastfall Feuchte und AKR wurde der effektive E-Modul  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22 verwendet. Zusätzlich dazu konnte beim Lastfall AKR die mit einer AKR-Schädigung einhergehende Abnahme des E-Moduls und Zunahme der Kriechzahl über den effektiven E-Modul  $E_{c,eff,AKR}(t)$  berücksichtigt werden (siehe Abb. 4.7).

Für das Modell der Betonfahrbahndecke wurden zunächst quadratische Kontinuumselemente mit einer Kantenlänge von 10 mm gewählt. Vergleichsrechnungen mit kleineren Elementen (5 mm) führten unter thermischen Beanspruchungen zu vernachlässigbar geringen Abweichungen, aber zu unverhältnismäßig langen Berechnungszeiten und sehr großen Datenmengen. Eine Vergrößerung der Elemente und die damit verbundene gröbere Diskretisierung verursachten Abweichungen, die nicht mehr tolerierbar waren.

Aufgrund des schnellen Abbaus hoher Zugspannungen in unmittelbarer Nähe zur Oberseite der Betonfahrbahndecke unter hygri scher Beanspruchung sowie beim Lastfall AKR wurde im oberflächennahen Bereich (Plattenhöhe von  $y = 250$  mm bis  $y = 270$  mm) die Elementhöhe von 10 mm auf 4 mm reduziert. Dadurch war u. a. eine feinere Ausgabe der Spannungsverteilung in der Randzone der Betondecke möglich.

### 5.3 Analyse zur Identifikation AKR-auslösender Zeiträume

Der Verlauf einer schädigenden AKR in Fahrbahndecken aus Beton wird maßgeblich von den veränderlichen Temperatur- und Feuchtebedingungen beeinflusst (vgl. Kapitel 2.3.2). So kann z. B. anhand der auf Klimadaten basierenden thermisch-hygri schen Verhältnisse in der Fahrbahnplatte abgeschätzt werden, ob überhaupt, in welchem Umfang und zu welchen Zeiten die Voraussetzungen für eine AKR gegeben sind.

Zur Klärung dieser Fragestellungen wurden zunächst im Rahmen numerischer Berechnungen für die in Kapitel 4.3.1 dargestellten thermischen (vgl. Anhang C, Abb. C.14) sowie die in Kapitel 4.3.2 angegebenen hygrischen Einwirkungen (vgl. Anhang C, Abb. C.16 und Abb. C.17) Temperatur- und Feuchteverteilungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke ermittelt. Hierzu wurde anfangs die Einschwingdauer der vorliegenden Konstruktion (vgl. Abb. 5.1) bestimmt. Diese entspricht dem Zeitraum, ab dem die Temperatur- und Feuchteverteilungen unter zyklischer Beanspruchung, bei zuvor festgelegten Anfangsbedingungen, bei den ersten beiden aufeinander folgenden Jahre, identisch sind [100].

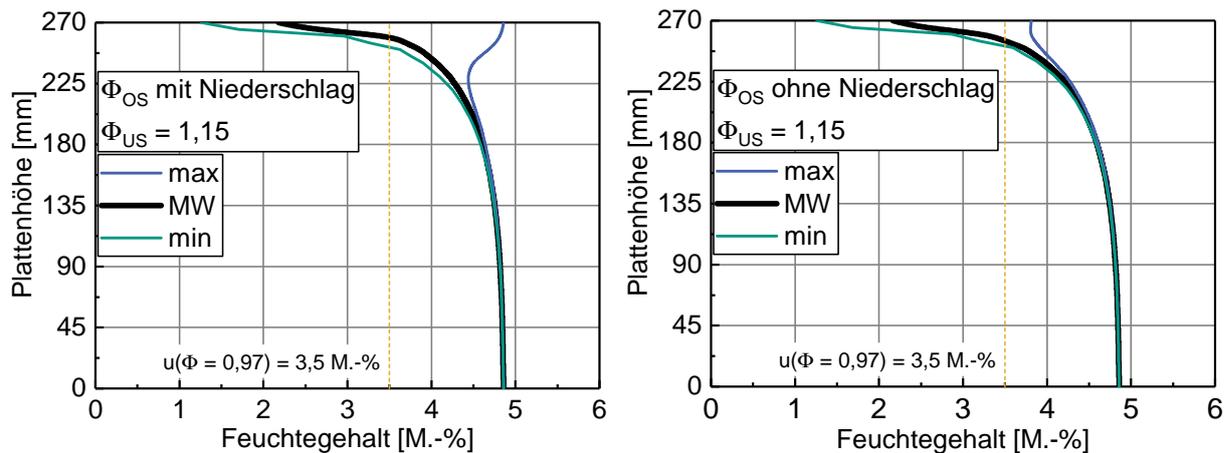
Unter thermischer Beanspruchung wurden die in Abb. 4.9 angegebenen Verläufe der Nullspannungstemperatur als Anfangsbedingung angesetzt. Bei hygrischer Beanspruchung betrug das Feuchtepotential im gesamten Querschnitt der Betonfahrbahndecke für 24 Stunden konstant  $\Phi = 1,0$ .

Im Zuge der Berechnungen ergab sich unabhängig von der Art der Beanspruchung (thermisch oder hygrisch) für die in Abbildung 5.1 dargestellte Konstruktion eine Einschwingdauer von drei Jahren. Folglich sind die Temperatur- und Feuchteverteilungen im Querschnitt der Betonfahrbahndecke im Alter von zwei und drei Jahren nach Herstellung und zu jedem späteren Zeitpunkt identisch.

Eine der drei Grundvoraussetzungen für den Ablauf einer schädigenden AKR (vgl. Kapitel 2.3) ist ein ausreichendes Feuchteangebot, welches im Falle von Betonfahrbahndecken an der Oberseite durch Niederschlagsereignisse (Regen und Schnee) und an der Unterseite durch die Art der Entwässerung (gut:  $\Phi_{US} = 1,0$ ; schlecht:  $\Phi_{US} = 1,15$ ) beeinflusst wird. Daher wird im Folgenden zunächst auf den Einfluss von Niederschlagsereignissen sowie der Entwässerung auf die Feuchteverteilung in Betonfahrbahndecken eingegangen. Unter Berücksichtigung der Ausführungen in Kapitel 2.3 wurde der Grenzwert bzgl. des notwendigen Angebots an Feuchte für das Stattfinden einer schädigenden AKR auf ein Feuchtepotential von  $\Phi = 0,97$  festgelegt. Dies entspricht einer relativen Luftfeuchte von 97 % bzw. einem Feuchtegehalt von  $u = 3,5$  M.-% für den betrachteten Straßenbeton (vgl. Abb. 4.1).

In Abbildung 5.2 sind die jahreszeitlichen Schwankungen des Feuchtegehalts über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke mit (links) und ohne (rechts) Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen an der Oberseite der Betondecke ( $\Phi_{OS}(t)$ ) für den Fall einer schlechten Entwässerung dargestellt. Das Feuchtepotential von  $\Phi_{US} = 1,15$  an der Unterseite der Betonfahrbahndecke entspricht einem Feuchtegehalt von  $u = 4,9$  M.-% (vgl. Abb. 4.1).

Bei den dargestellten Verläufen handelt es sich um die innerhalb eines Jahres in einer bestimmten Tiefe auftretenden, zu einem Verlauf verbundenen minimalen (min), mittleren (MW) oder maximalen (max) Werte des Feuchtegehalts. Die dargestellten Verläufe



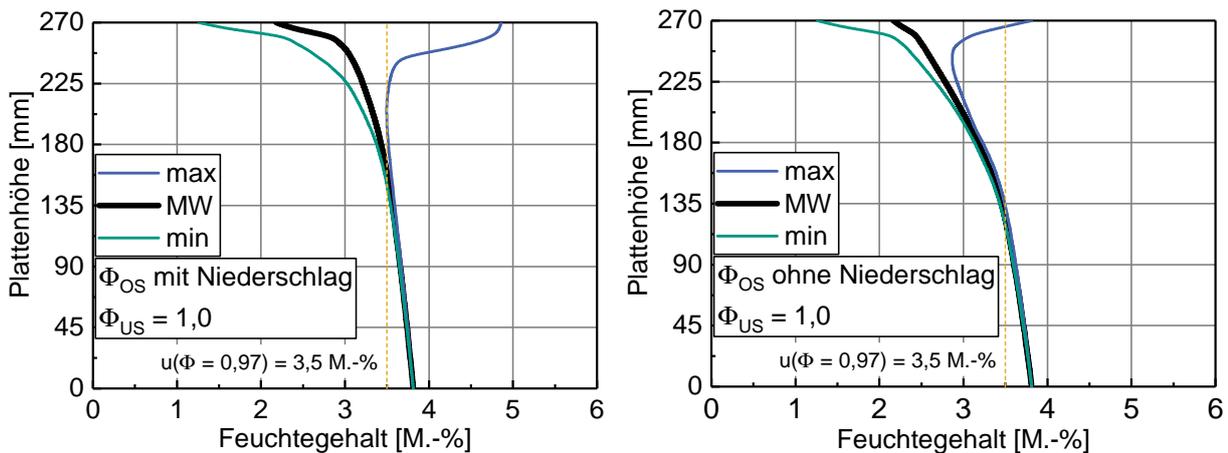
**Abb. 5.2:** Jahreszeitliche Schwankungen des Feuchtegehalts über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke mit (links) und ohne (rechts) Niederschlag für den Fall einer schlechten Entwässerung ( $\Phi_{US} = 1,15$ )

entsprechen nicht der tatsächlichen Feuchteverteilung im Querschnitt der Betonfahrbahndecke zu einem bestimmten Zeitpunkt, sondern dienen lediglich zur Darstellung der Schwankungen des Feuchtegehalts innerhalb des Betrachtungszeitraums von einem Jahr.

Die an der Oberseite der Betonfahrbahndecke auftretenden Schwankungen des Feuchtegehalts liegen unter Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen im Bereich zwischen 1,3 M.-% und 4,9 M.-% sowie für den Fall ohne Niederschlagsereignisse im Bereich zwischen 1,3 M.-% und 3,8 M.-%. Der höhere Feuchtegehalt an der Oberseite der Betonfahrbahndecke infolge von Niederschlagsereignissen kann bei einer darauffolgenden Trocknung aufgrund des höheren Feuchtegradienten zu größeren Zugspannungen führen. Die schlechte Entwässerung und das daraus resultierende hohe Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke führt dazu, dass unterhalb einer Plattenhöhe von 250 mm über das Jahr betrachtet stets ein ausreichendes Angebot an Feuchte für das Stattfinden einer AKR vorliegt.

Vergleichend dazu zeigt Abbildung 5.3 die jahreszeitlichen Schwankungen des Feuchtegehalts über den Querschnitt der Betondecke mit (links) und ohne (rechts) Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen für den Fall einer guten Entwässerung. Hierbei entspricht das Feuchtepotential von  $\Phi_{US} = 1,0$  einem Feuchtegehalt von  $u = 3,8$  M.-% (vgl. Abb. 4.1).

Die an der Oberseite vorhandenen Schwankungen des Feuchtegehalts treten unabhängig von der an der Unterseite der Betondecke vorliegenden Art der Entwässerung auf (vgl. Abb. 5.2 und Abb. 5.3). Allerdings liegt nun, für den Fall der guten Entwässerung, lediglich in der unteren Hälfte der Betondecke das für eine AKR notwendige Feuchteangebot über den Betrachtungszeitraum eines Jahres vor. Unter Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen wird im oberen Teil der Betondecke vereinzelt der Grenzwert



**Abb. 5.3:** Jahreszeitliche Schwankungen des Feuchtegehalts über den gesamten Querschnitt der Betonfahrbahndecke mit (links) und ohne (rechts) Niederschlag für den Fall einer guten Entwässerung ( $\Phi_{US} = 1,0$ )

von  $\Phi = 0,97$  überschritten (vgl. Abb. 5.3, links). Dies ist ohne die Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen ausschließlich an der Oberseite der Fall (vgl. Abb. 5.3, rechts).

Der Vergleich der im Rahmen der Potentialanalyse rechnerisch ermittelten Feuchtegehalte über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke mit den in der Praxis gemessenen (vgl. Kapitel 2.2.2, Abb. 2.4) zeigt Folgendes: Die an der Oberseite der Betondecke auftretenden Schwankungen können in der Praxis noch größer ausfallen. Hinsichtlich der Feuchteverteilung über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke wurde für den Fall der schlechten Entwässerung eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Messungen von Guse [53] erzielt.

Die in unterschiedlichen Bereichen der Fahrbahnplatte von Weise [126] gemessenen Feuchtegehalte fallen deutlich geringer aus. Ursache hierfür ist der Umstand, dass die Ermittlung des Feuchtegehalts, nicht wie bei Guse [53] zu mehreren Zeitpunkten, sondern lediglich zu einem Zeitpunkt (Sommer) stattfand, wodurch jahreszeitliche Schwankungen vor allem im oberflächennahen Bereich nicht erfasst werden konnten.

Zum Vergleich der Feuchteverteilungen im oberflächennahen Bereich von Betonfahrbahndecken unterschiedlicher Höhen eignen sich Vergleiche über die Angabe der Tiefe (Abstand von der Oberseite). Die Feuchteverhältnisse in unmittelbarer Nähe zur Ober- und Unterseite der Betonfahrbahndecke bleiben unabhängig von der Art der Entwässerung, unter Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen, unverändert (vgl. Abb. 5.2 und Abb. 5.2 sowie Anhang D, Abb. D.5).

Unter Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen treten bei schlechter Entwässerung unabhängig von der Plattenhöhe ab einer Tiefe von 90 mm keine Feuchteschwankungen

mehr auf (vgl. Abb. 5.2, links und Anhang D, Abb. D.5, links). Grund hierfür ist die aufsteigende Feuchte von der Unterseite der Betonfahrbahndecke.

Im Falle der guten Entwässerung treten erst ab einer Tiefe von 120 mm unter Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen Feuchteschwankungen über den Querschnitt der Betondecke auf (vgl. Abb. 5.3, rechts und Anhang D, Abb. D.5, rechts). Ursache für die größeren Schwankungen ist das niedrigere Feuchteangebot an der Fahrbahnunterseite im Vergleich zur schlechten Entwässerung.

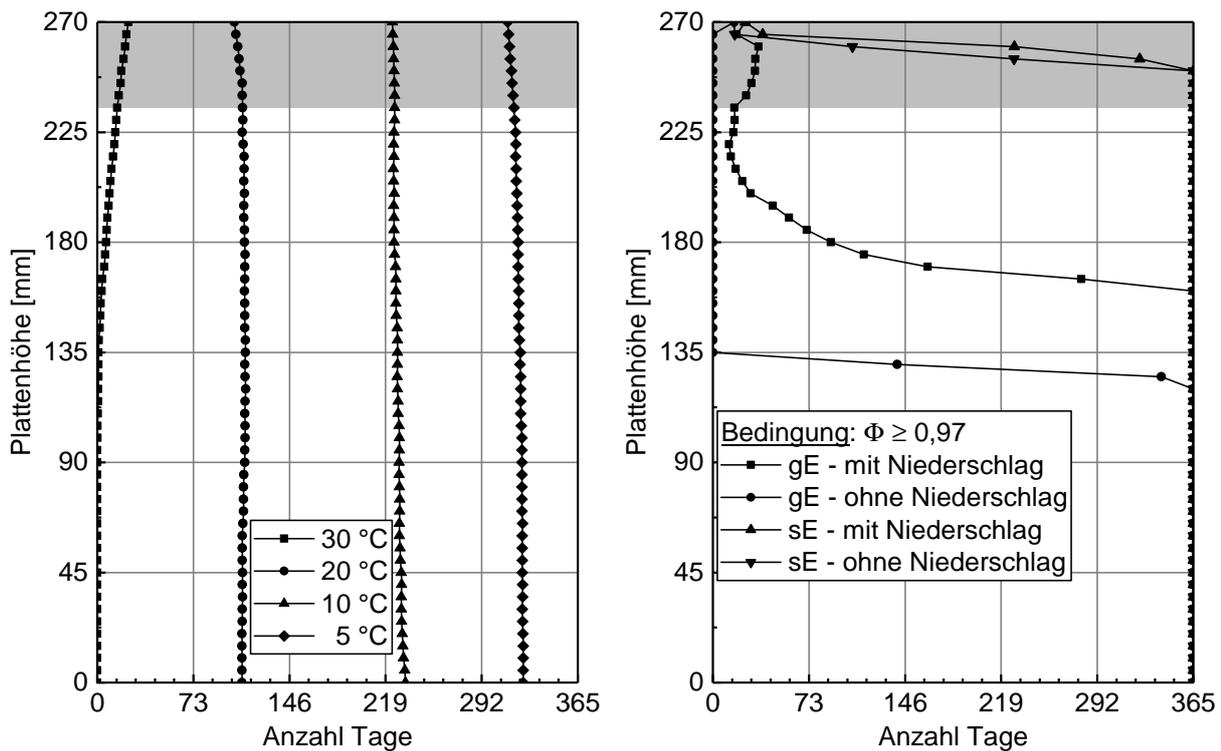
Wie in Kapitel 2.3.2 dargestellt wurde, kann davon ausgegangen werden, dass bei höheren Temperaturen im Vergleich zur kalten Umgebung die AKR früher beginnt und schneller abläuft. Dies wird zusätzlich von materialtechnologischen Eigenschaften, wie z. B. der Gesteinskörnung und dem Zement beeinflusst, sodass es nicht möglich ist, einen allgemein gültigen Grenzwert hinsichtlich einer Mindesttemperatur für das Stattfinden einer AKR festzulegen. Daher wurde die Anzahl der Tage, an denen Temperaturen von mindestens 5 °C, 10 °C, 20 °C und 30 °C im Querschnitt der Betonfahrbahndecke vorliegen, bestimmt, um einen möglicherweise beschleunigenden Einfluss durch hohe Temperaturen innerhalb der Betondecke auf den Verlauf der AKR abschätzen zu können.

In Abbildung 5.4 (links) ist die Anzahl an Tagen in denen bestimmte Temperaturen sowie mindestens ein Feuchtepotential von  $\Phi = 0,97$  (rechts) im Querschnitt der Betonfahrbahndecke ( $h = 270$  mm) vorliegen in Abhängigkeit von Niederschlagsereignissen und unterschiedlichen Arten der Entwässerung (gut - gE:  $\Phi_{US} = 1,0$ ; schlecht - sE:  $\Phi_{US} = 1,15$ ) im Betrachtungszeitraum eines Jahres dargestellt.

Die Temperaturverteilung im Querschnitt der Betonfahrbahndecke wird maßgeblich durch die an der Oberseite vorherrschenden Randbedingungen (vgl. Kapitel 2.2.1) beeinflusst. Während zu 85 % bzw. zu 60 % der Tage eines Jahres im Querschnitt der Betonfahrbahndecke Temperaturen über 5 °C bzw. 10 °C herrschen, werden lediglich zu 25 % der Tage eines Jahres Temperaturen über 20 °C erreicht. Temperaturen von mindestens 30 °C werden in den oberen 40 mm der Betonfahrbahndecke ausschließlich an 14 Tagen erreicht. Diese treten im unteren Bereich der Betondecke bis zu einer Plattenhöhe von 100 mm zu keinem Zeitpunkt auf.

Unabhängig von der Art der Entwässerung und möglichen Niederschlagsereignissen liegt über den gesamten Betrachtungszeitraum eines Jahres im unteren Teil der Betondecke bis zu einer Plattenhöhe von 120 mm, ein ausreichendes Feuchteangebot für das Stattfinden einer schädigenden AKR vor (vgl. Abb. 5.4, rechts). Unter Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen ist bei schlechter Entwässerung von der Unterseite der Betonfahrbahndecke bis zu einer Plattenhöhe von 250 mm die Bedingung von  $\Phi \geq 0,97$  über das ganze Jahr erfüllt, im Falle eines geringeren Feuchteangebots an der Unterseite (gute Entwässerung) lediglich bis zu einer Höhe von 160 mm.

Im oberflächennahen Bereich wird der Feuchtegehalt im Wesentlichen von Niederschlagsereignissen und Austrocknungsvorgängen bestimmt. Unabhängig vom Feuch-



**Abb. 5.4:** AKR-auslösende Zeiträume in Abhängigkeit thermischer (links) und hygri-scher (rechts) Randbedingungen im Querschnitt der Betonfahrbahn-decke ( $h = 270$  mm) für den Betrachtungszeitraum eines Jahres sowie Angabe der Eindringtiefe infolge externer Alkalizufuhr (grau markiert)

teangebot an der Unterseite treten an 24 Tagen im Jahr Feuchtegehalte von  $\Phi \geq 0,97$  an der Oberseite der Betonfahrbahn-decke unter Berücksichtigung von Niederschlagsereig-nissen auf.

Neben den Temperatur- und Feuchteverteilungen im Querschnitt der Betonfahrbahn-decke wird der Ablauf einer schädigenden AKR zusätzlich vom externen Alkalieintrag beeinflusst. Alkalien, die in den Wintermonaten durch Streuen auf die Oberseite der Betonfahrbahn-decke aufgebracht werden, dringen nach Weise [128] bzw. Jehn [64] bis zu einer Plattenhöhe von 255 mm bzw. 260 mm vor und begünstigen dadurch den Verlauf der AKR in diesem Bereich. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die jeweilige Probennahme in den Sommermonaten stattfand und im Falle der Wintermonate geringfügig höher ausfallen könnte. Untersuchungen von Breitenbücher [20] mit Hilfe des Silbernitrat-Tests ergaben beim Standstreifen eine NaCl-Eindringtiefe von bis zu 30 mm, beim 1. Fahrstreifen sogar von bis zu 35 mm (vgl. Abb. 5.4, grau markierter Bereich).

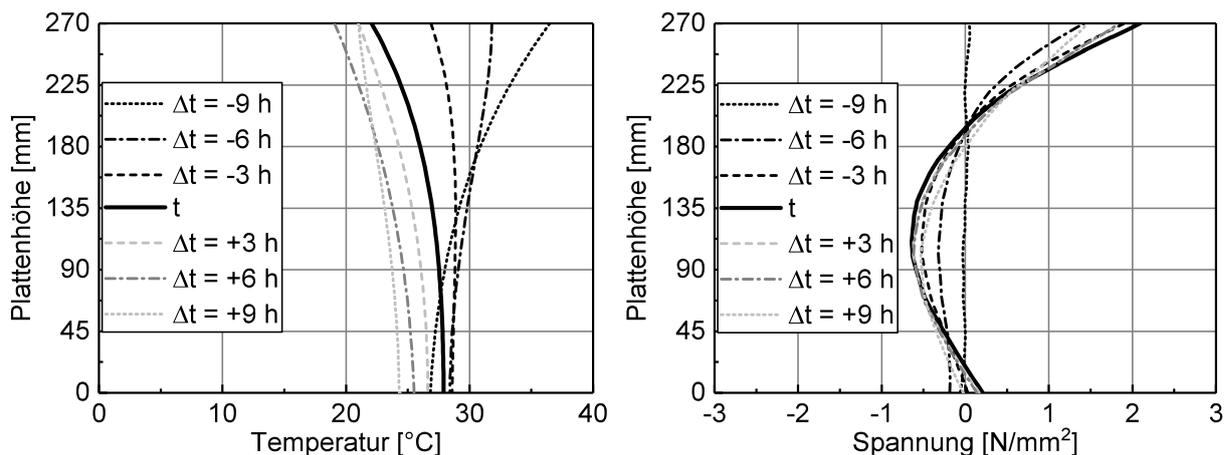
Aufgrund der geringen Anzahl an Tagen mit Temperaturen über  $30$  °C im Querschnitt der Betonfahrbahn-decke kann der beschleunigende Einfluss der Temperatur auf den Verlauf einer AKR vernachlässigt werden. Stattdessen wird der Ablauf einer schädigenden AKR maßgeblich vom dafür notwendigen Feuchteangebot (Art der Entwässerung und

Niederschlagsereignisse) sowie der Alkalizufuhr von außen beeinflusst. Dies spiegelt sich in den Verläufen der zeitlichen Dehnungsentwicklung wieder (vgl. Abb. 2.14, Abb. 4.10 und Abb. 5.4). Aufgrund des höheren Feuchteangebots treten bei schlechter Entwässerung stets höhere AKR-induzierte Dehnungen im gesamten Querschnitt der Betonfahrbahndecke auf. Unmittelbar an der Oberseite der Betonfahrbahndecke entstehen aufgrund des niedrigen Feuchtegehalts, bedingt durch die Austrocknung des Betons, keine bzw. nur geringe AKR-induzierte Dehnungen. Die größten Dehnungen treten bei einer Plattenhöhe von ca. 260 mm auf, bei der gleichzeitig ein hohes Angebot an Feuchte sowie extern eingedrungene Alkalien vorhanden sind (vgl. Anhang C, Abb. C.19).

## 5.4 Lastfall Temperatur

Im Fokus der numerischen Berechnungen bei thermischer Beanspruchung stehen Vorgänge, die zu Zugspannungen in der Betonfahrbahndecke führen. Bei einer Abkühlung von oben liegt ein negativer Temperaturgradient in der Betonfahrbahndecke vor und es entstehen Zugspannungen an der Oberseite. Im Vergleich dazu führt die Erwärmung von oben zu einem positiven Temperaturgradienten, woraus an der Unterseite der Betonfahrbahndecke Zugspannungen resultieren (vgl. Kapitel 2.2.1).

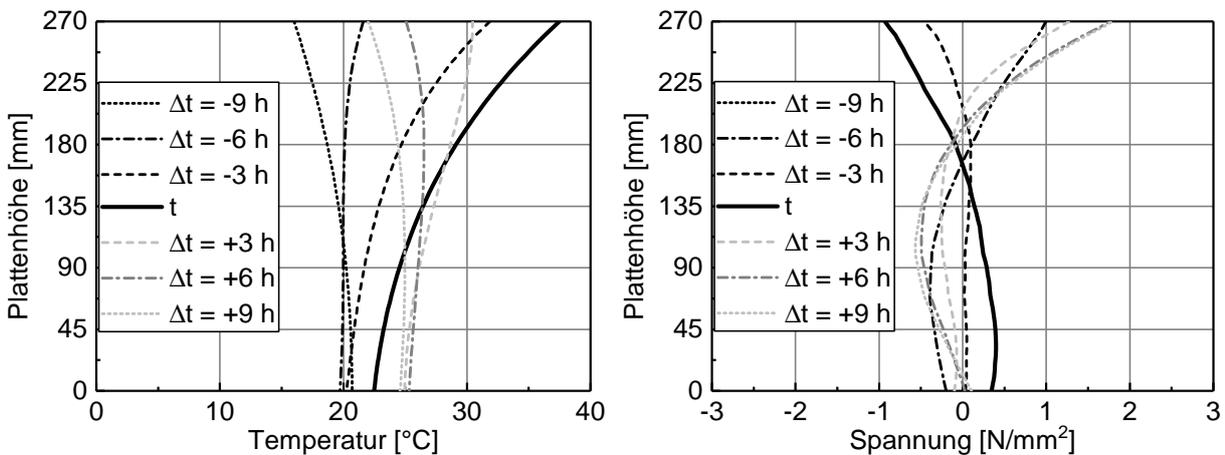
In Abbildung 5.5 (links) ist die Temperaturverteilung für Abweichungen von  $\Delta t = -9$  h bis  $\Delta t = +9$  h vom Zeitpunkt  $t = 10275,75$  d der maximalen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke dargestellt. Zusätzlich dazu sind die Spannungen in horizontaler Richtung unter Berücksichtigung 3-stündiger Mittelwerte (siehe Kapitel 4.3.1) angegeben (vgl. Abb. 5.5, rechts).



**Abb. 5.5:** Rechnerische Temperatur- (links) und horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  (rechts) in der Symmetrieachse um den Zeitpunkt ( $t = 10275,75$  d) der maximalen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{cm}(t)$  nach Gl. 4.8 (Grundmodell)

Verbunden mit den aus der Abkühlung resultierenden Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke kommt es zu einem Abheben des Fahrhahnrandes und einer geringfügigen Einsenkung der Plattenmitte (Aufschüsselung), siehe Anhang D (Abb. D.3, links).

In Abbildung 5.6 (links) ist die Temperaturverteilung für Abweichungen von  $\Delta t = -9$  h bis  $\Delta t = +9$  h vom Zeitpunkt  $t = 10565$  d der maximalen Zugspannungen an der Unterseite der Betonfahrbahndecke dargestellt. Zusätzlich dazu sind die Spannungen in horizontaler Richtung angegeben (vgl. Abb. 5.6, rechts).



**Abb. 5.6:** Rechnerische Temperatur- (links) und horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  (rechts) in der Symmetrieachse um den Zeitpunkt ( $t = 10565$  d) der maximalen Zugspannungen an der Unterseite der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{cm}(t)$  nach Gl. 4.8 (Grundmodell)

Im Vergleich zur Abkühlung von oben kommt es im Zuge einer Erwärmung der Plattenoberseite zu einer Aufwölbung der Betondecke (vgl. Anhang D, Abb. D.3, rechts). Die aus einer Abkühlung resultierende maximale Zugspannung an der Oberseite der Betonfahrbahndecke beträgt  $2,09$  N/mm<sup>2</sup> (vgl. Abb. 5.5, rechts). Im Vergleich dazu wird an der Unterseite lediglich ein Wert von  $0,35$  N/mm<sup>2</sup> erreicht (vgl. Abb. 5.6, rechts).

Der Einfluss der Untergrundsteifigkeit auf die resultierenden Spannungen und Vertikalverformungen lässt sich wie folgt formulieren: Mit abnehmender Untergrundsteifigkeit bzw. äquivalentem Bettungsmodul  $k_s$  fallen die auftretenden Spannungen an der Plattenoberseite niedriger aus [73, 74]. Eine Reduzierung des Bettungsmoduls von  $0,087$  N/mm<sup>3</sup> auf  $0,01$  N/mm<sup>3</sup> führt im Falle einer Abkühlung der Oberseite zu einer Reduzierung der Zugspannungen von  $2,1$  N/mm<sup>2</sup> auf  $1,4$  N/mm<sup>2</sup> (vgl. Abb. 5.6, rechts und im Anhang D, in Abb. D.4, links). Im Zuge dessen kommt es zu einer geringfügigen Reduzierung der vertikalen Verformungen der Plattenoberseite von  $1,1$  mm auf  $1,0$  mm, aber zu einem deutlich größeren Einsinken von  $-0,15$  mm auf  $-0,48$  mm (vgl. Anhang D, Abb. D.3, links und Abb. D.4, rechts).

Untersuchungen von Maliha [74] und Foos [42] zeigten, dass es zum Zeitpunkt der maximalen Abkühlung der Oberseite (früh morgens) zu einer Aufschüsselung und zum Zeitpunkt der maximalen Erwärmung (nachmittags) zu einer Aufwölbung der Oberseite der Betondecke kommt. Die Erhöhung der Betonfahrbahndecke von 240 mm auf 280 mm führt bei einer Aufwölbung zu größeren Vertikalverformungen in Plattenmitte und bei einer Aufschüsselung zu geringeren Vertikalverformungen des Plattenrandes. Die infolge einer Abkühlung an der Oberseite entstandenen Zugspannungen unterscheiden sich für die untersuchten Höhen der Betondecke nur geringfügig.

Insgesamt ist mit einer Zunahme der Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke zu rechnen, je höher die Wärmedehnzahl und der E-Modul sind [74].

## 5.5 Lastfall Feuchte

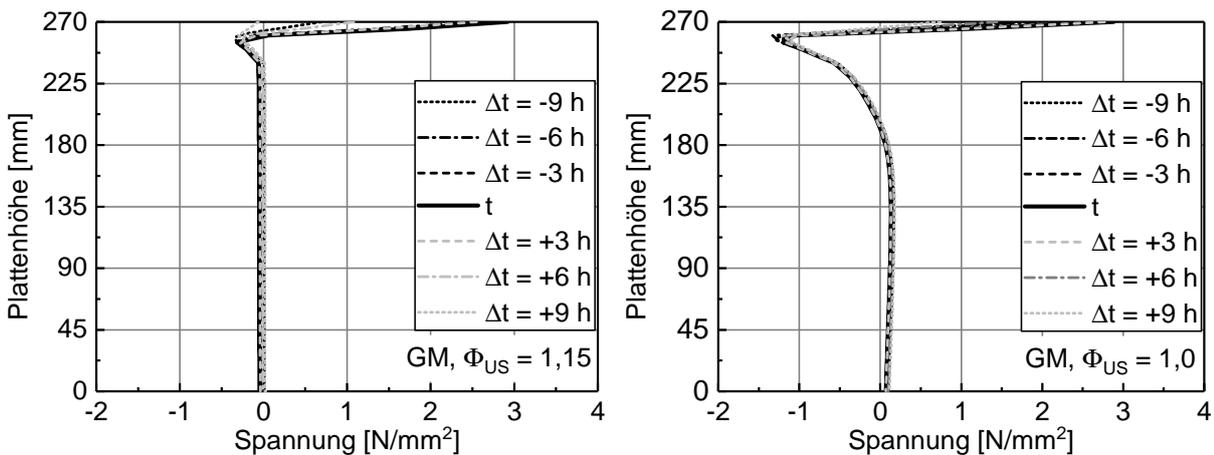
Die zur Analyse des Spannungs- und Verformungsverhaltens unter hygrischer Beanspruchung notwendigen Materialeigenschaften und -funktionen (siehe Kapitel 4.2.2) wurden auf Basis von experimentellen Untersuchungen an kleinformatischen Probekörpern bestimmt (siehe Kapitel B.3) und über Versuche an großformatigen Probekörpern an der BAM in Kombination mit dem in Anhang D, in Abb. D.1 dargestellten numerischen Berechnungsmodell kalibriert bzw. verifiziert (siehe Anhang D, Kapitel D.1).

In Abbildung 5.7 sind die rechnerischen Spannungsverteilungen in horizontaler Richtung in der Symmetrieachse für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung über den Querschnitt der Betondecke um den jeweiligen Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22 dargestellt.

Unabhängig vom Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke treten die maximalen Zugspannungen ( $\Phi_{US} = 1,15 \rightarrow \sigma_{x,max} = 2,92 \text{ N/mm}^2$ ;  $\Phi_{US} = 1,0 \rightarrow \sigma_{x,max} = 2,88 \text{ N/mm}^2$ ) direkt an der Oberseite zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf. Bei einem hohen Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (schlechte Entwässerung) entstehen lediglich innerhalb der oberen 10 mm Zugspannungen. Im restlichen Querschnitt bilden sich Druckspannungen von  $\sigma_x > -0,4 \text{ N/mm}^2$ .

Bei guter Entwässerung kommt es zu einem schnellen Wechsel von Zug- zu Druckspannungen innerhalb der oberen 10 mm der Betondecke. Die Druckspannungen erreichen hierbei einen Wert von maximal  $-1,2 \text{ N/mm}^2$ . Bis zu einer Plattenhöhe von ca. 190 mm entstehen wiederum Zugspannungen, welche einen maximalen Wert von  $\sigma_x < 0,14 \text{ N/mm}^2$  nicht überschreiten.

Zur Untersuchung der Auswirkungen des Feuchteangebots an der Unterseite der Betondecke, der Plattenhöhe, der Untergrundsteifigkeit und der Elementhöhe im oberflächennahen Bereich auf die horizontalen Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  über den Querschnitt wurde



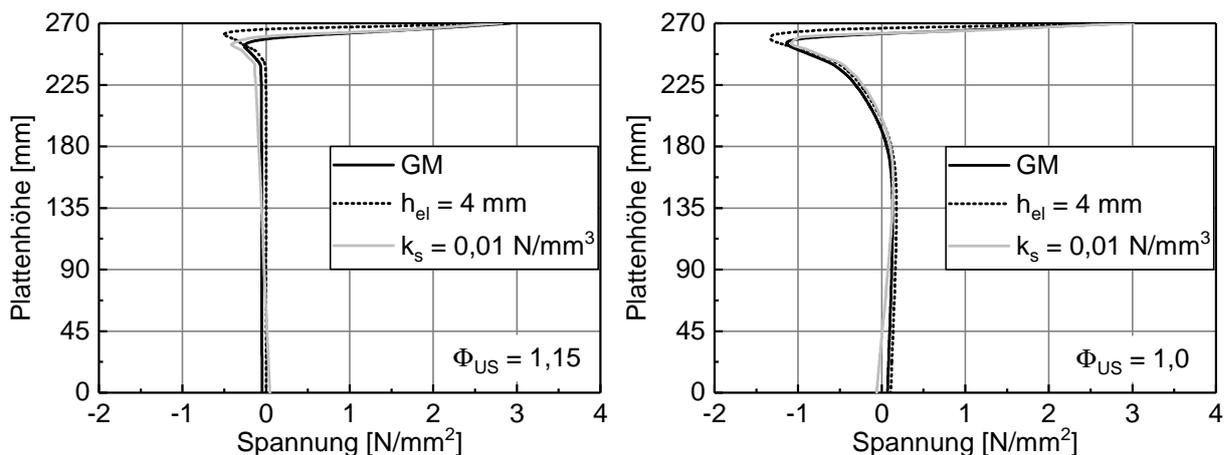
**Abb. 5.7:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22 um den Zeitpunkt der maximalen Zugspannung an der Oberseite der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links:  $t = 10533,5$  d) und guten Entwässerung (rechts:  $t = 10484,375$  d)

in Abhängigkeit der Entwässerung der jeweilige Zeitpunkt mit den maximalen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke (schlechte Entwässerung:  $t = 10533,5$  d; gute Entwässerung:  $t = 10484,375$  d) für die im Anhang C, in Abb. C.16, angegebene hygrische Beanspruchung betrachtet. Bei den Berechnungen werden grundsätzlich die Eigenschaften und Randbedingungen des Grundmodells (vgl. Tab. 5.1) berücksichtigt. In den Legenden der jeweiligen Schaubilder sind daher lediglich das Grundmodell (GM, siehe Tab. 5.1) und die vom Grundmodell jeweils abweichenden Parameter bzw. Randbedingungen angegeben.

In Abbildung 5.8 ist der Einfluss des Feuchteangebots an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (schlechte und gute Entwässerung), der Elementgröße ( $h_{el} = 4$  mm; GM:  $h_{el} = 10$  mm) im oberflächennahen Bereich sowie der Untergrundsteifigkeit (sehr weich:  $0,01$  N/mm<sup>3</sup>; GM: steif:  $0,087$  N/mm<sup>3</sup>) auf die horizontalen Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse über den Querschnitt der Fahrbahndecke dargestellt.

Ein feineres Netz im oberflächennahen Bereich von 270 mm bis 250 mm der Betonfahrbahndecke durch die Reduzierung der Elementhöhe von 10 mm auf 4 mm führt, unabhängig von der Art der Entwässerung, zu vernachlässigbar geringeren Zugspannungen an der Oberseite (Reduzierung  $< 3$  %). Allerdings kommt es bei reduzierter Elementhöhe bereits früher (näher zur Oberseite) zum Wechsel von Zug- zu Druckspannungen im Querschnitt der Betonfahrbahndecke (vgl. Abb. 5.8 und Anhang D, Abb. D.7).

Die Reduzierung des äquivalenten Bettungsmoduls  $k_s$  von  $0,087$  N/mm<sup>3</sup> (steifer Untergrund) auf  $0,01$  N/mm<sup>3</sup> (sehr weicher Untergrund) führt bei schlechter (guter) Entwässerung zu geringfügig niedrigeren (höheren) Zugspannungen an der Oberseite der



**Abb. 5.8:** Rechnerische Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke ( $h = 270$  mm) für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts) zum Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite unter Variation der Elementhöhe und Untergrundsteifigkeit

Betonfahrbahndecke (vgl. Abb. 5.8 und vgl. Anhang D, Abb. D.7). Hierbei sind die Änderungen der Zugspannungen  $< 5$  %.

Durch die Vergrößerung der Plattenhöhe von 270 mm auf 300 mm ist vor der Durchführung der Berechnungen zunächst die wirksame Bauteildicke neu zu bestimmen (siehe Kapitel 4.2.3.4). Dadurch ändern sich die hygri-sche Dehnfunktion, die Feuchtedehnzahl sowie die zeitliche Entwicklung des effektiven E-Moduls.

Unter Berücksichtigung dieser veränderten Materialeigenschaften kommt es unabhängig von der Art der Entwässerung bei einer Erhöhung der Betonfahrbahndecke von 270 mm auf 300 mm zu einer geringfügigen Reduzierung der Zugspannungen um etwa 5 % an der Oberseite (vgl. Abb. 5.8 und Anhang D, Abb. D.6).

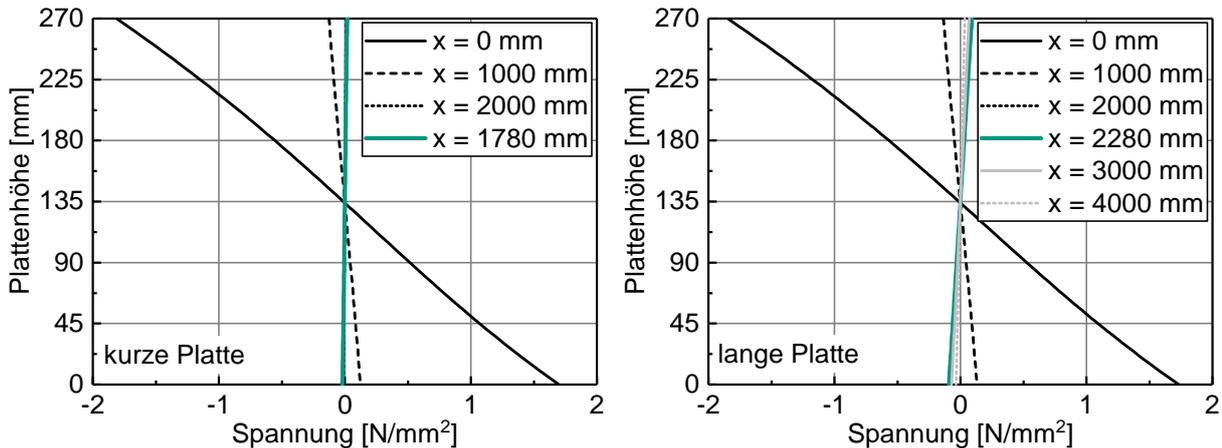
Hinsichtlich der vertikalen Verformungen der Plattenoberseite ist Folgendes zu beobachten: Infolge eines hohen (niedrigen) Feuchteangebots an der Unterseite der Betondecke kommt es zum Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite zu einer Aufwölbung (Aufschüsselung) der Betonfahrbahndecke. Eine Erhöhung der Betondecke von 270 mm auf 300 mm hat unabhängig von der Art der Entwässerung vernachlässigbar geringe Auswirkungen auf die Vertikalverformungen der Plattenoberseite. Ein weicherer Untergrund führt unabhängig von der Art der Entwässerung zu größeren Vertikalverformungen der Plattenoberseite (vgl. Anhang D, Abb. D.8).

## 5.6 Lastfall Verkehr

Infolge Verkehrsbeanspruchung (vgl. Kapitel 4.3.3) entstehen Biegespannungen mit annähernd linearer Spannungsverteilung (Druckspannungen an der Oberseite und Zug-

spannungen an der Unterseite) in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke. Ob in einem bestimmten Abstand zur Radlast Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke entstehen, wurde anhand einer langen Platte (8 m) untersucht.

Abbildung 5.9 zeigt die horizontalen Spannungen in Abhängigkeit des Abstandes zur Symmetrieachse für eine kurze (links) und lange (rechts) Betonplatte.



**Abb. 5.9:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in Abhängigkeit des Abstandes zur Symmetrieachse ( $x = 0$  mm) in der Betonfahrbahndecke infolge Verkehrsbeanspruchung für eine kurze (links) und lange (rechts) Platte

Die größten Druckspannungen (Zugspannungen) treten an der Plattenoberseite (Plattenunterseite) in der Symmetrieachse ( $x = 0$  mm) der Betonfahrbahndecke auf und werden mit größer werdendem Abstand zur Lasteinleitung bzw. Symmetrieachse geringer. Bei der kurzen (langen) Platte erfolgt im Abstand von  $x = 1470$  mm ( $x = 1370$  mm) zur Symmetrieachse ein Vorzeichenwechsel bei den auftretenden Spannungen an der Oberseite. Die maximalen Zugspannungen an der Plattenoberseite der kurzen (langen) Platte werden in einem Abstand von  $x = 1780$  mm ( $x = 2280$  mm) zur Symmetrieachse mit einem Wert von  $0,02 \text{ N/mm}^2$  ( $0,09 \text{ N/mm}^2$ ) erreicht.

Den Berechnungen wurde der E-Modul ( $E_{cm} = 30,1 \text{ kN/mm}^2$ ) im Alter von 56 d zugrunde gelegt. Unter Berücksichtigung des E-Moduls im Alter von 30 Jahren ( $E_{cm} = 32,7 \text{ kN/mm}^2$ ) kommt es zu einer vernachlässigbar geringen Erhöhung (um  $0,01 \text{ N/mm}^2$ ) der Zugspannungen an der Oberseite in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke.

Eine Vergrößerung der Plattenhöhe von 270 mm auf 300 mm führt zu einer Reduzierung der auftretenden Druck- und Zugspannungen in der Symmetrieachse von  $< 0,10 \text{ N/mm}^2$ . Durch die Vergrößerung der Plattenhöhe treten an der Oberseite der Betondecke in einem Abstand von  $x = 1780$  mm zur Symmetrieachse keine Zugspannungen, sondern Druckspannungen ( $-0,06 \text{ N/mm}^2$ ) auf (vgl. Anhang D, Abb. D.9, links).

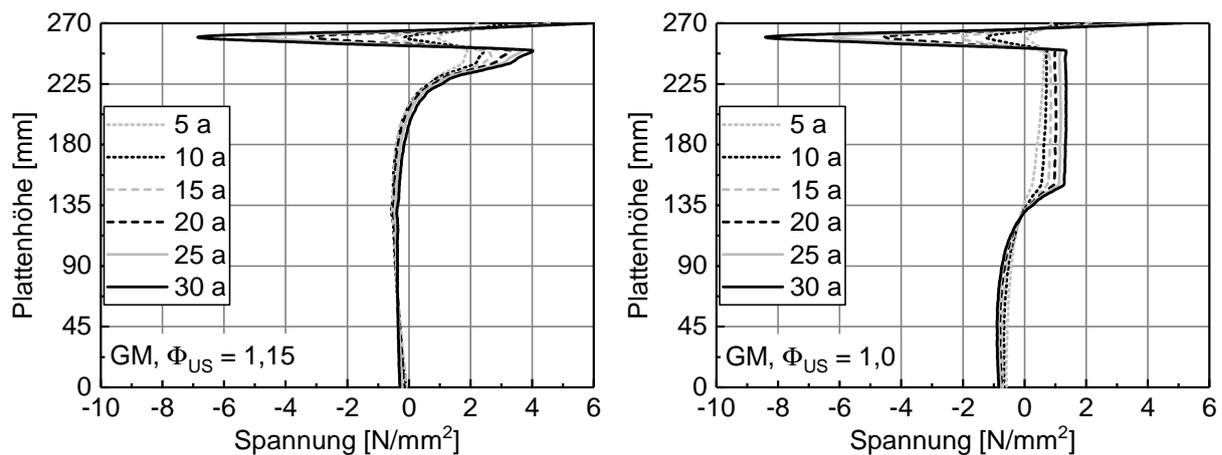
Die Größe der auftretenden Spannungen wird außerdem maßgeblich von den Eigenschaften des Untergrundes beeinflusst: je weicher der Untergrund, desto geringer ist der im

Rahmen der Berechnungen angesetzte Bettungsmodul und desto größer werden die an der Fahrbahnoberseite auftretenden Druckspannungen bzw. die an der Fahrbahnunterseite entstandenen Zugspannungen (vgl. Anhang D, Abb. D.9, rechts).

## 5.7 Lastfall Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Zur Abbildung der Auswirkungen einer AKR im Rahmen numerischer Berechnungen wird der in Kapitel 4.3.4 beschriebene globale Ansatz herangezogen. Dazu wurde die durch Multiskalenmodellierung [60, 62] abgeleitete zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke nach [61] (vgl. Abb. 4.10) in das Berechnungsmodell der Betonfahrbahn (vgl. Abb. 5.1) implementiert.

In Abbildung 5.10 sind die horizontalen Spannungen in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke infolge AKR-induzierter Dehnungen (vgl. Abb. 4.10) für unterschiedliche Arten der Entwässerung unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22 dargestellt.



**Abb. 5.10:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke infolge AKR-induzierter Dehnungen für den Fall der schlechten Entwässerung (links) und guten Entwässerung (rechts) nach 5 a, 10 a, 15 a, 20 a, 25 a und 30 a

Unabhängig vom Feuchteangebot an der Unterseite (gute oder schlechte Entwässerung) ist eine Zunahme der Spannungen in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke mit der Zeit, bedingt durch den Anstieg der AKR-induzierten Dehnungen (vgl. Abb. 4.10), zu beobachten.

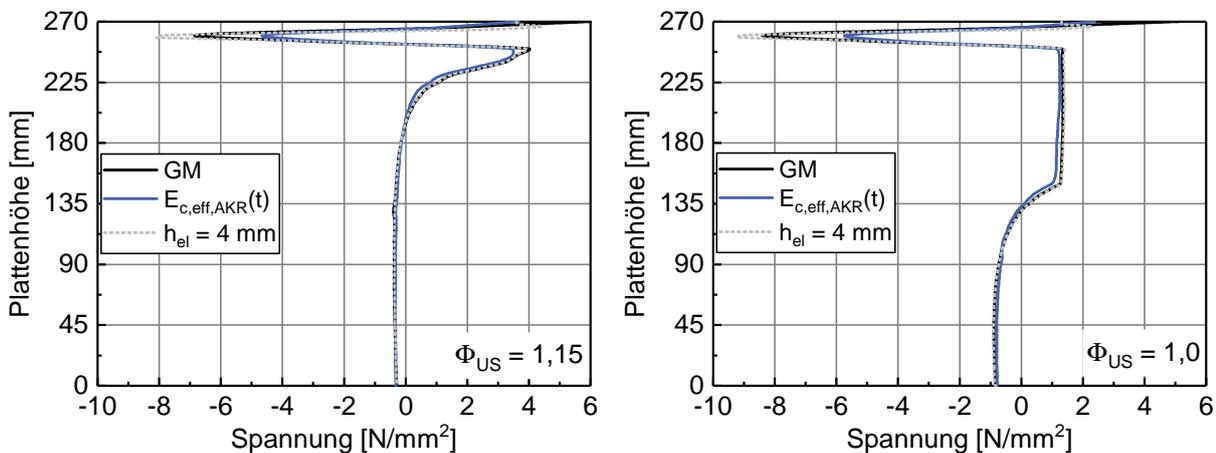
Bei einem hohen Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (vgl. Abbildung 5.10, links) treten in zwei Bereichen der Betondecke hohe Zugspannungen auf. Die an der Oberseite der Betonfahrbahndecke nach 30 Jahren entstandenen maximalen Zugspannungen ( $\sigma_{x,max} = 6,04 \text{ N/mm}^2$ ) nehmen bis zu einer Plattenhöhe von ca. 265 mm

ab und gehen in Druckspannungen über. Im Bereich der Plattenhöhe von 250 mm bis 210 mm bilden sich erneut Zugspannungen (siehe Abb. 5.10, links).

Im Falle einer guten Entwässerung und dem damit verbundenen geringeren Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (vgl. Abb. 5.10, rechts) entstehen die größten Zugspannungen ebenfalls an der Oberseite der Betonfahrbahndecke ( $\sigma_{x,max} = 5,11 \text{ N/mm}^2$ ). Diese sind nach 30 Jahren um etwa 15 % niedriger als die Zugspannungen an der Oberseite bei schlechter Entwässerung. Zwischen einer Plattenhöhe von 250 mm und 150 mm liegen nach 30 Jahren im Mittel Zugspannungen von ca.  $1,30 \text{ N/mm}^2$  vor.

Infolge einer AKR-Schädigung kommt es zu einer Reduzierung des E-Moduls sowie zu einer Zunahme der Kriechzahl, wodurch insgesamt eine Reduzierung des effektiven E-Moduls ( $E_{c,eff,AKR}(t)$  im Vergleich zu  $E_{c,eff}(t)$ ) einhergeht, vgl. Kapitel 4.2.3.4 bzw. Tabelle 4.2. Die Reduzierung der Steifigkeit infolge einer AKR-Schädigung wurde mithilfe des in Abb. 4.7 dargestellten Verhältnisses  $E_{c,eff,AKR}(t)/E_{c,eff}(t)$  berücksichtigt.

In Abbildung 5.11 ist der Einfluss der Steifigkeitsentwicklung ( $E_{c,eff}(t)$ ;  $E_{c,eff,AKR}(t)$ ), des Feuchteangebots an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (schlechte und gute Entwässerung) sowie der Elementhöhe im oberflächennahen Bereich ( $h_{el} = 4 \text{ mm}$ ;  $h_{el} = 10 \text{ mm}$ ) auf die horizontalen Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke nach 30 a dargestellt. Auch hier werden analog zum Lastfall Feuchte lediglich die Parameter in der Legende der jeweiligen Abbildung angegeben, die vom Grundmodell (GM, siehe Tab. 5.1) abweichen.



**Abb. 5.11:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke infolge AKR-induzierter Dehnungen unter Berücksichtigung verschiedener Steifigkeitsentwicklungen ( $E_{c,eff}(t)$ ;  $E_{c,eff,AKR}(t)$ ) und Elementhöhen ( $h_{el} = 4 \text{ mm}$ ;  $h_{el} = 10 \text{ mm}$ ) für den Fall einer schlechten ( $\Phi_{US} = 1,15$ ) und guten ( $\Phi_{US} = 1,0$ ) Entwässerung zum Zeitpunkt  $t = 30 \text{ a}$

Unter Berücksichtigung von  $E_{c,eff,AKR}(t)$  im Vergleich zu  $E_{c,eff}(t)$  werden die Zug- und Druckspannungen im Querschnitt der Betonfahrbahndecke unabhängig von der Art der Entwässerung reduziert. Bei schlechter Entwässerung verringern sich nach 30 Jahren die

an der Oberseite auftretenden Zugspannungen um etwa 40 % ( $\sigma_{x,max}$ : von 6,04 N/mm<sup>2</sup> auf 3,68 N/mm<sup>2</sup>), bei guter Entwässerung um mehr als 50 % ( $\sigma_{x,max}$ : von 5,11 N/mm<sup>2</sup> auf 2,39 N/mm<sup>2</sup>), vgl. Abb. 5.11 bzw. Anhang D (Abb. D.10) für den oberflächennahen Bereich.

Ein feineres Netz im oberflächennahen Bereich zwischen 270 mm und 250 mm der Betonfahrbahndecke durch die Reduzierung der Elementhöhe von 10 mm auf 4 mm bietet zunächst die Möglichkeit die AKR-induzierten Dehnungen feiner zu implementieren (vgl. Anhang C, Abb. C.18 und Abb. C.19). Dadurch reduzieren sich die nach 30 Jahren an der Oberseite auftretenden Zugspannungen bei schlechter Entwässerung um etwa 40 %, bei guter Entwässerung um ca. 13 % unter Berücksichtigung des effektiven E-Moduls (vgl. Abb. 5.11 sowie Anhang D, Abb. D.10 und Abb. D.11).

Allerdings treten nun, bei reduzierter Elementhöhe, die maximalen Zugspannungen in einer Plattenhöhe von 266 mm auf. Bei schlechter Entwässerung beträgt diese  $\sigma_{x,max} = 4,45$  N/mm<sup>2</sup>, bei guter Entwässerung  $\sigma_{x,max} = 2,37$  N/mm<sup>2</sup>. Die im weiteren Verlauf, hin zur Plattenmitte ( $h = 135$  mm), durch die Wahl eines dichteren Netzes (Reduzierung der Elementhöhe) bis zu einer Plattenhöhe von etwa 250 mm auftretenden Veränderungen im Spannungsverlauf sind zu vernachlässigen. Über den restlichen Querschnitt der Betonfahrbahndecke sind die Spannungsverläufe infolge AKR-induzierter Dehnungen für die jeweilige Art der Entwässerung deckungsgleich (vgl. Abb. 5.11 sowie Anhang D, Abb. D.10 und Abb. D.11).

Infolge der AKR-induzierten Dehnungen kommt es unabhängig von der Art der Entwässerung zu einer Aufschüsselung der Betonfahrbahndecke. Die Vertikalverformungen der Plattenoberseite sind bei einem hohen Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke nur etwa halb so groß wie bei einem geringen Feuchteangebot. Unabhängig von der Art der Entwässerung hat die Steifigkeitsentwicklung ( $E_{c,eff}(t)$ ,  $E_{c,eff,AKR}(t)$ ) sowie die Elementhöhe im oberflächennahen Bereich keine Auswirkungen auf die resultierenden vertikalen Verformungen der Plattenoberseite (vgl. Anhang D, Abb. D.12).

Bei der zeitlichen Entwicklung der Vertikalverformungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke im Abstand von  $x = 2130$  mm zur Symmetrieachse (Plattenrand) ist zu beobachten, dass unabhängig von der Art der Entwässerung die Reduzierung der Steifigkeit infolge AKR-Schädigung nach etwa 10 Jahren geringfügig niedrigere vertikale Verformungen hervorruft. Unabhängig von der Steifigkeitsentwicklung ( $E_{c,eff}(t)$  oder  $E_{c,AKR}(t)$ ) und der Elementhöhe wird die maximale Vertikalverformung des Plattenrandes bei einem hohen Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahn bereits nach ca. 10 Jahren erreicht. Bei niedrigem Feuchteangebot ist dies erst nach mehr als 20 Jahren der Fall. Nach 30 Jahren treten für den Fall der schlechten Entwässerung nur noch halb so große Vertikalverformungen des Plattenrandes wie für den Fall der guten Entwässerung auf (vgl. Anhang D, Abb. D.14).

Die Reduzierung der Untergrundsteifigkeit durch eine Verringerung des äquivalenten Bettungsmoduls von  $0,087 \text{ N/mm}^3$  auf  $0,01 \text{ N/mm}^3$  (sehr weicher Untergrund [16]) führt bei schlechter Entwässerung zu einer Erhöhung, bei guter Entwässerung zu einer Reduzierung der Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke. Sowohl die Zunahme als auch die Abnahme der Zugspannungen an der Oberseite und im Querschnitt der Betonfahrbahndecke sind geringer als 5 %. Daher ist der Einfluss der Untergrundsteifigkeit auf die Spannungsverteilung infolge AKR-induzierter Dehnungen, unabhängig von der Art der Entwässerung, für die hier betrachteten Werte des Bettungsmoduls, vernachlässigbar (vgl. Anhang D, Abb. D.16).

Im Gegensatz dazu kommt es unabhängig von der Art der Entwässerung zu einem größeren Einsinken der Plattenmitte (vgl. Anhang D, Abb. D.13). Insgesamt fallen die Vertikalverformungen der Plattenoberseite für den Fall der guten Entwässerung etwa um den Faktor 2 größer aus als bei einem hohen Feuchteangebot an der Plattenunterseite (vgl. Anhang D, Abb. D.12 und Abb. D.13).

Eine Reduzierung der Untergrundsteifigkeit von  $0,087 \text{ N/mm}^3$  auf  $0,01 \text{ N/mm}^3$  führt unabhängig von der Art der Entwässerung lediglich zu einer unwesentlichen Änderung bei der zeitlichen Entwicklung der Vertikalverformungen des Plattenrandes (vgl. Anhang D, Abb. D.15). Bei weicherem Untergrund fällt das Abheben des Plattenrandes unabhängig von der Art der Entwässerung geringfügig niedriger aus.

Unter Berücksichtigung der im Anhang C, in Abbildung C.20 dargestellten AKR-induzierten Dehnungen erhöhen (verringern) sich die im Querschnitt auftretenden Zugspannungen für den Fall der schlechten (guten) Entwässerung um weniger als 5 % (10 %) durch die Vergrößerung der Betondecke von 270 mm auf 300 mm (siehe Abbildung D.17). Gleichzeitig kommt es zu geringfügig niedrigeren Vertikalverformungen der Plattenoberseite (vgl. Anhang D, Abb. D.18 und Abb. D.19).

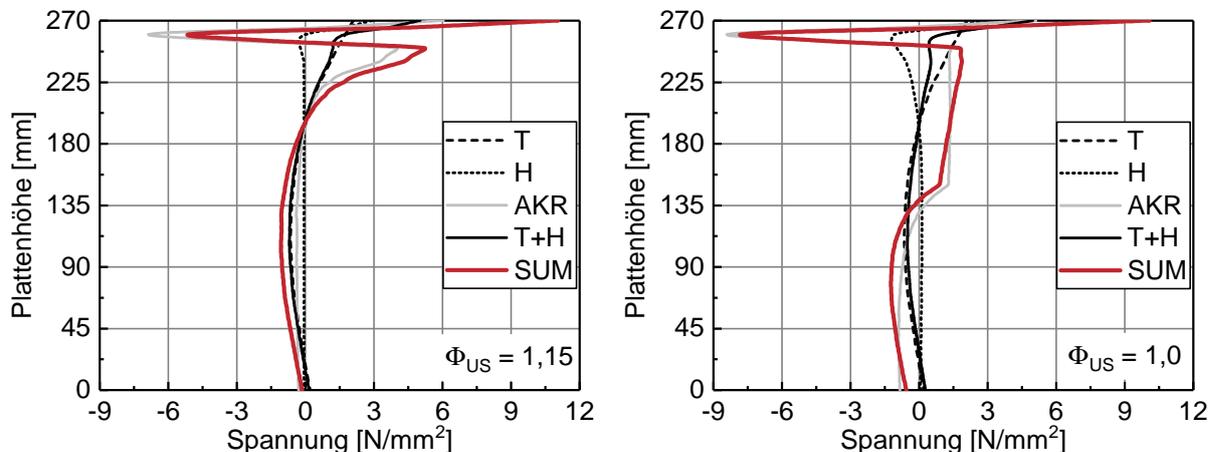
## 5.8 Überlagerung der Lastfälle

Zur ganzheitlichen Betrachtung der komplexen Beanspruchungen von Betonfahrbahnen (vgl. Kapitel 4.3) wird nun das gleichzeitige Einwirken infolge Temperatur (T), Feuchte (H), Verkehr (V) und Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) untersucht. Hierzu werden die kritischen, horizontalen Spannungsverteilungen der einzelnen Lastfälle in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung eines steifen Untergrunds ( $k_s = 0,087 \text{ N/mm}^3$ ) sowie der Elementhöhe von  $h_{el} = 10 \text{ mm}$  jeweils für beide Arten der Entwässerung linear superponiert. Bei thermischer Beanspruchung wurde die Steifigkeitsentwicklung  $E_{cm}(t)$  nach Gleichung 4.8 und für die Lastfälle Feuchte und AKR die Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22 zugrunde gelegt.

Aus den einzeln betrachteten Lastfällen (Temperatur und Feuchte) ergab sich, aufgrund der entstandenen Zugspannungen, ein erhöhtes Risiko der Rissbildung im oberen Bereich der Betonfahrbahndecke. Daher werden für die Überlagerung lediglich Spannungsverteilungen der einzelnen Lastfälle herangezogen, welche zu Zugspannungen im oberen Bereich der Betonfahrbahndecke führen.

Auf die Berücksichtigung der Spannungsverteilungen infolge Verkehrsbeanspruchungen wurde bei der Überlagerung verzichtet, da diese nur kurzzeitig vorliegen und lediglich in unmittelbarer Nähe zur Lasteinleitungsstelle Zugspannungen an der Unter- bzw. Druckspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke verursachen. Mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitung bzw. von der Symmetrieachse werden diese Spannungen abgebaut. Insgesamt ist daher mit einer Reduzierung der Zugspannungen aus thermisch-hygrischer Beanspruchung an der Oberseite der Betonfahrbahndecke infolge Verkehrsbeanspruchungen nicht zu rechnen (vgl. Abb. 5.9).

In Abbildung 5.12 sind die horizontalen Spannungsverteilungen einzelner Lastfälle (Temperatur: Abb. 5.5; Feuchte: Abb. 5.7 und AKR: Abb. 5.10), die Überlagerung aus thermischer und hygrischer Beanspruchung (T + H) sowie die Überlagerung aller Lastfälle (SUM = T + H + AKR) bei schlechter (links) und guter (rechts) Entwässerung im Alter von 30 Jahren dargestellt. Zusätzlich dazu ist die Spannungsverteilung im oberflächennahen Bereich im Anhang D, in Abb. D.20, angegeben.



**Abb. 5.12:** Spannungsanteile der einzelnen Beanspruchungen aus Temperatur (T), Feuchte (H) und AKR sowie deren Überlagerung in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts) nach 30 Jahren (vgl. Anhang D, Abb. D.20, oberflächennaher Bereich)

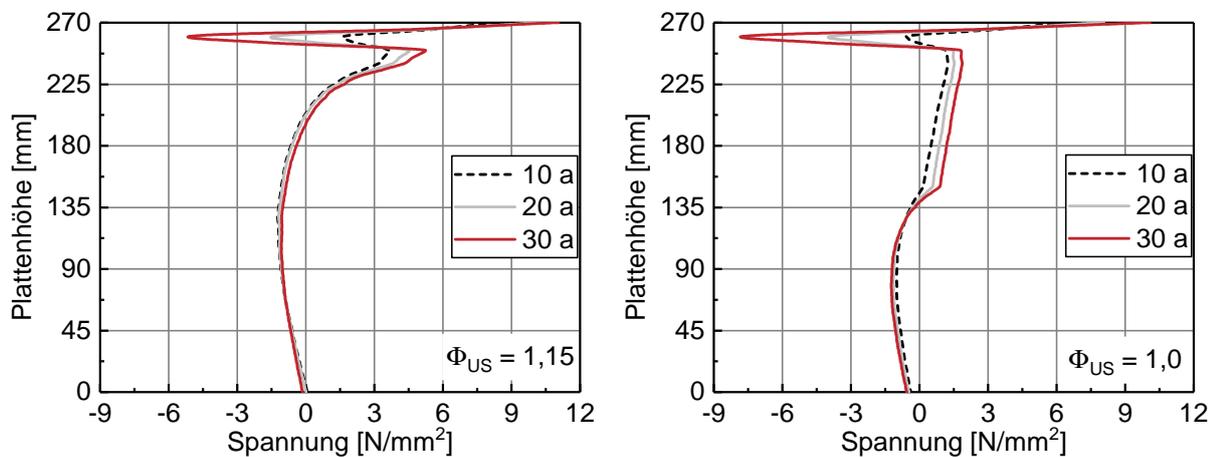
Bei einem hohen Feuchteangebot an der Unterseite (schlechte Entwässerung) treten an der Oberseite der Betonfahrbahndecke infolge thermisch-hygrischer Beanspruchungen Zugspannungen auf, die einzeln betrachtet die Zugfestigkeit des Betons ( $f_{ct,min} = 3,56 \text{ N/mm}^2$ ) im Alter von 30 Jahren nicht erreichen. Die Summe (T + H) aus thermisch-hygrischer Beanspruchung kann jedoch, unter den zuvor genannten Randbedingungen, unabhän-

gig von der Art der Entwässerung, zu Rissen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke führen. Diese Gefahr der Rissbildung an der Oberseite wird infolge AKR-induzierter Spannungen deutlich erhöht. Unter Berücksichtigung eines hohen Feuchteangebots an der Unterseite der Betondecke besteht im Alter von 30 Jahren diese Gefahr ebenfalls in einer Plattenhöhe zwischen 250 mm und 240 mm (vgl. Anhang D, Abb. D.20).

Liegt hingegen an der Unterseite der Betonfahrbahndecke ein geringeres Feuchteangebot vor, so bilden sich nach 30 Jahren lediglich an der Oberseite Zugspannungen, die die Zugfestigkeit des Betons erreichen. Im Vergleich zur schlechten Entwässerung treten zwar über einen größeren Bereich der Betondecke zwischen 250 mm und 150 mm Zugspannungen auf, jedoch liegen diese unterhalb der Zugfestigkeit des Betons.

Während die aus thermisch-hygrischer Beanspruchung resultierenden Spannungen zwischen 5 a und 30 a aufgrund des annähernd konstanten E-Moduls hinsichtlich ihres Betrags unverändert auftreten, ist unabhängig von der Entwässerung bei den Spannungen infolge AKR-induzierter Dehnungen eine Zunahme mit der Zeit zu erkennen, vgl. Abbildung 5.10.

In Abbildung 5.13 sind daher die überlagerten horizontalen Spannungsverteilungen über den gesamten Querschnitt der Betonfahrbahndecke sowie im Anhang D, in Abb. D.21, für den oberflächennahen Bereich, zu verschiedenen Zeitpunkten, nach 10 a, 20 a und 30 a, dargestellt.



**Abb. 5.13:** Überlagerte horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  infolge Temperatur, Feuchte und AKR (SUM = T + H + AKR) für den Fall der schlechten Entwässerung (links) und der guten Entwässerung (rechts) nach 10 a, 20 a und 30 a

Die unmittelbar an der Oberseite der Betonfahrbahndecke infolge thermisch-hygrischer Beanspruchung auftretenden Zugspannungen (siehe Abb. 5.12) können unabhängig von der Art der Entwässerung über den gesamten Betrachtungszeitraum durch Spannungen infolge AKR zusätzlich erhöht werden (siehe Abb. 5.13). Im Vergleich dazu erreichen die in einer Plattenhöhe von ca. 250 mm entstandenen Zugspannungen bei schlechter

Entwässerung erst im Alter von 10 Jahren Werte, welche die Zugfestigkeit des Betons erreichen können, vgl. Abb. 5.13 und Anhang D, Abb. D.21.

Bei der Überlagerung der Beanspruchungen konnte eine Kopplung von Einzeleffekten, wie z. B. die Zunahme der Wärmeleitfähigkeit mit steigendem Feuchtegehalt [137] oder die mit einer AKR einhergehenden Veränderungen des Porenraums und der daraus resultierende Einfluss auf Transportprozesse [95, 124] nicht berücksichtigt werden.

Bei den numerischen Berechnungen wurde bisher lediglich eine Reduzierung der Steifigkeit unter AKR-Einfluss berücksichtigt. Dies führt zu einer Reduzierung der auftretenden Spannungen im Querschnitt der Betonfahrbahndecke (vgl. Abb. 5.11). Gleichzeitig geht mit einer schädigenden AKR eine Verringerung der Zugfestigkeit einher. Inwiefern diese Veränderung des Zugtragverhaltens vom Beton die Rissbildung und -entwicklung in Fahrbahndecken beeinflusst, soll nun in Kapitel 6.4.4 genauer untersucht werden.

## 5.9 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die in Kapitel 5 durchgeführten numerischen Untersuchungen ermöglichen die Abbildung der komplexen Beanspruchungen von Fahrbahnen aus Beton. Hierzu wurden die thermischen sowie die experimentell gewonnenen hygrischen und (bruch-)mechanischen Materialkennwerte bzw. abgeleiteten Materialgesetze aus Kapitel 4 zur Beschreibung der Widerstandsseite sukzessive in das Finite-Elemente-Programm DIANA implementiert.

Unter Verwendung eines geeigneten Berechnungsmodells der Betonfahrbahn war es möglich, die Auswirkungen, der in der Praxis vorhandenen komplexen Beanspruchungen, auf das Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken zu analysieren. In diesem Zusammenhang wurden die Auswirkungen einer AKR erstmalig mithilfe der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke berücksichtigt.

Im Rahmen der numerischen Berechnungen konnte zunächst unter thermisch-hygri-schen Beanspruchungen gezeigt werden, dass die Feuchteverteilung im Querschnitt der Betonfahrbahndecke maßgeblich vom Feuchteangebot (Art der Entwässerung) an der Unterseite und von Niederschlagsereignissen an der Oberseite beeinflusst wird. Staut sich Wasser an der Unterseite der Betondecke (schlechte Entwässerung), so sind über das gesamte Jahr bis zu einer Plattenhöhe von 250 mm optimale Bedingungen für den betonschädigenden Verlauf einer AKR vorhanden. Temperaturen über 30 °C treten nur an sehr wenigen Tagen in wenigen Bereichen der Betonfahrbahndecke auf, sodass der Einfluss der Temperatur auf den Verlauf der AKR zu vernachlässigen ist.

Die gute Übereinstimmung der numerischen Berechnungen hinsichtlich der Feuchteverteilung im Querschnitt der Betondecke mit den Ergebnissen aus der Praxis [53] bestätigen

die Notwendigkeit der umfangreichen experimentellen Bestimmung hygri-scher Materialkennwerte (siehe Anhang B, Kapitel B.3) sowie die Ableitung entsprechender Materialfunktionen (vgl. Kapitel 4.2.2). Jedoch sollte im Rahmen zukünftiger Arbeiten das von Weise [126] nachgewiesene höhere Feuchteangebot im Fugenbereich im Vergleich zur Plattenmitte berücksichtigt und die Auswirkungen eines möglicherweise verstärkten Tausalzeintrags auf den Verlauf einer schädigenden AKR untersucht werden.

Im Zuge der numerischen Berechnungen wurde im nächsten Schritt der Einfluss konstruktiver Randbedingungen und materialtechnologischer Eigenschaften auf das Spannungs- und Verformungsverhalten der Betondecke für einzelne Lastfälle (Temperatur, Feuchte, Verkehr und AKR) untersucht und kritische Spannungszustände mit hohen Zugspannungen an der Oberseite der Betondecke identifiziert.

Infolge thermischer Beanspruchung entstehen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke nennenswerte Zugspannungen, wenn sich tagsüber durch eine intensive Sonneneinstrahlung die Fahrbahn aufheizt und durch einen Hagelschauer stark abkühlt oder am Abend eine Abkühlung einsetzt. Als Folge kommt es zu einer Aufschüsselung der Platte, da an der Oberseite im Vergleich zur Unterseite eine geringere Temperatur vorliegt. Hierbei entstehen an der Oberseite der Betondecke Zugspannungen, die singular betrachtet, die Zugfestigkeit des Betons nicht erreichen.

Unter hygri-schen Beanspruchungen sind Austrocknungen als kritisch einzustufen, da infolge des daraus resultierenden Schwindens hohe Zugspannungen an der Oberseite der Betondecke entstehen. Im vorliegenden Betrachtungszeitraum entstehen Zugspannungen von bis zu  $3,0 \text{ N/mm}^2$ , welche - für sich betrachtet - ebenfalls unterhalb der Zugfestigkeit des Betons liegen. Die Vergrößerung der Plattenhöhe von 270 mm auf 300 mm, die Reduzierung der Untergrundsteifigkeit (von  $0,087 \text{ N/mm}^3$  auf  $0,01 \text{ N/mm}^3$ ) sowie ein feineres Netz im oberflächennahen Bereich (von  $h_{el} = 10 \text{ mm}$  auf  $h_{el} = 4 \text{ mm}$ ) führen zu vernachlässigbar geringen Veränderungen der Zugspannungen an der Oberseite der Betondecke ( $< 5 \%$ ).

Aus einer kurzzeitigen Verkehrsbeanspruchung infolge Achslast resultiert eine annähernd lineare Spannungsverteilung mit Druckspannungen an der Oberseite und Zugspannungen an der Unterseite der Fahrbahnplatte. Die Höhe der auftretenden Spannungen wird maßgebend von den Eigenschaften des Untergrunds beeinflusst. Grundsätzlich gilt: je steifer der Untergrund, desto niedrigere Biegespannungen treten in der Fahrbahnplatte auf. Die Auswirkungen einer dynamischen Verkehrsbeanspruchung wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht berücksichtigt. Aufgrund der in der Praxis festgestellten Degradation des Betongefüges unter zyklischen Verkehrsbeanspruchungen [20, 107] sollten diese im Rahmen zukünftiger wissenschaftlicher Arbeiten berücksichtigt werden.

Beim Lastfall AKR treten unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  infolge AKR-induzierter Dehnungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke bei schlechter Entwässerung höhere Zugspannungen als bei guter Entwässerung auf (nach 30 Jahren

um bis zu 15 %). Mit abnehmender Steifigkeit infolge AKR-Schädigung  $E_{c,eff,AKR}(t)$  reduzieren sich bei schlechter (guter) Entwässerung die Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke um bis zu 40 % (50 %). Nach 30 Jahren treten bei schlechter Entwässerung im Vergleich zur guten Entwässerung unter Berücksichtigung von  $E_{c,eff,AKR}(t)$  an der Oberseite der Betonfahrbahndecke um bis zu 35 % geringere Zugspannungen auf. Durch die Wahl eines feineren Netzes im oberflächennahen Bereich entstehen die maximalen Zugspannungen infolge AKR nicht mehr direkt an der Oberseite, sondern in einer Plattenhöhe von 266 mm. Die Vergrößerung der Plattenhöhe von 270 mm auf 300 mm sowie die Reduzierung der Untergrundsteifigkeit von  $0,087 \text{ N/mm}^3$  auf  $0,01 \text{ N/mm}^3$  führen unabhängig von der Art der Entwässerung zu vernachlässigbar geringen Veränderungen der Zugspannungen an der Oberseite der Betondecke ( $< 10 \%$ ).

Insgesamt entstehen unter den unvermeidbaren thermischen und hygri-schen Beanspruchungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke Zugspannungen, die unter bestimmten Randbedingungen die Zugfestigkeit des Betons erreichen können. Diese Zugspannungen können durch die Auswirkungen einer AKR, unabhängig von der Art der Entwässerung, an der Oberseite der Betonfahrbahndecke signifikant erhöht werden. Bei unzureichender Entwässerung an der Unterseite entstehen zusätzlich zwischen einer Plattenhöhe von 240 mm und 250 mm Zugspannungen, die ebenfalls die Zugfestigkeit des Betons erreichen können. Bei der Überlagerung einzelner Lastfälle wurde auf die Berücksichtigung der Spannungsverteilung infolge Verkehrsbeanspruchungen verzichtet, da diese nur kurzzeitig vorliegen und lediglich in unmittelbarer Nähe zur Lasteinleitung Zugspannungen an der Unterseite der Betondecke hervorrufen.

Die im Rahmen der numerischen Berechnungen gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich des Spannungs- und Verformungsverhaltens werden nun, im folgenden Kapitel 6, zur Beurteilung des Schadensrisikos und der Schadensentwicklung in Fahrbahndecken aus Beton herangezogen. Hierbei gilt es zu klären, ob die im Querschnitt der Betondecke infolge reduzierter Steifigkeit entstandenen geringeren Zugspannungen (Zugbeanspruchung) die unter AKR-Einfluss verminderte Zugfestigkeit (Zugbeanspruchbarkeit) erreichen und dadurch das Risiko der Rissbildung steigt.



# Kapitel 6

## Ergebnisanalyse

### 6.1 Zielsetzung

Im Rahmen der Ergebnisanalyse erfolgt zunächst die Auswertung umfangreicher (bruch-)mechanischer Untersuchungen an Proben eines Abschnitts der BAB 113 mit nachweislichen AKR-Schäden. Diese werden mit den Ergebnissen von Probekörpern, die im Labor hergestellt und zeitraffend beansprucht wurden (siehe Kapitel 3.5), verglichen. Hierbei erfolgt gleichzeitig die Einordnung bisher getroffener Annahmen hinsichtlich der Charakterisierung der Betoneigenschaften unter AKR-Einfluss.

Auf Grundlage der infolge Temperatur, Feuchte, Verkehr und AKR (siehe Kapitel 5) bestimmten Spannungsverteilungen wird das Risiko der Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton analysiert. Für den Lastfall AKR wird bei der Analyse zusätzlich der Einfluss konstruktiver Randbedingungen und materialtechnologischer Eigenschaften sowie die mit einer AKR einhergehende Reduzierung der Zugfestigkeit miteinbezogen. Nach der Beurteilung des Schadensrisikos und der Schadensentwicklung in Betonfahrbahndecken werden Maßnahmen zur zukünftigen Schadensreduktion bzw. -vermeidung abgeleitet.

### 6.2 Praxisbeispiel: Autobahnabschnitt BAB 113

Im Rahmen der Forschergruppe (FOR 1498) wurde ein Abschnitt der BAB 113 (Fahrtrichtung Schönefeld, Baujahr 2004) nach einer Nutzungsdauer von ca. 14 Jahren zur Beprobung ausgewählt, da bereits eine massive AKR-Schädigung in Form von Längsrissen und Netzzrissbildung im Fugenbereich zu erkennen war (siehe Anhang E, Abb. E.2). Als Gesteinskörnung kam, analog zum Beton GD-1 bzw. GD-2, Granodiorit-Splitt zum Einsatz.

Zunächst wurden durch die BAM Bohrkerns mit einem Durchmesser von 350 mm über die gesamte Höhe der Betonfahrbahnplatte (270 mm) in unterschiedlichen Bereichen der Fahrbahn entnommen, um die nachfolgend aufgeführten Parameter hinsichtlich der (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften zu untersuchen (vgl. Anhang E, Abbildung E.1):

- Zur Beurteilung der Auswirkungen von Verkehrsbeanspruchungen erfolgte die Bohrkernentnahme in unterschiedlichen Fahrstreifen (dritter Fahrstreifen (3. FS), zweiter Fahrstreifen (2. FS) und Standstreifen (StS)). Aus dem in der Praxis durch Schwerlastverkehr meist beanspruchten Fahrstreifen (Last- bzw. Hauptfahrstreifen) konnten keine Proben entnommen werden, da dieser zuvor instand gesetzt wurde.
- Aus den über die gesamte Betonfahrbahndecke ( $y = 0$  mm, Plattenunterseite und  $y = 270$  mm, Plattenoberseite) entnommenen Bohrkernen wurden durch Sägen drei Scheiben (oberer, mittlerer und unterer Bereich der Fahrbahndecke) mit einer Höhe von 75 mm gewonnen. Der obere Bereich ( $y = 270$  mm bis  $y = 195$  mm) wird im Folgenden als Ebene 1 (E1), der mittlere Bereich ( $y = 172,5$  mm bis  $y = 97,5$  mm) als Ebene 2 (E2) und der untere Bereich ( $y = 75$  mm bis  $y = 0$  mm) als Ebene 3 (E3) bezeichnet. Aus den Scheiben der drei Ebenen wurden jeweils vier prismatische Probekörper  $75 \times 75 \times 150$  mm<sup>3</sup> gesägt (vgl. Anhang E, Abb. E.3).
- Aufgrund von Längsrissbildung an der Oberfläche der Betonfahrbahndecke wurde eine Unterscheidung hinsichtlich der Probekörperlängsachse in Fahrtrichtung (iFR) und senkrecht zur Fahrtrichtung (sFR) vorgenommen.

Nach Vorarbeiten (Gewinnung der Bohrkerns und Sägen der kleinformigen Prismen, vgl. Anhang E, Abb. E.3) an der BAM wurden die Probekörper nach Karlsruhe übersendet und im Rahmen umfangreicher experimenteller Untersuchungen der Einfluss des Fahrstreifens, der Entnahmeebene und der Fahrtrichtung auf die nachfolgend aufgeführten (bruch-)mechanischen Materialkennwerte bestimmt:

- dynamischer und statischer E-Modul ( $E_{dyn}$  und  $E_{stat}$ )
- Druckfestigkeit  $f_{cm}$
- Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und Bruchenergie  $G_F$  aus der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung

Die im Rahmen experimenteller Untersuchungen ermittelten (bruch-)mechanischen Materialkennwerte des Betons der BAB 113 sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

Der dynamische E-Modul nimmt von der Plattenoberseite zur -unterseite (von E1 bis E3) sowohl in Fahrtrichtung als auch senkrecht zur Fahrtrichtung beim 3. FS und 2. FS zu (Ausnahme 2. FS, sFR). Dies zeigt sich beim Standstreifen genau umgekehrt, vgl. Anhang E, Abb. E.4. Hier werden unabhängig von der Fahrtrichtung im oberen Bereich der Fahrbahndecke die höchsten Werte des dynamischen E-Moduls erreicht. Der geringste Wert des dynamischen E-Moduls wurde beim 3. FS im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke (E1) senkrecht zur Fahrtrichtung bestimmt. Grund hierfür sind die an der Fahrbahnoberfläche identifizierten Längsrisse, welche in diesem Bereich auch zu großen Streuungen der ermittelten E-Moduln führten (vgl. Anhang E, Abb. E.4, rechts).

Beim 3. FS (sFR) und 2. FS (iFR) nehmen die Werte des statischen E-Moduls von der Plattenoberseite zur -unterseite hin ebenfalls zu. Im Vergleich dazu wird in Plattenmitte

**Tab. 6.1:** Mechanische Materialkennwerte eines Abschnitts der BAB 113

Kennwert	Entnahmeebene	3. FS		2. FS		StS		
		iFR	sFR	iFR	sFR	iFR	sFR	
$f_{cm,E1}$ $\text{N/mm}^2$	<b>E1 - oben</b>	58,2	63,5	46,4	63,4	76,1	75,1	
		(1,5)	(1,3)	(3,6)	(2,3)	(3,2)	(4,8)	
		$E_{stat,E1} \cdot 10^3$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	37,9	34,5	38,8	37,2	46,0	46,6
		(1,3)	(3,6)	(1,8)	(1,6)	(1,8)	(1,3)	
		$E_{dyn,E1} \cdot 10^3$ $\text{N/mm}^2$	44,8	36,3	45,0	45,9	54,4	52,5
(0,7)	(4,5)	(0,5)	(0,2)	(0,2)	(0,2)			
$f_{ct,n,E1}$ $\text{N/mm}^2$		3,6	1,3	3,0	2,7	5,1	4,4	
(0,3)	(0,2)	(0,5)	(0,3)	(0,2)	(0,2)			
$G_{F,E1}$ $\text{N/m}$		244	96	214	164	198	162	
(2,7)	(91,4)	(9,8)	(14,1)	(9,3)	(13,2)			
$f_{cm,E2}$ $\text{N/mm}^2$	<b>E2 - Mitte</b>	70,5	67,8	64,6	73,8	65,8	67,7	
(4,7)		(5,9)	(2,1)	(0,4)	(5,4)	(2,4)		
$E_{stat,E2} \cdot 10^3$ $\text{N/mm}^2$		37,2	37,7	42,0	41,3	44,0	43,5	
(1,7)		(1,1)	(2,2)	(1,7)	(2,0)	(2,1)		
$E_{dyn,E2} \cdot 10^3$ $\text{N/mm}^2$		47,1	47,7	51,0	51,4	51,8	50,4	
(1,3)	(0,9)	(0,2)	(0,4)	(0,4)	(0,5)			
$f_{ct,n,E2}$ $\text{N/mm}^2$		4,0	3,5	3,7	3,8	4,1	3,9	
(0,6)	(0,3)	(0,4)	(0,5)	(0,5)	(0,4)			
$G_{F,E2}$ $\text{N/m}$		219	189	235	240	184	213	
(18,4)	(50,0)	(70,9)	(59,3)	(26,6)	(30,6)			
$f_{cm,E3}$ $\text{N/mm}^2$	<b>E3 - unten</b>	54,4	64,6	57,5	64,0	56,2	64,9	
(4,9)		(6,5)	(2,6)	(1,9)	(1,0)	(0,9)		
$E_{stat,E3} \cdot 10^3$ $\text{N/mm}^2$		39,7	39,4	47,3	40,6	44,2	44,1	
(1,0)		(1,0)	(1,2)	(0,6)	(3,7)	(2,0)		
$E_{dyn,E3} \cdot 10^3$ $\text{N/mm}^2$		48,4	48,4	55,4	49,5	51,8	50,8	
(1,1)	(0,6)	(0,6)	(0,2)	(0,8)	(1,5)			
$f_{ct,n,E3}$ $\text{N/mm}^2$		4,2	3,9	3,8	4,3	4,3	4,4	
(0,5)	(0,7)	(0,3)	(0,5)	(0,4)	(0,1)			
$G_{F,E3}$ $\text{N/m}$		212	214	185	190	212	178	
(60,4)	(27,1)	(26,5)	(17,8)	(51,2)	(12,5)			

Mittelwert (Standardabweichung)

FS - Fahrstreifen

StS - Standstreifen

iFR - in Fahrtrichtung

sFR - senkrecht zur Fahrtrichtung

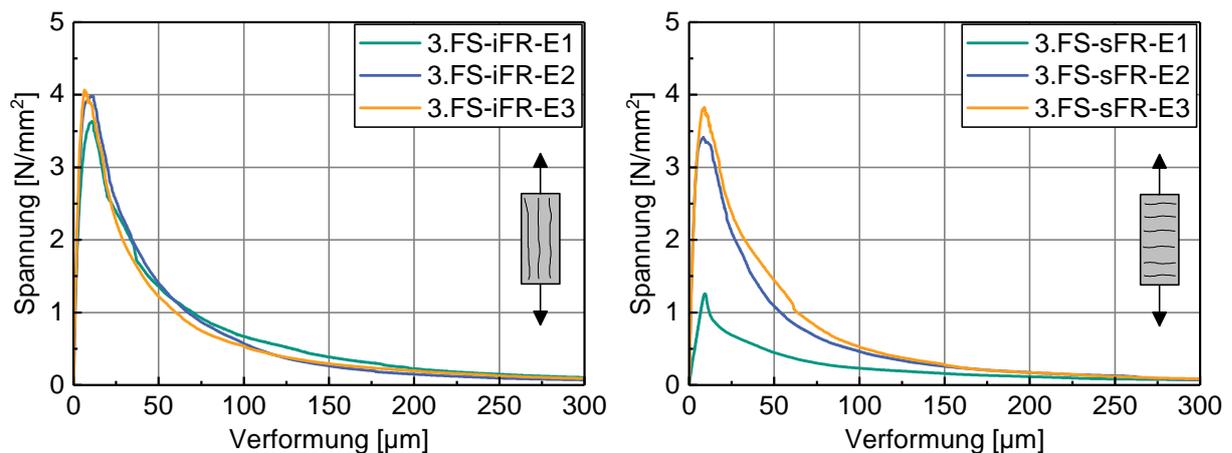
(E2) beim 3. FS (iFR) der minimale und beim 2. FS (sFR) der maximale Wert des statischen E-Moduls erreicht, vgl. Anhang E, Abb. E.5. Die größten Werte konnten ebenfalls im Standstreifen im oberflächennahen Bereich (E1) ermittelt werden. Insgesamt sind die Unterschiede hinsichtlich der Entnahmetiefe weniger ausgeprägt als beim dynamischen E-Modul. Im Vergleich zum dynamischen E-Modul ist der Einfluss der Längsrissbildung in den drei Entnahmeebenen unabhängig von der Fahrtrichtung kaum feststellbar, siehe Anhang E, Abb. E.5.

Der Einfluss der Fahrtrichtung und der Entnahmeebene ist auf die Druckfestigkeit deutlich ausgeprägter als auf den dynamischen und statischen E-Modul, vgl. Anhang E, Abbildung E.6. Die maximalen Werte der Druckfestigkeit werden im 3. FS und 2. FS unabhängig von der Fahrtrichtung in Plattenmitte (E2) gemessen. Beim 2. FS konnte beispielsweise in Fahrtrichtung im oberflächennahen Bereich (E1) eine um 30 % geringere Druckfestigkeit als in Plattenmitte (E2) bestimmt werden. Dieser geringere Wert ist auf die in der Oberfläche der Betonfahrbahndecke vorhandenen Längsrisse zurückzuführen. Wie beim dynamischen und statischen E-Modul nimmt beim Standstreifen von der Plattenoberseite (E1) zur -unterseite (E3) hin die Druckfestigkeit ab. In Fahrtrichtung nimmt die Druckfestigkeit um mehr als 25 % ab (vgl. E1 und E3, StS), senkrecht zur Fahrtrichtung beträgt die Abnahme etwa 14 % (siehe Anhang E, Abb. E.6).

Wie bereits in Kapitel 3.4.2 wurden auch im Rahmen der Untersuchungen zur Charakterisierung der (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften von Bestandsbeton einer Fahrbahndecke zentrische Zugversuche an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern durchgeführt. Das Einbringen der Kerben erfolgte durch Sägen und mit einer Tiefe von 7 mm. Die aus den experimentell bestimmten Kraft-Verformungsbeziehungen ermittelten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen an Proben aus dem 3. FS sind in Abbildung 6.1, an Proben aus dem 2. FS in Anhang E, in Abb. E.7 und an Proben aus dem Standstreifen in Anhang E, in Abb. E.8 dargestellt.

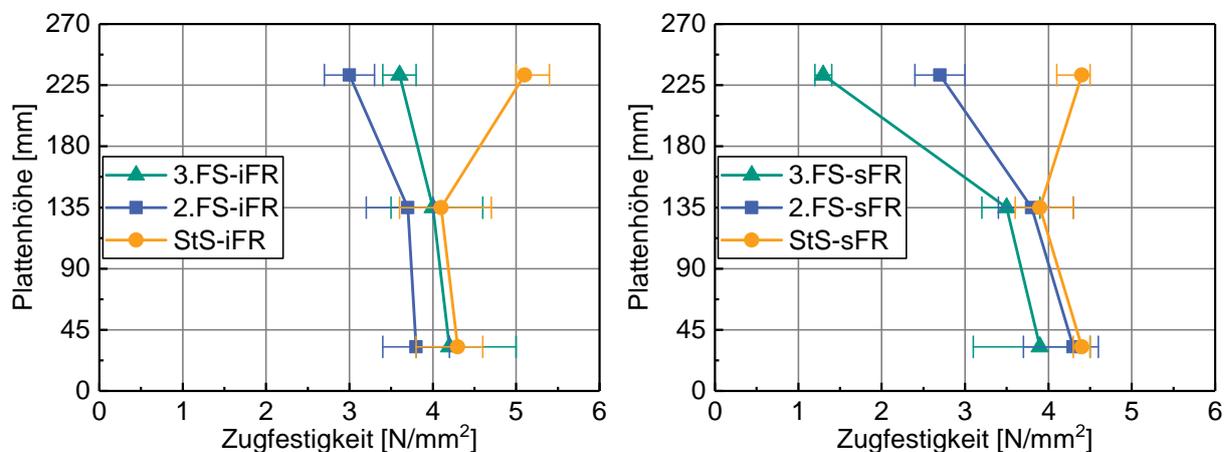
Während beim 3. FS in Fahrtrichtung hinsichtlich der ermittelten  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen kaum ein Einfluss der Entnahmeebene auf die resultierenden Verläufe zu erkennen ist (vgl. Abb. 6.1, links), zeigt sich bei der Prüfung der senkrecht zur Fahrtrichtung entnommenen Proben ein signifikanter Unterschied in E1 im Vergleich zu E2 und E3 (vgl. Abb. 6.1, rechts). Die Längsrisse auf der Oberseite der Betonfahrbahndecke führen zu einem vorzeitigen Versagen und einem extrem flachen Verlauf der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung. Damit verbunden ist ein enormer Rückgang der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  und der Bruchenergie  $G_F$ .

Der größte Unterschied innerhalb eines Fahrstreifens hinsichtlich des Einflusses der Fahrtrichtung zeigt sich im 3. FS. Die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  senkrecht zur Fahrtrichtung ist um mehr als 60 % niedriger im Vergleich zu der in Fahrtrichtung beim gleichen Fahrstreifen bestimmten. Dies trifft auch auf die dazugehörige Bruchenergie  $G_F$  zu. Auch im 2. FS und im StS sind die größten Unterschiede hinsichtlich der Fahrtrichtung im oberflächennahen Bereich bei den ermittelten Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  und den dazugehörigen Bruchenergien  $G_F$  festzustellen.



**Abb. 6.1:** Spannungs-Verformungsbeziehungen an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern ( $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ,  $t_{K2} = 7 \text{ mm}$ ) in drei Ebenen über den Fahrbahnquerschnitt des dritten Fahrstreifens in (links) und senkrecht (rechts) zur Fahrtrichtung

Die aus den  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen abgeleiteten Nettozugfestigkeiten sind in Abbildung 6.2 über den Querschnitt der Betonfahrbandecke in Fahrtrichtung (links) und senkrecht zur Fahrtrichtung (rechts) dargestellt.



**Abb. 6.2:** Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  über den Fahrbahnquerschnitt in Abhängigkeit des 3. und 2. FS sowie des StS in (links) und senkrecht (rechts) zur Fahrtrichtung,  $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ , beidseitig gekerbt:  $t_{K2} = 7 \text{ mm}$

Betrachtet man nun die ermittelten Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  über die Plattenhöhe, so zeigt sich beim 3. FS und 2. FS, analog zu den Beobachtungen beim dynamischen und statischen E-Modul, eine Zunahme von der Plattenober- zur Plattenunterseite aufgrund der identifizierten Längsrisssbildung. Diese Zunahme ist sowohl beim 3. FS als auch beim 2. FS senkrecht zur Fahrtrichtung ausgeprägter als in Fahrtrichtung (vgl. Abb. 6.2 links und rechts).

Beim Standstreifen hingegen werden wie beim dynamischen und statischen E-Modul, die höchsten Werte der Nettzugfestigkeit im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke (E1) erreicht. Vergleicht man die in E1, senkrecht zur Fahrtrichtung, maximal ermittelte Nettzugfestigkeit mit der im 3. FS, ebenfalls senkrecht zur Fahrtrichtung im oberflächennahen Bereich (E1) bestimmten Nettzugfestigkeit, so hat sich eine Reduzierung der Nettzugfestigkeit um 70 % eingestellt. In Fahrtrichtung kommt es lediglich zu einem Rückgang um etwa 20 %.

Hinsichtlich der Ermittlung (bruch-)mechanischer Eigenschaften beim Abschnitt der BAB 113 kann zusammenfassend Folgendes formuliert werden. Die an der Oberseite der Betonfahrbahndecke (E1) identifizierte Längsrisssbildung beim 2. FS und 3. FS führte zu einer, teilweise signifikanten Reduzierung der (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften (dynamischer und statischer E-Modul, Druck- und Nettzugfestigkeit) im Vergleich zum Standstreifen. Während beim 2. FS und 3. FS die geringsten Werte der mechanischen Materialkennwerte im oberen Bereich der Fahrbahndecke (E1) bestimmt wurden, konnten diese beim StS im unteren Bereich (E1) identifiziert werden. In diesem Bereich (E3) traten die geringsten Abweichungen der mechanischen Materialkennwerte zwischen den einzelnen Fahrstreifen auf. Die größte Veränderung der mechanischen Eigenschaften infolge der Längsrisssbildung konnte durch eine signifikante Reduzierung der Nettzugfestigkeit und Bruchenergie, die aus der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen abgeleitet wurden, identifiziert werden. So konnte im oberflächennahen Bereich des 3. FS (sFR) aufgrund vorhandener Längsrisse eine um 70 % geringere Nettzugfestigkeit  $f_{ct,n}$  als im Standstreifen experimentell ermittelt werden. Die ebenfalls aus der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung abgeleitete Bruchenergie  $G_F$  war im 3. FS (sFR) um 40 % niedriger als im Standstreifen.

### **6.3 Vergleich der Ergebnisse (bruch-)mechanischer Untersuchungen aus Labor und Praxis**

Nachfolgend werden nun die Ergebnisse der (bruch-)mechanischen Untersuchungen an Proben aus der Betonfahrbahndecke sowie an Probekörpern aus dem Labor verglichen. Zusätzlich dazu werden die in Kapitel 4.2.3 getroffenen Annahmen für die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit und Steifigkeit überprüft sowie die mit einer AKR einhergehende Reduzierung der Zugfestigkeit auf Basis des in Kapitel 4.2.4 hergeleiteten AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetzes beschrieben.

Im Rahmen der (bruch-)mechanischen Untersuchungen an Proben aus der BAB 113 konnte ausschließlich im oberen Bereich (E1) eine Reduzierung der experimentell bestimmten Materialeigenschaften identifiziert werden (Vergleich der Ergebnisse an Proben aus den Fahrstreifen mit denen des Standstreifens). Im restlichen Querschnitt (E2 und E3) der Betondecke lagen die Änderungen der mechanischen Kennwerte im Rahmen der für den Werkstoff Beton üblichen Materialstreuungen (vgl. Tab. 6.1 und Abb. 6.2

sowie Anhang E, Abb. E.4 bis E.6). Daraus lässt sich schließen, dass das Reaktionspotential des bei der BAB 113 verwendeten Granodiorit-Splitts alleine, bei ausreichendem Feuchteangebot, nicht ausreichend für eine betonschädigende AKR ist. Eine Schädigung des Betongefüges tritt erst dann ein, wenn zusätzlich Alkalien von außen in den Beton eingedrungen sind und gleichzeitig eine Verkehrsbeanspruchung vorliegt. Dies deckt sich mit den Untersuchungsergebnissen aus Kapitel 3.5.1.1, wo trotz hohem internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung mit NaCl (vgl. Tabelle 3.1) keine eindeutigen AKR-Schadensmerkmale identifiziert und daher eine signifikante Reduzierung (bruch-)mechanischer Eigenschaften ausblieb.

Die an der Oberseite der Betonfahrbahndecke der BAB 113 (E1) identifizierte Längsrissbildung beim 2. FS und 3. FS im Vergleich zum Standstreifen führte lediglich zu einer Reduzierung der Druckfestigkeit im oberflächennahen Bereich (E1) um bis zu 30 % (siehe Tab. 6.1 bzw. Anhang E, Abb. E.6). Eine Abnahme der Druckfestigkeit unter AKR-Einfluss konnte in diesem Ausmaß weder im Rahmen eigener Untersuchungen (vgl. Kapitel 3.5) noch bei den Untersuchungen von Mielich [81–84] an Probekörpern, die im Labor hergestellt und beansprucht wurden, festgestellt werden. Stattdessen wurde in der Regel eine Zunahme der Druckfestigkeit unter dem Einfluss einer schädigenden AKR identifiziert (siehe Kapitel 2.3.5.1).

Da die Oberseite des Standstreifens im Vergleich zu den Fahrstreifen keine Rissbildung aufwies, muss davon ausgegangen werden, dass die zusätzlich einwirkenden Verkehrsbeanspruchungen eine Schädigung des Betongefüges hervorrufen, welche zu einer Reduzierung der Druckfestigkeit im oberflächennahen Bereich der Betondecke führt. Allerdings spielen die Veränderungen der Druckfestigkeit bei den Betrachtungen hinsichtlich des Schadensrisikos in Betonfahrbahndecken nur eine untergeordnete Rolle, da selbst bei der Überlagerung aller Einwirkungen (vgl. Abb. 5.12) lediglich Druckspannungen von  $< 10 \text{ N/mm}^2$  entstehen. Stattdessen wird das Verformungsverhalten vom E-Modul und die Rissbildung von der Zugfestigkeit des Betons beeinflusst. Daher wurde im Rahmen der numerischen Berechnungen stets die in Abb. 4.4 dargestellte zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit eines ungeschädigten Betons angesetzt.

Die Längsrissbildung führte an Proben der beiden Fahrstreifen im Vergleich zu Proben des Standstreifens (ohne Risse) nach ca. 14 Jahren zu einer Reduzierung des dynamischen E-Moduls um bis zu 30 % und gleichzeitig zu einer Abnahme des statischen E-Moduls um 25 % im oberflächennahen Bereich (E1) der Betondecke (siehe Tab. 6.1). Eine signifikante Reduzierung des dynamischen E-Moduls infolge AKR-Schädigung konnte im Rahmen eigener Untersuchungen (vgl. Kapitel 3.5) nicht festgestellt werden. Grund hierfür ist u. a. die Tatsache, dass im Zuge der AKR-provozierenden Lagerung im Labor, stets ein sehr hoher Feuchtegehalt der Proben vorliegt, wodurch eine mögliche Rissbildung (bis zu einem bestimmten Maß) über diesen Kennwert nicht erfasst werden kann. Die hygrischen Bedingungen in der Praxis, im oberflächennahen Bereich der Betondecke, weichen hiervon ab (vgl. Abb. 5.2 und 5.3).

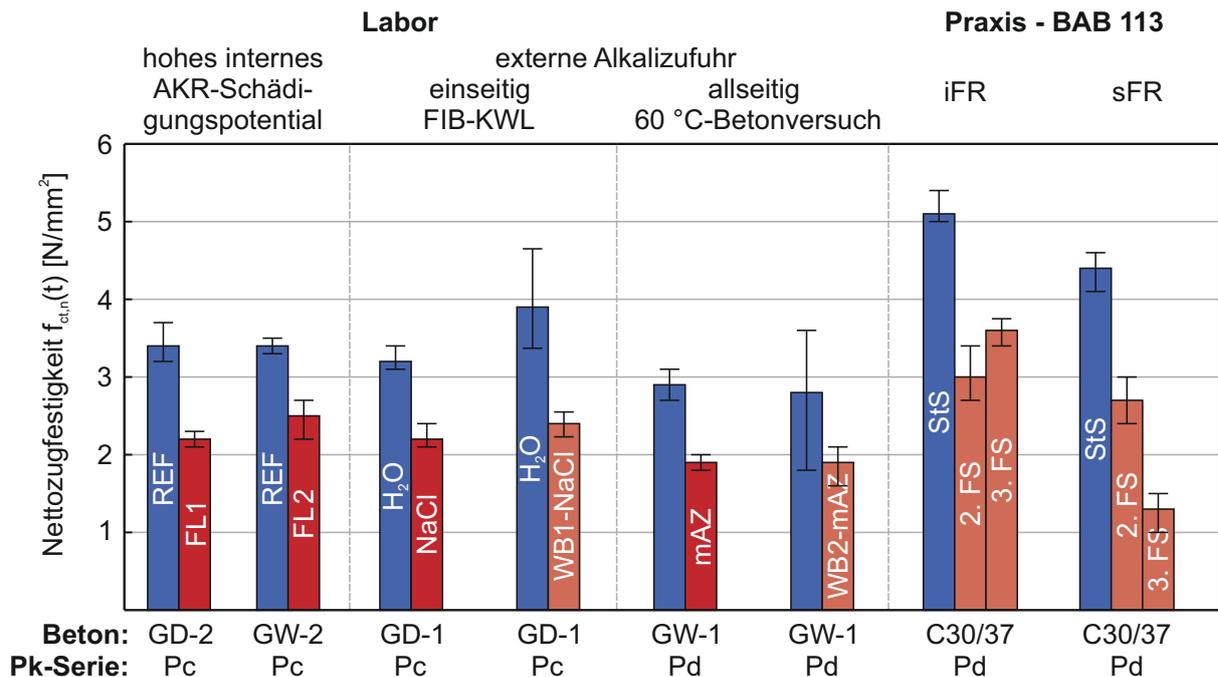
Im Gegensatz dazu konnten Voland [124] und Siebel [106] im Zuge ihrer Untersuchungen eine AKR-bedingte Gefügeschädigung über die Abnahme des dynamischen E-Moduls nachweisen, was durch Untersuchungen von Mielich [80, 97] (siehe Kapitel 2.3.5.1) nicht bestätigt wurde. Ein Abfall des dynamischen E-Moduls konnte ebenfalls im Rahmen der FOR 1498 [20] infolge der Abbildung wiederkehrender Verkehrsbeanspruchung in Kombination mit thermisch-hygrischer Beanspruchung mittels 4-Punkt-Biegeversuch sowie von Sievering [107] in der Praxis durch Verkehrsbeanspruchungen festgestellt werden. Mielich [82] konnte stattdessen eine Reduzierung des statischen E-Moduls zwischen 14 % und 43 %, unter Verwendung von Rhyolith-Splitt um 25 %, bei Alkalizufuhr von außen nach zwölf Zyklen der FIB-KWL nachweisen (siehe Kapitel 2.3.5.1). Die Untersuchungsergebnisse bestätigen somit die an Proben aus der Praxis (vgl. Kapitel 6.2) bestimmte Reduzierung des statischen E-Moduls.

Unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse und einer gleichzeitigen Zunahme der Kriechzahl wurde in Kapitel 4.2.3.4 die Abnahme des effektiven E-Moduls  $E_{c,eff,AKR}$  unter AKR-Einfluss bestimmt und mit dem in Abb. 4.7 dargestellten Ansatz, in Anlehnung an Iskhakov [61], verglichen. Die an Probekörpern im Labor und an Proben aus der Praxis festgestellte Reduzierung des statischen E-Moduls war mit dem in Abb. 4.7 dargestellten Verhältnis  $E_{c,eff,AKR}/E_{c,eff}$  nach etwa 22 Jahren bei schlechter Entwässerung im Bereich einer Plattenhöhe von 270 mm bis 260 mm vergleichbar.

Hierbei ist Folgendes zu beachten: Durch die feine Differenzierung der Steifigkeitsabnahme in Abb. 4.7 auf Basis AKR-induzierter Dehnungen in Abhängigkeit der Plattenhöhe über die gesamte Plattenbreite, wird die in der Praxis vorhandene Reduzierung des E-Moduls im Bereich der Fugen ggf. unterschätzt und in Plattenmitte überschätzt. Prinzipiell liegen jedoch bei einer Unterschätzung der Steifigkeitsabnahme die Ergebnisse auf der sicheren Seite, da höhere Steifigkeiten des Betons zu größeren Zugspannungen im Querschnitt der Betondecke führen. Die in Abbildung 4.7 im unteren Bereich der Betondecke auftretenden AKR-induzierten Dehnungen resultieren aus der Annahme, dass ausschließlich reaktive Gesteinskörnung für den Beton der Fahrbahndecke verwendet wurde. Dies führt gleichzeitig zu einer Reduzierung des E-Moduls um bis zu 35 % (siehe Abb. 2.15), wodurch die Gegebenheiten in der Praxis hinsichtlich der Abnahme des E-Moduls unter AKR-Einfluss möglicherweise überschätzt wurden, da beim Abschnitt der BAB 113 unter Verwendung von Granodiorit in diesem Bereich an Proben der Fahrstreifen im Vergleich zum Standstreifen keine ausgeprägte Reduzierung des statischen E-Moduls nachgewiesen werden konnte. Die infolge einer Reduzierung der Steifigkeit auftretenden geringeren Spannungen spielen allerdings für das Risiko der Rissbildung keine Rolle, da in der unteren Hälfte der Betondecke lediglich sehr geringe Druckspannungen vorliegen (vgl. Abb. 5.12).

Im Vergleich zur Druckfestigkeit und zum E-Modul beeinflussten die in den beiden Fahrstreifen (3. FS und 2. FS) im Gegensatz zum Standstreifen an der Oberseite in Form von Rissen vorhandenen AKR-Schäden das Materialverhalten des Betons unter Zugbean-

spruchung maßgeblich. Analog zu den im Labor hergestellten und AKR-provozierend gelagerten Probekörpern konnten die Auswirkungen der AKR-Schäden, insbesondere bei der aus der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehung abgeleiteten Nettozugfestigkeit herausgearbeitet werden. Die Ergebnisse ausgewählter Zugversuche an Laborprobekörpern unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials und einer Alkalizufuhr von außen sowie an Proben aus der Betonfahrbahndecke sind in Abbildung 6.3 vergleichend gegenüber gestellt.



**Abb. 6.3:** Reduzierung der Nettozugfestigkeit infolge AKR-Schädigung - Vergleich der Ergebnisse aus Labor und Praxis unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte (Beton: siehe Tab. 3.1 und Tab. 3.2; Pk-Serie siehe Tab. 3.3)

Aus den experimentellen Untersuchungen unter Berücksichtigung eines hohen internen AKR-Schädigungspotentials ging hervor, dass die Veränderungen der Zugfestigkeit maßgeblich von der Größe der Probekörper beeinflusst werden. Die größte Reduzierung der Nettozugfestigkeit konnte unter Verwendung von Beton GD-2 (siehe Tab. 3.1) bzw. von GW-2 (siehe Tab. 3.2) um 35 % (vgl. Abb. 3.18) durch die Lagerung bei 20 °C über Wasser (FL-1) bzw. um 27 % (vgl. Abb. 3.21) durch die Lagerung bei 60 °C über Wasser (FL-2) jeweils im Vergleich zur Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte (REF) festgestellt werden. Dies konnte in Bereichen (E2 und E3) der Betonfahrbahndecke beim Vergleich der Kennwerte an Proben aus den Fahrstreifen im Vergleich zum Standstreifen nicht festgestellt werden. Gründe hierfür sind das hohe Angebot an Alkalien durch die Aufdotierung des Zements, ein höheres AKR-Schädigungspotential der Grauwacke im Vergleich zum Granodiorit sowie die Lagerung bei 60 °C über Wasser im Labor, welche die Gegebenheiten in der Praxis nur bedingt abbildet.

Durch den einseitigen Alkalieintrag ging nach zwölf Zyklen der FIB-KWL(NaCl) eine Abnahme der Nettozugfestigkeit um bis zu ca. 30 % (vgl. Tab. 3.6) im Vergleich zur Verwendung von Wasser als aufstehende Prüflösung (FIB-KWL(H<sub>2</sub>O)) einher. Die gleiche Reduzierung konnte in Fahrtrichtung (iFR) an Proben des 3. FS im Vergleich zu Proben des Standstreifens bestimmt werden. Unter Berücksichtigung einer vorherigen mechanischen Wechselbeanspruchung (WB1) wurde sogar eine Verringerung der Nettozugfestigkeit um etwa 40 % (vgl. Tab. 3.5) festgestellt. Diese Reduzierung der Nettozugfestigkeit um ca. 40 % konnte ebenfalls an Proben des 2. FS im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke, unabhängig von der Fahrtrichtung, im Vergleich zu Proben des Standstreifens im Alter von ca. 14 Jahren nachgewiesen werden. Lediglich die im oberflächennahen Bereich an Proben des 3. FS (sFR) im Vergleich zum Standstreifen, aufgrund vorhandener Längsrisse festgestellte Reduzierung der Nettozugfestigkeit um 70 %, war nicht möglich. Dies ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass die komplexen, kombiniert auftretenden Einwirkungen in der Praxis im Labor nur sehr schwer abgebildet werden können. Die bei allseitiger Alkalizufuhr im Rahmen des 60 °C-Betonversuchs (BV60-mA) im Vergleich zum 60 °C-Betonversuch (BV60), unabhängig einer vorangegangenen mechanischen Wechselbeanspruchung (WB2), um ca. 35 % (vgl. Tab. 3.7) festgestellte reduzierte Nettozugfestigkeit, bestätigen die Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf die Bedingungen der Praxis.

Insgesamt zeigt der Vergleich zwischen im Labor hergestellten und beanspruchten Probekörpern mit Proben aus der Betonfahrbahndecke Folgendes: Der im Labor festgestellte Rückgang (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften, insbesondere bei der Zugfestigkeit und dem statischen E-Modul [82] bei Anwendung der FIB-KWL mit externer Alkalizufuhr, stimmt mit der in der Praxis, an Proben aus dem oberflächennahen Bereich der Fahrstreifen im Vergleich zum Standstreifen bestimmten Reduzierung, gut überein. Bereichsweise (Fugenkreuz) konnte an Proben aus der Betondecke jedoch eine größere Reduzierung der Zugfestigkeit, senkrecht zur Fahrtrichtung, festgestellt werden. Dies zeigt, dass die in der Praxis vorhandenen komplexen Beanspruchungen im Labor über kurze Zeiträume nur bedingt simuliert werden können.

An dieser Stelle soll nicht unerwähnt bleiben, dass sich die Ergebnisse an Proben aus der Praxis auf den betrachteten Abschnitt der BAB 113 unter den dort vorliegenden Randbedingungen (Betonzusammensetzung, Bauweise, klimatische Randbedingungen, Verkehrsbeanspruchungen, etc.) beschränken. Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse gilt es im Zuge weiterführender Untersuchungen an weiteren Abschnitten von Betonfahrbahnen unterschiedlicher Regionen zu prüfen. Trotzdem konnte mit Hilfe der in Kapitel 3.5.2 beschriebenen Untersuchungen, insbesondere unter externer Alkalizufuhr, eine Basis an Ergebnissen bruchmechanischer Materialkennwerte für Betone unter dem Einfluss einer AKR-Schädigung geschaffen werden, die als realistische Eingangsgrößen in Bezug auf den Widerstand von Beton gegenüber einer Rissbildung und -ausbreitung für numerische Untersuchungen verwendet werden können.

## 6.4 Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton

In Kapitel 6.4 wird zunächst auf die Rissbildung in Betonfahrbahndecken unter witterungs- (Temperatur und Feuchte) und verkehrsbedingten Beanspruchungen eingegangen. Im Anschluss daran wird in Kapitel 6.4.4 der Einfluss konstruktiver Randbedingungen und materialtechnologischer Eigenschaften, insbesondere die über das AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz (vgl. Kapitel 4.2.4) abgeleitete verminderte Zugfestigkeit, auf die Rissbildung in der Betondecke näher betrachtet.

### 6.4.1 Lastfall Temperatur

Infolge thermischer Beanspruchung (vgl. Kapitel 4.3.1) entstehen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke nennenswerte Zugspannungen, wenn sich tagsüber durch eine intensive Sonneneinstrahlung die Fahrbahn aufheizt und am Abend eine Abkühlung einsetzt. Als Folge kommt es zu einer Aufschüsselung der Platte, da an der Oberseite im Vergleich zur Unterseite eine geringere Temperatur vorliegt. Im fortgeschrittenen Alter der Betondecke unter Berücksichtigung der Beanspruchungen aus Anhang C, Abb. C.14, entstehen hierbei Zugspannungen, die alleine nicht ausreichend für eine Rissbildung sind (vgl. Abb. 5.5, rechts).

Das Risiko der Rissbildung steigt bei thermischer Beanspruchung je größer der E-Modul des Betons, die Untergrundsteifigkeit und der Wärmeausdehnungskoeffizient ist. Durch die Reduzierung der Eingangstemperaturen (dem Berechnungsmodell zugrunde gelegte Zahlenwerte der Temperatur) von 3-stündige auf 10-minütige Werte können Schockbeanspruchungen, wie z. B. infolge eines Hagelschauers im Sommer und die damit verbundene starke Abkühlung abgebildet werden. Infolge der Schockbeanspruchung können höhere Spannungen auftreten, welche zu kaum erkennbaren, feinen Rissen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke führen [74].

### 6.4.2 Lastfall Feuchte

Unter hygrischen Beanspruchungen sind Austrocknungen als kritisch einzustufen, da infolge des daraus resultierenden Schwindens eine hohe Gefahr der Rissbildung an der Oberseite der Betondecke entsteht. Dieses Risiko der Rissbildung nimmt zu, je größer der E-Modul des Betons, die Untergrundsteifigkeit, das Schwindmaß bzw. der Feuchteausdehnungskoeffizient, die Feuchteleitfähigkeit und das Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke ist. Unter den in Anhang C, Abb. C.16, dargestellten hygrischen Beanspruchungen und unter Berücksichtigung von Krieeffekten mit Hilfe des effektiven E-Moduls entstehen im fortgeschrittenen Betonalter hohe Zugspannungen

an der Oberseite, die ebenfalls bei singulärer Betrachtung zu keiner Rissbildung führen (vgl. Abb. 5.7).

### 6.4.3 Lastfall Verkehr

Aus einer kurzzeitigen Verkehrsbeanspruchung infolge Achslast nach DIN FB 101 [N31] resultiert eine annähernd lineare Spannungsverteilung mit Druckspannungen an der Oberseite und Zugspannungen an der Unterseite über den Fahrbahndeckenquerschnitt. Die Höhe der auftretenden Spannungen wird maßgebend von den Eigenschaften des Untergrunds beeinflusst. Grundsätzlich gilt: je steifer der Untergrund, desto niedrigere Biegespannungen treten in der Fahrbahnplatte auf. Die resultierenden Zugspannungen im Querschnitt der Betondecke liegen jedoch stets unterhalb der Zugfestigkeit des Betons und führen daher zu keiner Rissbildung.

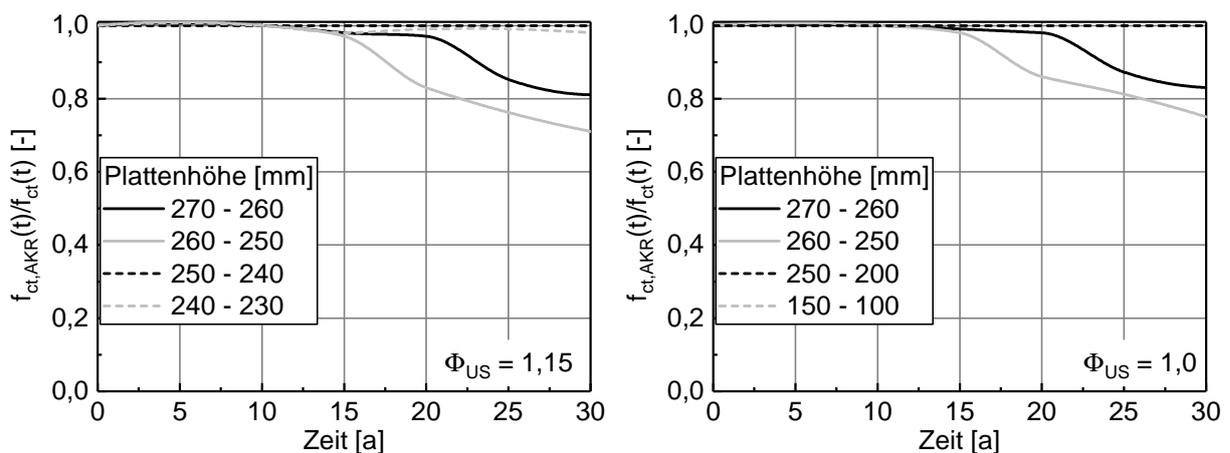
In [20, 74, 107, 124] wurde allerdings gezeigt, dass in der Praxis bei Fahrbahnen aus Beton infolge dynamischer Verkehrslasten, insbesondere auf Last- und Überholspuren, mit einer Zunahme der Rissbildung zu rechnen ist. Die damit einhergehende Reduzierung der (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften infolge mechanischer Wechselbeanspruchung im Labor konnte in [130, 134] (vgl. Kapitel 3) sowie in Kapitel 6.2 am Beispiel der BAB 113 durch den Vergleich der Fahr- mit dem Standstreifen infolge Verkehrsbeanspruchung dargestellt werden.

### 6.4.4 Lastfall AKR

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen (siehe Kapitel 5.7) wurden die Auswirkungen einer AKR durch die zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen (Einwirkung, siehe Abb. 4.10 und Abb. 4.11) und die Reduzierung der Steifigkeit mithilfe des effektiven E-Moduls  $E_{c,eff,AKR}$  (Widerstand, siehe Abb. 4.7) über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke berücksichtigt. Die Untersuchungen dienten zur Identifizierung kritischer Spannungszustände mit hohen Zugspannungen in der Betondecke. Zur Beurteilung der Rissbildung und -entwicklung wird im Folgenden zusätzlich, die mit einer AKR-Schädigung einhergehende Reduzierung der Zugfestigkeit berücksichtigt. Dies erfolgte mithilfe des in Kapitel 4.2.4 hergeleiteten AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetzes.

Unter Kenntnis der AKR-induzierten Dehnungen in Abhängigkeit der Zeit (siehe Abbildung 4.10) konnte die Reduzierung der Zugfestigkeit infolge AKR  $f_{ct,AKR}(t)/f_{ct}(t)$  (siehe Abb. 6.4) bestimmt werden, indem Gleichung 4.35 nach der Zeit  $t$  aufgelöst und in Gleichung 4.38 eingesetzt wurde.

Eine Reduzierung der Zugfestigkeit infolge AKR wurde bei schlechter Entwässerung der Betondecke lediglich zwischen einer Plattenhöhe von 270 mm bis 230 mm und bei guter Entwässerung zwischen einer Plattenhöhe von 270 mm bis 100 mm angesetzt,



**Abb. 6.4:** Abnahme der Zugfestigkeit infolge einer AKR-Schädigung für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung

da nur in diesen Bereichen der Betondecke Zugspannungen auftraten (vgl. Abb. 5.12). Gleichzeitig zeigten die Ergebnisse an Proben aus der Praxis (vgl. Abb. 6.2), dass es bei einer Plattenhöhe zwischen 195 mm und 0 mm (Unterseite) lediglich zu einer Reduzierung der Zugfestigkeit kommt, die sich im Rahmen der für den Werkstoff Beton üblichen Materialstreuungen bewegt.

Aus Abbildung 6.4 geht hervor, dass erst nach über zehn Jahren mit einer Reduzierung der Zugfestigkeit unter dem Einfluss einer schädigenden AKR zu rechnen ist. Ursache hierfür ist die Tatsache, dass im Rahmen der Laboruntersuchungen (FIB-KWL) bis zu einem Wert von 0,26 mm/m der AKR-induzierten Dehnungen die Nettozugfestigkeit quasi unverändert blieb (Abnahme um weniger als 5 %, siehe Abb. 4.8) und dieser Wert in einer Plattenhöhe von 260 mm bei schlechter Entwässerung erst nach zehn Jahren sowie bei guter Entwässerung erst nach zwölf Jahren überschritten wird (vgl. Abb. 4.11). Die in der Praxis nach 14 Jahren festgestellte Reduzierung der Nettozugfestigkeit um 30 %, wird erst nach 30 Jahren unter dem in Abbildung 6.4 dargestellten Ansatz erreicht.

Insgesamt wird die in Abbildung 6.4 über die gesamte Betondecke, in Abhängigkeit der Plattenhöhe angegebene, auf Basis AKR-induzierter Dehnungen mittels des in Kapitel 4.2.4 hergeleiteten AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetzes, dargestellte Reduzierung der Zugfestigkeit im Vergleich zu den Gegebenheiten in der Praxis (Abschnitt der BAB 113) möglicherweise unterschätzt (vgl. Abb. 6.4). Allerdings gilt es zu beachten, dass die verminderte Zugfestigkeit in der Praxis lediglich im Bereich der Fugen bestimmt und daher nicht den Zustand der gesamten Platte beschreibt. Gleichzeitig beinhaltet die in der Praxis festgestellte Abnahme der Zugfestigkeit die Auswirkungen von Verkehrsbeanspruchungen. Diese werden bei dem in Abb. 6.4 dargestellten Ansatz nicht berücksichtigt. Allerdings belegen erste Untersuchungen eine weitere Abminderung der Zugfestigkeit [130, 134] sowie einen erhöhten Feuchte- und Ionentransport, welche den Ablauf einer schädigenden AKR begünstigen [95, 96].

In Tabelle 6.2 ist nun der Einfluss konstruktiver Randbedingungen, materialtechnologischer Eigenschaften und der Netzfeinheit auf die maximale Rissweite, den Rissfortschritt sowie den Rissbeginn in Abhängigkeit der Entwässerung infolge AKR-induzierter Dehnungen angegeben. Hierbei wurde zeilenweise jeweils der im Vergleich zum Grundmodell geänderte Parameter aufgeführt. Die dazugehörigen Rissbilder sind im Anhang E, in den Abbildungen E.9 bis E.13 (schlechte Entwässerung) bzw. Abbildungen E.14 bis E.17 (gute Entwässerung) durch die Angabe der Rissdehnungen  $\varepsilon_{mm}^{cr}$  [-] dargestellt.

Durch die Reduzierung der Elementhöhe im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke (270 mm bis 250 mm), vgl. Anhang C, Abb. C.18 und C.19, treten unabhängig von der Art der Entwässerung Risse später, in geringerer Anzahl und mit niedrigerer maximaler Rissbreite, nicht unmittelbar an der Oberseite, sondern hauptsächlich bei einer Plattenhöhe zwischen 262 mm und 266 mm auf. Dieser Einfluss ist bei unzureichender Entwässerung an der Unterseite der Betonfahrbahndecke im Vergleich zur guten Entwässerung deutlich ausgeprägter (vgl. Anhang E, Abb. E.9 und Abb. E.10 bzw. Abb. E.14 und Abb. E.15).

Eine Erhöhung der Betondecke von 270 mm auf 300 mm führt im Fall der schlechten Entwässerung dazu, dass Risse später, in geringerem Ausmaß und mit niedrigerer maximaler Rissbreite entstehen (vgl. Anhang E, Abb. E.9 und Abb. E.12). Allerdings fallen die genannten Unterschiede vernachlässigbar gering aus. Für den Fall der guten Entwässerung ist dies genau umgekehrt (vgl. Anhang E, Abb. E.14 und Abb. E.17). Eine Erhöhung der Betondecke von 270 mm auf 300 mm führt im Fall des geringeren Feuchteangebots an der Unterseite der Betonfahrbahndecke zu mehr als einer Verdopplung der maximalen Rissbreite. In diesem Zusammenhang setzt die Rissbildung um mehr als ein Jahr später ein.

Unabhängig vom Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke steigt das Risiko der AKR-induzierten Rissbildung an der Plattenoberseite, je größer der E-Modul des Betons und die Untergrundsteifigkeit ist. Dadurch entstehen bereits zu einem früheren Zeitpunkt mehr Risse. Gleichzeitig ist eine Vergrößerung der maximalen Rissbreite festzustellen (vgl. Anhang E, Abb. E.9, Abb. E.11 und Abb. E.13 bei schlechter Entwässerung sowie Abb. E.14 und Abb. E.16 bei guter Entwässerung).

Die Reduzierung der Untergrundsteifigkeit von  $0,087 \text{ N/mm}^3$  auf  $0,01 \text{ N/mm}^3$  führt bei schlechter Entwässerung zu einer geringfügig kleineren maximalen Rissbreite, der Rissfortschritt sowie die Rissanzahl bleiben unverändert. Der Rissbeginn ist mehr als zwei Jahre später (vgl. Anhang E, Abb. E.9 und Abb. E.11). Bei guter Entwässerung sind die Auswirkungen der Untergrundsteifigkeitsreduktion vernachlässigbar gering (vgl. Anhang E, Abb. E.14 und Abb. E.16).

Für den Fall einer schlechten Entwässerung kommt es durch den geringeren E-Modul infolge einer AKR-Schädigung ( $E_{c,eff,AKR}(t)$ ) 13 Jahre später zur Rissbildung. Nach

**Tab. 6.2:** Einfluss der Entwässerung, der Elementgröße im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke, der Untergrundsteifigkeit, der Plattenhöhe sowie der Reduzierung der Steifigkeit und/oder Zugfestigkeit des Betons unter Berücksichtigung der Auswirkungen einer schädigenden AKR auf die resultierende max. Rissbreite, den Rissfortschritt sowie den Rissbeginn für den Lastfall AKR

Paramter	max. Rissbreite [mm]	Rissfortschritt [mm]	Rissbeginn [a]	Abbildung Anhang E
schlechte Entwässerung				
Grundmodell	$4,87 \cdot 10^{-3}$	240	15,7	E.9
$h_{el} = 4 \text{ mm}$	$1,03 \cdot 10^{-2}$	240	20,2	E.10
$k_s = 0,01 \text{ N/mm}^3$	$4,17 \cdot 10^{-3}$	240	18,2	E.11
$h = 300 \text{ mm}$	$4,84 \cdot 10^{-3}$	290	16,2	E.12
$E_{c,eff,AKR}(t)$	$1,39 \cdot 10^{-4}$	240	28,7	E.13
$E_{c,eff,AKR}(t), f_{ct,AKR}(t)$	$1,39 \cdot 10^{-4}$	240	28,7	E.13
gute Entwässerung				
Grundmodell	$1,08 \cdot 10^{-3}$	260	28,0	E.14
$h_{el} = 4 \text{ mm}$	$5,30 \cdot 10^{-4}$	260	28,5	E.15
$k_s = 0,01 \text{ N/mm}^3$	$1,14 \cdot 10^{-3}$	260	28,0	E.16
$h = 300 \text{ mm}$	$2,38 \cdot 10^{-3}$	290	26,7	E.17
$E_{c,eff,AKR}(t)$	-*	-*	-*	-*
$E_{c,eff,AKR}(t), f_{ct,AKR}(t)$	-*	-*	-*	-*

Grundmodell LF-AKR (vgl. Tab. 5.1):  $h = 270 \text{ mm}$ ,  $E_{c,eff}(t)$ ,  $h_{el} = 10 \text{ mm}$ ,  $k_s = 0,087 \text{ N/mm}^3$

$f_{ct,AKR}(t)$ , siehe Abb. 6.4

$E_{c,eff,AKR}(t)$ , siehe Abb. 4.7

Rissfortschritt: gibt an, bis zu welcher Plattenhöhe Risse von der Plattenoberseite entstehen

Rissbeginn: Zeitpunkt, an dem der erste Riss in der Betonfahrbahndecke entsteht

-\* keine Rissbildung

30 Jahren treten unmittelbar an der Oberseite keine Risse, im oberen Bereich des Querschnitts lediglich zwei, mit deutlich geringerer maximaler Rissbreite auf (vgl. Anhang E, Abb. E.9 und Abb. E.13). Bei guter Entwässerung führt die Reduzierung des E-Moduls infolge AKR dazu, dass innerhalb des Betrachtungszeitraums von 30 Jahren keine Risse entstehen.

Die in Abb. 6.4 in Abhängigkeit der Zeit über die Plattenhöhe dargestellte Reduzierung der Zugfestigkeit hat sowohl unter Berücksichtigung einer schlechten als auch bei einer guten Entwässerung keine Auswirkungen auf die Rissentstehung und -entwicklung. Ursache hierfür ist die Tatsache, dass die aus AKR-induzierten Dehnungen resultierenden Zugspannungen durch die reduzierte Steifigkeit so stark abgemindert werden, dass selbst die infolge einer AKR reduzierte Zugfestigkeit des Betons nicht erreicht wird.

Insgesamt ist festzustellen, dass durch ein hohes Feuchteangebot an der Unterseite das Risiko der Rissbildung infolge AKR an der Oberseite der Betonfahrbahndecke stark erhöht wird. Die Risse sind in deutlich größerem Umfang an der Oberseite vorhanden und weisen eine höhere maximale Rissbreite auf. Infolge schlechter Entwässerung entstehen zusätzlich Risse in der Betonfahrbahndecke in einer Höhe von 240 mm bis 250 mm (vgl. Anhang E, Abb. E.9 bis E.12 mit Abb. E.14 bis E.17).

## **6.5 Maßnahmen zur zukünftigen Schadensreduktion**

Auf Basis der umfangreichen numerischen Untersuchungen, welche zunächst das Spannungs- und Verformungsverhalten (siehe Kapitel 5) sowie die Gefahr der Rissbildung, die Rissentstehung und das Risswachstum in Fahrbahndecken aus Beton (siehe Kapitel 6.4.4) ausführlich analysierten, können nun Maßnahmen bzw. Regeln hinsichtlich Herstellung und Konstruktion von Betonfahrbahndecken für die aktuell übliche Bauweise ohne Verbund zur zukünftigen Schadensvermeidung bzw. -reduktion aufgestellt bzw. abgeleitet werden.

### **6.5.1 Herstellungstechnische Maßnahmen**

Für die Herstellung von Fahrbahndecken aus Beton empfiehlt Foos [42] die Einstellung eines negativen Nullspannungstemperaturverlaufs mittels betontechnologischer Maßnahmen. Als günstiger Zeitraum für die Herstellung bietet sich das Frühjahr bzw. der Herbst an. Darüber hinaus ist eine ausreichende Nachbehandlung (möglichst lange, feucht und kühl) zum Schutz vor starker Sonneneinstrahlung und zur Vermeidung der Rissbildung infolge von Schwinden zwingend erforderlich [42].

Durch die aktuell übliche Waschbetonbauweise, bei der ein Oberflächenverzögerer (ggf. in Kombination mit einem Nachbehandlungsmittel) aufgesprüht wird, soll eine ausreichende

Nachbehandlung gewährleistet werden. Zudem soll durch das frühe Einsägen von Fugen eine wilde Rissbildung möglichst vermieden werden (vgl. Kapitel 2.1.3).

### 6.5.2 Konstruktive Randbedingungen

Im Zuge der numerischen Untersuchungen in Kapitel 5 konnte der Einfluss eines sehr weichen ( $k_s = 0,01 \text{ N/mm}^3$ ) und steifen ( $k_s = 0,087 \text{ N/mm}^3$ ) Untergrundes auf das Spannungs- und Verformungsverhalten der Betondecke dargestellt werden. Der Einfluss der untersuchten Untergrundsteifigkeiten auf die resultierenden Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke war unter hygri-schen Beanspruchungen (vgl. Abb. 5.8) sowie den Lastfällen Verkehr (vgl. Anhang D, Abb. D.9) und AKR (vgl. Anhang D, Abbildung D.16) vernachlässigbar gering.

Unter thermischer Beanspruchung hingegen führte ein steifer Untergrund zu höheren Zugspannungen (Zunahme um Faktor 1,7) an der Oberseite der Betonfahrbahndecke im Vergleich zu einem weichen Untergrund. Somit steigt die Gefahr der Rissbildung an der Oberseite mit steifer werdendem Untergrund (vgl. Kapitel 5.4). Aus diesem Grund empfiehlt sich die Bauweise mit weichem Untergrund.

Bei der konstruktiven Ausführung der Betonfahrbahn kann durch ein geringes Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (gute Entwässerung) zunächst eine ungünstige Feuchteverteilung (oben trocken und unten feucht) nach [19] vermieden werden. Gleichzeitig führt ein geringes Feuchteangebot an der Unterseite dazu, dass lediglich in der unteren Hälfte der Betondecke ganzjährig ein ausreichender Feuchtegehalt ( $\Phi \geq 0,97$ ) für eine schädigende AKR vorhanden ist. Bei einem hohen Feuchteangebot (schlechte Entwässerung) liegen unabhängig von der Plattenhöhe (270 mm oder 300 mm) über 95 % des Querschnitts der Betondecke im gesamten Betrachtungszeitraum optimale Feuchtegehalte für das Stattfinden einer schädigenden AKR vor (vgl. Kapitel 5.3).

Durch ein geringes Feuchteangebot an der Unterseite der Betonfahrbahndecke reduzieren sich die AKR-induzierten Dehnungen und die resultierenden Spannungen. Dadurch entstehen an der Oberseite weniger Risse mit geringerer maximaler Rissbreite, die nur geringfügig in den Querschnitt der Betondecke voranschreiten (vgl. Anhang E, z. B. Abb. E.9 und Abb. E.14). Die Sicherstellung eines geringen Feuchteangebots an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (gute Entwässerung) ist von ausschlaggebender Bedeutung zur Vermeidung AKR-induzierter Schäden in Fahrbahndecken aus Beton.

### 6.5.3 Materialtechnologische Randbedingungen

Ausgehend von dem im Rahmen dieser Arbeit betrachteten fiktiven Beton SB (vgl. Kapitel 4, Tab. 4.5) sollten folgende materialtechnologischen Randbedingungen zur zukünftigen Schadensvermeidung angestrebt werden.

Zur Vermeidung der Rissbildung infolge thermisch-hygrischer Beanspruchungen an der Oberseite der Betondecke empfiehlt sich der Einsatz eines Betons mit geringer Wärmedehnzahl [74] sowie niedrigem Schwindmaß [42] und geringer Feuchtedehnzahl.

Hinsichtlich der mechanischen Materialeigenschaften ist ein Beton mit hoher Zug- und Druckfestigkeit mit geringem E-Modul empfehlenswert. Allerdings ist diese Kombination aus hohen Festigkeiten und niedrigem E-Modul nur sehr schwer realisierbar [42].

Die von Mielich [82] (siehe Kapitel 3.3.3) infolge einer schädigenden AKR festgestellte Abnahme des statischen E-Moduls und Zunahme der Kriechzahl wirken unter Berücksichtigung des effektiven E-Moduls einer Rissbildung in Betonfahrbahndecken sogar entgegen. Ursache hierfür ist der geringere effektive E-Modul unter AKR-Einfluss. Dadurch treten niedrigere Zugspannungen in der Betondecke auf, wodurch sich die Anzahl der Risse reduziert. Im Falle eines geringen Feuchteangebots an der Unterseite der Betondecke wird die Rissbildung sogar komplett verhindert (vgl. Kapitel 6.4.4).

Hinsichtlich der Beurteilung des AKR-Schädigungspotentials von Betonzusammensetzungen empfiehlt sich neben den regulären Dehnungsmessungen die zusätzliche Bestimmung (bruch-)mechanischer Materialkennwerte. In diesem Zusammenhang bietet sich die Bestimmung des statischen E-Moduls [84] unter Druckbeanspruchung sowie die Ermittlung der Nettozugfestigkeit aus der Spannungs-Verformungsbeziehung im zentrischen Zugversuch (vgl. Kapitel 3.5) an. Hierbei sind möglichst große Probekörper mit geringem  $A/V$ -Verhältnis und großem Querschnitt zu verwenden.

Zur Untersuchung des Langzeitverhaltens von Fahrbahndecken aus Beton ist zusätzlich die Kenntnis des Kriechverhaltens unter dem Einfluss einer schädigenden AKR notwendig. Nur dann ist eine zielsichere Vorhersage der Verformungen und Spannungen im Querschnitt der Betonfahrbahndecke möglich [84].

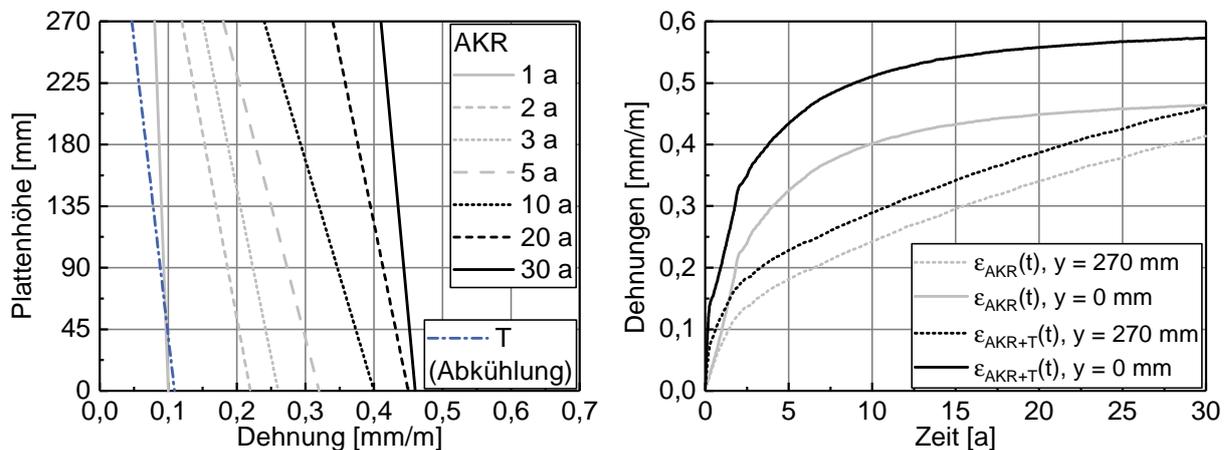
### **6.5.4 Maßnahmen bei bereits eingetretener Schadensinitiierung**

Kommt es trotz allem zu einer AKR, so verursachen die mit der Quellreaktion einhergehenden Dehnungen aufgrund der behinderten Längsverformung systembedingte Spannungen, die zu Längsrissen führen können [86, 87], siehe Anhang E (Abb. E.2). Unter sehr ungünstigen Umständen können die AKR-induzierten Dehnungen im Sommer bei intensiver Sonneneinstrahlung mit temperaturabhängigen Dehnungen überlagert werden und so zum Abheben des Plattenrandes (blow-ups) führen. Der Abbau dieser systembedingten Spannungen infolge AKR und Temperatur ist theoretisch durch das Einbringen gezielter Fugenschnitte möglich. Inwiefern dies in der Praxis umsetzbar ist, soll nun näher betrachtet werden.

Bei einer Erwärmung von oben treten an der Oberseite der Betonfahrbahndecke größere Dehnungen als an der Unterseite auf, wodurch es insgesamt zu einer Aufwölbung der

Betondecke kommt. Infolge einer Abkühlung entstehen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke kleinere Dehnungen als an der Unterseite (siehe Abb. 6.5, Temperatur (T), links), wodurch es insgesamt zu einer Aufschüsselung der Betondecke kommt (vgl. Kapitel 2.2.1).

Aufgrund von AKR-induzierten Dehnungen (vgl. Abb. 4.10) stellt sich über den Querschnitt der Betondecke ebenfalls ein linearer Dehnungsverlauf mit größeren Dehnungen an der Unterseite im Vergleich zur Oberseite ein (siehe Abb. 6.5, links). In Abbildung 6.5 (rechts) ist nun die zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen  $\varepsilon_{AKR}(t)$  sowie deren Überlagerung mit den Dehnungen infolge Temperatur  $\varepsilon_{AKR+T}(t)$  an Ober- ( $y = 270$  mm) und Unterseite ( $y = 0$  mm) der Betondecke angegeben. Hierbei wurde die Annahme getroffen, dass es über den gesamten Betrachtungszeitraum von 30 Jahren infolge einer Abkühlung zu dem in Abbildung 6.5 (links) dargestellten Dehnungsverlauf kommen kann.



**Abb. 6.5:** Dehnungsverläufe infolge Temperatur (T) und AKR über den Querschnitt der Betondecke (links) sowie zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen  $\varepsilon_{AKR}(t)$  und deren Überlagerung mit den Dehnungen infolge Temperatur  $\varepsilon_{AKR+T}(t)$  an Ober- ( $y = 270$  mm) und Unterseite ( $y = 0$  mm) der Betondecke (rechts) für den Fall einer schlechten Entwässerung an der Unterseite der Betondecke

Beim Neubau von Betonfahrbahndecken werden in der Regel im Abstand von 5 m Querfugen (Querscheinfugen), bei einer Plattenhöhe von 270 mm maximal 81 mm tief, unmittelbar nach der Herstellung, eingebracht (vgl. Kapitel 2.1.1). Hierbei ist zur Vermeidung wilder Rissbildung die Breite der Fuge unerheblich. In der Regel beträgt diese jedoch mindestens 3 mm [90]. Ausgehend von der Fuge bilden sich nach Oesterheld [90] Risse mit einer maximalen Rissbreite von ca. 1 mm. Bei einer Plattenlänge von 5 m sind dann Dehnungen von 0,2 mm/m ohne Behinderung möglich.

Kommt es jedoch zu der in Abb. 6.5 (rechts) dargestellten Zunahme der Dehnungen infolge AKR und Temperatur werden diese behindert und es können sich Längsrisse

aufgrund der behinderten Längsverformungen bilden. Zur Vermeidung dieser Risse wäre theoretisch bereits nach einem Jahr das Einbringen von Fugen, in diesem Fall über die gesamte Plattenhöhe (Raumfugen), erforderlich (z. B. jeweils in Plattenmitte zwischen den bereits bestehenden Querscheinfugen). Grund für die sehr frühe Ausführung dieser Maßnahme ist die Tatsache, dass für die Herleitung der AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke von [61] ausschließlich reaktive Gesteinskörnung verwendet wurde. Sinkt der Anteil an reaktiver Gesteinskörnung, wird das Einbringen von Fugen erst zu einem späteren Zeitpunkt notwendig sein.

Eine genaue Bestimmung des Zeitpunktes zum Einbringen der Fugen erfordert jedoch die Kenntnis des Reaktionspotentials der einzelnen, verwendeten Fraktionen der Gesteinskörnungen bzw. des Fahrbahndeckenbetons. Dies müsste vorab im Rahmen zeitaufwändiger und kostenintensiver Laboruntersuchungen lange vor der eigentlichen Baumaßnahme bestimmt werden. Gleichzeitig besteht die Gefahr, dass es beim Auftreten typischer Anzeichen einer AKR-Schädigung (vgl. Kapitel 2.3.3) an der Oberseite der Betonfahrbahn, für das Einbringen von Fugen, aufgrund der anfangs hohen Zunahme an Dehnungen, bereits zu spät ist. Stattdessen müsste das nachträgliche Einbringen von Fugen zur Entlastung des Systems der Betonfahrbahn präventiv erfolgen. In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass beim nachträglichen Einbringen der Fugen zwischen den bestehenden Querscheinfugen zusätzlich Dübel zur Übertragung von Querkraften und zur Sicherung der Höhenlage einzubauen wären, um die Position der Platten zu gewährleisten und damit die Verkehrssicherheit nicht zu gefährden. Darüber hinaus fallen zusätzliche Kosten für die Unterhaltung der Fugen an. Aus den genannten Gründen muss dringend empfohlen werden, eine kritische Prüfung aller Gegebenheiten vorzunehmen, wenn erwogen wird, in der Praxis systembedingte Spannungen resultierend aus AKR und Temperatur durch das Einbringen zusätzlicher Querscheinfugen abzubauen.

## 6.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Im Rahmen der Ergebnisanalyse wurde zunächst der Einfluss des Fahrstreifens, der Entnahmeebene der Betondecke sowie der Fahrtrichtung auf die Veränderungen mechanischer Materialeigenschaften an Betonproben eines BAB-Abschnitts mit nachweislichem AKR-Schaden untersucht. Hierbei konnte eine Reduzierung aller (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften, insbesondere bei der Zugfestigkeit, im oberflächennahen Bereich der Fahrstreifen im Vergleich zum Standstreifen ermittelt werden. Der Vergleich der Ergebnisse aus Labor (vgl. Kapitel 3.5) und Praxis ergab prinzipiell eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der Reduzierung des statischen E-Moduls [82] sowie der Nettozugfestigkeit, insbesondere bei der Alkalizufuhr von außen im Rahmen der FIB-Klimawechsellagerung. Allerdings wurde örtlich, speziell im Bereich von Fugenkreuzen, eine deutlich größere Reduzierung der mechanischen Materialeigenschaften unter AKR-Einfluss in der Praxis beim Abschnitt der BAB 113 festgestellt. So konnte im dritten

Fahrstreifen, senkrecht zur Fahrtrichtung, aufgrund vorhandener Längsrisse eine um 70 % geringere Nettozugfestigkeit als im Standstreifen ermittelt werden. Dies zeigt, dass die komplexen Beanspruchungen in der Praxis, im Labor über kurze Zeiträume nur bedingt simuliert werden können.

Der in Kapitel 4 dargestellte Ansatz zur Berücksichtigung der Reduzierung der Steifigkeit unter dem Einfluss einer schädigenden AKR in Abhängigkeit der Plattenhöhe unterschätzt möglicherweise die Gegebenheiten in der Praxis im oberflächennahen Bereich der Fugen. Grund hierfür ist, dass die Reduzierung des statischen E-Moduls an Proben im oberflächennahen Bereich der Betondecke der Fahrstreifen im Vergleich zum Standstreifen bereits zu einem früheren Zeitpunkt über einen größeren Bereich höher ausfiel. Allerdings liegen die durchgeführten numerischen Berechnungen unter Verwendung eines zu hohen effektiven E-Moduls auf der sicheren Seite, da mit einer Zunahme der Steifigkeit größere Zugspannungen in der Betondecke entstehen, wodurch grundsätzlich das Risiko der Rissbildung steigt.

Aufgrund der Annahme, dass ausschließlich reaktive Gesteinskörnungen im Beton vorhanden sind, wurden in der unteren Hälfte der Betondecke die AKR-induzierten Dehnungen möglicherweise zu hoch angenommen, wodurch die Reduzierung der Steifigkeit zu groß ausfällt. Dies bestätigen die Untersuchungsergebnisse an Proben der BAB im mittleren und unteren Bereich der Betondecke, wo lediglich eine im Rahmen der üblichen Materialstreuungen des Werkstoffs Beton liegende Reduzierung des E-Moduls bestimmt werden konnte. Die ggf. zu große Reduzierung der Steifigkeit infolge AKR hat jedoch keine Auswirkungen auf die Rissbildung in der Betonfahrbahndecke, da genau in diesem Bereich, unabhängig von der Art der Entwässerung, keine Zugspannungen, sondern lediglich sehr geringe Druckspannungen entstehen (vgl. Abb. 5.12).

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf Basis AKR-induzierter Dehnungen unter Anwendung des AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetzes (siehe Kapitel 4.2.4) abgeleitete Reduzierung der Zugfestigkeit (vgl. Abb. 6.4) führte zu einer vergleichbaren Reduzierung der Zugfestigkeit unter AKR-Einfluss von etwa 30 %, allerdings erst viel später als dies in der Praxis an Proben des BAB-Abschnitts der Fahrstreifen im Vergleich zum Standstreifen, im Bereich der Fugen, festgestellt werden konnte. Daher wird die Reduzierung der Zugfestigkeit in diesen Bereichen unterschätzt. Zukünftige Arbeiten sollten aus diesem Grund „Plattenmitte“ und „Plattenrand“ (inklusive Fugen) differenziert betrachten und die Auswirkungen dynamischer Verkehrsbeanspruchungen in die Betrachtungen mit einbeziehen.

Aus den im Rahmen der vorliegenden Arbeit getroffenen Annahmen hinsichtlich der Reduzierung des E-Moduls und der Zugfestigkeit ergibt sich im Bezug auf das Risiko einer Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton, bei singulärer Betrachtung des Lastfalls AKR, Folgendes: Die im Querschnitt der Betondecke infolge reduzierter Steifigkeit entstandenen geringeren Zugspannungen erreichen die unter AKR-Einfluss reduzierte

Zugfestigkeit des Betons nicht, wodurch das Risiko der Rissbildung, unabhängig von der Art der Entwässerung, nicht steigt.

Insgesamt wird das Schadensrisiko und die Schadensentwicklung in Fahrbahndecken aus Beton neben den konstruktiven Randbedingungen und materialtechnologischen (betontechnologischen) Eigenschaften vor allem durch die gleichzeitig einwirkenden Beanspruchungen aus Temperatur, Feuchte und Verkehr beeinflusst. So führen die unvermeidbaren witterungsbedingten Beanspruchungen in der Praxis zu feinen Rissen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke, welche die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit nicht beeinträchtigen. In Kombination mit wiederkehrender Verkehrsbeanspruchung kommt es zu einer verstärkten Rissbildung im Betongefüge. Hierbei wird gleichzeitig der Feuchte- und Ionentransport erhöht, wodurch die Wasseraufnahme deutlich schneller stattfindet und Alkalien tiefer in den Querschnitt der Betonfahrbahndecke eindringen können [95, 96]. Ein hohes Feuchteangebot sowie die externe Alkalizufuhr begünstigen zusätzlich das Risiko einer schädigenden AKR. Infolge dessen treten höhere AKR-induzierte Dehnungen im oberflächennahen Bereich auf, wodurch sich vorhandene Risse zusammenschließen, aufweiten und schließlich breite, gut sichtbare Längsrisse entstehen können. Infolge der Rissbildung kommt es zu einer signifikanten Reduzierung der Zugfestigkeit, die sowohl im Labor (vgl. Kapitel 3.5) als auch in der Praxis (vgl. Kapitel 6.2) nachgewiesen werden konnte.

Zur Reduzierung des Schadensrisikos bzw. der Rissbildung infolge AKR, gilt es ein hohes Feuchteangebot an der Unterseite der Betondecke infolge einer schlechten Entwässerung zu vermeiden. Gelingt dies nicht, kann es nicht nur an der Oberseite der Betondecke, sondern zusätzlich im Bereich einer Plattenhöhe von 240 mm bis 250 mm zu einer Rissbildung kommen.

Kommt es trotz allem zu einer AKR, dann können die mit der Treibreaktion einhergehenden Dehnungen bzw. die infolge behinderter Längsdehnung resultierenden systembedingten Spannungen theoretisch durch das Einbringen gezielter Fugenschnitte (Durchtrennen der gesamten Betondecke) abgebaut werden. Allerdings ist die Ausführung der Maßnahme sehr kritisch zu überprüfen, da zu einem frühen Zeitpunkt die Betonfahrbahndecke über die gesamte Höhe quer zur Fahrtrichtung zwischen den bestehenden Querfugen durchtrennt werden müsste. In diesem Falle müsste die Übertragung von Querkräften sowie die Sicherung der Höhenlage durch zusätzlich einzubauende Dübel gewährleistet werden.

# Kapitel 7

## Zusammenfassung und Ausblick

In den letzten Jahren sind im Autobahnnetz der Bundesrepublik Deutschland vermehrt Schäden an Fahrbahndecken aus Beton aufgetreten, die in Verbindung mit einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) gebracht wurden. Die aus den Schäden resultierende, oft drastische Herabsetzung der Dauerhaftigkeit bzw. Lebensdauer verursacht alleine in Deutschland jährliche Reparaturkosten im Millionenbereich [28] und führte daher zu einer Intensivierung der Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet.

Bei einer schädigenden AKR, die mit Treibvorgängen verbunden ist, kommt es beim Erreichen der Zugfestigkeit des Betons zur Rissbildung. Diese können im Bereich der Fugenkreuze und Querscheinfugen netzförmig oder orientiert in Fahrtrichtung (Längsrisse) auftreten. Zur Beurteilung der Auswirkungen einer schädigenden AKR ist daher die Kenntnis der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der in der Praxis vorhandenen konstruktiven Gegebenheiten und komplexen Beanspruchungen sowie die zeitliche Veränderung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften unter AKR-Einwirkung zwingend erforderlich.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, im Rahmen experimenteller Untersuchungen die zeitlichen Veränderungen von Festigkeits- und Verformungseigenschaften typischer Straßenbetone, die einer zunehmenden AKR-Schädigung unterliegen, zu bestimmen, um realistische Eingangsgrößen in Bezug auf den Widerstand von Beton gegenüber einer Rissbildung und -ausbreitung für die sich anschließenden numerischen Berechnungen zu gewinnen. Ferner sollten mithilfe theoretisch-numerischer Untersuchungen unter Verwendung eines geeigneten Berechnungsmodells der Betonfahrbahn die Beanspruchungen infolge einer AKR im Schichtsystem Betonstraße unter den in der Praxis gegebenen komplexen Einwirkungen und Widerständen realitätsnah analysiert und das Risiko der Ausbildung von Fahrbahnrisse zuverlässig prognostiziert werden.

Zunächst wurde im Rahmen einer Literatursichtung der aktuelle Kenntnisstand hinsichtlich des Aufbaus von Betonfahrbahndecken und deren komplexen Einwirkungen dargestellt. Hierbei konnten die konstruktiven, materialtechnologischen und herstellungsbedingten Randbedingungen aufgezeigt werden. Hinsichtlich einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion wurde auf den prinzipiellen Verlauf unter Angabe der chemischen Grundmechanismen

sowie auf Einflussfaktoren des Bauteilwiderstandes und der Umgebung eingegangen. Zusätzlich dazu konnten die Auswirkungen einer schädigenden AKR auf die mechanischen Materialeigenschaften aufgezeigt werden. Hierbei zeigte sich, dass Untersuchungen zur Ermittlung der Auswirkungen einer AKR auf das Zugtragverhalten, insbesondere dem Nachbruchverhalten, welches zur wirklichkeitsnahen Beschreibung der Rissbildung von Beton im Rahmen numerischer Berechnungen essenziell ist, speziell für Straßenbetone (Fahrbahndeckenbetone) nicht existieren.

Im Zuge umfangreicher experimenteller Untersuchungen konnten die zeitlichen Veränderungen der Festigkeits- und Verformungseigenschaften typischer Straßenbetone unter AKR-Einwirkung bestimmt werden. Hierfür wurden zahlreiche (bruch-)mechanische Materialkennwerte (Druck- und Zugfestigkeit, statischer und dynamischer E-Modul sowie Nettozugfestigkeit und Bruchenergie) an Probekörpern unterschiedlicher Größe und Form zweier typischer Straßenbetone unter Verwendung von langsam reagierender (slow/late) Gesteinskörnungen (Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies sowie Sauerländer Grauwacke) sowohl für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential als auch bei externer Alkalizufuhr ermittelt.

Während unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies bei hohem internen AKR-Schädigungspotential und der Lagerung bei 60 °C über Wasser keine typischen AKR-Merkmale in Form von Gel oder Rissen an der Oberfläche der Betonprobekörper zu identifizieren waren, kam es unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung bei hohem internen AKR-Schädigungspotential ausschließlich an der Oberseite prismatischer Probekörper mit einer Querschnittsfläche von 100 cm<sup>2</sup> (unabhängig von der Probekörperlänge) zur Rissbildung.

Unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung konnte sowohl bei niedrigem als auch bei hohem internen AKR-Schädigungspotential (Aufdotierung mit NaCl) unter AKR-provozierenden Lagerungsbedingungen (20 °C und 60 °C über Wasser) eine Zunahme von Festigkeit und E-Modul über die Zeit und im Vergleich zur Referenzlagerung festgestellt werden. Ausnahme hierbei waren die Werte der Nettozugfestigkeit und der Zugfestigkeit nach Lagerung bei 20 °C über Wasser im Vergleich zur Referenzlagerung (20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte).

Unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung mit hohem internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung des Zements mit Kaliumsulfat konnte hingegen nach etwa einem Jahr eine vernachlässigbar geringe Abnahme der Druckfestigkeit und Steifigkeit (< 10 %) bei AKR-provozierender Lagerung (60 °C über Wasser) im Vergleich zur Referenzlagerung festgestellt werden. Abweichend davon verringerte sich die an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern aus der im zentralen Zugversuch ermittelten Spannungs-Verformungsbeziehung abgeleitete Nettozugfestigkeit um bis zu 30 % und die dazugehörige Bruchenergie um etwa 13 % unter AKR-Einfluss. Diese Abnahme war abhängig vom Format und der Größe der Probekörper. So konnte bei kleineren, prismatischen Probekörpern eine Zunahme der Nettozugfestigkeit mit der

Zeit und im Vergleich zur Referenzlagerung festgestellt werden. Untersuchungen zum Kriech- und Schwindverhalten bei hohem internen AKR-Schädigungspotential unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung ergaben keine Veränderungen bei den Schwinddehnungen, jedoch eine Zunahme der Kriechzahl um den Faktor 1,3 unter AKR-Einfluss.

Die Alkalizufuhr von außen im Rahmen der FIB-Klimawechsellagerung (FIB-KWL) unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung führte bei steigender Anzahl an Zyklen (von acht auf zwölf) zu einer Zunahme der Dehnungen. Gleichzeitig reduzierten sich die Nettozugfestigkeit und Bruchenergie bei externer Alkalizufuhr im Vergleich zu Wasser als aufstehende Prüflösung. Die Zunahme der AKR-induzierten Dehnungen sowie die Abnahme der bruchmechanischen Materialeigenschaften im Rahmen der FIB-KWL waren unter Berücksichtigung einer mechanisch induzierten Vorschädigung (mit steigendem Belastungsniveau) ausgeprägter. Nach zwölf Zyklen der FIB-KWL reduzierte sich die Nettozugfestigkeit infolge einer AKR-Schädigung um bis zu 30 %, unter Berücksichtigung einer vorangegangenen mechanischen Wechselbeanspruchung sogar um bis 40 %. Analog dazu konnte im Rahmen des 60 °C-Betonversuchs mit Alkalizufuhr von außen bei kleinformatischen Probekörpern unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung nach 140 d eine Reduzierung der Nettozugfestigkeit (Bruchenergie) unter AKR-Einfluss um bis zu 35 % (20 %) ermittelt werden.

Aus der Gesamtheit der durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurde ersichtlich, dass neben dem statischen E-Modul [39, 80, 82, 92, 97, 98], unabhängig vom hohen internen AKR-Schädigungspotential durch Aufdotierung des Zements oder einer externen Alkalizufuhr, die im Rahmen von zentrischen Zugversuchen aus der Spannungs-Verformungsbeziehung ermittelte Nettozugfestigkeit, ein empfindlicher und zugleich sensibler Kennwert zur Beurteilung einer AKR-Schädigung ist. Dies trifft auf den dynamischen E-Modul und die Druckfestigkeit nicht zu. Neben dem Nachweis einer Schädigung infolge AKR lässt sich gleichzeitig durch die Ermittlung der Spannungs-Verformungsbeziehung das Materialverhalten AKR-geschädigten Betons unter Zugbeanspruchung bestimmen. Dies ist für die Charakterisierung des Bruchverhaltens AKR-geschädigter Betone essenziell.

Zum Hervorrufen einer schädigenden AKR im Rahmen von Laboruntersuchungen sind Performance-Prüfungen, welche unter Verwendung typischer Zusammensetzungen von Fahrbahndeckenbetonen, die wechselnden Umgebungsbedingungen in der Praxis sowie die externe Alkalizufuhr möglichst realistisch abbilden können, wie z. B. die FIB-KWL, am besten geeignet. Dies setzt allerdings voraus, dass für die Untersuchungen möglichst große Probekörper, mit einem geringen Verhältnis von Oberfläche zu Volumen ( $A/V$ -Verhältnis), wie dies im Rahmen der FIB-KWL der Fall ist, zur Verfügung stehen. Hinsichtlich der beschleunigt hervorgerufenen Schädigung sind jedoch die extremen

thermisch-hygrischen Beanspruchungen inklusive Frost-Tau-Wechsel zu berücksichtigen.

Im Rahmen der theoretisch-analytischen Untersuchungen wurden zunächst zur Charakterisierung des thermisch-hygrischen Materialverhaltens eines typischen ungeschädigten Straßenbetons die Materialeigenschaften definiert und hygrische Materialfunktionen auf Basis von Ergebnissen eigener experimenteller Untersuchungen abgeleitet. Hinsichtlich (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften erfolgte dies zusätzlich unter Berücksichtigung einer schädigenden AKR. So wurde zur Analyse des Langzeitverhaltens das viskoelastische Materialverhalten des Werkstoffs Beton unter AKR-Einfluss über die Einführung des sogenannten effektiven E-Moduls berücksichtigt. Dadurch konnte sowohl die mit einer schädigenden AKR einhergehende Abnahme des statischen E-Moduls als auch die Zunahme der Kriechzahl in die Betrachtungen mit einbezogen werden. In diesem Zusammenhang erfolgte die Reduzierung der Steifigkeit für ein hohes internes AKR-Schädigungspotential sowie einer Alkalizufuhr von außen in Abhängigkeit der Plattenhöhe in Anlehnung an [62]. Zusätzlich dazu wurde ein AKR-Schädigungs-Zeit-Gesetz hergeleitet, womit für den einseitigen Eintrag von Alkalien im Rahmen der FIB-Klimawechsellagerung auf Basis der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen, die mit einer AKR einhergehende Reduzierung der Zugfestigkeit bestimmt werden kann.

Parallel dazu wurden die in der Praxis vorhandenen komplexen Beanspruchungen (Temperatur, Feuchte, Verkehr und AKR) von Betonfahrbahndecken möglichst realitätsnah beschrieben. Die Berücksichtigung der Auswirkungen einer schädigenden AKR erfolgte erstmalig mithilfe der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke, welche im Rahmen der FOR 1498 auf Basis der Multiskalen-Modellierung von [61] hergeleitet wurde.

Unter thermischer und hygrischer Beanspruchung konnte zunächst im Rahmen der numerischen Untersuchungen gezeigt werden, ob überhaupt, in welchem Umfang und in welchen Bereichen der Betondecke die Voraussetzungen für eine AKR gegeben sind. Während durch ein hohes Feuchteangebot an der Unterseite der Betondecke (schlechte Entwässerung) über das Jahr betrachtet ab einer Tiefe von 2 cm stets ein ausreichendes Feuchteangebot über den Querschnitt vorhanden ist, liegt bei reduziertem Feuchteangebot an der Unterseite der Betondecke (gute Entwässerung) ausschließlich in der unteren Hälfte des Querschnitts der erforderliche Feuchtegehalt für eine AKR vor.

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen ergaben ein erhöhtes Schadensrisiko an der Oberseite der Betonfahrbahndecke durch die resultierenden hohen Zugspannungen infolge der überlagerten Beanspruchungen aus thermisch-hygrischer Belastung und unter AKR-Einwirkung, welches maßgeblich vom Feuchteangebot an der Unterseite der Betondecke (Entwässerung) beeinflusst wird. Bei einem hohen Feuchteangebot an der Unterseite der Betondecke treten, zusätzlich zur Oberseite, im Bereich von 240 mm bis 250 mm Zugspannungen auf, die die Zugfestigkeit des Betons erreichen.

Für die singuläre Betrachtung des Lastfalls AKR unter Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen (Einwirkung) sowie der abgeleiteten Materialgesetze zur Charakterisierung des (bruch-)mechanischen Materialverhaltens AKR-geschädigter Betone (Widerstand) über die Plattenhöhe ergaben die numerischen Berechnungen Folgendes: Bei einer schädigenden AKR werden die Zugspannungen im Querschnitt der Betondecke aufgrund der reduzierten Steifigkeit des Betons zwar geringer. Die geringeren Zugspannungen sind jedoch nicht ausreichend, um die gleichzeitig mit einer AKR einhergehende verringerte Zugfestigkeit des Betons zu erreichen. Das bedeutet, die Rissbildung im Querschnitt der Betondecke bleibt unverändert bzw. durch die reduzierte Zugfestigkeit entstehen keine zusätzlichen Risse. Dies gilt allerdings ausschließlich für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit betrachteten Einwirkungen (zeitliche Entwicklung AKR-induzierter Dehnungen über den Querschnitt der Betondecke) und Widerstände (Betonzusammensetzung, insbesondere Art der Gesteinskörnung).

Der Vergleich der Ergebnisse an Proben aus dem Labor und der Praxis zeigte prinzipiell eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der Reduzierung (bruch-)mechanischer Materialeigenschaften. Allerdings konnten an Proben aus dem oberflächennahen Bereich der Betondecke in unmittelbarer Nähe zu den Fugen der Fahrstreifen im Vergleich zum Standstreifen, bereits zu einem früheren Zeitpunkt, eine deutlich stärkere Abnahme der Zugfestigkeit unter den komplexen Beanspruchungen in der Praxis, für den betrachteten Abschnitt der BAB 113, nachgewiesen werden. Aus diesem Grund sollte im Rahmen zukünftiger wissenschaftlicher Arbeiten, abweichend von der in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Methode zur Beschreibung der Abnahme der Zugfestigkeit auf Basis AKR-induzierter Dehnungen, ein alternativer Ansatz verfolgt werden. Dies kann z. B. durch eine vergleichende Prüfung des Schädigungsgrades bzw. über eine vergleichende Schadenscharakterisierung unter Zuhilfenahme optischer und physikalischer Methoden [124] erfolgen, um zu klären, inwiefern eine Übertragung der im Labor zeitraffend aufgebrachten, AKR-provozierenden Beanspruchungsszenarien auf die Lebensdauer von Betonfahrbahnen in der Praxis möglich ist.

Die Gesamtheit der numerischen Untersuchungen zeigt, dass infolge eines reduzierten Feuchteangebots an der Unterseite der Betondecke die Rissbildung erst sehr viel später und in geringerem Umfang einsetzt, sodass eine Schadensentwicklung infolge AKR unter den Randbedingungen einer guten Entwässerung als deutlich unkritischer als bei schlechter Entwässerung einzustufen ist. Allerdings besteht hinsichtlich der Feuchteverteilung über die gesamte Breite der Betonfahrbahnplatte weiterer Forschungsbedarf. Die in der vorliegenden Arbeit getroffene Annahme, dass über die gesamte Plattenbreite bei schlechter Entwässerung ein entsprechend hohes Feuchteangebot an der Unterseite der Betondecke vorliegt stellt eine Vereinfachung dar und stimmt nur bedingt mit der Realität überein. In der Praxis liegt im Bereich der Fugenkreuze im Vergleich zur Plattenmitte über den gesamten Querschnitt der Betondecke ein deutlich erhöhter Feuchtegehalt vor [126]. Ob dies mit einem erhöhten Tausalz-Eintrag verbunden ist und dieser sich güns-

tig auf den Verlauf einer schädigenden AKR auswirkt, gilt es im Rahmen zukünftiger Untersuchungen zu klären.

Wenn bereits eine Schadensinitiierung in der Betonfahrbahndecke eingetreten ist und gezielt durchzuführende Fugenschnitte, in Abhängigkeit konstruktiver und stofflicher Randbedingungen, zur Eindämmung der Schadensentwicklung und zum Abbau der systembedingten Spannungen erwogen werden, ist eine kritische Prüfung angezeigt. Eine genaue Vorhersage des Zeitpunkts zur Umsetzung dieser Maßnahme stellt sich insbesondere für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit betrachtete entkoppelte Berücksichtigung der komplexen Einwirkungen im Zuge einer 2D Modellierung als sehr schwierig dar. Darüber hinaus ist zu beachten, dass wegen der nachträglich eingebrachten Fugen zusätzlich Dübel zur Querkraftübertragung und Lagesicherung einzubauen sind. Hinzu kommt ein erheblicher Mehraufwand bei der Fugenpflege.

An dieser Stelle soll nicht unerwähnt bleiben, dass aufgrund der gegebenen Komplexität des Schädigungsprozesses einer AKR, trotz der angestrebten Wirklichkeitsnähe, dem numerischen Berechnungsmodell der Betonfahrbahndecke, noch erhebliche Vereinfachungen unterliegen. So wurden in der vorliegenden Arbeit die kritischen, horizontalen Spannungsverteilungen der komplexen Beanspruchungen im Rahmen einer 2D-Modellierung lediglich einzeln bestimmt und anschließend linear superponiert. Grund hierfür ist der Sachverhalt, dass die komplexen Prozesse des gekoppelten Feuchte- und Wärmetransports in Verbindung mit einer Rissbildung unter Berücksichtigung des rheologischen Betonverhaltens bislang nur in einer zweidimensionalen Betrachtung analysierbar sind.

Aus diesem Grund wird für die Umsetzung weiterführender wissenschaftlicher Arbeiten empfohlen, das dreidimensionale Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung der gekoppelten thermisch-hygrischen Beanspruchungen in Verbindung mit dynamischen Verkehrsbeanspruchungen sowie den Auswirkungen einer AKR zu untersuchen. Zusätzlich dazu sollten zukünftige wissenschaftliche Arbeiten neben der im Zuge dieser Arbeit betrachteten Bauweise „ohne Verbund“ die Bauweise „mit Verbund“ sowie die Dübel- und Ankerwirkung berücksichtigen. Voraussetzung hierfür ist jedoch die Weiterentwicklung entsprechender Materialmodelle sowie die Verfügbarkeit höherer Rechen- und Speicherkapazitäten.

## Literaturverzeichnis

- [1] Ahmed, T.; Burley, E. et al.: *The effect of alkali reactivity on the mechanical properties of concrete*. In: *Construction and Building Materials* 17 (2013), S. 123–144.
- [2] Alnaggar, M.; Cusatis, G. und Luzio, G. D.: *Lattice Discrete Particle Modelling (LDPM) of Alkali-Silica Reaction (ASR) deterioration of concrete structures*. In: *Cement & Concrete Composites* 41 (2013), S. 45-59.
- [3] Alnaggar, M.; Luzio, G. D. et al.: *Modelling Time-Dependent Behavior of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction in Variable Environmental Conditions*. In: *Materials* 10 (2017), 471.
- [4] Altmann, K.: *Das Verhalten des Betons bei Einwirkung von Feuchtigkeit*. Technische Universität Berlin, Diss., 1968.
- [5] Angerer, R. und Marquardt, D.: *Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton*. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2012.
- [6] ARS 04/2013: *Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)*. Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2013.
- [7] ARS 12/2016: *Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)*. Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/2006, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2006.
- [8] Barbosa, R. A.; Hansen, K. K. et al.: *Alkali-Silica reaction in reinforced concrete structures, Part I: Material properties and crack orientation*. In: *XXII Nordic Concrete Research Symposia*, Reykjavik, Iceland, 2014.
- [9] Barbosa, R. A.; Hansen, S. G. et al.: *Assesment of Severely ASR Damaged Bridges: From Diagnosis to Structural Effects*. In: *15th International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR 2016)*, Bazil, 2016.
- [10] Barbosa, R. A.; Hansen, S. G. et al.: *Influence of alkali-silica reaction and crack orientation on the uniaxial compressive strength of concrete cores from slab bridges*. In: *Construction and Building Materials* 176 (2018), S. 440–451.

- [11] Bažant, Z. P.: *Material Modells for Structural Creep Analysis*. In: *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*. Northwestern University, Evanston, 1988, S. 99-215.
- [12] Bažant, Z. P.: *Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method*. In: *ACI Journal* 69 (1972), S. 212-217.
- [13] Bažant, Z. P.: *Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal*. In: *Journal of Engineering Mechanics* 110 (1984), Nr. 4, S. 518-535.
- [14] Bažant, Z. P. und Steffens, A.: *Mathematical model for kinetics of alkali-silica reaction in concrete*. In: *Cement and Concrete research* 30 (2000), Nr. 3, S. 419-428.
- [15] Bažant, Z. P. und Oh, B. H.: *Crack band theory for fracture of concrete*. In: *Matériaux et Construction* 16 (1983), Nr. 3, S. 155-177.
- [16] Beckhaus, K.: *Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen*. Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Diss., 2002.
- [17] Bertram, D. und Bunke, N.: *Erläuterungen zu DIN 1045*. Heft 400, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 1994.
- [18] Bokern, J.: *Betonprüfungen zur Beurteilung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion: Auswirkung der klimatischen Bedingungen auf die Übertragbarkeit von Prüfergebnissen*. Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Diss., 2008.
- [19] Breitenbücher, R.: *Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton: Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) - Phase I, In-situ-Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Risse*. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 1042, Forschungsberichte aus dem Forschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Herausgeber: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Bonn, 2010.
- [20] Breitenbücher, R.: *Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton: Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) - Phase II, Laboruntersuchungen zur Auswirkung von Vorbeanspruchungen und externer Alkalizufuhr*. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 1106, Forschungsberichte aus dem Forschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Herausgeber: Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Abteilung Straßenbau, Bonn, 2014.

- [21] Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) und Deutscher Wetterdienst (DWD): *Ortsgenaue Testreferenzjahre von Deutschland für mittlere, extreme und zukünftige Witterungsverhältnisse*. Handbuch, 2014.
- [22] Bunke, N.: *Prüfung von Beton: Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048*. Heft 422, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [23] Capra, B. und Bournazel, J.-P.: *Modelling of induced mechanical effects of alkali-aggregate reactions*. In: *Cement and Concrete Research* 28 (1998), Nr. 2, S. 251–260.
- [24] Capra, B. und Sellier, A.: *Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations*. In: *Mechanics of Materials* 35 (2003), S. 817-830.
- [25] Charpin, L. und Ehrlicher, A.: *A computational linear elastic fracture mechanics-based model for alkali-silica reaction*. In: *Cement and Concrete Research* 42 (2012), S. 613-625.
- [26] Charpin, L. und Ehrlicher, A.: *Microporomechanics study of anisotropy of ASR under loading*. In: *Cement and Concrete Research* 63 (2014), S. 143-157.
- [27] Crouch, R. S. und Wood, J. G. M.: *Damage evolution in AAR affected concretes*. In: *Engineering Fracture Mechanics* 35 (1990), Nr. 1, S. 211-218.
- [28] Deutscher Bundestag - Antwort der Bundesregierung: *Ausmaß der Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion an Betonfahrbahndecken und Ingenieurbauwerken im Bundesfernstraßennetz*. Drucksache 18/2688, 2014.
- [29] Deutscher Bundestag - Antwort der Bundesregierung: *Zerstörung des Fahrbahnbelages durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion*. Drucksache 16/20124, 2009.
- [30] DIANA 10.2: *User's Manual - Element Library*. Hrsg. von J. Manie und W. P. Kikstra. DIANA - Finite Element Library, 2017.
- [31] DIANA 10.2: *User's Manual - Material Library*. Hrsg. von J. Manie und W. P. Kikstra. DIANA - Finite Element Library, 2017.
- [32] Dunant, C. F. und Scrivener, K. L.: *Effects of uniaxial stress on alkali-silica reaction induced expansion of concrete*. In: *Cement and Concrete Research* 42 (2012), Nr. 3, S. 567-576.
- [33] Dunant, C. F. und Scrivener, K. L.: *Micro-mechanical modelling of alkali-silica-reaction-induced degradation using the AMIE framework*. In: *Cement and Concrete Research* 40 (2010), Nr. 4, S. 517-525.

- [34] Ehrlich, N. und Hersel, O.: *Straßenbau heute - Betondecken*. Schriftenreihe der Zement- und Betonindustrie, Herausgeber: BetonMarketing Deutschland GmbH, Erkrath, 6. überarbeitete Auflage 2010.
- [35] Eifert, H.: *Der Bau von Betonfahrbahndecken auf Straßen*. Zement-Merkblatt Straßenbau, Herausgeber: InformationsZentrum Beton GmbH, Erkrath, 2007.
- [36] Eisenmann, J. und Leykauf, G.: *Betonfahrbahnen*. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003.
- [37] Esposito, R. und Hendriks, M.: *Literature review of modelling approaches for ASR in concrete: a new perspective*. In: European Journal of Environmental and Civil Engineering (2017), Taylor & Francis.
- [38] Esposito, R.: *The Deteriorating Impact of Alkali-Silica Reaction on Concrete - Expansion and Mechanical Properties*. Technische Universität Delft, Diss., 2016.
- [39] Esposito, R.; Anac, C. et al.: *Influence of the Alkali-Silica Reaction on the Mechanical Degradation of Concrete*. In: ASCE - Journal of Materials in Civil Engineering 28 (2016), Nr. 6.
- [40] Esposito, R. und Hendriks, M.: *Degradation of the mechanical properties in ASR-affected concrete: reversion and modeling*. In: Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures (SSCS), 2012.
- [41] Farage, M. C. R.; Alves, J. L. D. und Fairbairn, E. M. R.: *Macroscopic model of concrete subjected to alkali-aggregate reaction*. In: Cement and Concrete Research 34 (2004), Nr. 3, S. 495-506.
- [42] Foos, S.: *Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen*. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2006.
- [43] Gautam, B. P.; Panesar, D. K. et al.: *Effect of Multiaxial Stresses on Alkali-Silica Reaction Damage of Concrete*. In: ACI Materials Journal 114 (2017), Nr. 4, S. 595-604.
- [44] Gautam, B. P.; Panesar, D. K. et al.: *Effect of coarse aggregate grading on the ASR expansion and damage of concrete*. In: Cement and Concrete Research 95 (2017), S. 75-83.
- [45] Giebson, C.: *Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton für Fahrbahndecken und Flugbetriebsflächen unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel*. Bauhaus-Universität Weimar, F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Diss., 2013.
- [46] Giebson, C.; Volland, K. et al.: *Alkali-silica reaction performance testing of concrete considering external alkalis and preexisting microcracks*. In: Structural Concrete 18 (2017), Nr. 4, S. 528-538.

- [47] Giebson, C.; Voland, K. et al.: *Untersuchungen zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion in vorgeschädigten Fahrbahndeckenbetonen*. In: Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Nr. 1, S. 13-21.
- [48] Grimal, E.; Sellier, A. et al.: *Concrete modelling for expertise of structures affected by alkali aggregate reaction*. In: Cement and Concrete Research 40 (2010), Nr. 4, S. 502-507.
- [49] Grimal, E.; Sellier, A. et al.: *Creep, Shrinkage, and Anisotropic Damage in Alkali-Aggregate Reaction Swelling Mechanism - Part I: A Constitutive Model*. In: ACI materials journal 105 (2008), Nr. 3, S. 227-235.
- [50] Grimal, E.; Sellier, A. et al.: *Creep, Shrinkage, and Anisotropic Damage in Alkali-Aggregate Reaction Swelling Mechanism – Part II: Identification of Model Parameters and Application*. In: ACI Materials Journal 105 (2008), Nr. 3, S. 236-242.
- [51] Grübl, P.; Weigler, H. und Karl, S.: *Beton - Arten, Herstellung, Eigenschaften*. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau (2. Auflage). Berlin: Ernst & Sohn, 2001.
- [52] Grünewald, A. und Peck, M.: *Fahrbahndeckenbeton für Straßen*. Zement-Merkblatt Straßenbau, InformationsZentrum Beton GmbH, Erkrath, 2015.
- [53] Guse, U. und Müller, H. S.: *Untersuchungen zur Beanspruchung und Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen*. FE-Vorhaben 08.156/1999/LRB im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungsbau, Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 2005.
- [54] Haha, M. B.: *Mechanical effects of alkali-silica reaction in concrete studied by SEM-image analysis*. EPFL – École polytechnique fédérale de Lausanne, Diss., 2006.
- [55] Hamfler, H.: *Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente*. Heft 395, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [56] Hannoschöck, N.: *Wärmeleitung und -transport: Grundlagen der Wärme- und Stoffübertragung*. Berlin, Heidelberg, 2018.
- [57] Hörenbaum, W.: *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk*. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Diss., 2005.
- [58] Hundt, J.: *Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles*. Heft 256, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 1975.

- [59] Hundt, J.; Wagner, A. und Kantelberg, H.: *Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes und des Reifegrades auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton*. Heft 297, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 1978.
- [60] Iskhakov, T.; Timothy, J. J. und Meschke, G.: *Multiscale Modelling of alkali transport and ASR induced damage in concrete*. In: Symposium on Concrete Modelling (CONMOD) (2018), Delft, Niederlande, S 449-452.
- [61] Iskhakov, T.; Timothy, J. J. und Meschke, G.: *Multiscale Modelling of Ion Transport and ASR induced Damage in Concrete Structures*. In: 10th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (2019).
- [62] Iskhakov, T.; Timothy, J. J. und Meschke, G.: *Expansion and deterioration of concrete due to ASR: Micromechanical modelling and analysis*. In: Cement and Concrete Research 115 (2019), S. 507-518.
- [63] Janssen, D. J.: *Moisture in Portland Cement Concrete*. In: Transportation Research Record 1121 (1987), S. 40-44.
- [64] Jehn, C.; Schmidt-Döhl, F. und Franke, L.: *Nachträgliche Alkaliaufnahme der Betondecken von Verkehrswegen und der Prüfkörper in Performance-Tests zur Alkalireaktion infolge Taumittelbeaufschlagung*. In: Beton 62 (2012), Heft 10, S. 380-384.
- [65] Kessler-Kramer, C.: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchungen*. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2002.
- [66] Khan, M. I.: *Factors affecting the thermal properties of concrete and applicability of its prediction models*. In: Building and Environment 37 (2002), S. 607-614.
- [67] Kießl, K.: *Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen: rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung*. Universität-Gesamthochschule Essen, Fachbereich Bauwesen, Diss., 1983.
- [68] Kotan, E.: *Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein*. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2011.
- [69] Krütt, E.; Weise, F. und Meng, B.: *Fatigue induced degradation in pavement concrete and its effect on the alkali-silica reaction*. In: 4th International Conference on Service Life Design for Infrastructures (SLD4), Delft, Niederlande, 2018, S. 112-121.
- [70] Lang, H.-J.; Huder, J. et al.: *Bodenmechanik und Grundbau - Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte*. 8. ergänzte Auflage, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2007.

- [71] Léger, P.; Côté, P. und Tinawi, R.: *Finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams*. In: *Computers & Structures* 60 (1996), Heft 4, S. 601-611.
- [72] Lindgård, J.; Thomas, M. D. et al.: *Alkali-silica reaction (ASR) - performance testing: Influence of specimen pre-treatment, exposure conditions and prism size on alkali leaching and prism expansion*. In: *Cement and Concrete Research* 53 (2013), S. 68-90.
- [73] Ludt, J.: *Numerische Untersuchungen zum Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahnen unter Berücksichtigung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion*. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Masterarbeit, 2016.
- [74] Maliha, R.: *Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen in Fahrbahndecken aus Beton*. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2005.
- [75] Mangold, M.: *Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannung in Betonbauteilen während der Hydratation*. Technische Universität München, Baustoffinstitut, Diss., 1994.
- [76] Mansfeld, T.: *Das Quellverhalten von Alkalisilikatgelen unter Beachtung ihrer Zusammensetzung*. Bauhaus-Universität Weimar, F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Diss., 2008.
- [77] Marzouk, H. und Langdon, S.: *The effect of alkali-aggregate reactivity on the mechanical properties of high and normal strength concrete*. In: *Cement & Concrete Composites* 25 (2003), Heft 4, S. 549-556.
- [78] MC 2010: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. International Federation for Structural Concrete, Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [79] Mechtcherine, V.: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2000.
- [80] Mielich, O.: *Beitrag zu den Schädigungsmechanismen in Betonen mit langsam reagierender alkaliempfindlicher Gesteinskörnung*. Heft 583, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [81] Mielich, O.; Reinhardt, H.-W. und Özkan, H.: *Creep behaviour of alkali-silica-reaction damaged concrete with slow-reacting aggregates*. In: *15th International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR 2016)*, Bazil, 2016.

- [82] Mielich, O.; Reinhardt, H.-W. und Özkan, H.: *Kriechen und mechanische Eigenschaften von Straßenbeton nach AKR-provozierender Lagerung*. In: Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 6, S. 419-429.
- [83] Mielich, O.; Reinhardt, H.-W. und Özkan, H.: *Strength and Deformation Properties of Alkali-Silica Reaction (ASR) Damaged Concrete Exposed to External Alkalis*. In: Concrete under Severe Conditions - Environment and Loading, Key Engineering Materials 711 (2016), S. 665-672.
- [84] Mielich, O.; Reinhardt, H. et al.: *Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton als Bewertungskriterien von AKR-Performance-Prüfungen*. In: Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 8, S. 554-563.
- [85] Müller, C.; Borchers, I. und Eickschen, E.: *AKR-Prüfverfahren: Auf dem Weg zur Performance-Prüfung*. In: Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 8, S. 528-538.
- [86] Müller, H. S.; Hörenbaum, W. und Maliha, R.: *Numerische Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton*. Forschungsprojekt FE-Nr. 08.123 R 93 L, Abschlussbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, 2002.
- [87] Müller, H. S.; Malárics, V. et al.: *Rechnerische Untersuchung zur Entstehung breiter Risse in Fahrbahndecken aus Beton unter Mitwirkung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion*. FE-Vorhaben 08.0189/2006/LRB, Schlussbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, 2010.
- [88] Na, O.; Xi, Y. et al.: *The effects of alkali-silica reaction on the mechanical properties of concretes with three different types of reactive aggregate*. In: Structural Concrete 17 (2016), Heft 1, S. 74-83.
- [89] Niemann, P.: *Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang*. Heft 545, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 2004.
- [90] Oesterheld, R.; Peck, M. und Villaret, S.: *Straßenbau heute, Band 1 Betondecken*. Verlag Bau+Technik GmbH, 2018.
- [91] Öttl, C.: *Die schädigende Alkalireaktion von gebrochener Oberrhein-Gesteinskörnung im Beton*. Universität Stuttgart, Otto-Graf-Institut, MPA Stuttgart, Diss., 2004.
- [92] Özkan, H.: *Kriechen von Beton unter Einfluss einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion*. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Diss., 2018.
- [93] Pan, W.; Feng, T. et al.: *Modelling of alkali-silica reaction in concrete: a review*. In: Frontiers of Structural and Civil Engineering 6 (2012), Heft 1, S. 1-18.

- [94] Pathirage, M.; Bousikhane, F. et al.: *Effect of alkali-silica reaction on the mechanical properties of aging mortar bars: Experiments and numerical modeling*. In: International Journal of Damage Mechanics 28 (2019), Heft 2, S. 291-322.
- [95] Przondziona, R.; Timothy, J. J. et al.: *Vorschädigungen in Beton infolge zyklischer Beanspruchungen und deren Auswirkung auf Transportprozesse im Hinblick auf eine schädigende AKR*. In: Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 1, S. 3-12.
- [96] Przondziona, R.; Timothy, J. J. et al.: *Degradation in concrete structures due to cyclic loading and its effect on transport processes - Experiments and modelling*. In: Structural Concrete 18 (2017), Heft 4, S. 519–527.
- [97] Reinhardt, H.-W. und Mielich, O.: *Statischer und dynamischer Elastizitätsmodul von Beton mit langsam reagierenden Gesteinskörnungen nach AKR*. In: Baustoff und Konstruktion, Festschrift zum 60. Geburtstag von Harald Budelmann, Springer Berlin Heidelberg, 2013, S. 195-202.
- [98] Reinhardt, H.-W.; Özkan, H. und Mielich, O.: *Last- und zeitabhängige Verformungen von AKR-geschädigten Betonen aus langsam reagierenden Gesteinskörnungen*. In: Beton 12 (2018), S. 468-475.
- [99] Roos, R.: *Untersuchungen an Betonfahrbahnen mit hydraulisch gebundenen Tragschichten*. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 942, Forschungsberichte aus dem Forschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Herausgeber: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn, 2006.
- [100] Ruisinger, U. und Grunewald, J.: *Feuchteatlas zur Vermeidung planungsbedingter Feuchteschäden - Neue Beurteilungskriterien zur Bewertung innen gedämmter Konstruktionen*. Institut für Bauklimatik, Abschlussbericht, Dresden, 2009.
- [101] Saouma, V. und Perotti, L.: *Constitutive Model for Alkali-Aggregate Reactions*. In: ACI Materials Journal: a journal of the American Concrete Institute 103 (2006), Heft 3, S. 194-202.
- [102] Schießl, P.; Wiegrink, K. H. et al.: *Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter kritischen Beanspruchungen, Teil 2: Parallelversuche an Kleinproben*. Forschungsbericht Nr.: F2010/00, TU München, 2003.
- [103] Seyfarth, K.; Giebson, C. und Stark, J.: *AKR-Performance-Prüfung für Fahrbahndecken aus Beton: Erfahrung aus Labor und Praxis im Vergleich*. In: 17. Internationale Baustofftagung (ibaasil), Stark, J. (Hrsg.), F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Weimar, 2009, Band 2, S. 255-260.
- [104] Siebel, E.; Böhm, M. et al.: *AKR-Prüfverfahren – Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz*. In: Concrete Technology Reports 2004-2006.

- [105] Siebel, E. und Reschke, T.: *Alkali-Reaktion mit Zuschlägen aus dem südlichen Bereich der neuen Bundesländer - Untersuchungen an Laborbetonen*. In: *beton* 46 (1996), Heft 12, S. 740-744.
- [106] Siebel, E. und Reschke, T.: *Alkali-Reaktion mit Zuschlägen aus dem südlichen Bereich der neuen Bundesländer - Untersuchungen an Laborbetonen*. In: *beton* 47 (1997), Heft 1, S. 26-32.
- [107] Sievering, C.: *Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken unter besonderer Berücksichtigung des externen Alkalieintrags*. Ruhr-Universität Bochum (RUB), Lehrstuhl für Baustofftechnik, Diss., 2012.
- [108] Smaoui, N.; Bérubé, M. et al.: *Effects of alkali addition on the mechanical properties and durability of concrete*. In: *Cement and Concrete Research* 35 (2005), S. 203-212.
- [109] Springenschmid, R.: *Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 10 (1984), S. 263-269.
- [110] Springenschmid, R. und Fleischer, W.: *Feuchtegradient im Beton*. In: *Zement und Beton* 34 (1989), Heft 1, S. 33-35.
- [111] Springenschmid, R. und Fleischer, W.: *Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 88 (1993), Heft 11, S. 297-301.
- [112] Springenschmid, R. und Fleischer, W.: *Untersuchung der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betondecken*. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 651, Forschungsberichte aus dem Forschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Herausgeber: Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, 1993.
- [113] Springenschmid, R. und Nischer, P.: *Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 68 (1973), Heft 9, S. 221-226.
- [114] Stark, J.: *Alkali-Kieselsäure-Reaktion*. Schriftenreihe des F. A. Finger-Instituts für Baustoffkunde, Weimar, 2008.
- [115] Stark, J.; Freyburg, E. et al.: *70 Jahre AKR und kein Ende in Sicht? (Teil 1)*. In: 17. Internationale Baustofftagung (ibausil), Stark, J. (Hrsg.), F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Weimar, 2009, Band 1, S. 37-55.
- [116] Stark, J.; Freyburg, E. et al.: *70 years of ASR with no end in sight? (Part 2)*. In: *ZKG international* (2010), Nr. 5, S. 55-70.

- [117] Stark, J.; Seyfarth, K. und Giebson, C.: *Beurteilung der Alkali-Reaktivität von Gesteinskörnungen und AKR-Performance-Prüfung projektspezifischer Betone*. In: 16. Internationale Baustofftagung (ibautil), Stark, J. (Hrsg.), F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Weimar, 2006, Band 2, S. 399-426.
- [118] Stark, J. und Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. aktualisierte und erweiterte Auflage, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2013.
- [119] Swamy, R. N.: *The Alkali-Silica Reaction in Concrete*. Blackie and Son Ltd, Bishopbriggs, Glasgow, 1992.
- [120] TL Beton-StB 07: *Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Betonbauweisen, FGSV Verlag, Köln, Ausgabe 2007.
- [121] TL Gestein-StB 04: *Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Gesteinskörnungen, ungebundene Bauweisen, FGSV Verlag, Köln, Ausgabe 2004, Fassung 2007.
- [122] TP B-StB: *Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Betonbauweisen, FGSV Verlag, Köln, Ausgabe 2017.
- [123] Ullrich, M.; Rapp, S. et al.: *Abschätzung der Untergrundverhältnisse am Bahnkörper anhand des Bettungsmoduls*. In: Infrastruktur und Bau (2016), Heft Nr. 5, S. 31-38.
- [124] Voland, K.: *Einfluss der Porosität von Beton auf den Ablauf einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion*. Bauhaus-Universität Weimar, F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Hrsg.: Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), 2016.
- [125] Weigler, H. und Karl, S.: *Junger Beton. Beanspruchung - Festigkeit - Verformung (Teil 2)*. In: Betonwerk + Fertigteil-Technik 40 (1974) Heft 7, S. 481-484.
- [126] Weise, F.; Kind, T. et al.: *Dunkelfärbung der Betonfahrbahndecke im AKR-Kontext*. In: Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018), Heft 9, S. 647-655.
- [127] Weise, F.; Krütt, E. und Meng, B.: *AKR unter kombinierten Einwirkungen - Rissbildungs- und Transportmechanismen*. In: 20. Internationale Baustofftagung (ibautil), Ludwig, H.-M. (Hrsg.), F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Weimar, 2018, Band 2, S. 93-105.
- [128] Weise, F.; Millar, S. und Wilsch, G.: *Analyse des Tausalzeintrags in Fahrbahndeckenbetone mit neuartiger Prüftechnik*. In: Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018), Heft 9, S. 656-666.

- [129] Weise, F.; Volland, K. et al.: *Analyse AKR-induzierter Schädigungsprozesse in Beton - Einsatz innovativer Prüftechniken*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2012), Heft 12, S. 805-815.
- [130] Weise, F.; Wiedmann, A. et al.: *Auswirkungen von Ermüdungsbeanspruchungen auf Struktur und Eigenschaften von Fahrbahndeckenbeton*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Heft 1, S. 22-33.
- [131] Wiedmann, A.: *AKR unter kombinierten Einwirkungen – Schadensrisiko und Schadensentwicklung in Betonfahrbahnen*. In: 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, TU Kaiserslautern, 2017, Band 1, S. 98-109.
- [132] Wiedmann, A.; Iskhakov, T. et al.: *Multiscale Modelling of ASR induced Deterioration in Concrete Pavements*. In: 13. Internationale Betonstraßentagung, Berlin, 2018.
- [133] Wiedmann, A.; Kotan, E. und Müller, H. S.: *AKR unter kombinierten Einwirkungen – Schadensrisiko und Schadensentwicklung in Betonfahrbahnen*. In: 20. Internationale Baustofftagung (ibausil), Ludwig, H.-M. (Hrsg.), F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Weimar, 2018, Band 2, S. 107-114.
- [134] Wiedmann, A.; Weise, F. et al.: *Effects of fatigue loading and alkali-silica reaction on the mechanical behavior of pavement concrete*. In: *Structural Concrete* 18 (2017), Heft 4, S. 539-549.
- [135] Willand, I.: *Statistisches Jahrbuch - Deutschland und Internationales*. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden, 2016.
- [136] Willems, W. M.; Dinter, S. und Schild, K.: *Formeln und Tabellen Bauphysik: Wärmeschutz - Feuchteschutz - Klima - Akustik - Brandschutz*. Springer Vieweg, 4. Auflage, Wiesbaden, 2016.
- [137] Willems, W. M.; Dinter, S. und Schild, K.: *Vieweg Handbuch der Bauphysik Teil 1: Wärme- und Feuchteschutz, Behaglichkeit, Lüftung*. Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden, 2006.

## Normen und Richtlinien

- [N1] AL Sp-Beton: *Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Arbeitsgruppe Fahrzeug und Fahrbahn, FGSV-Verlag Köln, Ausgabe 2006.
- [N2] Alkali-Richtlinie 2007: *DAfStb-Richtlinie - Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton*. Herausgeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. - DAfStb, Berlin.
- [N3] Alkali-Richtlinie 2013: *DAfStb-Richtlinie - Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton*. Herausgeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. - DAfStb, Berlin.
- [N4] DIN 1045-2:2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N5] DIN 1048-5:1991-06: *Prüfverfahren für Beton – Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellter Probekörper*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N6] DIN 1164-10:2013-03: *Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit niedrig wirksamen Alkaligehalt*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N7] DIN 18316:2016-09: *Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Verkehrswegebauarbeiten – Oberbauschichten mit hydraulischen Bindemitteln*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N8] DIN 4108-3:2014-11: *Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz - Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N9] DIN 52009:2006-02: *Prüfverfahren für Gesteinskörnungen – Bestimmung der Wasseraufnahme unter Druck*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N10] DIN 52103:1988-10: *Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen - Bestimmung von Wasseraufnahme und Sättigungswert*. Beuth Verlag, Berlin.

- [N11] DIN 52450:1985-08: *Prüfung anorganischer nichtmetallischer Baustoffe - Bestimmung des Schwindens und Quellens an kleinen Probekörpern.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N12] DIN 66133:1993-06: *Bestimmung der Porenvolumenverteilung und der spezifischen Oberfläche von Feststoffen durch Quecksilberintrusion.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N13] DIN EN 1008:2002-10: *Zugabewasser für Beton - Festlegung für die Probenahme, Prüfung und Beurteilung der Eignung von Wasser, einschließlich bei der Betonherstellung anfallendem Wasser, als Zugabewasser für Beton.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N14] DIN EN 12350-4:2009-08: *Prüfung von Frischbeton – Teil 4: Verdichtungsmaß.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N15] DIN EN 12350-6:2011-03: *Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonroh-dichte.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N16] DIN EN 12350-7:2009-08: *Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N17] DIN EN 12390-2:2015-12/A20: *Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Änderung A20.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N18] DIN EN 12390-3:2009-07: *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N19] DIN EN 12390-6:2010-09: *Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N20] DIN EN 12390-7:2009-07: *Prüfung von Festbeton - Teil 7: Dichte von Festbeton; Deutsche Fassung EN 12390-7:2009.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N21] DIN EN 12620:2002+A1:2008: *Gesteinskörnungen für Beton.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N22] DIN EN 197-1:2004-08: *Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N23] DIN EN 206-1:2017-01: *Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.* Beuth Verlag, Berlin.
- [N24] DIN EN 934-2:2012-08: *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Teil 2: Betonzusatzmittel - Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung.* Beuth Verlag, Berlin.

- [N25] DIN EN 993-1:1995-04: *Prüfverfahren für dichte geformte feuerfeste Erzeugnisse - Teil 1: Bestimmung der Rohdichte, offenen Porosität und Gesamtporosität*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N26] DIN EN ISO 10456:2010-05: *Baustoffe und Bauprodukte - Wärme- und feuchte-technische Eigenschaften - Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren zur Bestimmung der wärmeschutztechnischen Nenn- und Bemessungswerte*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N27] DIN EN ISO 12570:2018-07: *Bestimmung des Feuchtegehalts durch Trocknung bei erhöhter Temperatur*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N28] DIN EN ISO 12571:2013-12: *Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung der hygroskopischen Sorptionseigenschaften*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N29] DIN EN ISO 12572:2001-09: *Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N30] DIN EN ISO 15148:2003-03: *Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N31] DIN-Fachbericht 101:2009-03: *Einwirkungen auf Brücken*. Beuth Verlag, Berlin.
- [N32] RDO Beton 09: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Infrastrukturmanagement, FGSV Verlag Köln, Ausgabe 2009.
- [N33] RStO 12: *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). Arbeitsgruppe Infrastrukturmanagement, Köln, Ausgabe 2012.
- [N34] TL Fug-StB 15: *Technische Lieferbedingungen für Fugenfüllstoffe in Verkehrsflächen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Betonbauweisen, FGSV Verlag, Köln, Ausgabe 2015.
- [N35] ZTV Beton-StB 07: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Betonbauweisen, FGSV Verlag, Köln, Ausgabe 2007.



# **Anhang A**

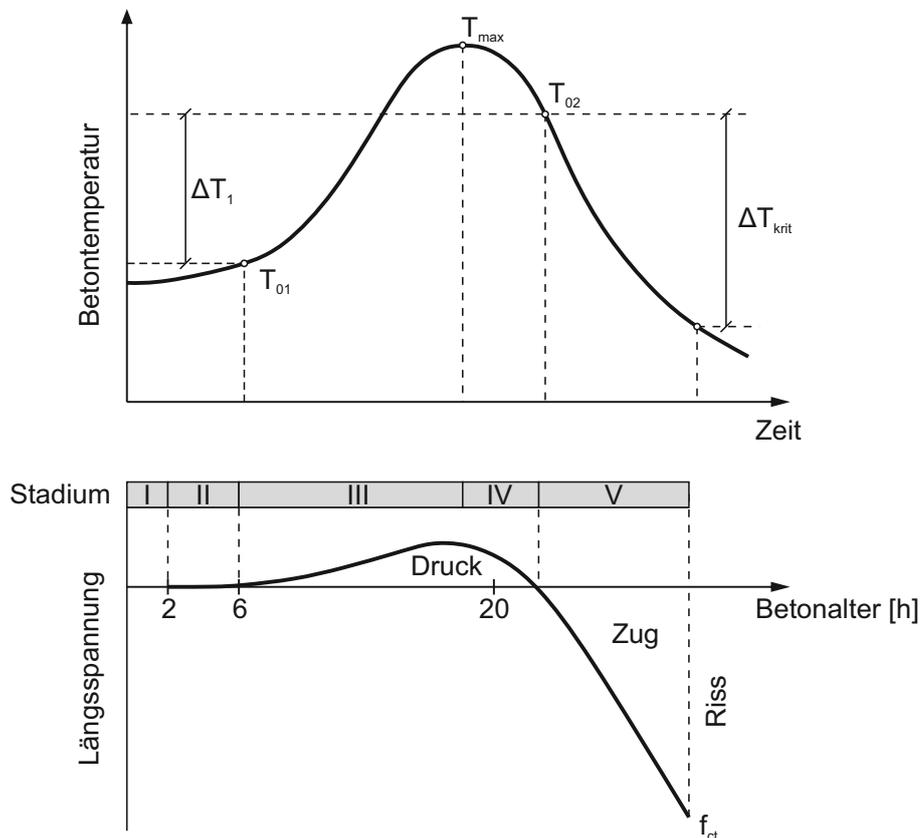
## **Anlagen zum Stand der Kenntnisse**

## A.1 Ergänzungen zu thermischen Beanspruchungen

### Nullspannungstemperatur

Unter der Nullspannungstemperatur (NST) ist die Temperatur zu verstehen, bei der in einem völlig verformungsbehinderten Bauteil ein spannungsfreier Zustand herrscht. Aufgrund der Tatsache, dass in der Praxis über den Querschnitt der Betondecke meist unterschiedliche Temperaturen vorliegen, wird in diesem Zusammenhang nicht nur vom Nullspannungstemperaturverlauf, sondern auch vom Nullspannungstemperaturgradienten (NSTG) gesprochen [19].

In [113] wird der Betontemperatur- und Spannungsverlauf im jungen Betonalter bei abnehmender Umgebungstemperatur (Raumtemperatur) im sogenannten Rissneigungsversuch dargestellt (siehe Abbildung A.1).



**Abb. A.1:** Verlauf der Betontemperatur (oben) und der Spannungen bei behinderter Verformung (unten) im Rissneigungsversuch nach Springenschmid [113, 125]

Der relevante Betrachtungszeitraum wurde hierbei in fünf kennzeichnende Stadien eingeteilt:

- Das Anfangsstadium (Stadium I) dauert etwa zwei Stunden, hierbei kommt es zu keiner Temperaturerhöhung im Beton.

- Im Stadium II steigt die Betontemperatur infolge der einsetzenden Hydratation an. Bei vorhandener Behinderung der Längsdehnung resultiert aus der Erwärmung eine Stauchung des Betons. Allerdings entstehen keine messbaren Spannungen, da der Beton in diesem jungen Alter noch plastisch verformbar ist. Die am Ende dieses Stadiums erreichte Temperatur ( $T_{01}$ ) wird als „1. Nullspannungstemperatur“ bezeichnet.
- Etwa fünf bis sechs Stunden nach Herstellung entstehen im Stadium III unter Erhärtung des Betons und weiterer Erwärmung die ersten messbaren Druckspannungen, die teilweise durch Relaxation abgebaut werden. Das Stadium endet mit dem Erreichen der Höchsttemperatur  $T_{max}$  im Beton.
- Mit Beginn von Stadium IV nehmen die Druckspannungen infolge der Abkühlung des Betons ab. Die Abkühlung des Betons setzt ein, da die durch die Hydratation entstehende Wärme nun geringer ist als die durch Abstrahlung und Ableitung abgegebene. Der Vorgang des Abkühlens vom Beton kann durch die Reduzierung der Raumlufttemperatur beschleunigt werden.

Die Temperatur ( $T_{02}$ ), bei der die gemessenen Druckspannungen den Wert Null erreichen, wird als „2. Nullspannungstemperatur“ bezeichnet und liegt um den Betrag von  $\Delta T_1$  höher als die „1. Nullspannungstemperatur“ [113, 125].

- Im Stadium V entstehen durch weitere Abkühlung ansteigende Zugspannungen im Beton. In dieser Phase fällt der Spannungsabbau infolge Relaxation deutlich geringer aus. Wird durch die fortschreitende Abkühlung die Zugfestigkeit des Betons erreicht, so endet der Versuch mit dem Zugriss.

Wird im weiteren Verlauf von der Nullspannungstemperatur gesprochen, so handelt es sich stets um die „2. Nullspannungstemperatur“. Diese gibt an, ab welcher Temperatur Zugspannungen im Beton entstehen können und ist daher für die Praxis von Interesse. Je höher die Nullspannungstemperatur, desto größer ist die Gefahr der Rissbildung. Grundsätzlich sollte eine Erwärmung der Betonfahrbahndecke, z. B. infolge Sonneneinstrahlung oder Hydratationswärme, innerhalb der ersten 12 Stunden möglichst vermieden werden [42].

### Temperaturgradient

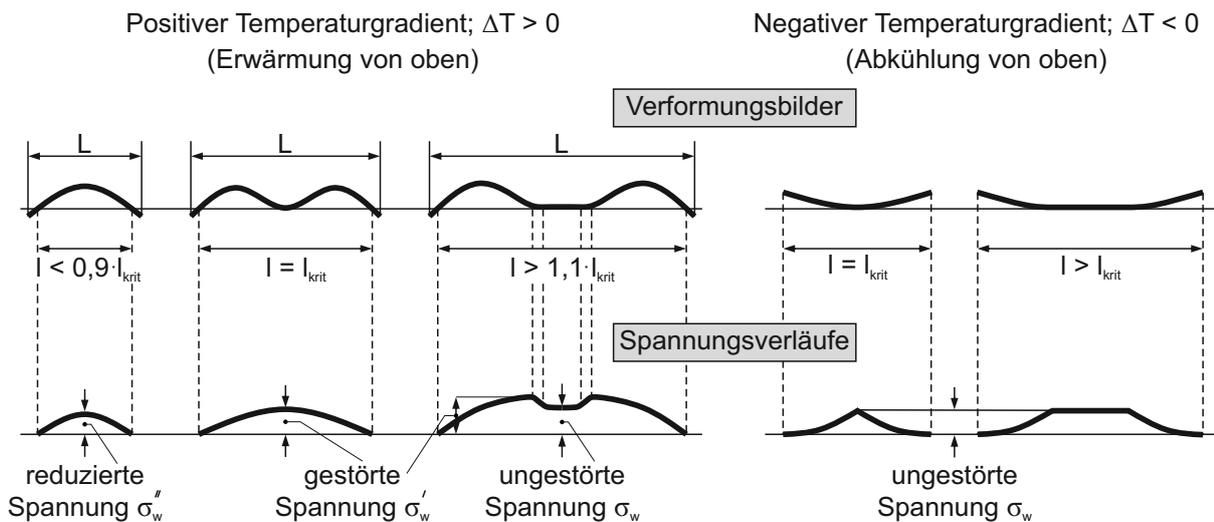
Eine Aussage bzgl. der Temperaturverteilung über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke gibt der sogenannte (lineare) Temperaturgradient  $\Delta T$  [K/mm] (Maß für die ungleichmäßige Erwärmung von Betonfahrbahndecken). Dieser lässt sich aus der Differenz der Temperatur an der Oberseite ( $T_{oben}$ ) [K] und der Unterseite ( $T_{unten}$ ) [K] der Betonfahrbahndecke bezogen auf die Plattenhöhe  $h$  [mm] mit Gleichung A.1 ermitteln:

$$\Delta T = \frac{T_{oben} - T_{unten}}{h} \quad (A.1)$$

Bei einer Erwärmung von oben ( $T_{oben} - T_{unten} > 0$ ) spricht man von einem positiven Temperaturgradienten, bei einer Abkühlung von oben ( $T_{oben} - T_{unten} < 0$ ) vom negativen Temperaturgradienten.

### Temperaturverformungen

Bei einer Erwärmung von oben (positiver Temperaturgradient) kommt es zum Aufwölben der Betonplatte, vgl. Abb. A.2. Dieser Verformung wirkt das Eigengewicht der Platte entgegen, wodurch infolge des daraus resultierenden Biegemoments an der Unterseite Biegezugspannungen entstehen. Mit zunehmender Plattenlänge senkt sich die Platte in der Mitte und kommt schließlich zum Aufliegen. Bei einer noch größeren Plattenlänge, bildet sich in der Mitte ein nicht gekrümmter Abschnitt der vollflächig aufliegt. Die Plattenlänge, ab der die Plattenmitte aufliegt, wird als kritische Plattenlänge  $l_{krit}$  bezeichnet, siehe Abbildung A.2 (links) [36, 107].



**Abb. A.2:** Resultierende Verformungen (oben) und Spannungsverläufe (unten) bei ungleichmäßiger Erwärmung (links) und Abkühlung (rechts) von oben in Anlehnung an Eisenmann [36, 107]

Die Ermittlung der kritischen Plattenlänge  $l_{krit}$  [mm] erfolgt für einen positiven Temperaturgradienten nach Gleichung A.2 [36, 107]:

$$l_{krit} = h \cdot \sqrt{0,8 \cdot \frac{1}{1-\nu} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot E}{\gamma}} \quad (A.2)$$

wobei  $\nu$  [-] die Querdehnzahl des Betons,  $h$  [mm] die Höhe der Betonfahrbahndecke (Plattendicke),  $\Delta T$  [K/mm] der Temperaturgradient,  $\alpha_T$  [1/K] der Temperatureausdehnungskoeffizient,  $E$  [N/mm<sup>2</sup>] der E-Modul und  $\gamma$  [N/mm<sup>3</sup>] die Wichte des Betons sind. Auf die Bestimmung der unterschiedlichen Wölbspannungen im Zuge einer Erwärmung von oben in Abhängigkeit der Plattenlänge wird nun im Folgenden eingegangen.

Die ungestörte Wölbspannung  $\sigma_w$  [N/mm<sup>2</sup>] lässt sich für  $l > 1,1 \cdot l_{krit}$  durch Gleichung A.3 nach Eisenmann [36] berechnen:

$$\sigma_w = \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{h \cdot \Delta T}{2} \cdot \alpha_T \cdot E \quad (\text{A.3})$$

wobei  $\nu$  [-] die Querdehnzahl,  $h$  [mm] die Höhe der Betonfahrbahndecke (Plattenhöhe),  $\Delta T$  [K/mm] der Temperaturgradient,  $\alpha_T$  [1/K] der Temperatureausdehnungskoeffizient und  $E$  [N/mm<sup>2</sup>] der E-Modul sind.

Die in Abbildung A.2 angegebene gestörte Wölbspannung  $\sigma_w'$  [N/mm<sup>2</sup>] für  $l = l_{krit}$  lässt sich mit Gleichung A.4 in Abhängigkeit von  $\sigma_w$  nach Eisenmann [36] bestimmen:

$$\sigma_w' = 1,2 \cdot \sigma_w \quad (\text{A.4})$$

Im Falle von  $l < 0,9 \cdot l_{krit}$  kann die reduzierte Wölbspannung  $\sigma_w''$  [N/mm<sup>2</sup>] mithilfe von Gleichung A.7 nach Eisenmann [36] berechnet werden:

$$\sigma_w'' = \frac{L - 400^2}{0,9 \cdot l_{krit}} \cdot \sigma_w \quad (\text{A.5})$$

wobei  $L$  [mm] die tatsächliche Plattenlänge,  $l_{krit}$  [mm] die kritische Plattenlänge und  $\sigma_w$  [N/mm<sup>2</sup>] die ungestörte Wölbspannung sind.

Vergleichend dazu sind in Abbildung A.2 rechts die Verformungsbilder und Spannungsverläufe für den Fall eines negativen Temperaturgradienten (Abkühlung von oben) dargestellt [36, 107]. Die kritische Plattenlänge  $l_{krit}$  berechnet sich in diesen Fall nach Gleichung A.6 [36]:

$$l_{krit} = 0,8165 \cdot h \sqrt{\frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot E}{\gamma}} \quad (\text{A.6})$$

wobei  $\nu$  [-] die Querdehnzahl des Betons,  $h$  [mm] die Höhe der Betonfahrbahndecke (Plattendicke),  $\Delta T$  [K/mm] der Temperaturgradient,  $\alpha_T$  [1/K] der Temperatureausdehnungskoeffizient,  $E$  [N/mm<sup>2</sup>] der E-Modul und  $\gamma$  [N/mm<sup>3</sup>] die Wichte des Betons sind.

Die reduzierte Wölbspannung  $\sigma_w''$  lässt sich bei einer Abkühlung von oben mithilfe von Gleichung A.7 nach [42] ermitteln:

$$\sigma_w'' = \sigma_w \cdot \left( \frac{l}{l_{krit}} \right)^2 \quad (\text{A.7})$$

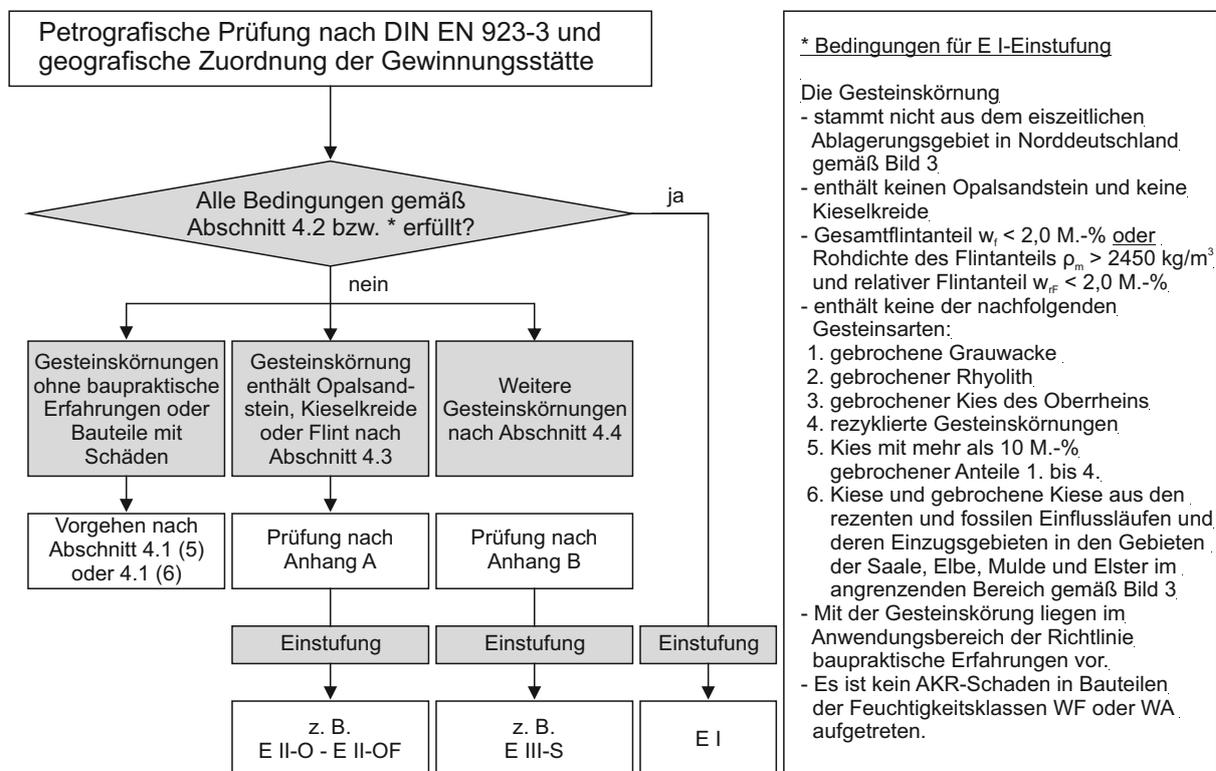
wobei  $L$  [mm] die Plattenlänge,  $l_{krit}$  [mm] die kritische Länge und  $\sigma_w$  [N/mm<sup>2</sup>] die ungestörte Wölbspannung sind ( $\sigma_w = 0,5 \cdot h \cdot \Delta T \cdot \alpha_T \cdot E$ ).

Im Allgemeinen wird die Beanspruchung durch eine Abkühlung von oben für die Bemessung von Fahrbahndecken aus Beton nicht berücksichtigt, da nach Eisenmann [36] die resultierenden Spannungen um ca. 60 % geringer als bei einer Erwärmung von oben ausfallen.

## A.2 Alkali-Richtlinie 2013

Mit der Einführung der DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton“ [N3] im Oktober 2013 wurden die drei Teile der Vorgängerversion [N2] aus dem Jahre 2007 aufgelöst und die Gliederung an die Normen DIN EN 12620 [N21], DIN EN 206-1 [N23] und DIN 1045-2 [N4] angepasst.

Nach einer Einführung hinsichtlich des Anwendungsbereichs und der normativen Verweise werden die Alkaliempfindlichkeitsklassen mit Kategorisierung (E I, E II und E III) sowie deren Zusatzbezeichnungen (O, F und S) erläutert. Im Weiteren wird die Einstufung der Gesteinskörnung durch eine petrografische Prüfung mit oder ohne weitere Prüfungen eingeführt, siehe Abbildung A.3.



**Abb. A.3:** Systematik zur Prüfung und Einstufung der Gesteinskörnungen nach [N3]

Anhang A der Alkali-Richtlinie [N3] enthält den Natronlaugetest sowie die petrografische Auslese und Bestimmung der Massenanteile. Im Anhang B ist ein gestuftes Verfahren zur Prüfung der Gesteinskörnung (Einstufung bzw. Klassifizierung in eine Alkaliempfindlichkeitsklasse) normativ geregelt sowie das Schnellprüfverfahren und der Betonversuch mit Nebelkammerlagerung (40 °C) beschrieben. Anhang C regelt informativ das sogenannte Alternativverfahren, den Betonversuch bei 60 °C über Wasser.

### A.3 Allgemeines Rundschreiben Straßenbau ARS 04/2013

Zur Vermeidung einer betonschädigenden Alkalireaktion existieren im Rundschreiben [6] drei Verfahrensanweisungen zum Nachweis der Unbedenklichkeit einer groben Gesteinskörnung ( $D \geq 2$  mm) nach DIN EN 12620 [N21]:

- (V1) Für eine konkrete Betonzusammensetzung erfolgt der Nachweis der Eignung durch die Prüfung eines anerkannten AKR-Gutachters unter der Anwendung einer AKR-Performance-Prüfung. Der Eignungsnachweis vor Beginn des Betonierens erfolgt analog zur Bestätigungsprüfung der WS-Grundprüfung.
- (V2) Der Nachweis hinsichtlich der Eignung grober Gesteinskörnungen einer bestimmten Lagerstätte erfolgt durch eine WS-Grundprüfung und eine WS-Bestätigungsprüfung im Vorfeld einer konkreten Baumaßnahme. Im Zuge der WS-Grundprüfung werden alle zum Bau einer Betonfahrbahndecke vorgesehenen Lieferkörnungen mit einem Schnelltest nach Teil 3 der Alkali-Richtlinie [N3] geprüft. Zusätzlich dazu wird durch einen anerkannten Gutachter an ausgewählten Korngruppen mittels WS-Betonversuch unter Verwendung von Prüfsand und einem festgelegten Prüfzement die Eignung der Gesteinskörnungen überprüft. Diese Prüfungen werden als Bestätigungsprüfungen entweder regelmäßig oder unmittelbar vor Beginn des Betonierens wiederholt und mit der Grundprüfung verglichen.
- (V3) Bei positiver Beurteilung der Gesteinskörnungen bzw. der Betonrezepturen nach (V1) und (V2) durch einen anerkannten AKR-Gutachter werden diese in einer Liste auf der Internetseite der BASt geführt.

Das ARS 04/2013 [6] schreibt für feine Gesteinskörnungen mit einem Durchmesser von  $D \leq 2$  mm, die nach Teil 2 der Alkali-Richtlinie [N3] geprüft und überwacht werden müssen vor, dass diese nur dann verwendet werden dürfen, wenn sie in die Alkaliempfindlichkeitsklassen E I-O - E I-OF eingestuft sind und deren Überkornanteil  $\leq 10,0$  M.% beträgt.

Für feine Gesteinskörnungen von Gewinnungsstätten außerhalb des Geltungsbereichs der Alkali-Richtlinie [N3] bedarf es dem Nachweis ihrer Unbedenklichkeit hinsichtlich der Vermeidung einer schädigenden AKR durch die Bestätigung eines vom anerkannten AKR-Gutachter vorgelegten Gutachtens.

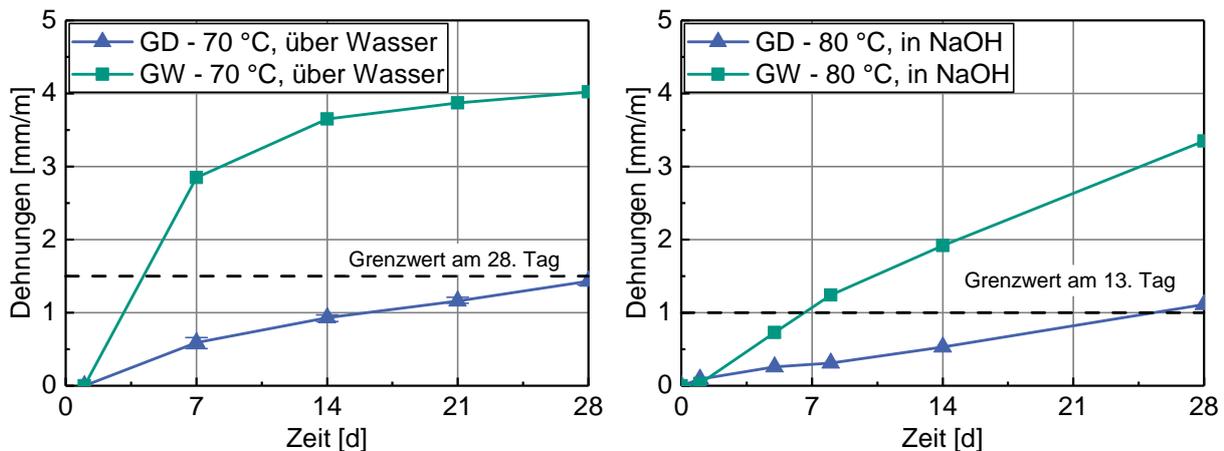
Nähere Angaben hinsichtlich der Durchführung der WS-Grund- (Verantwortungsbereich, Probenahme, Prüfungen, Prüfablauf sowie Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit und Geltungsdauer) und Bestätigungsprüfung (Verantwortungsbereich, Prüfhäufigkeit, Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit und Geltungsdauer) zur Beurteilung der Eignung von groben Gesteinskörnungen für die Feuchtigkeitsklasse WS sind im Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau ARS 04/2013 [6] aufgeführt.

## **Anhang B**

### **Anlagen zu den experimentellen Untersuchungen**

## B.1 Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit mit Hilfe beschleunigter Mörtelprüfverfahren

Zur Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Gesteinskörnungen wurde zunächst der Mörtelschnelltest nach Alkali-Richtlinie 2007 [N2] und das Schnellprüfverfahren nach Alkali-Richtlinie 2013 [N3] durchgeführt. In Abbildung B.1 sind die Dehnungen des Mörtelschnelltests (links) und des Schnellprüfverfahrens (rechts) unter Verwendung von Granodiorit (GD) und Grauwacke (GW) als Gesteinskörnung dargestellt.



**Abb. B.1:** Zeitliche Entwicklung der Dehnungen an Mörtelprismen ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ ) der Fraktion 8/16 mm im Rahmen des Mörtelschnelltests [N2] (links) und des Schnellprüfverfahrens [N3] (rechts) für Granodiorit (GD) und Grauwacke (GW) als Gesteinskörnung

Die resultierenden Dehnungen des Granodiorits (Fraktion 8/16) liegen für beide beschleunigten Mörtelprüfverfahren unterhalb des Grenzwerts, sodass die Einstufung in die Alkaliempfindlichkeitsklasse E I-S erfolgen kann [47]. Unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung wird hingegen der jeweilige Grenzwert sowohl beim Mörtelschnelltest als auch beim Schnellprüfverfahren überschritten. Zur Einstufung der Sauerländer Grauwacke in eine entsprechende Alkaliempfindlichkeitsklasse müsste nun nach Alkali-Richtlinie [N3] der Betonversuch mit Nebelkammerlagerung bei  $40 \text{ °C}$  (Referenzverfahren) durchgeführt werden.

Beim Vergleich der Dehnungen beider Schnellprüfverfahren bzw. -tests ist zu beachten, dass bei der Dehnungsmessung im Rahmen des Mörtelschnelltests eine sechsstündige Abkühlung der Probekörper unmittelbar vor der Längenmessung vorgeschaltet ist, sodass keine thermischen Dehnungsanteile enthalten sind.

## B.2 Allgemeine Untersuchungen

### B.2.1 Dichte, Porosität, Wasseraufnahme

Die Bestimmung der Rohdichte (Trockenrohddichte)  $\rho_{tr}$  [kg/m<sup>3</sup>] erfolgte an Bohrkernen mit einem Durchmesser von  $D = 100$  mm und einer Länge von  $L = 100$  mm in Anlehnung an DIN EN 12390-7 [N20] unter Verwendung von Gleichung B.1 aus dem Verhältnis der Trockenmasse  $m_{tr}$  [kg] nach Trocknung bei 105 °C und dem Volumen des Probekörpers  $V_{Pk,a}$  [m<sup>3</sup>], welches durch Tauchwägung nach Wasserlagerung unter Atmosphärendruck (freie Wasseraufnahme) bestimmt wurde.

$$\rho_{tr} = \frac{m_{tr}}{V_{Pk,a}} \quad (\text{B.1})$$

Für die Ermittlung der Porosität  $\theta_{por}$  [-] wurden die Probekörper in Anlehnung an DIN EN 993-1 [N25] zunächst im Vakuum-Exsikkator für die Dauer von 3 h unter Wasser lagernd entlüftet und anschließend im Drucktopf für 24 h bei 150 bar in Anlehnung an DIN 52103 [N10] (Wasseraufnahme unter Druck) gelagert. Die rechnerische Ermittlung der Porosität erfolgte unter Verwendung der Masse des Probekörpers nach Lagerung im Drucktopf bei 150 bar  $m_{w,d}$  [kg], der Trockenmasse  $m_{tr}$  [kg] und der scheinbaren Masse nach Drucktopflagerung  $m_{tauch,d}$  [kg] nach Gleichung B.2.

$$\theta_{por} = \frac{m_{w,d} - m_{tr}}{m_{w,d} - m_{tauch,d}} \quad (\text{B.2})$$

Zusätzlich dazu wurde die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck (freie Wassersättigung) sowie die Wasseraufnahme unter 150 bar in Anlehnung an DIN 52009 [N9] und DIN 52103 [N10] auf Basis von Gleichung B.3 zur Ermittlung des massebezogenen Feuchtegehalts  $u$  [M.-%] (bzw. volumenbezogenen Feuchtegehalts  $\psi$  [Vol.-%]) nach DIN EN ISO 12570 [N27] bestimmt:

$$u = \frac{m - m_{tr}}{m_{tr}} \text{ bzw. } \psi = u \cdot \frac{\rho_{tr}}{\rho_w} \quad (\text{B.3})$$

mit der Masse  $m$  [kg], der Trockenmasse  $m_{tr}$  [kg], der Trockenrohddichte  $\rho_{tr}$  [kg/m<sup>3</sup>] und der Dichte des Wassers  $\rho_w$  [kg/m<sup>3</sup>].

Die Ermittlung der freien Wassersättigung  $u_f$  erfolgte nach Gleichung B.4 mit der Masse des Probekörpers nach Wasserlagerung unter Atmosphärendruck  $m_{w,a}$  [kg] und der Trockenmasse  $m_{tr}$  [kg].

$$u_f = \frac{m_{w,d} - m_{tr}}{m_{tr}} \quad (\text{B.4})$$

Analog dazu kann nach Gleichung B.5 unter Verwendung der Masse  $m_{w,d}$  einer unter hydrostatischem Druck von 150 bar wassergelagerten Probe der maximale Wassergehalt  $u_{max}$  [M.-%] bestimmt werden.

$$u_{max} = \frac{m_{w,d} - m_{tr}}{m_{tr}} \quad (\text{B.5})$$

Tabelle B.1 enthält die Ergebnisse der Untersuchungen zur Ermittlung der Dichte und Porosität sowie die Kennwerte der Wasseraufnahme.

**Tab. B.1:** Übersicht der ermittelten Kennwerte von Dichte, Porosität und Wassergehalt

Kennwerte		Beton GD-1	Beton GW-1
Trockenrohddichte $\rho_{tr}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2290 (20,0)	2250 (9,0)
Porosität $\theta_{por}$	[-]	0,129	0,138
freie Wassersättigung $u_f$	[M.-%]	4,68 (0,34)	5,14 (0,16)
maximaler Wassergehalt $u_{max}$	[M.-%]	5,63 (0,26)	5,65 (0,07)
Mittelwert (Standardabweichung)			

Betonart GD-1 weist im Vergleich zu Betonart GW-1 aufgrund des geringeren w/z-Wertes und Luftporengehalts (vgl. Tab. 3.1 und Tab. 3.2) eine höhere Trockenrohddichte, eine geringere Porosität und einen niedrigeren Wassergehalt auf. Die Tendenz hinsichtlich der Dichte und Porosität bestätigte sich an Paralleluntersuchungen mittels Quecksilberdruckporosimetrie. Die dazugehörigen Ergebnisse sind im folgenden Kapitel B.2.2 dargestellt.

## B.2.2 Porenraum

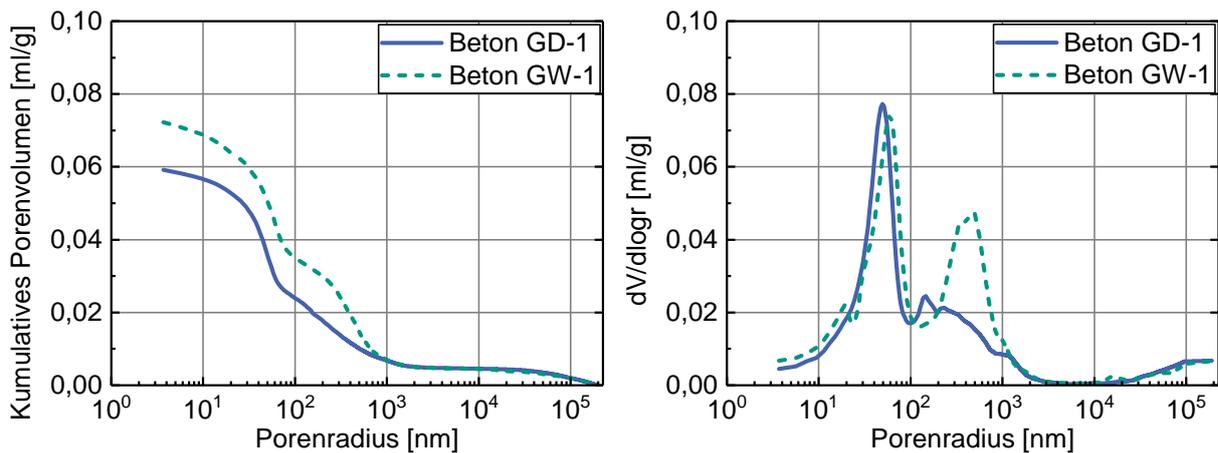
Zur genaueren Untersuchung des Porenraumes wurde zusätzlich die Methode der Quecksilberdruckporosimetrie nach DIN 66133 [N12] angewendet [57, 68]. Das Verfahren wurde an Bohrkernen ( $D/L = 15/20$  mm) der Betonarten GD-1 und GW-1 durchgeführt.

Mit Hilfe der Washburn-Gleichung (siehe Gleichung B.6) kann der Zusammenhang zwischen Porenradius  $r$  [m] und aufgebrachtem Druck  $p$  [Pa] unter der Annahme zylindrischer Poren nach DIN 66133 [N12] beschrieben werden. Den Berechnungen wurde

ein Kontaktwinkel von  $\theta_{Hg} = 141,3^\circ$  und eine Oberflächenspannung des Quecksilbers von  $\sigma_{Hg} = 0,458 \text{ N/m}$  zugrunde gelegt.

$$r = -\frac{2 \cdot \sigma_{Hg} \cdot \cos(\theta_{Hg})}{p} \quad (\text{B.6})$$

In Abbildung B.2 ist das kumulativ in die Probe intrudierte, auf die Masse der Probekörper bezogene Volumen des Quecksilbers in Abhängigkeit des Porenradius (links) und die durch Ableiten der Summenporenvolumenkurve ermittelte differentielle Quecksilberintrusion (Porenradienverteilung  $dV/d\log r$ , rechts) dargestellt.



**Abb. B.2:** Mittleres kumulatives Porenvolumen (links) und mittlere Porenradienverteilung (rechts) der verwendeten Betone GD-1 und GW-1

Bei den angegebenen Verläufen handelt es sich um Mittelwerte aus sechs Proben für die Betonart GD-1 bzw. aus zwei Proben für den Beton GW-1. Die im Bereich eines Porenradius von  $2 \cdot 10^1 \text{ nm}$  bei den Verläufen von Beton GW-1 aufgetretenen Schwankungen sind auf einen gerätebedingten Messfehler zurückzuführen.

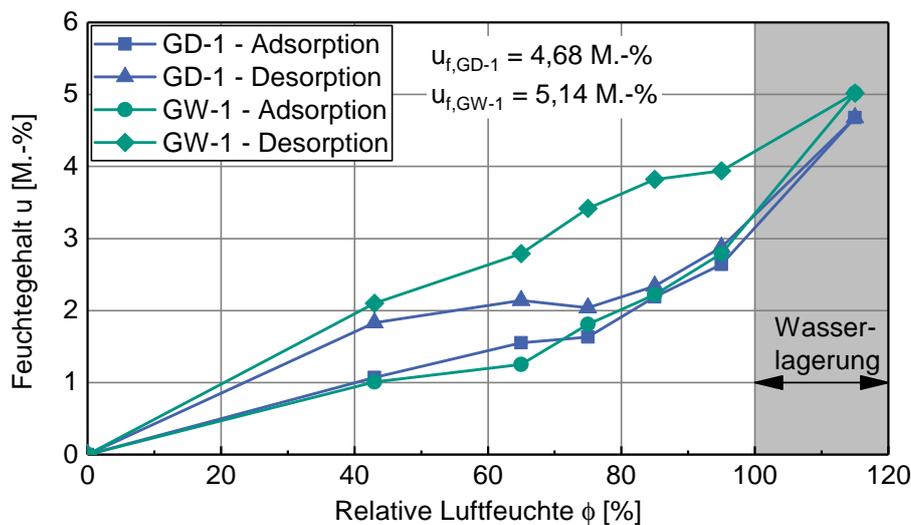
Die in Tabelle B.1 mittels Wasseraufnahmeverfahren ermittelte höhere Porosität von Betonart GW-1 im Vergleich zu GD-1 zeigt sich ebenfalls beim kumulativ mittels Quecksilberdruckporosimetrie ermittelten Porenvolumen (vgl. Abb. B.2, links). Mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie wurde für Beton GD-1 (GW-1) ein Wert von  $\theta_{por,GD-1} = 0,128$  ( $\theta_{por,GW-1} = 0,155$ ) sowie eine Rohdichte von  $\rho_{tr,GD-1} = 2200 \text{ kg/m}^3$  ( $\rho_{tr,GW-1} = 2150 \text{ kg/m}^3$ ) bestimmt.

## B.3 Untersuchungen zum hygrischen Materialverhalten

### B.3.1 Sorptionsisotherme

Zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dem Feuchtegehalt des Betons und der relativen Luftfeuchte der Umgebung erfolgte die Ermittlung der Sorptionsisotherme in Anlehnung an DIN EN ISO 12571 [N28] an Zylinderscheiben ( $D = 100 \text{ mm}$ ;  $L = 50 \text{ mm}$ ), welche aus Bohrkernen durch Sägen gewonnen wurden. Die Probekörper lagerten bei einer Temperatur von  $20 \text{ °C}$  in fünf Boxen mit unterschiedlichen relativen Luftfeuchten von  $43 \%$ ,  $65 \%$ ,  $75 \%$ ,  $85 \%$  und  $95 \%$ . Zur Ermittlung der jeweiligen Verläufe wurden je Klima drei Probekörper einer Herstellungscharge herangezogen. Abweichend von DIN EN ISO 12571 [N28] wurden aufgrund der langen Versuchsdauer für die Adsorption und Desorption unterschiedliche Probekörper, der selben Charge, verwendet.

In Abb. B.3 sind die Adsorptions- und Desorptionsisotherme, in DIN EN ISO 12571 [N28] auch als Sorptions- und Desorptionskurve bezeichnet, der Betone GD-1 und GW-1 unter Angabe der freien Wassersättigung  $u_f$  dargestellt.



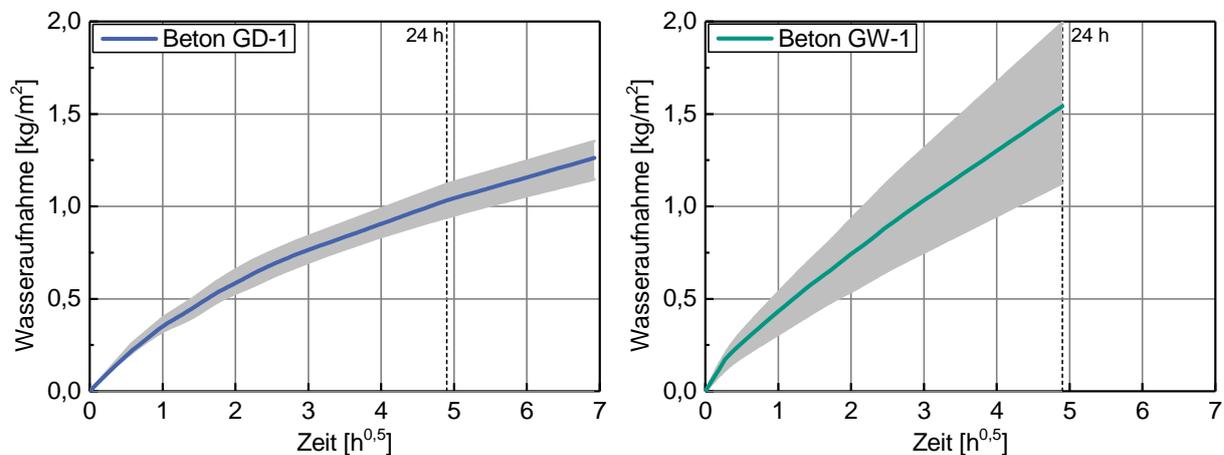
**Abb. B.3:** Adsorptions- und Desorptionsisotherme der Betonarten GD-1 und GW-1 bei  $20 \text{ °C}$

Der Verlauf zur Beschreibung der Feuchteabgabe (Desorptionskurve) liegt unabhängig von der Betonart über dem Verlauf der Sorptionskurve, welcher die Feuchteaufnahme beschreibt. Dieser Unterschied wird auch als Hystereseeffekt bezeichnet und ist bei Betonart GW-1 ausgeprägter als bei GD-1. Die Ursachen dieses Effekts sind nach Kießl [67] und Hörenbaum [57] allerdings noch nicht eindeutig geklärt, können aber u. a. auf eine nicht hinreichende Mess- bzw. Versuchsdauer, Flaschenhalbsporen oder Veränderungen im Baustoffgefüge während der Versuche zurückgeführt werden.

### B.3.2 Kapillare Wasseraufnahme

Zur Beurteilung der Wasseraufnahme infolge von Kapillarkräften bei anhaltender Be-  
regnung oder Schlagregen erfolgte die Ermittlung des Wasseraufnahmekoeffizienten  $W_w$   
[ $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0,5})$ ] ( $A_w$  [ $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{0,5})$ ]) an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 100 mm  
und einer Länge von 200 mm in Anlehnung an DIN EN ISO 15148 [N30] bei einer  
Temperatur von 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte.

Diese Norm legt ein Prüfverfahren zur Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten  
für eine kurze Zeitspanne (24 h) durch teilweises Eintauchen ohne Temperaturgradienten  
fest. Abbildung B.4 zeigt die kapillare Wasseraufnahme der Betone GD-1 (links) und  
GW-1 (rechts) über einen Zeitraum von 24 Stunden.



**Abb. B.4:** Kapillare Wasseraufnahme der Betone GD-1 (links, 6 Probekörper) und GW-1  
(rechts, 4 Probekörper) in Anlehnung an DIN EN ISO 15148 [N30], grauer  
Bereich: min., max.

Nach 24 h ist die aufgenommene Menge an Wasser von Betonart GW-1 aufgrund der  
höheren Porosität um etwa 50 % größer als die der Betonart GD-1. Außerdem weisen die  
Verläufe der Betonart GW-1 größere materialbedingte Streuungen auf (vgl. Abb. B.4).  
Insgesamt ergeben sich für die Wasseraufnahmekoeffizienten der Betonarten GD-1 und  
GW-1 Werte von  $W_{w,GD-1} = 0,211 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0,5})$  bzw.  $W_{w,GW-1} = 0,315 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0,5})$ .

### B.3.3 Wasserdampfdurchlässigkeit

Zur Beurteilung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Beton erfolgte die Bestimmung der  
Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl ( $\mu$ -Wert) in Anlehnung an DIN EN ISO 12570  
[N29]. Aufgrund der langen Versuchsdauer bei Berücksichtigung der Probekörperabmes-  
sungen hinsichtlich des im Material vorhandenen Größtkorns konnten lediglich für die

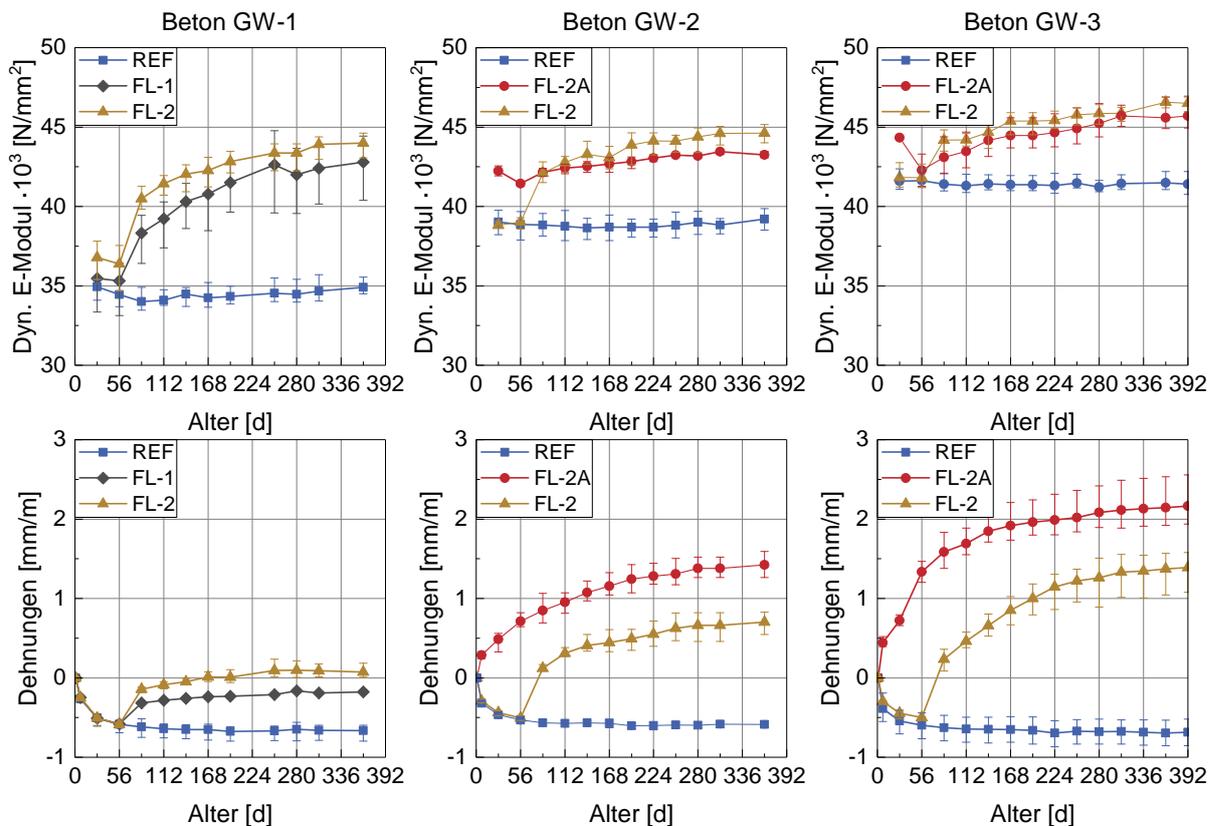
Betonart GD-1 sowohl im „nassen“ (wet-cup) als auch im „trockenen“ (dry-cup) Prüfgefäß an Bohrkernen ( $D/L = 100/50$  mm) die Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen bestimmt werden.

Zur Gewährleistung des Transports von Wasserdampf durch den Probekörper hindurch wurden oberhalb und unterhalb des Probekörpers unterschiedliche relative Luftfeuchten eingestellt. Die Beschreibung des Verhaltens bei niedriger relativer Luftfeuchte erfolgte im „trockenen“ Prüfgefäß mittels Trockenmittel (Calciumchlorid  $\text{CaCl}_2$ ) über die relative Luftfeuchte von 0 %, bei hoher relativer Luftfeuchte im „nassen“ Prüfgefäß mittels wässriger Lösung (Ammoniumdihydrogenphosphat  $\text{NH}_4\text{NHPO}_4$ ) über die relative Luftfeuchte von 93 %. Die Prüfgefäße zur Durchführung der Versuche waren im Klimaraum bei einer Temperatur von 23 °C und einer relativen Luftfeuchte von 50 % untergebracht.

Nach einer Versuchsdauer von etwa 200 d wurde im „trockenen“ Prüfgefäß eine Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl von  $\mu_{GD-1,dry} = 197$  und im „nassen“ Prüfgefäß von  $\mu_{GD-1,wet} = 168$  bestimmt. Analog zu [137] konnte somit eine Abnahme der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl mit zunehmender relativer Luftfeuchte beobachtet werden.

## B.4 Zusätzliche Begleituntersuchungen unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung

In Abbildung B.5 sind die Auswirkungen der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2 und FL-2A; vgl. Kapitel 3.2.2) auf die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls (oben) und der Dehnungen (unten) für die in Tabelle 3.2 angegebenen Betone (GW-1 bis GW-3) unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung dargestellt. Die Ermittlung der Kennwerte erfolgte diskontinuierlich an prismatischen Probekörpern ( $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$ ) über einen Zeitraum von einem Jahr.



**Abb. B.5:** Einfluss der Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2 und FL-2A) sowie der Betonzusammensetzung (GW-1 bis GW-3) unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung auf die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls (oben) und der Dehnungen (unten) unter Angabe der Maximal- und Minimalwerte, Betonprobekörper  $75 \times 75 \times 280 \text{ mm}^3$

Unabhängig von der Betonzusammensetzung führten die Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2, FL-2A) im Vergleich zur Referenzlagerung (REF) innerhalb des Betrachtungszeitraums von 56 d bis 364 d aufgrund des höheren Feuchtegehalts der Probekörper (vgl. Kapitel 3.2.2) und der für die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung günstigeren Hydratationsbedingungen zu einer Zunahme des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$  (FL-1 und FL-2). Für die Betonart GW-1 konnte ein Anstieg um annähernd  $10000 \text{ N/mm}^2$  bestimmt werden.

Unter Verwendung des Prüfzements fällt dieser Anstieg etwa nur halb so groß (GW-2 und GW-3) aus (vgl. Abb. B.5, oben). Die größten Werte des auf Basis von Ultraschalllaufzeitmessungen ermittelten dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$  wurden für Betonart GW-3 mit dem geringsten Luftporengehalt und der größten Dichte bestimmt, die geringsten Werte des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$  für GW-1 (höchster Luftporengehalt und geringste Dichte) bestimmt (vgl. Tabelle 3.4).

Unabhängig von der Betonzusammensetzung erreichen die Schwinddehnungen bereits nach 168 d ein mittleres Endschwindmaß von etwa 0,65 mm/m. Probekörper der Betonzusammensetzung GW-1 überschreiten nach Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte (7 d bis 56 d) und anschließender Feuchtlagerung nach einem Jahr einen Wert von 0,1 mm/m (hygrische Dehnungen) nicht. Die Dehnungen bei 60 °C über Wasser sind aufgrund des höheren Feuchteangebots geringfügig höher als bei der Lagerung 20 °C über Wasser (FL-1), siehe Abb. B.5 (unten, links).

Bei Probekörpern mit hohem internen AKR-Schädigungspotential (GW-2 und GW-3) ist nach kurzer Zeit ein signifikanter Anstieg der Dehnungen sowie die Überschreitung des Grenzwertes von 0,3 mm/m nach Alkali-Richtlinie [N3] im Alter von 168 d festzustellen (FL-2). Probekörper der gleichen Serien, welche verzögert ab 56 d bei 60 °C über Wasser lagerten (FL-2A) erreichten im gleichen Betrachtungszeitraum geringere Endwerte (siehe Abb. B.5; unten, Mitte und links).

Analog zu den Untersuchungen unter Verwendung von Granodiorit in Kombination mit Oberrheinkies als Gesteinskörnung (vgl. Kapitel 3.3.1) wurde für die AKR-induzierten Dehnungen der Pk-Serie Pb ein mittlerer Wert von  $\varepsilon_{AKR,Pb} = 0,52$  mm/m bestimmt. Hierzu wurde die Differenz der Dehnungen  $\varepsilon_{GW-2,FL-2} - \varepsilon_{GW-1,FL-2}$  gebildet.

Vergleicht man nun die Verläufe der zeitlichen Entwicklung des dynamischen E-Moduls mit den Verläufen der Dehnungen von Probekörpern mit hohem internen AKR-Schädigungspotential (GW-2 und GW-3), so führt die verzögerte Lagerung bei 60 °C über Wasser zu höheren Werten des dynamischen E-Moduls und gleichzeitig zu niedrigeren Dehnungswerten im Vergleich zu Probekörpern der selben Betonart, welche unmittelbar bei 60 °C über Wasser lagerten (vgl. Abb. B.5). Dies kann auf eine geringfügige Schädigung der Mikrostruktur zurückzuführen sein.

Außerdem zeigte sich bei der unmittelbaren Lagerung bei 60 °C über Wasser in Anlehnung an [N3] unter Verwendung des Prüfzements (Natriumäquivalent von 1,30 M.-%) bei GW-2 und GW-3 Folgendes: Die Abnahme des dynamischen E-Moduls von 28 d auf 56 d ist verbunden mit der größten Zunahme an Dehnungen im gesamten Verlauf der jeweiligen Betonart.

Der Zusammenhang zwischen zeitlicher Entwicklung des dynamischen E-Moduls und den resultierenden Dehnungen lässt sich nach [124, 129] wie folgt erklären. Mit der Lagerung bei 60 °C über Wasser und der damit verbundenen Wasseraufnahme (Massenzunahme der Probekörper) sowie der Festigkeitssteigerung infolge Hydratation geht

zunächst eine Zunahme der Ultraschalllaufzeit und somit des dynamischen E-Moduls einher (Phase I). Dies ist unabhängig von der Betonzusammensetzung bei der Lagerungsvariante FL-2A deutlich ausgeprägt. Im Weiteren kommt es, bedingt durch die mit der Wasseraufnahme einhergehenden Volumenzunahme und der infolge einer AKR stattfindenden Quellreaktion zu einer Rissinitiierung bzw. Rissbildung (Phase II) sowie zu einem Anstieg der Dehnungen und einem Abfall des dynamischen E-Moduls. Mit zunehmender Zeit nehmen der dynamische E-Modul und die Dehnungen vermutlich durch die Verfüllung von Rissen mit AKR-Gel und/oder entsprechenden Reaktionsprodukten, wie z. B. Ettringit langsam wieder zu (Phase III) [124, 129].

Nach den Untersuchungen zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung des dynamischen E-Moduls und der Dehnungen erfolgte die Ermittlung von (bruch-)mechanischen Materialeigenschaften. In Tabelle B.2 sind die Auswirkungen verschiedener Betonzusammensetzungen (GW-1 bis GW-3) und Lagerungsbedingungen (REF, FL-1, FL-2, FL-2A) auf die Enddehnungen, den dynamischen E-Modul sowie die (bruch-)mechanischen Materialkennwerte im Alter von 364 d angegeben.

Analog zum dynamischen E-Modul  $E_{dyn}$  führten die Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2, FL-2A) im Vergleich zur Referenzlagerung (REF) im Alter von 364 d, unabhängig von der Betonart und dem internen AKR-Schädigungspotential, zu höheren Werten des statischen E-Moduls. Die größte Zunahme konnte bei Betonart GW-1 (Zunahme um Faktor 1,5) bestimmt werden. Auch die Auswirkungen der verzögerten AKR-provozierenden Lagerung (FL-2), verbunden mit der geringfügig höheren Steifigkeit konnten bei den Werten des statischen E-Moduls  $E_{stat}$  bestimmt werden.

Bei den an prismatischen Probekörpern ermittelten Druckfestigkeiten  $f_{cm}$  konnten analog zum statischen E-Modul im Alter von 364 d höhere Werte nach AKR-provozierender Lagerung (FL-1, FL-2, FL-2A) im Vergleich zur Referenzlagerung (REF) bestimmt werden.

Ein Vergleich der im Rahmen von zentrischen Zugversuchen an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern der Betonart GW-1 bestimmten Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  zeigt eine deutliche Zunahme nach Lagerung über Wasser (Vergleich REF und FL-1). Diese ist aufgrund der höheren absoluten Luftfeuchte nach Lagerung bei 60 °C über Wasser noch ausgeprägter (Vergleich REF und FL-2) und führt zu einer Zunahme der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  um den Faktor 1,68.

Der Einfluss der Lagerung bei 60 °C über Wasser ist bei den Betonarten GW-2 und GW-3 ebenfalls zu beobachten. Unabhängig davon, ob die Probekörper unmittelbar nach dem Ausschalen bei 60 °C über Wasser (FL-2A) gelagert wurden oder ob diese Lagerung erst im Alter von 56 d (FL-2) erfolgte, konnte eine Zunahme der Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  beobachtet werden. Einen Einfluss der Lagerungsarten FL-2A und FL-2 auf die Nettozugfestigkeit  $f_{ct,n}$  im Alter von 364 d konnte nicht festgestellt werden.

**Tab. B.2:** Einfluss unterschiedlicher Betonzusammensetzungen (GW-1 bis GW-3, siehe Tabelle 3.2) und Auswirkungen verschiedener Lagerungsbedingungen (REF, FL-1, FL-2, FL-2A) auf die Enddehnungen, den dynamischen E-Modul sowie (bruch-)mechanische Materialeigenschaften im Alter von 364 d

		GW-1			GW-2			GW-3		
		REF	FL-1	FL-2	REF	FL-2A	FL-2	REF	FL-2A	FL-2
$\varepsilon$	[mm/m]	-0,67 (0,11)	-0,18 (0,02)	0,08 (0,10)	-0,60 (0,03)	1,42 (0,14)	0,70 (0,16)	-0,69 (0,16)	2,14 (0,34)	1,37 (0,27)
$E_{dyn}$	$\cdot 10^3$ [N/mm <sup>2</sup> ]	34,9 (0,6)	42,8 (2,1)	44,0 (0,8)	39,2 (0,7)	43,2 (0,2)	44,6 (0,6)	41,5 (0,6)	45,6 (1,1)	46,6 (0,3)
$E_{stat}$	$\cdot 10^3$ [N/mm <sup>2</sup> ]	24,2 (0,5)	29,1 (0,8)	39,2 (-*)	27,1 (0,1)	32,0 (0,6)	35,0 (-*)	30,1 (4,0)	32,2 (1,4)	35,8 (1,0)
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26,8 (2,6)	32,9 (1,5)	-* (-*)	27,3 (0,6)	45,8 (3,7)	-* (-*)	38,7 (1,9)	60,7 (2,2)	65,2 (4,5)
$f_{ct,n}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,2 (0,1)	3,0 (0,4)	3,7 (0,2)	2,6 (0,3)	3,5 (0,6)	3,5 (0,3)	2,7 (0,3)	3,4 (0,2)	3,3 (0,6)
$G_F$	[N/m]	178 (31,8)	142 (17,2)	195 (36,9)	183 (47,9)	182 (46,4)	181 (32,5)	221 (34,1)	178 (36,8)	164 (16,3)

Mittelwert (Standardabweichung)

-\* Kennwert wurde nicht ermittelt

REF - ab 24 h: 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte

FL-1 - ab 24 h: 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte; ab 56 d: 20 °C über Wasser

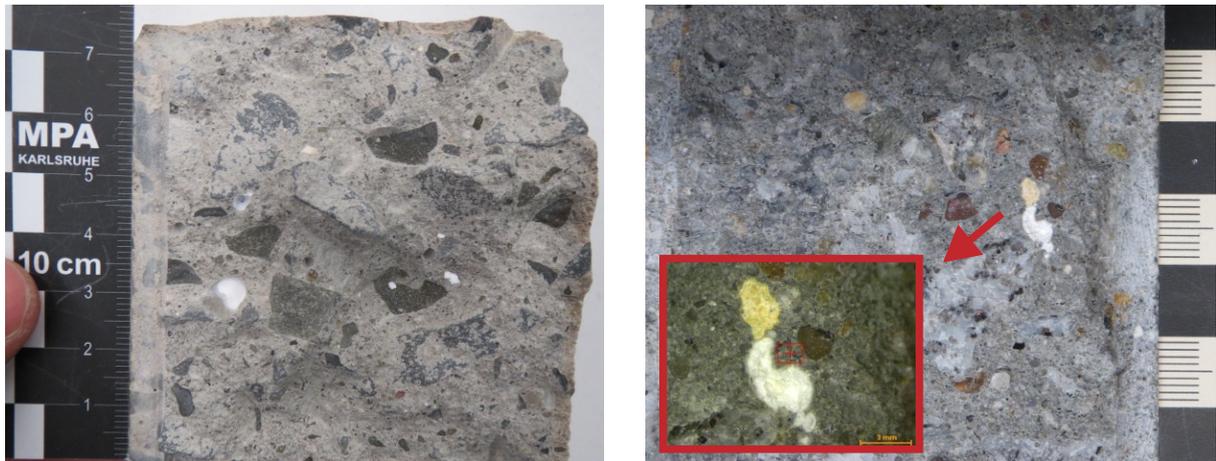
FL-2 - ab 24 h: 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte; ab 56 d: 60 °C über Wasser

FL-2A - ab 24 h: 60 °C über Wasser

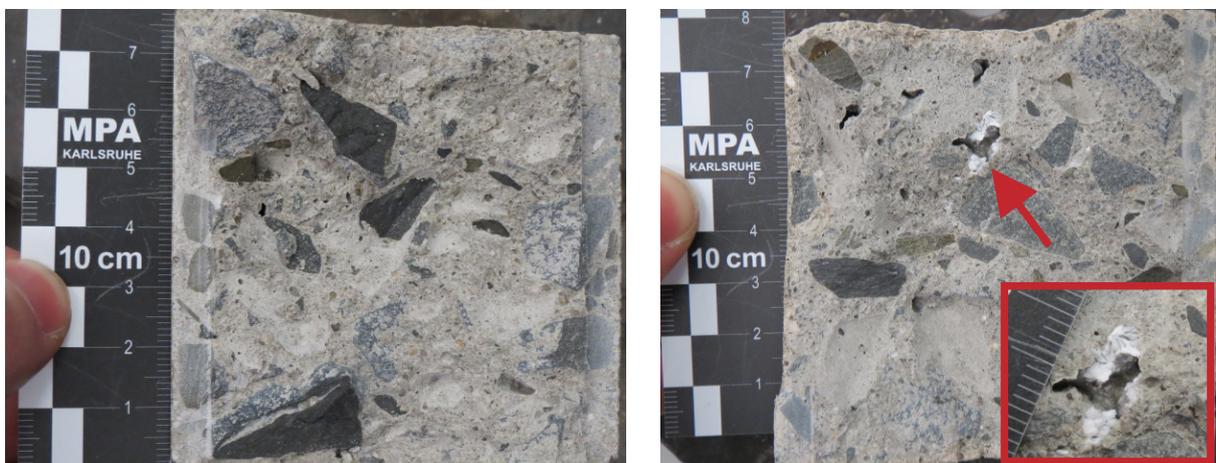
Die Auswirkungen der unterschiedlichen Betonarten und Lagerungsbedingungen auf die Nettozugfestigkeiten  $f_{ct,n}$  konnten bei den dazugehörigen Bruchenergien  $G_F$  nicht beobachtet werden. Auffällig sind in diesem Zusammenhang die extrem hohen Materialstreuungen (Standardabweichungen), welche wohl auf die geringe Nettoquerschnittsfläche  $A_{Netto}$  im Vergleich zum Größtkorndurchmesser  $D_{GK}$  zurückzuführen sind.

Neben den Untersuchungen zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen und des dynamischen E-Moduls sowie den bruchmechanischen Materialeigenschaften unter Verwendung der Sauerländer Grauwacke als Gesteinskörnung (GW-1, GW-2, GW-3) wurden nach einjähriger Referenz- und Feuchtlagerungen Dünnschliffuntersuchungen zum Nachweis von AKR-Merkmalen durchgeführt. Allerdings konnten hierbei keine eindeutigen AKR-Merkmale in Form von Rissen oder AKR-Gel nachgewiesen werden.

Stattdessen konnten sowohl bei im Labor (Betonart GW-2) hergestellten als auch aus der Betonfahrbahndecke (BAB 113) gewonnenen Probekörpern, im Porenraum des Betons weiße Substanzen bzw. Reaktionsprodukte festgestellt werden (siehe Abb. B.6), bei denen es sich möglicherweise um gebildetes AKR-Gel handelt. Bei Probekörpern der Betonart GW-1 war dies nicht der Fall (siehe Abb. B.7, links).



**Abb. B.6:** Reaktionsprodukte im Porenraum von Probekörpern der Betonart GW-2 (links) und im Porenraum von Probekörpern der Serie Pd des Autobahnabschnitts der BAB 113 (rechts)



**Abb. B.7:** Bruchflächen nach zentrischem Zugversuch an beidseitig gekerbten Probekörpern der Serie Pd: Betonart GW-1 ohne Reaktionsprodukte (links) sowie Betonart GW-2 mit Reaktionsprodukten im Porenraum (rechts)

Zur Überprüfung wurde eine Röntgenfluoreszenzanalyse ( $\mu$ -RFA M4 Tornado der Firma Bruker) zur Ermittlung der Elementenverteilung durchgeführt. Hierbei konnte nachgewiesen werden, dass es sich nicht um Rückstände des zur Aufdotierung verwendeten Kaliumsulfats handelt. Gleichzeitig konnte Sulfattreiben und die Bildung von Ettringit ausgeschlossen werden.

Parallel dazu wurde die chemisch-mineralogische Zusammensetzung mittels Röntgendiffraktometrie (XRD) D8 ADVANCE der Firma Bruker AXS bestimmt. Hierfür wurde die weiße Substanz aus den Poren analysefein aufgemahlen. Als Ergebnis zeigte sich eine kristalline Struktur, die auf eine AKR-Gelbildung hindeutet.

## B.5 Mechanische Materialeigenschaften unter Verwendung von Granodiorit als Gesteinskörnung

In Tabelle B.3 sind die (bruch-)mechanischen Materialkennwerte von Probekörpern der Betonart GD-1 angegeben.

**Tab. B.3:** (Bruch-)mechanische Materialeigenschaften von Probekörpern der Betonart GD-1 im Alter von 364 d

Materialkennwert	Lagerungsbedingungen			
	REF	FL-1	FL-2	
Druckfestigkeiten				
$f_{cm,Zb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	50,6 (1,4)	55,6 (1,9)	66,2 (2,5)
$f_{cm,Zc}$		45,2 (1,5)	46,0 (2,9)	49,4 (4,5)
dynamische und statische E-Moduln				
$E_{dyn,Zc}$	$\cdot 10^3$ [N/mm <sup>2</sup> ]	37,0 (0,2)	40,4 (0,6)	43,1 (1,7)
$E_{stat,Zc}$		28,4 (1,0)	30,7 (0,3)	35,1 (1,0)
Nettozugfestigkeiten und Bruchenergien				
$f_{ct,n,Pc}$		3,4 (0,2)	3,5 (0,3)	3,7 (0,4)
$f_{ct,n,Pd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,4 (0,3)	3,7 (0,4)	4,6 (0,2)
$f_{ct,n,Zd}$		3,3 (0,2)	3,8 (0,3)	3,9 (0,3)
$G_{F,Pc}$		188 (38,2)	137 (25,8)	151 (18,2)
$G_{F,Pd}$	[N/m]	154 (13,0)	129 (19,5)	212 (15,7)
$G_{F,Zd}$		161 (17,5)	156 (27,6)	110 (20,7)
Zugfestigkeiten, Bruchdehnungen, (Ursprungs-) E-Moduln				
$f_{ct}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,9 (0,2)	4,5 (0,2)	4,8 (0,2)
$\epsilon_{c0}$	[mm/m]	0,156 (0,02)	0,170 (0,01)	0,160 (0,01)
$E_{c0}$	$\cdot 10^3$ [N/mm <sup>2</sup> ]	39,7 (3,2)	41,2 (1,9)	41,8 (1,9)
Spaltzugfestigkeiten				
$f_{ct,sp,Za}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4,2 (0,2)	5,0 (0,2)	5,6 (0,1)

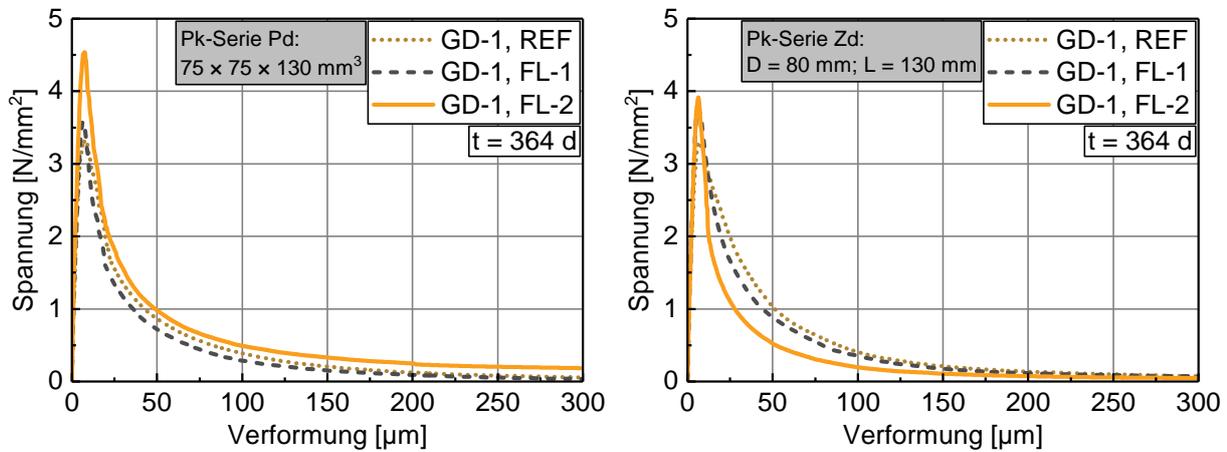
Mittelwert (Standardabweichung)

REF - 20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte

FL-1 - ab 56 d: 20 °C über Wasser

FL-2 - ab 56 d: 60 °C über Wasser

In Abbildung B.8 sind die Spannungs-Verformungsbeziehungen nach unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Betonart GD-1 im Alter von 364 d dargestellt.



**Abb. B.8:** Einfluss von Referenz- (REF) und Feuchtlagerungen (FL-1, FL-2) auf die an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern (links: Pk-Serie Pd,  $75 \times 75 \times 130 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K2} = 7 \text{ mm}$ ) und auf die an rundum gekerbten zylindrischen Bohrkernen (rechts: Pk-Serie Zd:  $D = 80 \text{ mm}$ ,  $L = 130 \text{ mm}$ ;  $t_{K3} = 7 \text{ mm}$ ) im zentrischen Zugversuch ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen, Betonart GD-1

In Tabelle B.4 sind die (bruch-)mechanischen Materialkennwerte von Probekörpern der Betonart GD-2 (hohes internes AKR-Schädigungspotential) angegeben.

**Tab. B.4:** (Bruch-)mechanische Materialeigenschaften von Probekörpern der Betonart GD-2

Materialkennwert	Lagerungsbedingungen/Prüfzeitpunkt				
	56 d	1008 d	1400 d	1428 d	
	REF		FL-1	FL-2	
Druckfestigkeiten					
$f_{cm,Zb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	44,8 (3,0)	57,2 (1,4)	66,9 (5,6)	73,7 (4,1)
$f_{cm,Zc}$		42,4 (2,8)	46,4 (2,3)	55,4 (7,8)	62,5 (1,1)
dynamische und statische E-Moduln					
$E_{dyn,Zc}$	$\cdot 10^3$ [N/mm <sup>2</sup> ]	38,4 (0,5)	39,1 (0,1)	42,7 (0,2)	41,8 (1,1)
$E_{stat,Zc}$		29,9 (0,5)	32,9 (0,9)	28,4 (1,0)	34,4 (1,0)
Nettozugfestigkeiten und Bruchenergien					
$f_{ct,n,Pc}$		3,2 (0,3)	3,4 (0,2)	2,2 (0,1)	4,3 (0,4)
$f_{ct,n,Pd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,4 (0,2)	-*	3,0 (1,0)	4,8 (0,1)
$f_{ct,n,Zd}$		3,4 (0,2)	-*	-*	-*
$G_{F,Pc}$		187 (7,6)	182 (26,8)	182 (34,4)	174 (20,4)
$G_{F,Pd}$	[N/m]	182 (30,4)	-*	151 (51,7)	158 (35,0)
$G_{F,Zd}$		196 (25,4)	-*	-*	-*
Zugfestigkeiten, Bruchdehnungen, (Ursprungs-) E-Moduln					
$f_{ct}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,6 (0,2)	3,8 (0,2)	3,5 (0,3)	5,2 (0,2)
$\epsilon_{c0}$	[mm/m]	0,146 (0,01)	0,141 (0,01)	0,140 (0,03)	0,195 (0,02)
$E_{c0}$	$\cdot 10^3$ [N/mm <sup>2</sup> ]	37,5 (1,4)	39,7 (1,0)	39,5 (2,4)	38,4 (1,4)
Spaltzugfestigkeiten					
$f_{ct,sp,Za}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4,3 (0,3)	4,8 (0,4)	5,0 (0,4)	5,8 (0,3)

Mittelwert (Standardabweichung)

-\* Kennwert wurde nicht ermittelt

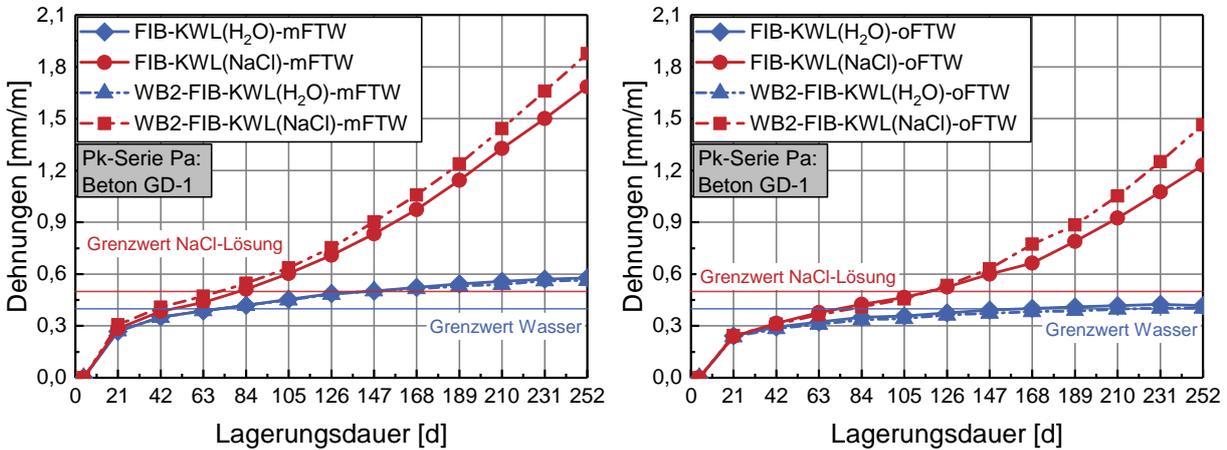
REF - 20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte

FL-1 - ab 56 d 20 °C, über Wasser

FL-2 - ab 56 d 60 °C, über Wasser

## B.6 Externe Alkalizufuhr im Rahmen der FIB-KWL

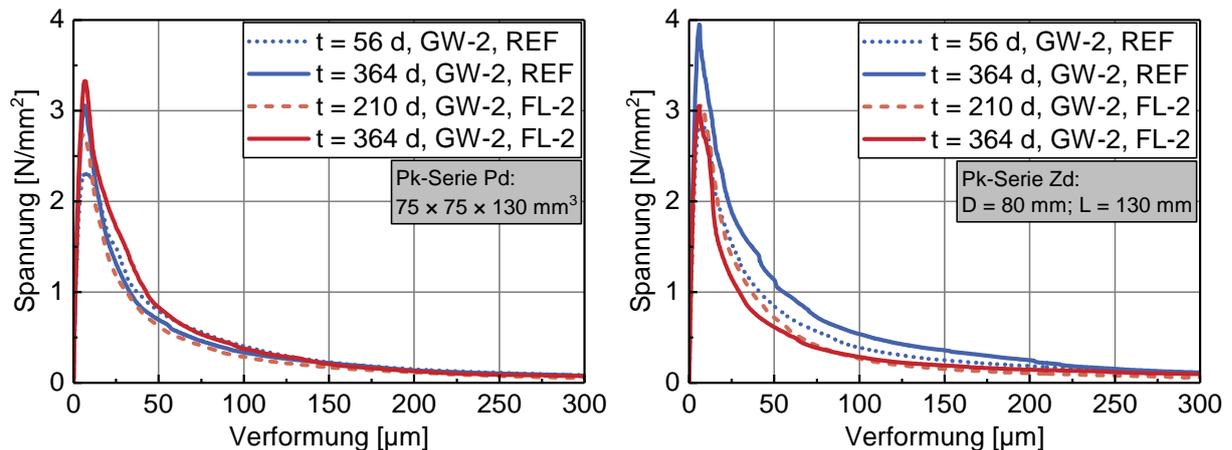
Abbildung B.9 zeigt die in [69] und [127] bestimmten Dehnungsverläufe während der FIB-KWL.



**Abb. B.9:** Dehnungsverläufe während der FIB-KWL mit (links) und ohne (rechts) Frost-Tau-Wechsel für Beton GD jeweils mit und ohne mechanisch induzierter Vorschädigung unter Verwendung von Wasser oder NaCl-Lösung als aufstehendes Prüfmittel ( $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ ) [69, 127]

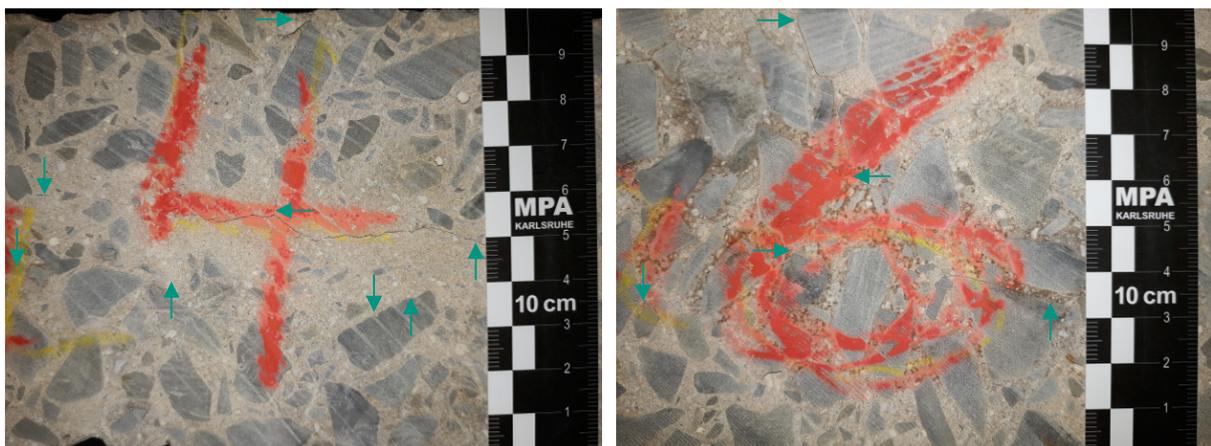
## B.7 Mechanische Materialeigenschaften unter Verwendung von Grauwacke als Gesteinskörnung

Abbildung B.10 zeigt die Spannungs-Verformungsbeziehungen nach unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Betonart GW-2 im Alter von 364 d.



**Abb. B.10:** Einfluss der AKR-provozierenden Lagerung auf die an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern (links: Pk-Serie Pd,  $75 \times 75 \times 130 \text{ mm}^3$ ;  $t_{K2} = 7 \text{ mm}$ ) und auf die an rundum gekerbten zylindrischen Bohrkernen (rechts: Pk-Serie Zd:  $D = 80 \text{ mm}$ ;  $L = 130 \text{ mm}$ ;  $t_{K3} = 7 \text{ mm}$ ) im zentrischen Zugversuch ermittelten Verläufe der  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen, Betonart GW-2

In Abbildung B.11 ist die Rissbildung an der Oberfläche von Probekörpern der Serie Pa und Pc dargestellt.



**Abb. B.11:** Oberflächenrissbildung an Betonprobekörpern der Serie Pa und Pc mit hohem internen AKR-Schädigungspotential (Betonart GW-2) im Rahmen der Lagerung bei  $60 \text{ }^\circ\text{C}$  über Wasser

**Tab. B.5:** (Bruch-)mechanische Materialeigenschaften an Probekörpern (vgl. Tabelle 3.3) der Betonart GW-2 über einen Betrachtungszeitraum von 364 d nach Referenz- (REF) und Feuchtlagerung (FL-2)

Materialkennwert	Prüfzeitpunkt/Lagerungsbedingungen			
	56 d	364 d	210 d	364 d
	REF		FL-2	
Druckfestigkeiten				
$f_{cm,Pc}$	39,7 (1,9)	46,8 (2,7)	41,5 (4,7)	56,2 (2,8)
$f_{cm,Zb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	47,8 (0,9)	53,3 (1,8)	53,9 (2,9)	50,5 (5,5)
$f_{cm,Zc}$	38,9 (1,4)	46,4 (1,5)	46,1 (1,9)	42,0 (2,8)
dynamische und statische E-Moduln				
$E_{dyn,Pc}$ · 10 <sup>3</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	40,9 (0,4)	42,1 (1,2)	43,2 (1,1)	41,4 (1,1)
$E_{stat,Pc}$	27,8 (2,4)	33,1 (2,4)	34,1 (0,8)	31,1 (2,2)
$E_{dyn,Zc}$ · 10 <sup>3</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	40,8 (0,3)	41,7 (1,4)	40,6 (0,5)	39,7 (1,0)
$E_{stat,Zc}$	32,5 (0,1)	35,3 (3,9)	32,0 (0,7)	32,7 (3,2)
Nettozugfestigkeiten und Bruchenergien				
$f_{ct,n,Pc}$	2,2 (0,1)	3,4 (0,1)	3,2 (0,4)	2,5 (0,2)
$f_{ct,n,Pd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,3 (0,2)	3,1 (0,2)	2,8 (0,2)	3,2 (0,6)
$f_{ct,n,Zd}$	3,0 (0,3)	4,0 (0,8)	3,1 (0,3)	2,9 (0,3)
$G_{F,Pc}$	176 (24,9)	179 (45,8)	175 (28,8)	155 (37,0)
$G_{F,Pd}$ [N/m]	150 (23,4)	138 (13,6)	125 (26,7)	155 (28,2)
$G_{F,Zd}$	163 (23,7)	206 (32,9)	135 (35,3)	132 (24,6)
Zugfestigkeiten, Bruchdehnungen, (Ursprungs-) E-Moduln				
$f_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,7 (0,5)	3,6 (0,1)	3,5 (0,2)	3,4 (0,1)
$\epsilon_{c0}$ [mm/m]	0,101 (0,02)	0,123 (0,01)	0,106 (0,01)	0,105 (0,01)
$E_{c0}$ · 10 <sup>3</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	37,9 (2,0)	39,2 (3,3)	41,7 (2,1)	36,7 (1,7)
Spaltzugfestigkeiten				
$f_{ct,sp,Za}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	4,0 (0,4)	4,7 (0,2)	5,1 (0,3)	4,5 (0,3)

Mittelwert (Standardabweichung)

REF - ab 56 d 20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte

FL-2 - ab 56 d 60 °C, über Wasser

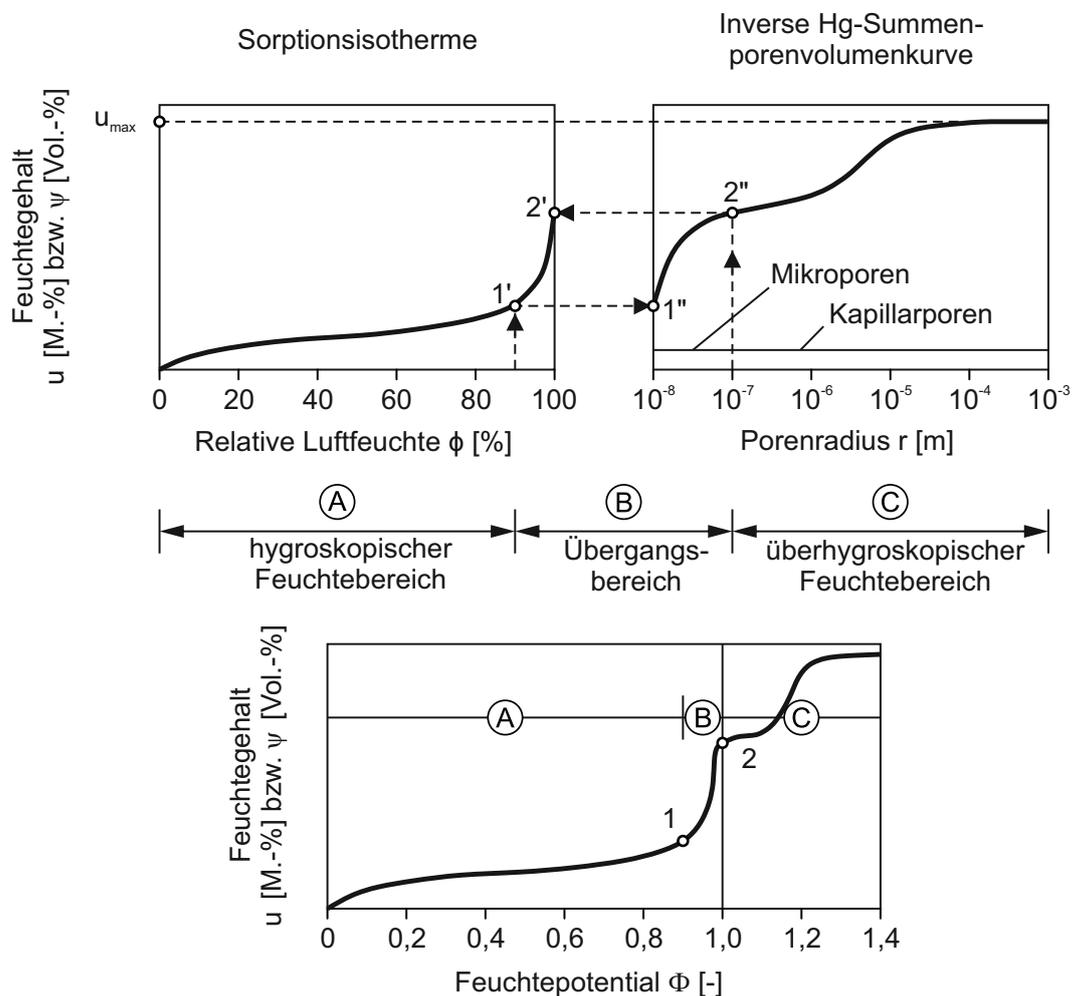
## **Anhang C**

### **Anlagen zu den theoretisch-analytischen Untersuchungen**

## C.1 Herleitung hygrischer Materialfunktionen

### C.1.1 Feuchtepotentialfunktion

Analog zur Charakterisierung thermischer Prozesse bietet es sich an, den Begriff des Potentials zur Beschreibung des hygrischen Materialverhaltens zu verwenden. Daher wurden im Rahmen dieser Arbeit die relevanten hygrischen Transportprozesse auf Basis des allgemeinen Feuchtepotentials nach Kießl [67] beschrieben. In Anlehnung an Foos [42] und Hörenbaum [57] wurden hierfür drei Bereiche (A bis C) betrachtet. Abbildung C.1 zeigt die Herleitung des allgemeinen Feuchtepotentials nach Kießl [67].



**Abb. C.1:** Definition bzw. Herleitung des allgemeinen Feuchtepotentials über die Verläufe der Sorptionsisotherme und der inversen Summenporenvolumenkurve sowie der Zusammenhang zwischen Feuchtegehalt und Feuchtepotential nach Kießl [67]

Im Bereich A (hygroskopischer Feuchtebereich) erfolgt die Definition des Feuchtepotentials über die relative Luftfeuchte  $\phi$  auf Basis der experimentell bestimmten Sorptionsisotherme.

therme (vgl. Kapitel B.3.1, Abb. B.3), welche die Feuchtespeicherfähigkeit eines porösen Baustoffs in diesem Bereich charakterisiert.

Im Bereich C, dem überhygroskopischen Bereich, wird das allgemeine Feuchtepotential über den Parameter des Porenradius  $r$  definiert, welcher auf Grundlage der experimentell, mittels Quecksilberdruckporosimetrie ermittelten, Summenporenvolumenkurve (vgl. Abbildung B.2) bestimmt wurde. Der hierfür notwendige Verlauf der inversen Summenporenvolumenkurve muss zunächst unter Umrechnung des eingedrungenen Quecksilbervolumens in einen entsprechenden Feuchtegehalt  $u$  nach Gleichung C.1 ermittelt werden [57]:

$$u(r_i) = u_{max} \cdot \frac{V_{\Sigma,Hg,max} - V_{\Sigma,Hg}(r_i)}{V_{\Sigma,Hg,max}} \quad (C.1)$$

mit dem Gesamtfeuchtegehalt  $u(r_i)$  [M.-%] im Material in Abhängigkeit vom Radius  $r_i$ , dem größten Radius der Poren  $r_i$  [m], deren Volumen vollständig mit Wasser gefüllt ist, dem maximalen Feuchtegehalt  $u_{max}$  [M.-%], dem Gesamtvolumen des eingedrungenen Quecksilbers bei Erreichen des maximalen Einpressdrucks  $V_{\Sigma,Hg,max}$  [ml] und dem Gesamtvolumen des eingedrungenen Quecksilbers  $V_{\Sigma,Hg}(r_i)$  [ml] in Abhängigkeit vom Radius  $r_i$ .

Im Anschluss daran erfolgt die Umrechnung vom Radius  $r$  [m] im überhygroskopischen Bereich in das allgemeine Feuchtepotential  $\Phi$  nach Kießl [67] mit Gleichung C.2.

$$\Phi = 1,7 + 0,1 \cdot \log(r) \quad (C.2)$$

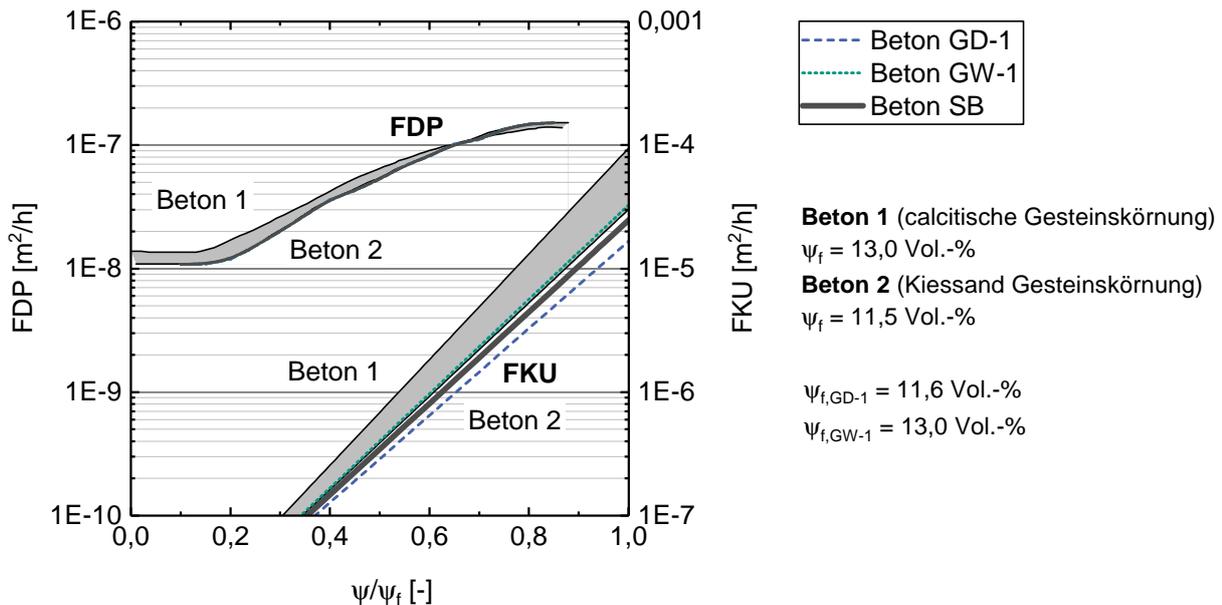
Für die Beschreibung des Feuchtetransports im Bereich B, dem Übergangsbereich, wird sowohl der Verlauf der Sorptionsisotherme (vgl. Abb. B.3) als auch die Summenporenvolumenkurve (vgl. Abb. B.2) herangezogen. Hierfür ist es erforderlich die angepassten Kurvenverläufe entsprechend zu verknüpfen. Das Endergebnis, die Feuchtespeicherfunktion bzw. Feuchtepotentialfunktion ist in Abbildung 4.1 für die Betone GD-1 und GW-1 sowie für Beton SB (mittlerer Verlauf aus Beton GD-1 und GW-1) dargestellt.

### C.1.2 Feuchteleitfähigkeit

Zur Charakterisierung des Feuchtetransports im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde die Feuchteleitfähigkeit  $\lambda_F(\Phi)$  nach Kießl [67] (siehe Gleichung C.3), welche sich aus der Summe der beiden Anteile des kapillaren Flüssigkeitstransports ( $FKU$ ) und dem hygrischen Diffusionskoeffizienten ( $FDP$ ) zusammensetzt, herangezogen.

$$\lambda_F(\Phi) = FKU + FDP \quad (C.3)$$

In Abbildung C.2 ist die hygrische Leitfähigkeit nach Kießl [67] für zwei Betone unterschiedlicher Gesteinskörnungen (Beton 1 und Beton 2) in Abhängigkeit des Sättigungsfeuchtegehalts  $\psi_f$  [Vol.-%] dargestellt.



**Abb. C.2:** Hygrische Leitfähigkeiten nach Kießl [67] (Beton 1 und Beton 2) sowie für die Betonarten GD-1, GW-1 und Beton SB unter Angabe der Sättigungsfeuchte  $\psi_f$  [Vol.-%]

Hierbei ist zu erkennen, dass die hygrische Feuchteleitfähigkeit  $\lambda_F$  maßgeblich vom Anteil des kapillaren Flüssigkeitstransports ( $FKU$ ) beeinflusst wird. Daher wurde für die Betone GD-1 und GW-1 auf Basis von Gleichung C.4 nach Kießl [67] unter Berücksichtigung der in Kapitel B.2.1, in Tabelle B.1 angegebenen Sättigungsfeuchte, jeweils der Faktor  $c$  ermittelt:

$$FKU = 5 \cdot 10^{-9} \cdot e^{c \cdot \psi / \psi_f} \quad (C.4)$$

worin  $FKU$  [m<sup>2</sup>/h] die hygrische Leitfähigkeit für den kapillaren Flüssigkeitstransport,  $\psi / \psi_f$  [-] das Verhältnis aus aktuellem Feuchtegehalt  $\psi$  zur Sättigungsfeuchte  $\psi_f$  und  $c$  [-] der Faktor in Abhängigkeit der Sättigungsfeuchte sind.

In Tabelle C.1 sind die Sättigungsfeuchten  $\psi_f$  zur Berechnung von  $FKU$  nach Gleichung C.4, die notwendigen Faktoren  $c$  sowie die Feuchteleitfähigkeiten  $\lambda_F$  für das Feuchtepotential von  $\Phi = 1,15$  für die Betone GD-1 und GW-1 sowie Beton SB angegeben.

**Tab. C.1:** Kennwerte zur Berechnung von  $FKU$  nach Gleichung C.4 für die Betone GD-1, GW-1 sowie Beton SB

Kennwerte		Beton GD-1	Beton GW-1	Beton SB
Sättigungsfeuchtegehalt $\psi_f$	[Vol.-%]	11,6	13,0	12,3
Faktor $c$	[-]	8,114	8,789	8,451
Feuchteleitfähigkeit $\lambda_F(\Phi)$	[mm <sup>2</sup> /d]	401	787	594

### C.1.3 Hygrische Dehnfunktion

Zur Beschreibung der aus den Änderungen des Feuchtepotentials resultierenden Schwind- und Quellverformungen im Rahmen numerischer Berechnungen ist die Herleitung der hygrischen Dehnfunktion notwendig. Hierfür wurden folgende Schritte am Beispiel von Beton GW-1 durchgeführt:

- Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Dehnungen infolge von Schwinden bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte (experimentell)
- Herleitung der hygrischen Dehnfunktion im Bereich des Schwindens auf Grundlage der Gleichungen nach *fib* Model Code 2010 [78]
- Implementieren der Materialgesetze in das FE-Programm DIANA
- Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Numerik

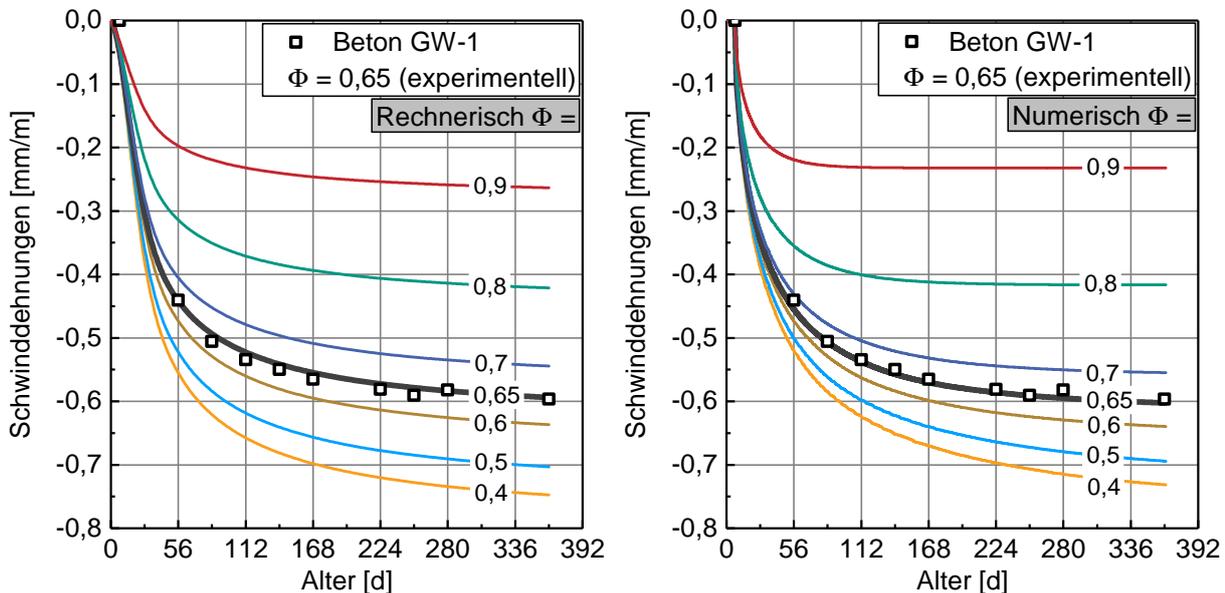
Für die zeitliche Entwicklung der Dehnungen wurde der in Abbildung 3.4 dargestellte Verlauf der Pk-Serie Pd herangezogen. Zur Herleitung der Materialgesetze im Bereich des Schwindens konnten Gleichung 4.14 für das Grundschrwinden und Gleichung 4.17 für das Trocknungsschrwinden aus dem *fib* Model Code 2010 [78] verwendet werden.

Sowohl das Grund- als auch das Trocknungsschrwinden hängt von der Druckfestigkeit des Betons  $f_{cm}$  (vgl. Tab. 4.5), der Festigkeitsklasse des Zements ( $\alpha_{bs}$ ) und vom Betonalter  $t$  ab. Zusätzlich dazu wird das Trocknungsschrwinden von der Trocknungsdauer  $t_s$  und der wirksamen Bauteildicke  $h$  beeinflusst.

Aufgrund der Versuchsdauer von einem Jahr bei konstanter Temperatur und rel. Luftfeuchtigkeit erfolgte die Berücksichtigung des Kriechens über den sogenannten effektiven E-Modul  $E_{c,eff}$  nach Gleichung 4.22 unter Verwendung der Kriechzahl nach *fib* Model Code 2010 [78], vgl. Gleichung 4.23.

In Abbildung C.3 (links) sind die im Rahmen experimenteller Untersuchungen an Probekörpern der Serie Pd ermittelten (Feuchtepotential von  $\Phi = 0,65$ ) sowie die unter Verwendung der Gleichungen nach *fib* Model Code 2010 [78] rechnerisch bestimmten Schrwinddehnungen für unterschiedliche Feuchtepotentiale dargestellt. Im Vergleich

dazu sind die im Rahmen numerischer Berechnungen erzielten Schwinddehnungen in Abbildung C.3 (rechts) angegeben.



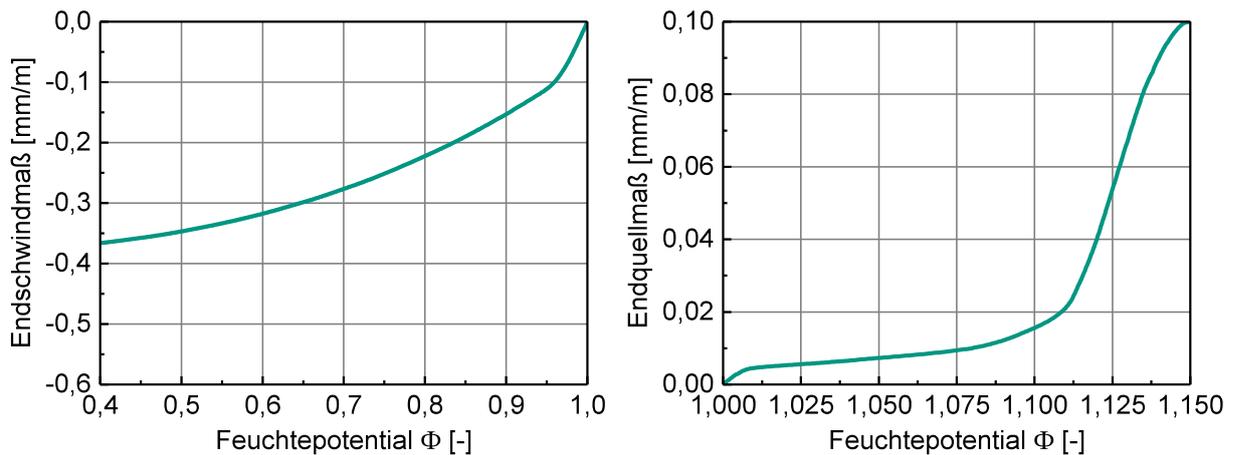
**Abb. C.3:** Zeitliche Entwicklung der auf Basis experimenteller Untersuchungen für Beton GW-1 (links und rechts;  $\Phi = 0,65$ ), der rechnerisch nach *fib* Model Code 2010 [78] für den Bereich des Schwindens bestimmten (links) sowie der numerisch berechneten Schwinddehnungen unterschiedlicher Feuchtpotentiale (rechts)

Der Vergleich der Schwinddehnungen aus Versuch und Theorie (vgl. Abb. C.3, links) sowie aus Versuch und Numerik (vgl. Abb. C.3, rechts) zeigt eine gute Übereinstimmung der erzielten Ergebnisse, sodass die abgeleiteten Materialgesetze für weitere Untersuchungen, z. B. am Modell der Betonfahrbahn unter Berücksichtigung der zuvor genannten Parametern (z. B. Änderung der wirksamen Bauteildicke  $h$ ), verwendet werden können.

Die Überprüfung der unter Verwendung von Ergebnissen an kleinformatischen Probekörpern abgeleiteten hygrischen Materialfunktionen erfolgte durch den in Kapitel D.1 beschriebenen Versuch an großformatigen Probekörpern in Zusammenarbeit mit der BAM. Hierbei konnte zunächst das implementierte Materialverhalten für das Schwinden überprüft werden. Im Anschluss daran konnte unter Berücksichtigung des an kleinformatischen Probekörpern gemessenen Endquellmaßes und der Verlaufsform von Foos [42] die hygrische Dehnfunktion für das Quellen hergeleitet werden.

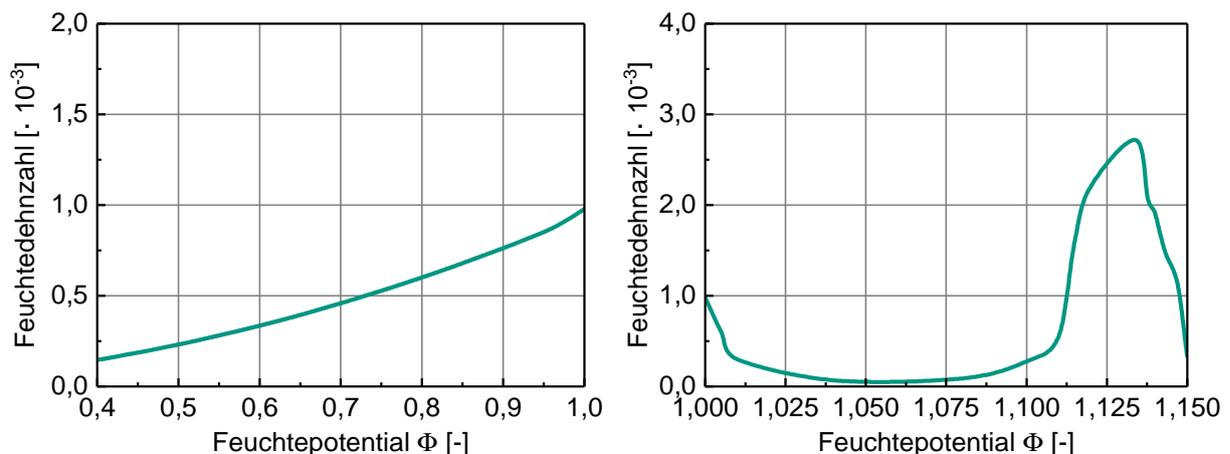
## C.2 Hygrische Materialfunktionen der Betonart GW-1

In Abbildung C.4 ist die hygrische Dehnfunktion für das Schwinden im Bereich des Feuchtepentials von  $\Phi = 0,4$  und  $\Phi = 1,0$  dargestellt. Diese wurde unter Berücksichtigung der Ergebnisse eigener experimenteller Untersuchungen auf Basis des *fib* Model Code 2010 [78] für die mittlere Druckfestigkeit  $f_{cm,28} = 38,7 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Tabelle 4.5) und der Festigkeitsklasse des Zements 32,5 R/42,5 N für die Betonfahrbahndecke hergeleitet.



**Abb. C.4:** Abgeleitete hygrische Dehnfunktion für Betonart GW-1 in Anlehnung an *fib* Model Code 2010 [78] für den Bereich des Schwindens (links) und in Anlehnung an [42, 57] für den Bereich des Quellens (rechts)

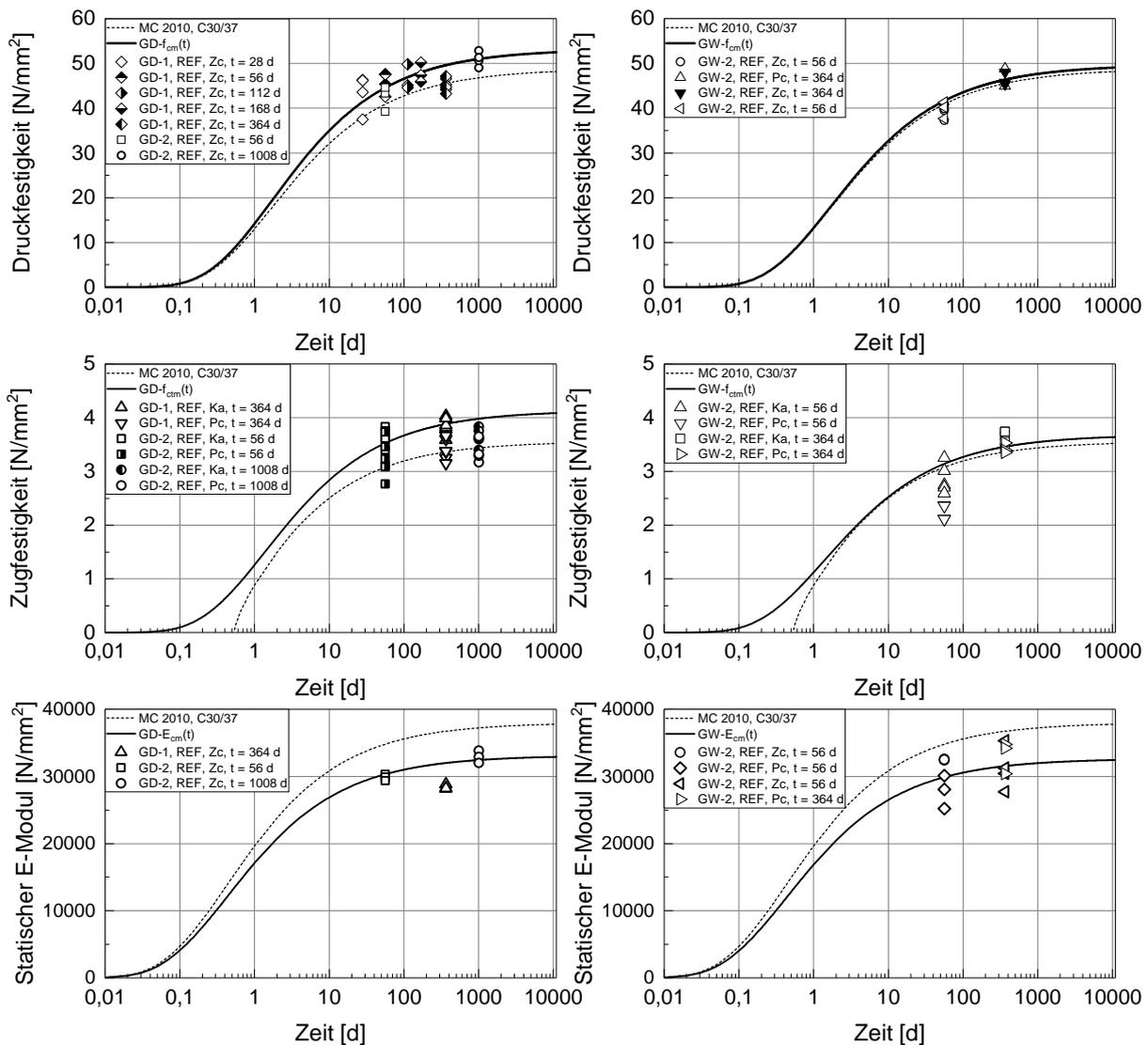
Die in Abbildung C.5 im Schwind- (links) und Quellbereich (rechts) dargestellten Verläufe der Feuchtedehnzahl wurden aus der Steigung der in Abbildung C.4 angegebenen hygrischen Dehnfunktionen bestimmt.



**Abb. C.5:** Feuchtedehnzahl der Betonart GW-1 im Schwind- (links) und Quellbereich (rechts)

### C.3 Zeitliche Entwicklung mechanischer Materialeigenschaften der Betone GD und GW

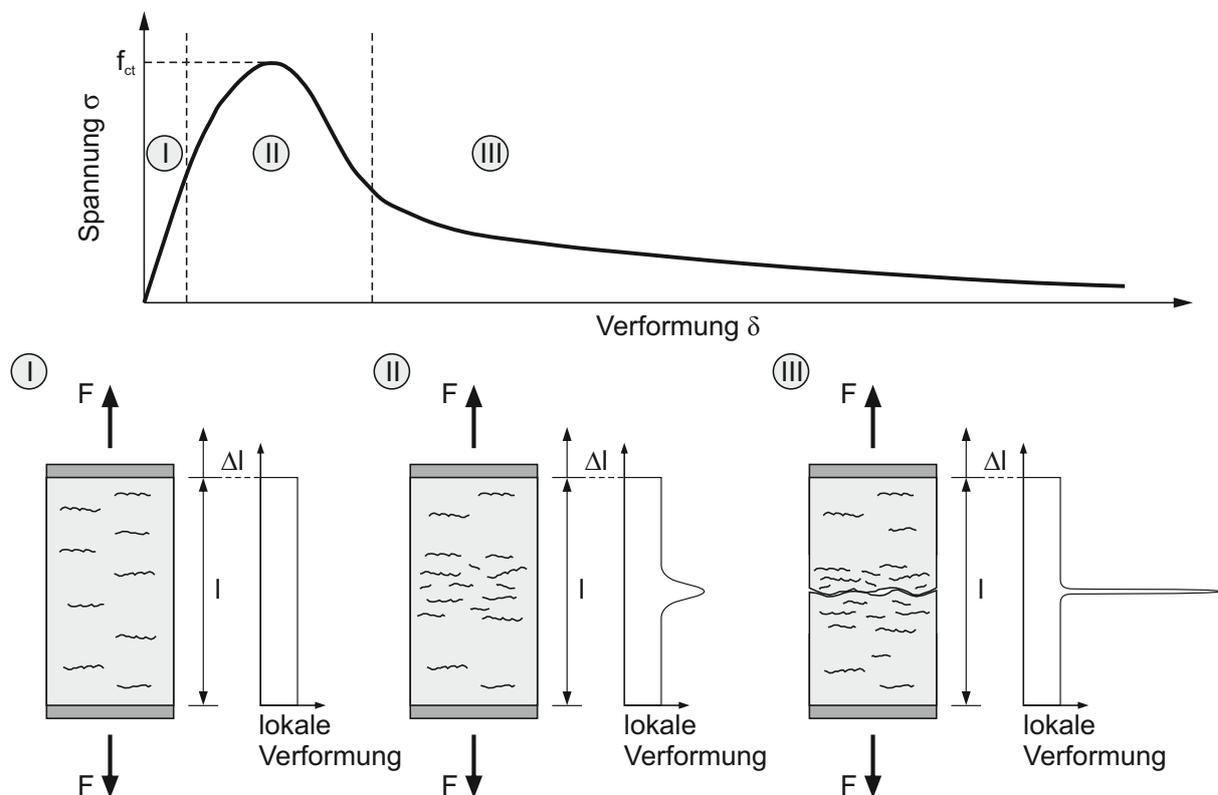
In der nachfolgenden Abbildung sind die zeitlichen Entwicklungen der Druck- (oben) und Zugfestigkeit (Mitte) sowie des statischen E-Moduls (unten) für die Betone GD (links) und GW (rechts) dargestellt. Die angegebenen Verläufe wurden auf Basis der Gleichungen 4.7 bis 4.9 in Anlehnung an den *fib* Model Code 2010 [78] unter Berücksichtigung der Ergebnisse experimenteller Untersuchungen erstellt.



**Abb. C.6:** Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit (oben), der Zugfestigkeit (Mitte) und des statischen E-Moduls (unten) der Betone GD und GW sowie eines Betons der Festigkeitsklasse C30/37 nach *fib* Model Code 2010 [78] für einen Betrachtungszeitraum von 30 Jahren

## C.4 Betonverhalten unter Zugbeanspruchung

Beton weist in der Zementsteinmatrix und in der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung Mikrorisse ohne ausgeprägte Orientierung auf. Gründe hierfür können chemische und hygri-sche Deformationen im Zementstein infolge der Hydratation oder unterschiedliche Temperaturex-tensionskoeffizienten vom Zementstein und der Gesteinskörnung sein [65, 79]. Bei zentrischen Zugversuchen kann das in Abbildung C.7 dargestellte Spannungs-Verformungsverhalten beobachtet werden.



**Abb. C.7:** Darstellung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Beton (oben) sowie der Rissentwicklung im Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung (unten) in Anlehnung an [65, 79]

Am Anfang der Belastung weist der Beton ein linear-elastisches Materialverhalten auf (Bereich I). Unter Laststeigerung weicht der Verlauf der Spannungs-Verformungsbeziehung vom linearen Verlauf infolge dem Wachsen bestehender und der Bildung neuer Risse geringfügig ab (Bereich II). Vor dem Erreichen der maximalen Kraft findet die Rissentwicklung vornehmlich in einem bestimmten Bereich statt. Das an dieser Stelle gebildete Rissband wird oftmals auch als Prozesszone bezeichnet. Wird die Zugfestigkeit des Betons erreicht, entsteht aus dem Rissband ein größerer Riss und die  $\sigma$ - $\delta$ -Kurve fällt steil ab.

Der Zusammenschluss weiterer Risse führt zu einer Abflachung der  $\sigma$ - $\delta$ -Kurve (Bereich III) und schließlich dazu, dass eine Kraftübertragung lediglich über die Rissüberbrückung und Rissuferverzahnung möglich ist. Das Zusammenschließen vieler Mesorisse zu einem Makroriss führt zum vollständigen Durchdringen des Probekörpers und schließlich zum Versagen.

### C.4.1 Konzepte zur Beschreibung der Rissentwicklung im Werkstoff Beton

Zur Beschreibung des Bruchverhaltens von Beton sind die Ansätze bzw. Konzepte der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM), wie die Beschreibung des Rissfortschritts in einer unendlich großen Scheibe, das Spannungsintensitätskriterium oder das R-Kurvenkonzept nicht ausreichend [79]. Ursache hierfür ist u. a. die Heterogenität des Werkstoffs Beton, die im Bereich der Bruchzone zu einem nichtlinearen Materialverhalten führt. Außerdem können die Konzepte der LEBM bei Betonbauteilen üblicher Größe nicht angewendet werden, was durch zahlreiche Untersuchungen belegt wurde [79].

Um das Bruchverhalten des Werkstoffs Beton für Bauteile üblicher Größe beschreiben zu können, werden Konzepte der nichtlinear-elastischen Bruchmechanik (NLBM) verwendet. Für den Werkstoff Beton hat sich hierbei das Kohäsionsriss-Modell bewährt [79]. Wie in Abbildung C.8 dargestellt ist, verhält sich das ungeschädigte Material linear-elastisch und folgt einer isotropen Spannungs-Dehnungsbeziehung mit konstantem E-Modul  $E_c$  und Querdehnzahl  $\nu$ . Bei einer Laststeigerung kommt es dort zu einer Rissbildung, wo die maximale Hauptspannung  $\sigma_1$  die Zugfestigkeit des Betons  $f_{ct}$  erreicht. Der entstandene Riss verläuft hierbei senkrecht (normal) zur Richtung der maximalen Hauptspannung. Bei fortschreitender Rissöffnung nimmt die über den Riss übertragbare Spannung ab ( $f(w)$  für  $w \geq 0$ ), vgl. Abb. C.8. Daher wird die Spannungs-Rissöffnungskurve ( $\sigma = f(w)$ ) auch als Entfestigungskurve bzw. Entfestigungsbeziehung bezeichnet.

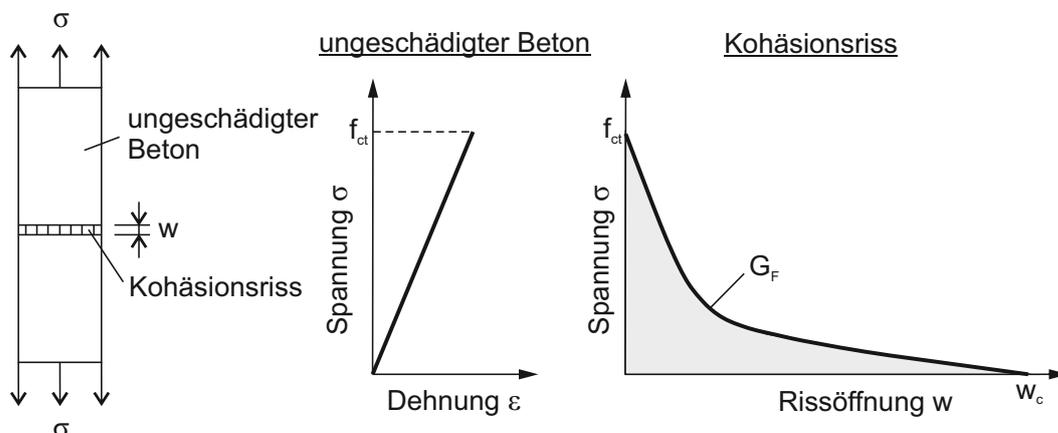


Abb. C.8: Darstellung des Kohäsionsrissmodells [68, 79]

Der Entfestigungsbeziehung liegen folgende charakteristische Merkmale zugrunde, vgl. Abb. C.8:

- In der Rissöffnungsbeziehung entspricht die Spannung  $\sigma$ , bei einer Rissöffnung von  $w = 0$  (Ursprungsrissöffnung) der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  des Materials.
- Die gesamte Fläche unter der Rissöffnungsbeziehung von  $w = 0$  bis  $w = w_c$  entspricht der Bruchenergie  $G_F$ , welche diejenige Energiemenge angibt, die zur vollständigen Durchtrennung des Materials erforderlich ist.
- Beim Erreichen der kritischen Rissöffnung  $w_c$  kann über den vorhandenen Riss keine Zugspannung mehr übertragen werden.

Auf Basis des Kohäsionsrissmodells wurden Konzepte entwickelt, um mit Hilfe numerischer Methoden wirklichkeitsnahe Analysen zum Verformungs- und Rissverhalten von Beton auf makroskopischer Ebene durchführen zu können.

## **C.4.2 Numerische Methoden zur Simulation der Rissentwicklung im Werkstoff Beton**

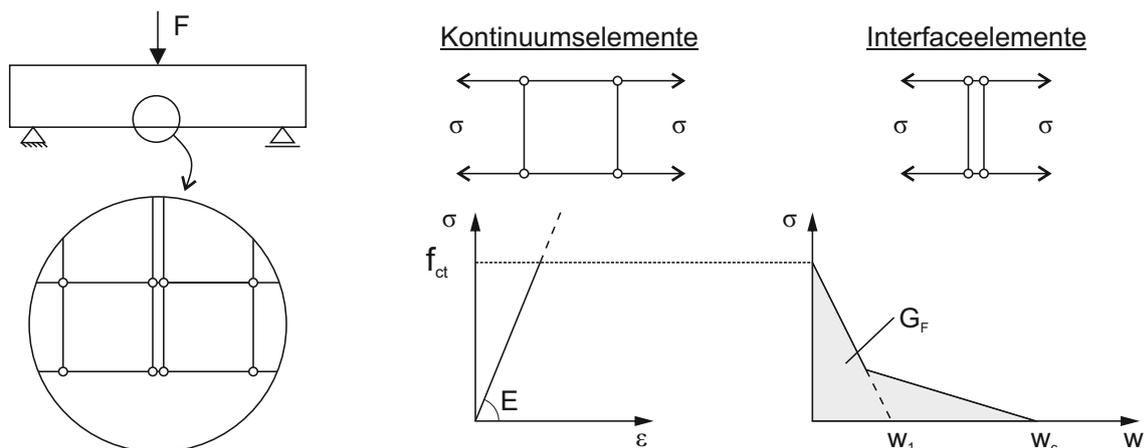
Die Rissentwicklung auf Makroebene kann hierbei durch das Konzept des diskreten Risses (*Fictitious Crack Model* nach Hillerborg) oder mit Hilfe des Konzeptes des verschmierten Risses (*Crack Band Model* von Bažant und Oh) beschrieben werden.

### **C.4.2.1 Fictitious Crack Model**

Beim sogenannten *Fictitious Crack Model* handelt es sich um das erste nichtlinear-elastische, bruchmechanische Modell für den Werkstoff Beton. Hierbei liegt dem ungeschädigten Material das Hooke'sche Gesetz (linear-elastisches Materialverhalten) zugrunde, welches über Kontinuumsselemente diskretisiert wird, vgl. Abb. C.9.

Kommt es infolge der vorliegenden Beanspruchung zur Rissbildung, entsteht im Falle von 2D-Analysen ein diskreter Linienriss und im Falle von 3D-Analysen ein diskreter Flächenriss. Das Nachbruchverhalten im Bereich der Risszone wird über eine Spannungs-Rissöffnungsbeziehung (vgl. Kapitel C.4.1) unter Verwendung von Interfaceelementen charakterisiert. Deren Steifigkeit wird über eine nichtlineare Funktion der Rissöffnung definiert, zu deren Lösung wiederum nichtlineare Lösungsalgorithmen benötigt werden [79].

Ein Nachteil der diskreten Rissmodellierung bzw. des *Fictitious Crack Models* im Rahmen der FE-Modellierung ist, dass der Risspfad vorab definiert sein muss. Daher kommt es ausschließlich an den Stellen mit Interfaceelementen zur Rissbildung. Dieses Problem kann durch die Anordnung von Interfaceelementen entlang aller möglichen Rissrouten



**Abb. C.9:** Implementierung des *Fictitious Crack Models* in ein Finite-Elemente-Programm mit Hilfe von Kontinuums- und Interfacelementen [79]

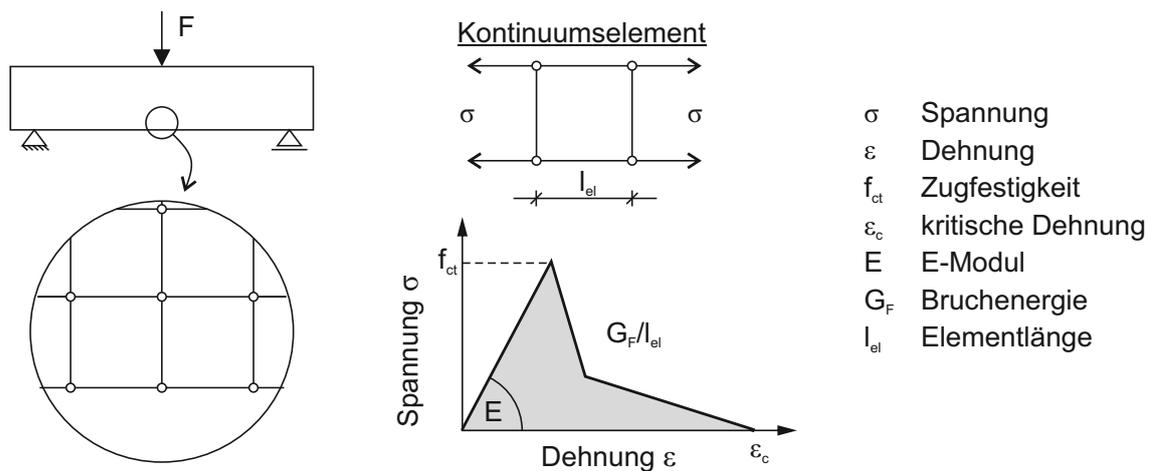
oder durch die Verwendung der automatisierten Netzaktualisierung im Bereich der sich entwickelnden Risse gelöst werden [79].

#### C.4.2.2 Crack Band Model

Der in der Praxis am häufigsten verwendete Ansatz zur Beschreibung der Rissentwicklung im Werkstoff Beton ist das Konzept des verschmierten Risses. Dieses hat im Vergleich zum Konzept des diskreten Risses den Vorteil, dass der Verlauf des Risspfades vorab nicht bekannt sein muss. Anfängliche Schwierigkeiten, welche zu einer Abhängigkeit der Ergebnisse von der Netzfeinheit führten, konnten von Bažant und Oh [15] durch die Ergänzung des Modells um ein mathematisches Verfahren behoben werden. Dieses Verfahren (*Crack Band Model*) begrenzt die Lokalisierung des Versagens durch die Wahl des Verhältnisses zwischen Elementgröße und bruchmechanischem Grundmodell. Das Verhältnis soll so gewählt werden, dass die komplette, im gerissenen Element verbrauchte Energie, der Bruchenergie  $G_F$  dem zu modellierenden Werkstoff entspricht. Hierfür ist es notwendig den abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung entsprechend anzupassen, vgl. Abb. C.10.

Zur Charakterisierung des Entfestigungsverhaltens von Beton wird in der Regel eine bilineare Entfestigungskurve verwendet, bei der die Ermittlung des Knickpunktes mit Hilfe experimenteller Untersuchungen erfolgen kann. Alternativ dazu kann ein multilinearere Verlauf gewählt werden. Die maximale Dehnung, ab der der Werkstoff keine Spannungen mehr aufnehmen kann, wird als kritische Dehnung  $\epsilon_c$  bezeichnet.

Ein wesentlicher Nachteil des *Crack Band Model* liegt darin, dass die Bruchprozesszone ausschließlich durch ein einziges Band einer Elementbreite abgebildet wird, wodurch eine genauere Untersuchung der Auswirkungen einer Variation der Breite der Prozesszone



**Abb. C.10:** Implementierung des *Crack Band Model* in ein Finite-Elemente-Programm zur Beschreibung des Tragverhaltens unter Zugbeanspruchung [68]

nicht möglich ist. Aus diesem Grund kann der Spannungszustand über die Breite der Prozesszone nicht zufriedenstellend analysiert werden.

Sowohl beim *Fictitious Crack Model* als auch beim *Crack Band Model* handelt es sich um nichtlineare bruchmechanische Modelle mit dem das Materialverhalten nach Erreichen der Zugfestigkeit und dadurch das zur Schadensanalyse notwendige Entfestigungsverhalten des Werkstoffs Beton untersucht werden kann. Nach Mechtcherine [79] empfiehlt sich allerdings, gerade bei komplexeren Beanspruchungen, wie z. B. thermischer Beanspruchung, die Verwendung des *Crack Band Model*. Des Weiteren ist die Kenntnis des Risspfades nicht erforderlich, sind keine umständlichen oder komplizierten Netzanpassungen notwendig und bei Bedarf kann die Heterogenität des Werkstoffs Beton durch die Variation von Elementeigenschaften berücksichtigt werden.

## C.5 Bruchmechanische Modelle für Beton in DIANA

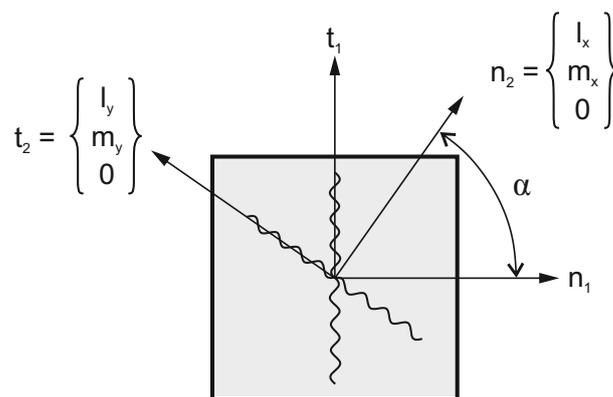
Die in Kapitel C.4.2 beschriebenen bruchmechanischen Modelle, sowohl das *Fictitious Crack Model* als auch das *Crack Band Model*, stehen im Finite-Elemente-Programm DIANA (DISplacement ANALyser) zur Untersuchung des Materialverhaltens nach Erreichen der Zugfestigkeit, also zur eingehenden Schadensanalyse, zur Verfügung.

Zur Durchführung der numerischen Berechnungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das *Crack Band Model* nach Bažant und Oh [15], welches in DIANA als *Smearred Cracking Model* [31] bezeichnet wird, verwendet. Hierbei stehen dem Nutzer das sogenannte *Multi Directional Fixed Crack Model* oder das *Total Strain Based Crack Model* zur Verfügung.

Die Gesamtdehnungen  $\varepsilon$  im *Multi Directional Fixed Crack Model* unterteilen sich nach Gleichung C.5 in einen elastischen Anteil  $\varepsilon_{el}$  und einen Rissanteil  $\varepsilon_{cr}$ .

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr} \quad (\text{C.5})$$

Durch diese Aufteilung der Dehnungen wird prinzipiell die Möglichkeit der Kombination von Bruchmodellen, wie z. B. dem plastischen Verhalten von Beton, gegeben. Des Weiteren ist bei einer zusätzlichen Unterteilung der Rissdehnung  $\varepsilon_{cr}$ , die Rissanzahl pro Element, nicht mehr auf einen Riss begrenzt. Dadurch besteht die Möglichkeit mehrere Risse gleichzeitig (auch gegenläufig) darzustellen, vgl. Abb. C.11.



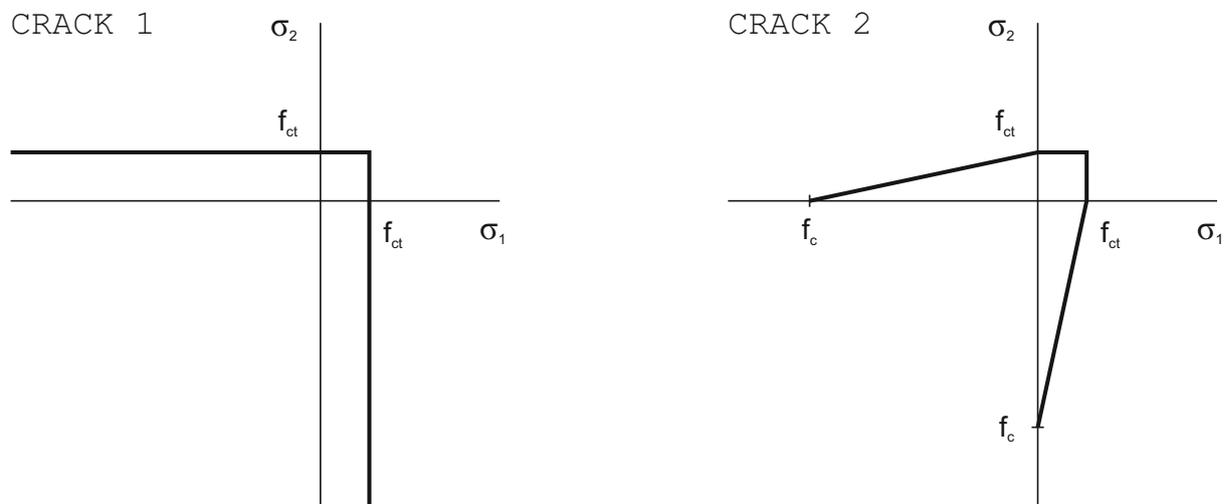
**Abb. C.11:** *Multi Directional Fixed Crack Model* mit unterschiedlich orientierten Rissen [31]

Erreicht die Hauptzugspannung infolge der Beanspruchung die Zugfestigkeit des Betons  $f_{ct}$ , entsteht senkrecht zur Hauptspannungsrichtung der erste Riss, dessen Ausrichtung bzw. Orientierung selbst bei einer Änderung der Hauptzugspannungsrichtung, gleich bleibt [79]. Zur Entstehung neuer Risse muss nach [31] zum einen die Hauptzugspannung

größer als die maximale Zugfestigkeit und zum anderen der Winkel zwischen dem vorhandenen Riss und der Hauptzugbeanspruchung größer als ein Grenzwert sein. Dadurch besteht prinzipiell die Möglichkeit, dass Zugspannungen auftreten, welche die Zugfestigkeit des Materials um ein Vielfaches überschreiten, solange der Winkel zwischen dem ersten Riss und der Hauptzugspannung unterhalb des Grenzwertes liegt. Dieser Effekt wird auch als „stress locking“-Effekt bezeichnet [79].

### C.5.1 Materialverhalten unter mehrachsialer Beanspruchung

Das Materialverhalten unter mehrachsigem Spannungszustand kann über die *Tension Cut-off-Beziehung* abgebildet werden. Hierfür stehen in DIANA [31] die in Abb. C.12 dargestellten zwei Möglichkeiten zur Verfügung.

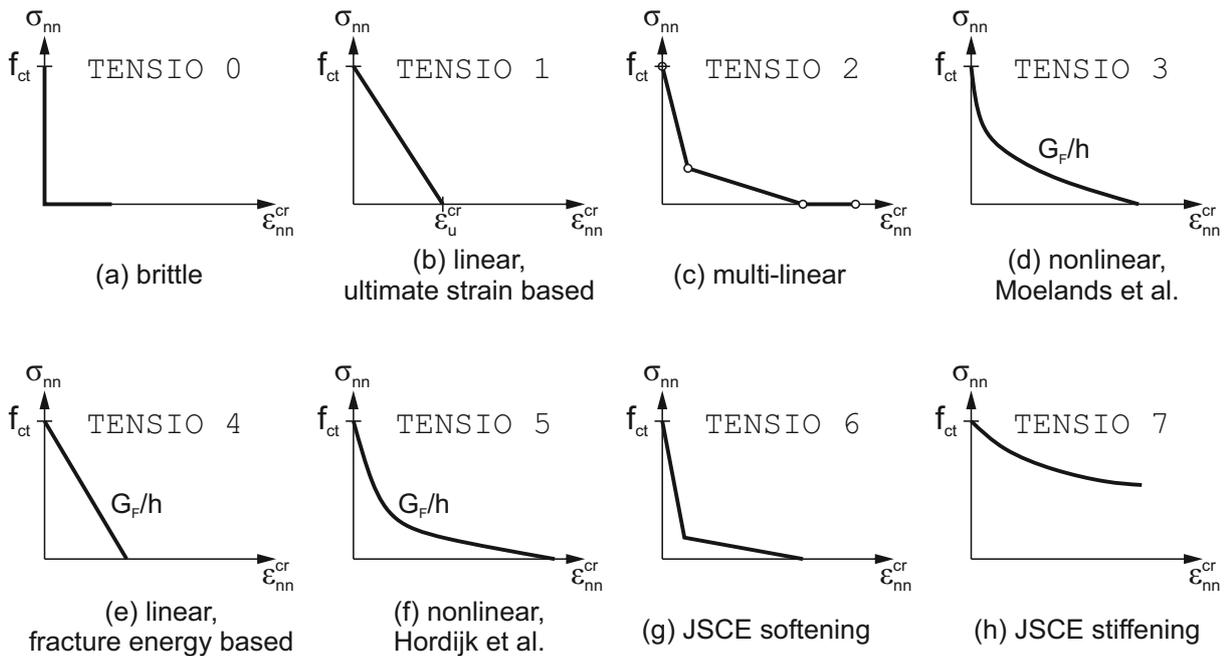


**Abb. C.12:** Modelle zur Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit unter mehrachsialer Beanspruchung; konstant (links: CRACK 1), linear (rechts: CRACK 2) [31]

Während beim konstanten Werkstoffverhalten (vgl. Abb. C.12, links) unabhängig von der vorliegenden Druckfestigkeit  $f_c$  ein Riss entsteht, wenn eine der beiden Hauptspannungen  $\sigma_1$  oder  $\sigma_2$  die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  erreicht, beeinflusst beim linearen Werkstoffverhalten (vgl. Abb. C.12, rechts) die Druckfestigkeit die Rissbildung. Mit zunehmender Druckbeanspruchung nimmt die Zugtragfähigkeit linear ab. Es kommt zum Riss, wenn die Hauptzugspannung das Minimum aus  $f_{ct}$  und  $f_{ct} \cdot (1 + \sigma_1/f_c)$  erreicht [31].

### C.5.2 Entfestigungsbeziehung

Zur Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens von Beton stehen in DIANA [31] verschiedene Modelle zur Verfügung, siehe Abbildung C.13.



**Abb. C.13:** Modelle zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens von Beton [31]

Die Abnahme der Spannungen nach Erreichen der Zugfestigkeit kann spontan (spröde), mit Hilfe eines linearen, multi-linearen oder nicht-linearen Ansatzes abgebildet werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde zur Abbildung des Entfestigungsverhaltens ein multi-linearer Ansatz (TENSIO 2) gewählt, vgl. Abb. 4.5.

In den nachfolgenden Gleichungen C.6 bis C.13 sind die zur Beschreibung der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung notwendigen Parameter für eine Elementgröße von 10 mm angegeben:

$$\epsilon_{nn.0}^{cr} = 0 \tag{C.6}$$

$$f_{t.0} = f_{ctm} = 3,1 \frac{N}{mm^2} \tag{C.7}$$

$$\epsilon_{nn.1}^{cr} = \frac{w_1}{l_{el}} = \frac{73 \cdot (f_{cm})^{0,18}}{f_{ctm} \cdot l_{el}} = \frac{73 \cdot (40,1)^{0,18}}{3,1 \cdot 1000 \cdot 10} = 4,55 \cdot 10^{-3} \tag{C.8}$$

$$f_{t.1} = 0,2 \cdot f_{ctm} = 0,2 \cdot 3,1 = 0,62 \frac{N}{mm^2} \tag{C.9}$$

$$\epsilon_{nn.2}^{cr} = 5 \cdot \frac{w_1}{l_{el}} = 5 \cdot \frac{73 \cdot (f_{cm})^{0,18}}{f_{ctm} \cdot l_{el}} = 5 \cdot \frac{73 \cdot (40,1)^{0,18}}{3,1 \cdot 1000 \cdot 10} = 2,27 \cdot 10^{-2} \tag{C.10}$$

$$f_{t,2} = 0 \quad (\text{C.11})$$

$$\epsilon_{nn,3}^{cr} = 10,0 \quad (\text{C.12})$$

$$f_{t,3} = 0 \quad (\text{C.13})$$

#### *Total Strain Fixed Crack Model*

Beim *Total Strain Fixed Crack Model* entsteht im Gegensatz zum *Multi-directional Fixed Crack Model* nur ein Riss, dessen Gesamtdehnung (vgl. Gleichung C.5) über die Bruchprozesszone verschmiert wird. Bei diesem sog. *Single Fixed Crack Model* kann sich die Rissorientierung nicht verändern, sodass die gleichen Probleme bestehen wie beim *Multi-directional Fixed Crack Model*, insbesondere das des „stress locking“, welches dadurch wesentlich verstärkt wird, dass nur ein Riss berechnet wird.

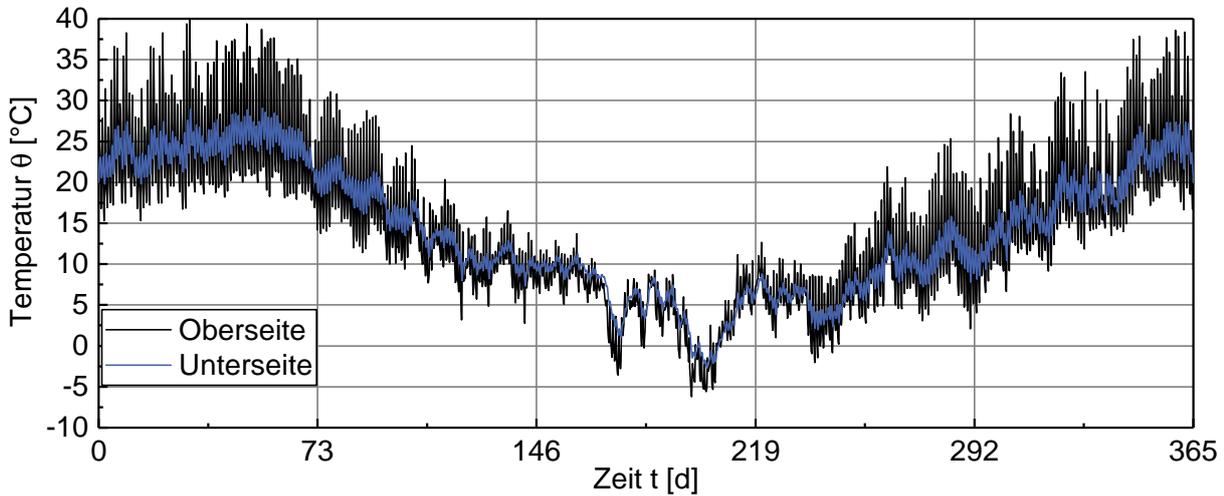
#### *Total Strain Rotating Crack Model*

Das *Total Strain Rotating Crack Model* gleicht dem *Total Strain Fixed Crack Model* mit der Ausnahme, dass der entstehende Riss nicht fixiert wird, sondern der Rissfortschritt normal zur Hauptzugspannung verläuft [79]. Dadurch lässt sich zum einen „stress locking“ vermeiden und zum anderen sind bei einer stochastischen Verteilung der Elementeigenschaften, wie sie in den Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit implementiert wird, unterschiedliche Rissbilder zu erwarten. Dies entspricht am ehesten dem realen Materialverhalten von Normalbeton, wo Risse für gewöhnlich durch den Zementstein und entlang der Kontaktzonen um die Gesteinskörner herum verlaufen [73].

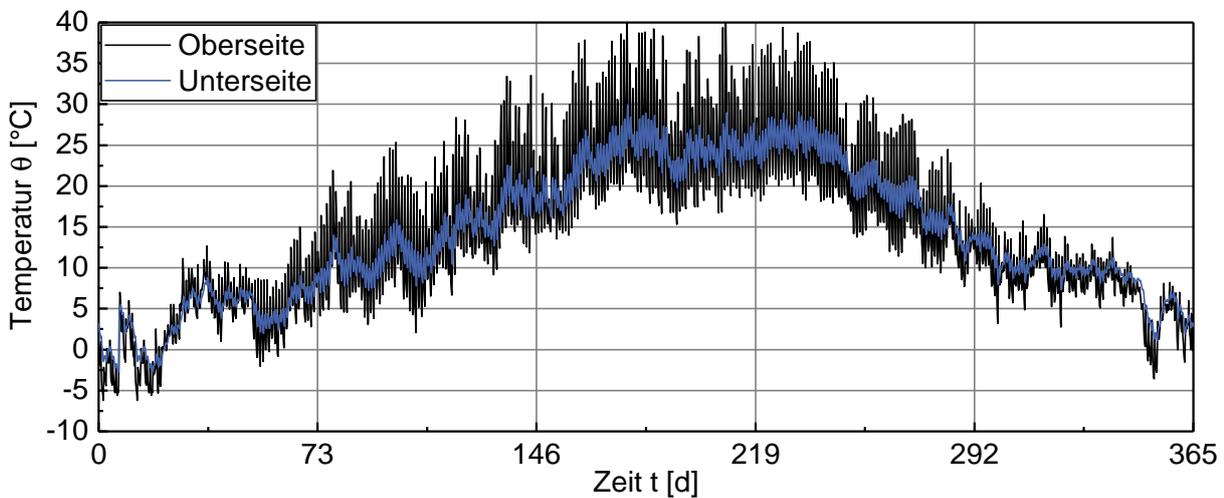
Beide *Total Strain Crack Modelle* haben den Nachteil, dass sie in DIANA nicht mit anderen Materialgesetzen kombiniert werden können [79]. Damit die im Rahmen der vorliegenden Arbeit erstellten Modelle in zukünftigen Untersuchungen uneingeschränkt eingesetzt werden können, wurde das *Multi-directional Fixed Crack Model* für die Simulationen ausgewählt.

## C.6 Beanspruchungen infolge Temperatur

In den Abbildungen C.14 und C.15 sind die Beanspruchungen infolge Temperatur an der Unter- und Oberseite der Betonfahrbahndecke in Anlehnung an [53] dargestellt.



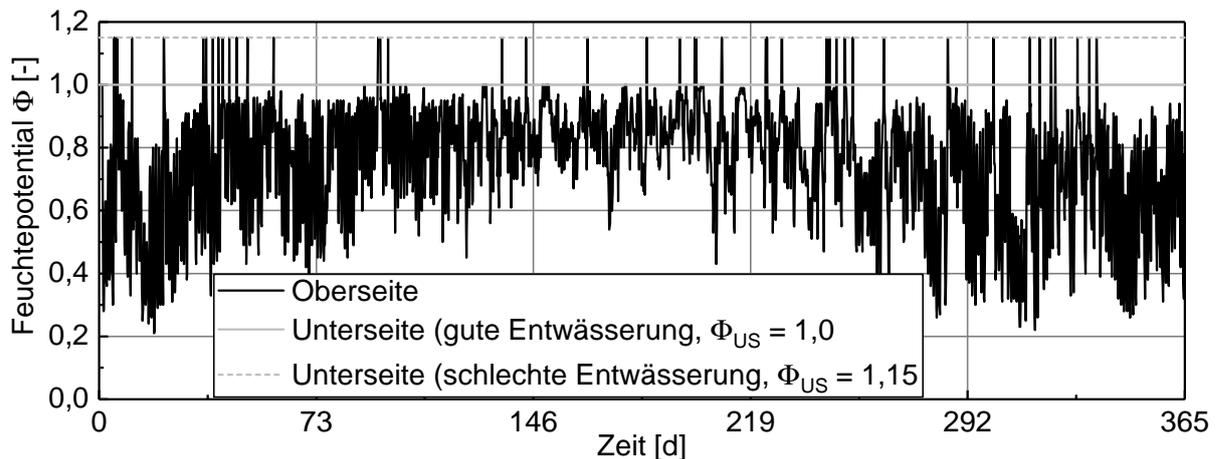
**Abb. C.14:** Extrapolierte Temperaturen (3-stündige Mittelwerte) an Fahrbahnober- und -unterseite eines äußerst warmen Sommers des Jahres 2003 der BAB 5 nahe Kronau in Anlehnung an [53], Start am 01. Juli ( $t = 0$  d)



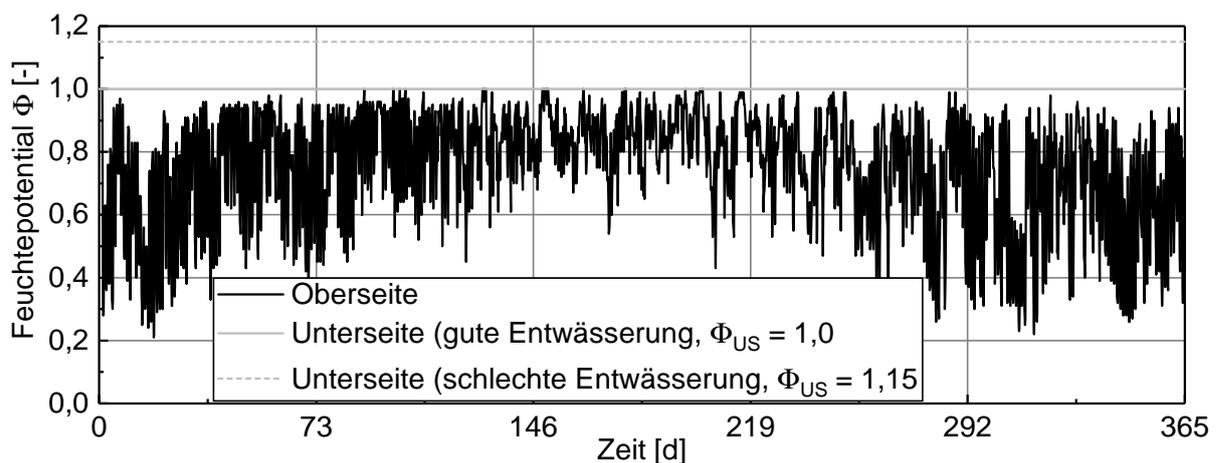
**Abb. C.15:** Extrapolierte Temperaturen (3-stündige Mittelwerte) an Fahrbahnober- und -unterseite eines besonders kalten Winters des Jahres 2002 der BAB 5 nahe Kronau in Anlehnung an [53], Start am 01. Januar ( $t = 0$  d)

## C.7 Hygrische Beanspruchungen

In den Abbildungen C.16 und C.17 sind die hygrischen Beanspruchungen an der Unter- und Oberseite der Betonfahrbahndecke dargestellt. An der Oberseite wird der Einfluss von Niederschlagsereignissen und an der Unterseite die Art der Entwässerung auf die resultierende Feuchteverteilung innerhalb der Betonfahrbahndecke berücksichtigt.



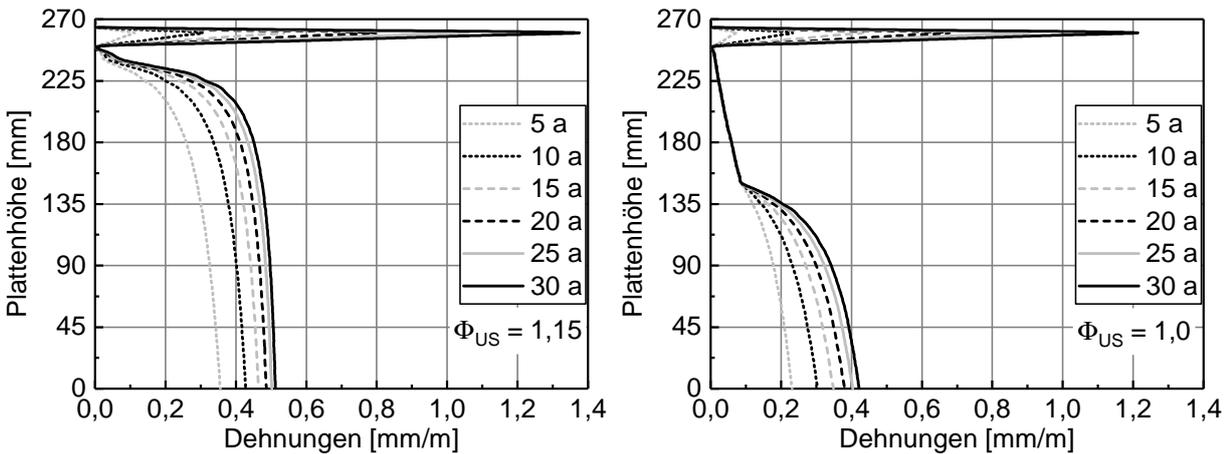
**Abb. C.16:** Feuchtepotential eines sommer-fokussierten (April bis September) extrem warmen Testreferenzjahres der Region Oberrheingraben und des unteren Neckartals in Anlehnung an [21] (Station: Mannheim, Klimaregion 12, TRY2010) für den Betrachtungszeitraum 1988-2007 mit Niederschlagsereignissen (3-stündige Mittelwerte), Start am 01. Juli ( $t = 0$  d)



**Abb. C.17:** Feuchtepotential eines sommer-fokussierten (April bis September) extrem warmen Testreferenzjahres der Region Oberrheingraben und des unteren Neckartals in Anlehnung an [21] (Station: Mannheim, Klimaregion 12, TRY2010) für den Betrachtungszeitraum 1988-2007 ohne Niederschlagsereignisse (3-stündige Mittelwerte), Start am 01. Juli ( $t = 0$  d)

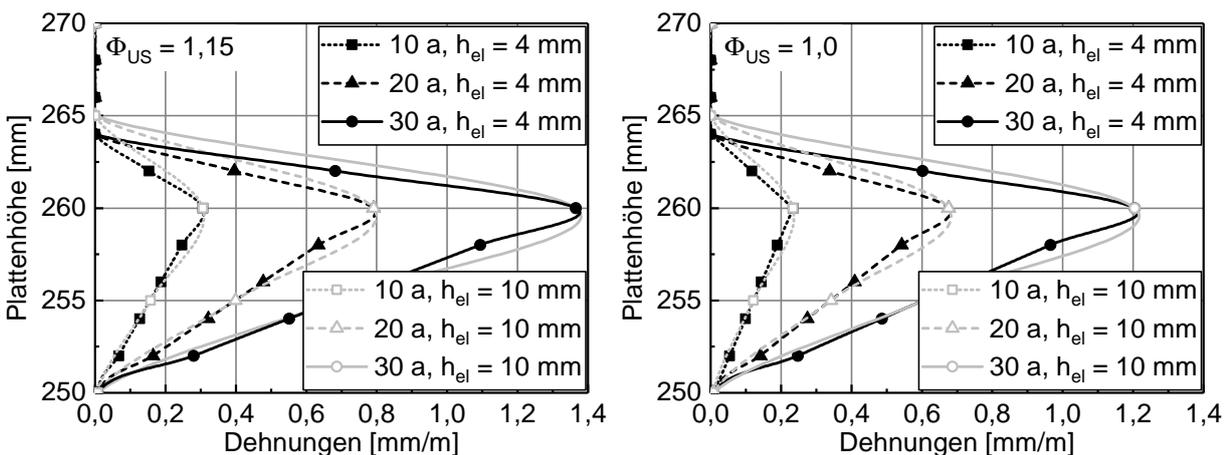
## C.8 Beanspruchungen infolge AKR

In Abbildung C.18 sind die AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke in Anlehnung an [61] unter Verwendung von Elementen  $h_{el} = 4$  mm dargestellt.



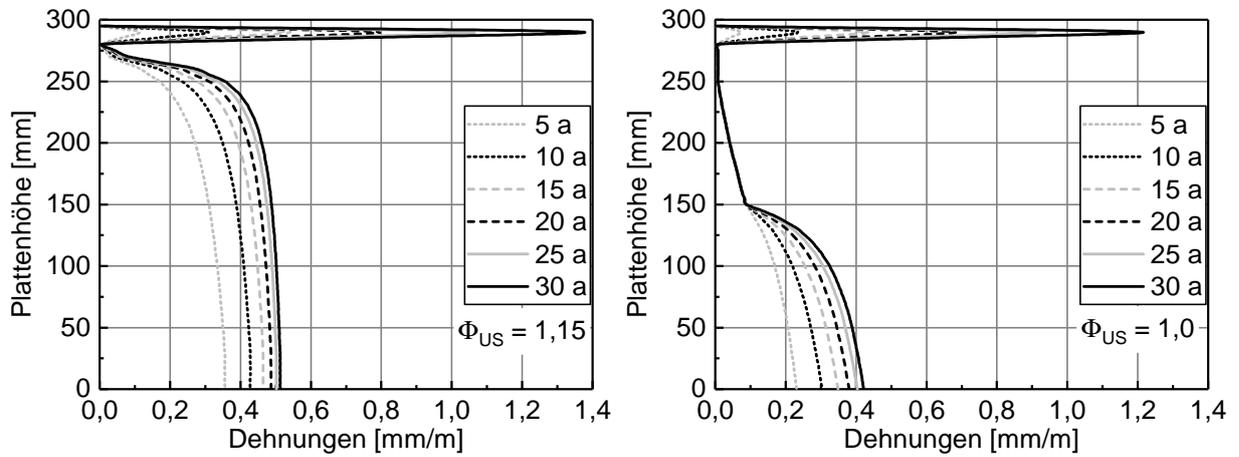
**Abb. C.18:** Zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61], vgl. Abb. 2.14;  $h_{el} = 4$  mm

Abbildung C.19 zeigt den Einfluss der Entwässerung sowie der Elementgröße ( $h_{el} = 4$  mm und  $h_{el} = 10$  mm) auf die resultierenden Spannungen in der Symmetrieachse, im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke (270 mm bis 250 mm) infolge AKR-induzierter Dehnungen.



**Abb. C.19:** Zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen im oberflächennahen Bereich der Betondecke für den Fall einer schlechten Entwässerung (links) und einer guten Entwässerung (rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61], vgl. Abb. 2.14;  $h_{el} = 4$  mm und  $h_{el} = 10$  mm

In Abbildung C.20 sind die AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt, bei einer Höhe der Betonfahrbahndecke von 300 mm, abgeleitet aus Abb. 4.10 in Anlehnung an [61], dargestellt.



**Abb. C.20:** Zeitliche Entwicklung der AKR-induzierten Dehnungen über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts) in Anlehnung an Iskhakov [61] ( $h = 300$  mm)



## **Anhang D**

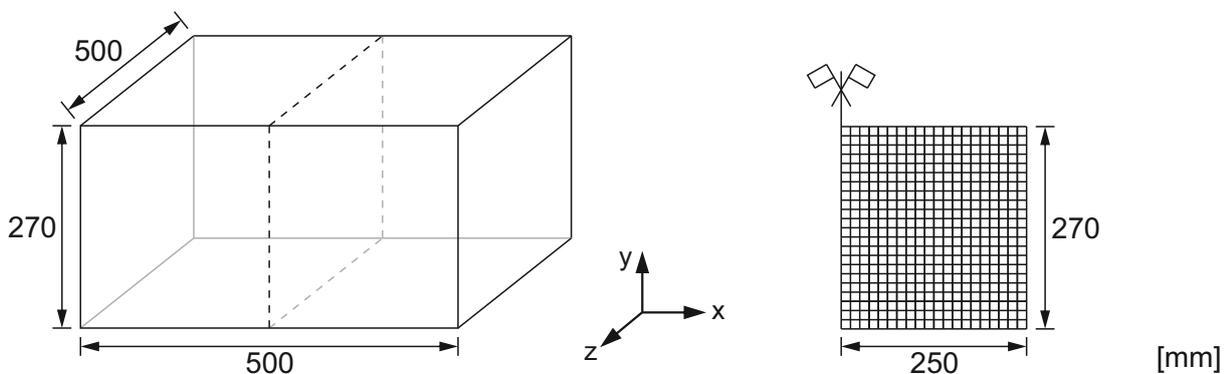
### **Anlagen zu den numerischen Untersuchungen**

## D.1 Kalibrierung und Verifizierung des numerischen Berechnungsmodells hinsichtlich hygrischen Materialverhaltens

Im Rahmen der Versuche im Anhang B, Kapitel B.4 wurden Untersuchungen an zusätzlich hergestellten, kleinformatigen Probekörpern, infolge hygrischer Beanspruchung durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen unter Verwendung von Beton GW-1 wurden zur Kalibrierung des numerischen Modells für den Lastfall Feuchte herangezogen. Über den Vergleich der Ergebnisse aus experimentellen und den zugehörigen numerischen Untersuchungen war es möglich die hygrischen Stoffgesetze und die zugehörigen Materialfunktionen und -kennwerte zu verifizieren. Zur Verifikation des numerischen Berechnungsmodells der Betonfahrbahndecke wurden die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) u. a. zum Verformungsverhalten an großformatigen Probekörpern unter hygrischer Beanspruchung [127] durchgeführt.

Zur Untersuchung des externen Alkalieintrags im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs wurde eine an der Balkenoberseite aufstehende Prüflösung verwendet [127, 130, 134]. Durch die Feuchteabgabe und -aufnahme nach Beendigung der Folienlagerung und dem Aufbringen der Prüflösung kommt es zu Schwind- und Quellverformungen. Zur Bestimmung der daraus resultierenden hygrischen Dehnungsanteile infolge von Schwinden (Balkenunterseite) und Quellen (Balkenoberseite) wurden Dehnungsmessungen an Balkenoberseite und -unterseite an Vergleichsprobekörpern (Restbalken) ohne mechanische Beanspruchung herangezogen [127].

In Abbildung D.1 sind die Probekörper (Rest des Großbalkens) und das zweidimensionale FE-Netz dargestellt. Für die numerischen Untersuchungen an den Großprobekörpern wurden dieselben Elementtypen wie bei dem Modell der Betonfahrbahn zur Abbildung der Betondecke verwendet (vgl. Kapitel 5.2).



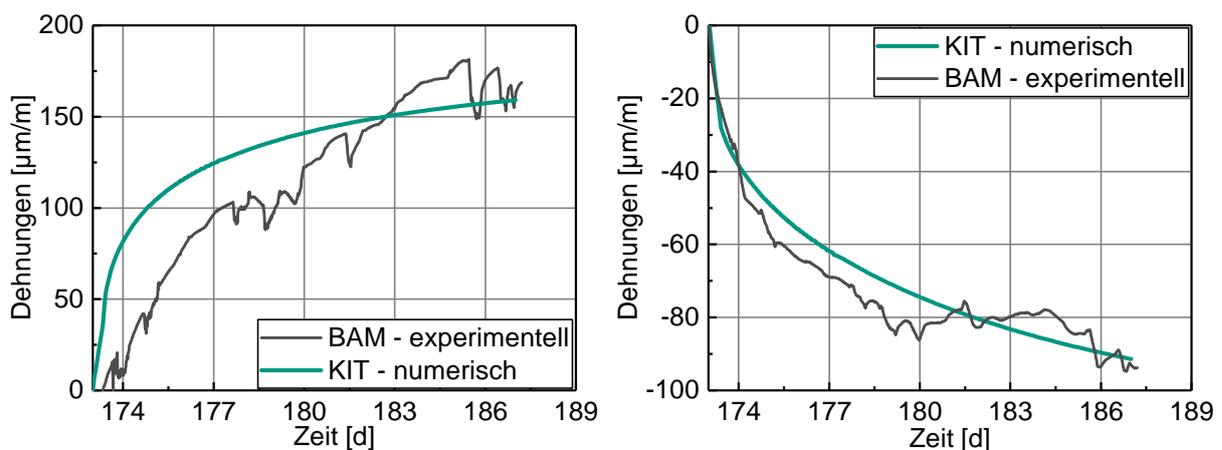
**Abb. D.1:** Schematische Darstellung des Restbalkens (links) sowie des dazugehörigen FE-Netzes des halben Balkens aus Gründen der Symmetrie (rechts)

Die Diskretisierung des Balkens mit einer Höhe von 270 mm sowie einer Breite und Länge von 500 mm erfolgte mit Hilfe eines zweidimensionalen FE-Netzes (Abb. D.1). Zur Abbildung des Werkstoffs Beton wurden 8-Knoten-Kontinuumsselemente (Elementabmessung 5 mm) verwendet. Die Lagerungsbedingungen der Balken im Labor auf Kanthölzern konnte mit Hilfe von 6-Knoten-Interfacelementen umgesetzt werden. Dadurch wurde unter Druckbeanspruchung eine starre Lagerung ohne Behinderung des Abhebens nach oben realisiert.

Die im Rahmen der numerischen Untersuchungen verwendeten hygrischen Materialkennwerte und -gesetze sind im Anhang C, in Kapitel C.2 in den Abbildungen C.4 und C.5 angegeben. Zur Beschreibung der mechanischen Materialeigenschaften wurden die Werte der Druckfestigkeit  $f_{cm}$ , des statischen E-Moduls  $E_{cm}$  sowie der Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  aus Tabelle 4.5 (Beton GW) herangezogen. Die Berücksichtigung der Heterogenität erfolgte nach der in Abbildung 4.6 dargestellten Normalverteilung. Das Nachbruchverhalten bzw. die Entfestigungsbeziehung wurde über den in Abbildung 4.5 beschriebenen Ansatz umgesetzt.

Mit Hilfe des effektiven E-Moduls nach Gleichung 4.22 wurde Kriechen (Kriechzahl nach *fib* Model Code 2010 [78]) unter konstanten Umgebungsbedingungen bei einer Temperatur von 20 °C und einer rel. Luftfeuchte von 50 % ( $\Phi = 0,50$ ) berücksichtigt (Balkenunterseite und Balkenoberseite). Als aufstehendes Prüfmedium wurde an der Balkenoberseite eine 5 %-ige NaCl-Prüflösung aufgebracht, wodurch es an der Oberseite zu Quellverformungen kam. Dies wurde in den numerischen Berechnungen mit einem Feuchtpotential von  $\Phi = 1,15$  berücksichtigt.

Abbildung D.2 zeigt den Vergleich der experimentell bestimmten und rechnerisch ermittelten Dehnungen an der Ober- und Unterseite des Restbalkens im Zeitraum zwischen 173 d und 187 d nach Herstellung.

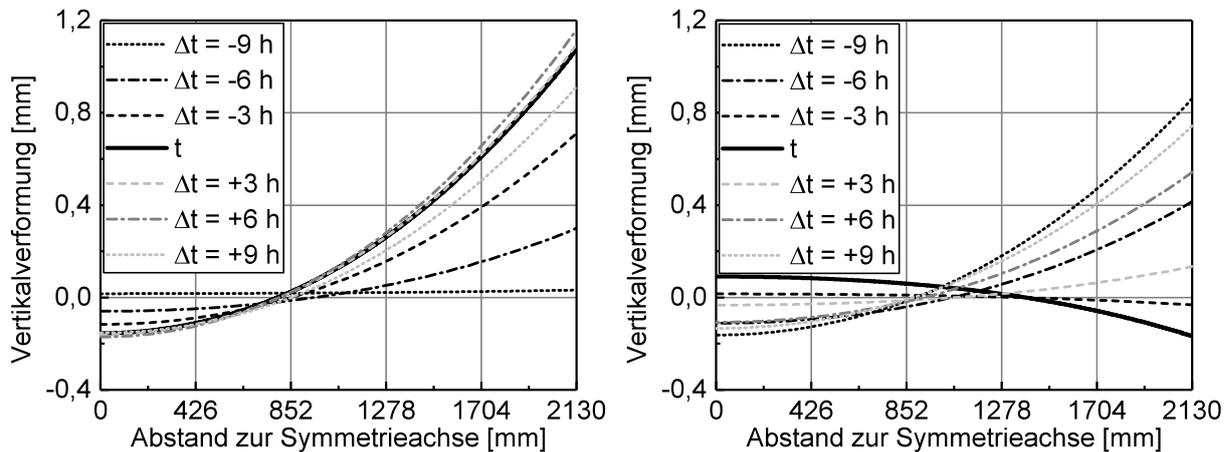


**Abb. D.2:** Vergleich zwischen den im Versuch experimentell bestimmten und den mit Hilfe numerischer Berechnungen ermittelten Dehnungen an Balkenober- (links) und Balkenunterseite (rechts)

Die experimentell gemessenen und numerisch berechneten Dehnungen zeigen eine gute Übereinstimmung. Daher können die abgeleiteten hygrischen Materialfunktionen für die Untersuchung des Lastfalls Feuchte am Modell der Betonfahrbahn herangezogen werden.

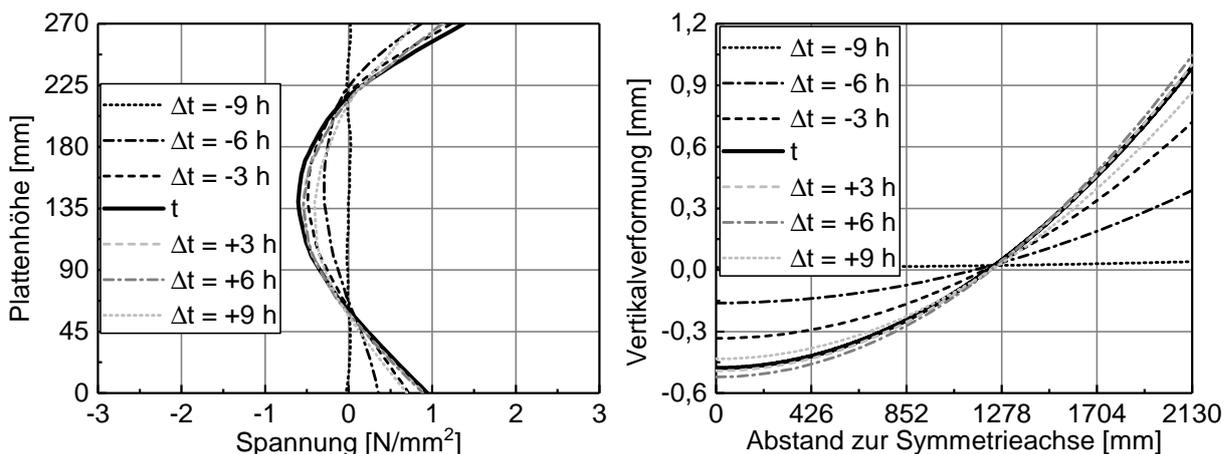
## D.2 Lastfall Temperatur (T)

In Abb. D.3 sind die Vertikalverformungen der Plattenoberseite um den Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite (links) und an der Unterseite der Betonfahrbahndecke (rechts) unter thermischer Beanspruchung dargestellt.



**Abb. D.3:** Vertikalverformungen der Plattenoberseite um den Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Ober- (links:  $t = 10275,75$  d) und Unterseite der Betonfahrbahndecke (rechts:  $t = 10565$  d);  $E_{cm}(t)$  nach Gl. 4.8

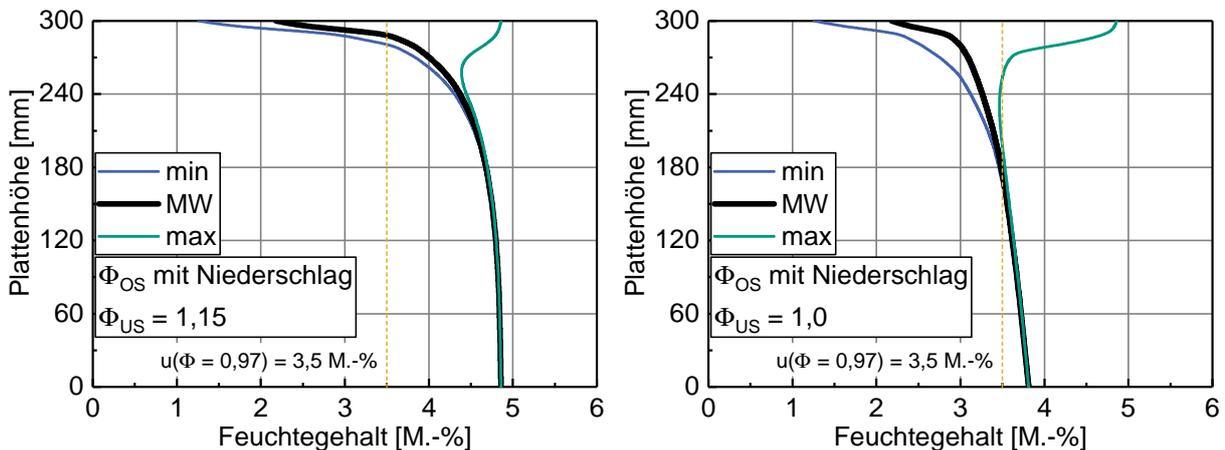
Abbildung D.4 zeigt die horizontalen Spannungsverteilungen in der Symmetrieachse (links) über den Querschnitt der Betondecke und die vertikalen Verformungen der Plattenoberseite (rechts) um den Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke für einen sehr weichen Untergrund ( $k_s = 0,01$  N/mm<sup>3</sup> [16]).



**Abb. D.4:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse über den Querschnitt der Betondecke (links) sowie Vertikalverformungen der Plattenoberseite (rechts) um den Zeitpunkt ( $t = 10275,75$  d) der maximalen Zugspannungen an der Oberseite im Grundmodell für einen sehr weichen Untergrund ( $k_s = 0,01$  N/mm<sup>3</sup>)

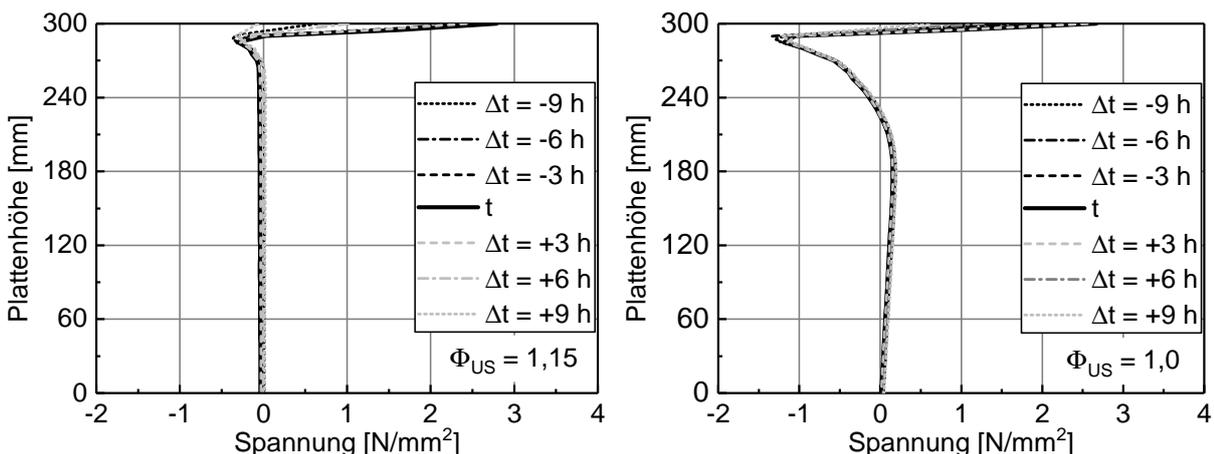
### D.3 Lastfall Feuchte (H)

Abbildung D.5 zeigt die jahreszeitlichen Schwankungen des Feuchtegehalts über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke für unterschiedliche Arten der Entwässerung bei einer Plattenhöhe von 300 mm.



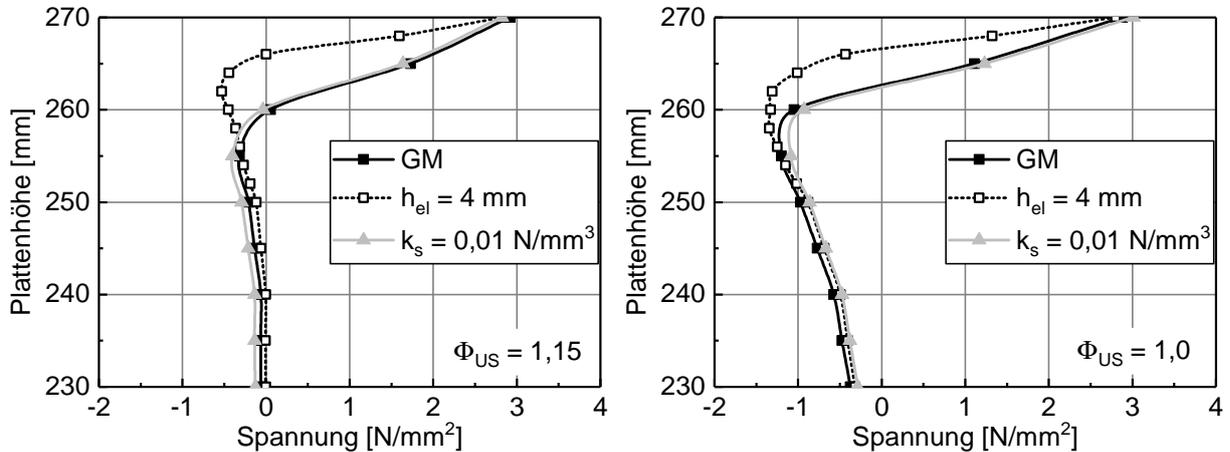
**Abb. D.5:** Jahreszeitliche Schwankungen des Feuchtegehalts über den Querschnitt der Betonfahrbahndecke ( $h = 300$  mm) unter Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen für den Fall der schlechten (links:  $\Phi_{US} = 1,15$ ) und guten (rechts:  $\Phi_{US} = 1,0$ ) Entwässerung

In Abb. D.6 ist die zeitliche Entwicklung der horizontalen Spannungsverteilungen um den Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke mit einer Plattenhöhe von 300 mm dargestellt.



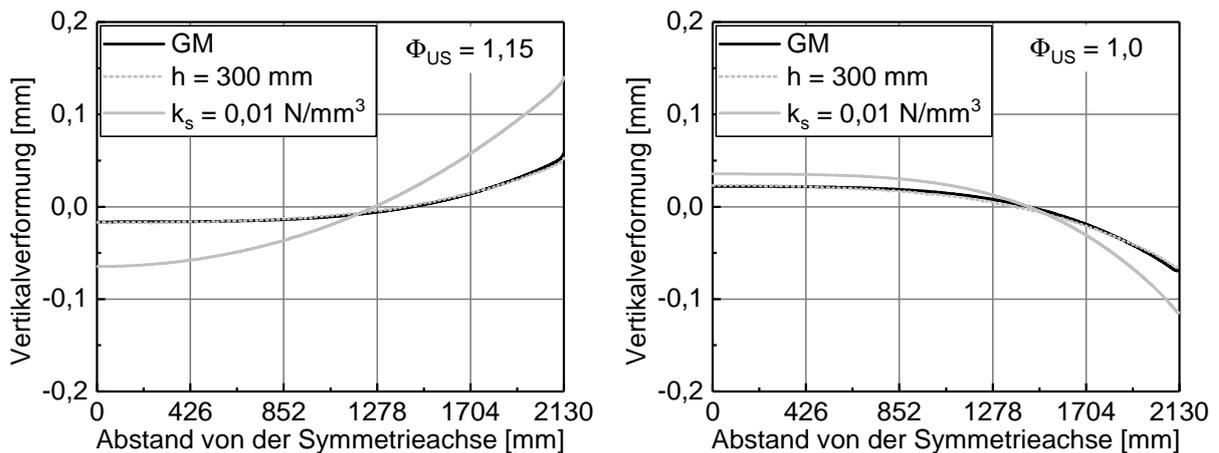
**Abb. D.6:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22 um den Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links:  $t = 10533,5$  d) und guten Entwässerung (rechts:  $t = 10484,375$  d)

Abbildung D.7 zeigt den Einfluss der Elementhöhe ( $h_{el} = 4 \text{ mm}$  und  $h_{el} = 10 \text{ mm}$ ) und Untergrundsteifigkeit ( $0,01 \text{ N/mm}^3$  und  $0,087 \text{ N/mm}^3$ ) auf die rechnerischen Spannungsverteilungen im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts).



**Abb. D.7:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke zum Zeitpunkt der maximalen Zugspannungen an der Oberseite für den Fall der schlechten (links:  $t = 10533,5 \text{ d}$ ) und guten Entwässerung (rechts:  $t = 10484,375 \text{ d}$ )

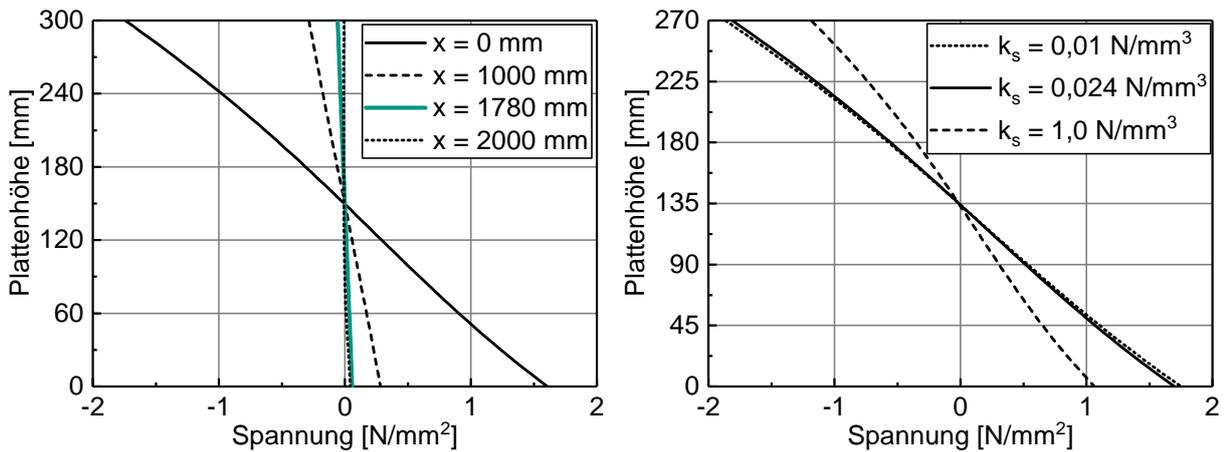
In Abb. D.8 ist der Einfluss unterschiedlicher Plattenhöhen (270 mm und 300 mm) und Untergrundsteifigkeiten ( $0,01 \text{ N/mm}^3$  und  $0,087 \text{ N/mm}^3$ ) auf die vertikalen Verformungen der Oberseite der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts) dargestellt.



**Abb. D.8:** Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenoberseite zum Zeitpunkt maximaler Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts) unter Variation der Plattenhöhe und Untergrundsteifigkeit

## D.4 Lastfall Verkehr (V)

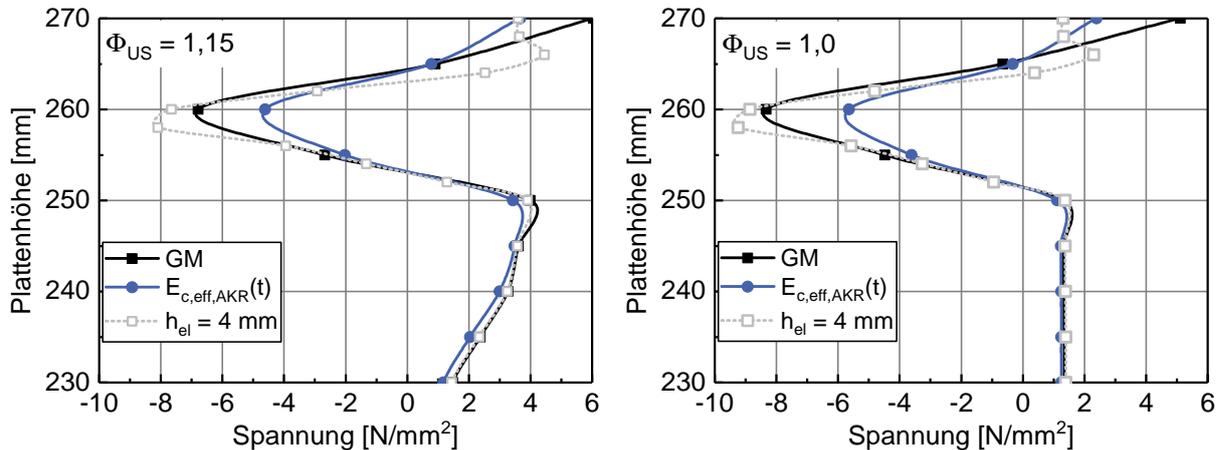
Abbildung D.9 zeigt die Spannungsverteilungen in verschiedenen Abständen zur Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke bei einer Plattenhöhe von 300 mm und für verschiedene Untergrundsteifigkeiten in der Symmetrieachse bei einer Plattenhöhe von 270 mm infolge Verkehrsbeanspruchung nach DIN FB 101 [N31].



**Abb. D.9:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in Abhängigkeit des Abstandes zur Symmetrieachse ( $x = 0$  mm) in der Betonfahrbahndecke mit einer Plattenhöhe von 300 mm (links) sowie den Einfluss der Untergrundsteifigkeit in der Symmetrieachse bei einer Plattenhöhe von 270 mm (rechts)

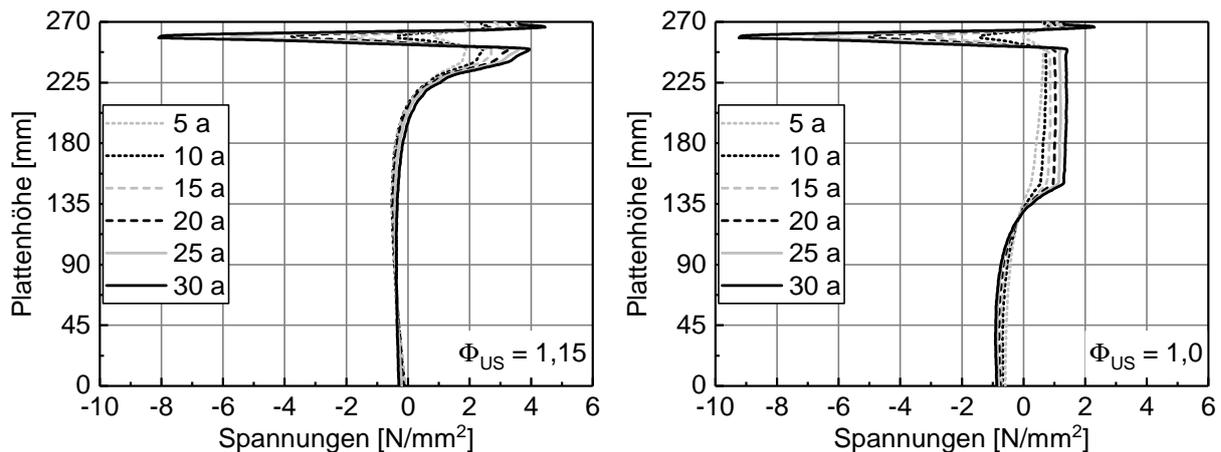
## D.5 Lastfall AKR

In Abb. D.10 ist der Einfluss verschiedener Steifigkeitsentwicklungen sowie Elementhöhen auf die horizontalen Spannungsverteilungen in den oberen 40 mm der Betonfahrbahn-  
decke für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung dargestellt.



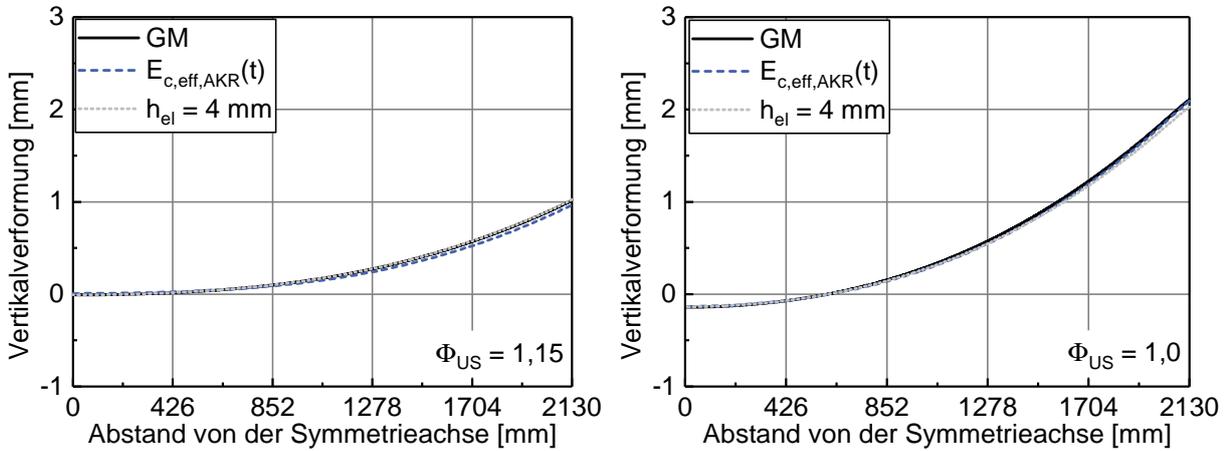
**Abb. D.10:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Beton-  
decke für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts)  
zum Zeitpunkt  $t = 30 \text{ a}$  für unterschiedliche Steifigkeiten ( $E_{c,eff}(t)$  und  
 $E_{c,eff,AKR}(t)$ ) sowie Elementhöhen (4 mm und 10 mm)

Abbildung D.11 zeigt den Einfluss der Entwässerung auf die Spannungsverteilung in  
der Symmetrieachse der Betonfahrbahn-  
decke unter Berücksichtigung des effektiven  
E-Moduls  $E_{c,eff}(t)$  unter Verwendung von Elementen mit einer Höhe von 4 mm in den  
oberen 40 mm der Platte.



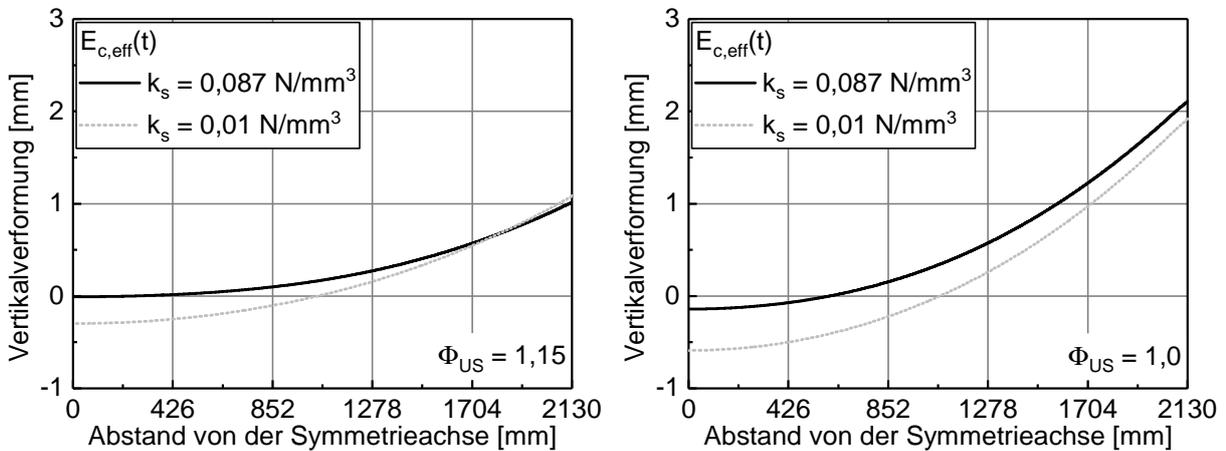
**Abb. D.11:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahr-  
bahn-  
decke infolge AKR-induzierter Dehnungen für den Fall der schlechten  
(links) und guten Entwässerung (rechts) nach 5 a, 10 a, 15 a, 20 a, 25 a und  
30 a

Abbildung D.12 zeigt den Einfluss verschiedener Steifigkeitsentwicklungen ( $E_{c,eff}(t)$ ,  $E_{c,eff,AKR}(t)$ ) und Elementhöhen auf die Vertikalverformungen der Plattenoberseite für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung.



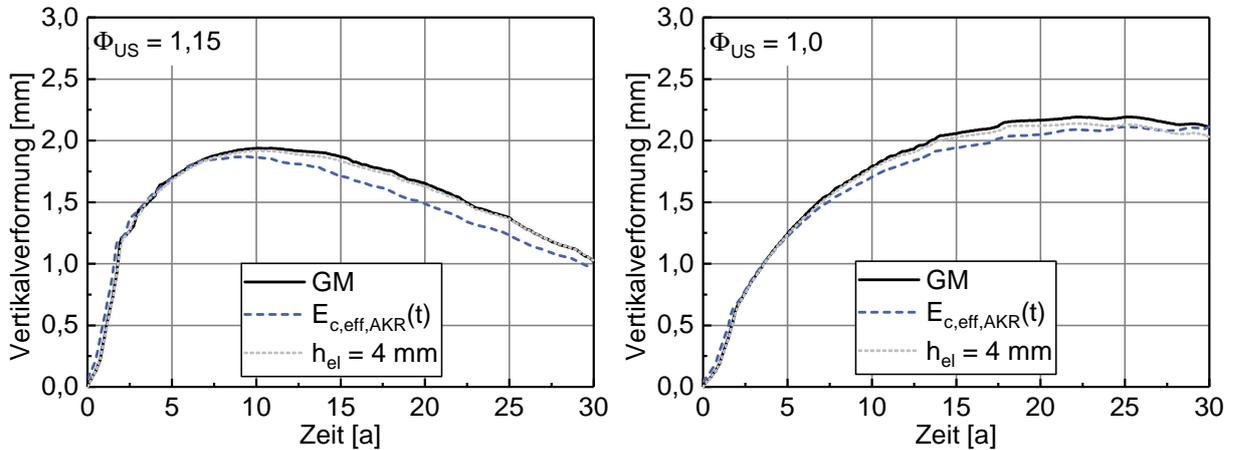
**Abb. D.12:** Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenoberseite für verschiedene Steifigkeitsentwicklungen und Entwässerungen (links: schlecht, rechts: gut) infolge AKR-induzierter Dehnungen nach 30 Jahren

In Abb. D.13 ist der Einfluss der Untergrundsteifigkeit auf die Vertikalverformungen der Plattenoberseite für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung dargestellt.



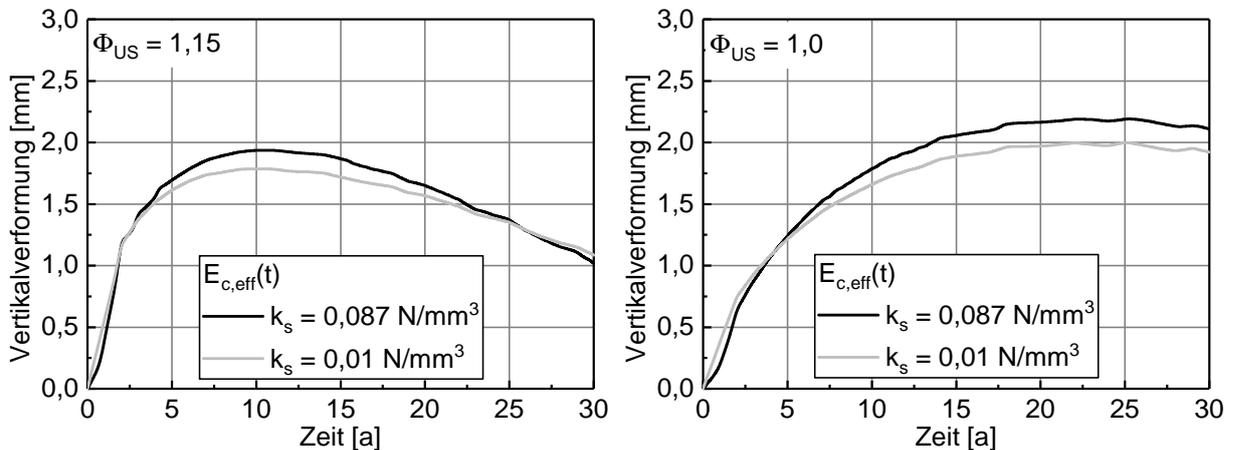
**Abb. D.13:** Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenoberseite unter Berücksichtigung eines sehr weichen ( $0,01 \text{ N/mm}^3$ ) und steifen ( $0,087 \text{ N/mm}^3$ ) Untergrundes sowie für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung infolge AKR-induzierter Dehnungen nach 30 Jahren

Abbildung D.14 zeigt den Einfluss der Steifigkeitsentwicklung, der Elementhöhe sowie der Untergrundsteifigkeit auf die zeitliche Entwicklung der Vertikalverformungen des Plattenrandes (Oberseite) für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung.



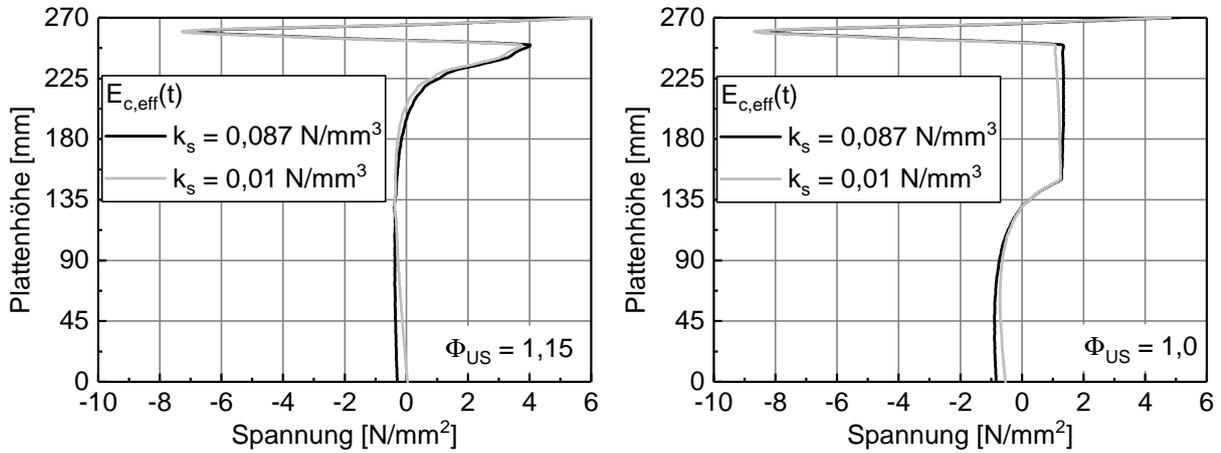
**Abb. D.14:** Zeitliche Entwicklung der Vertikalverformungen am Rand der Plattenoberseite ( $x = 2130 \text{ mm}$ ) verschiedener Steifigkeitsentwicklungen und Entwässerungen (links: schlecht; rechts: gut) infolge AKR-induzierter Dehnungen

In Abb. D.15 ist der Einfluss der Untergrundsteifigkeit auf die zeitliche Entwicklung der Vertikalverformungen des Plattenrandes (Oberseite) für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung dargestellt.



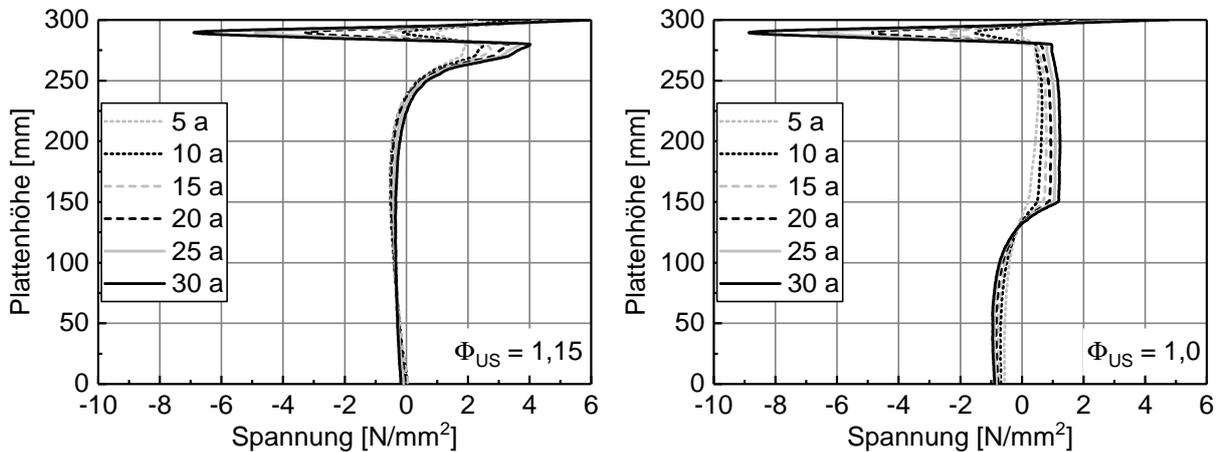
**Abb. D.15:** Zeitliche Entwicklung der Vertikalverformungen am Rand der Plattenoberseite ( $x = 2130 \text{ mm}$ ) verschiedener Untergrundsteifigkeiten und Entwässerungen (links: schlecht; rechts: gut) infolge AKR-induzierter Dehnungen

Abbildung D.16 zeigt den Einfluss der Untergrundsteifigkeit auf die horizontalen Spannungsverteilungen in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke für den Fall der schlechten (links) und (guten) Entwässerung nach 30 Jahren.



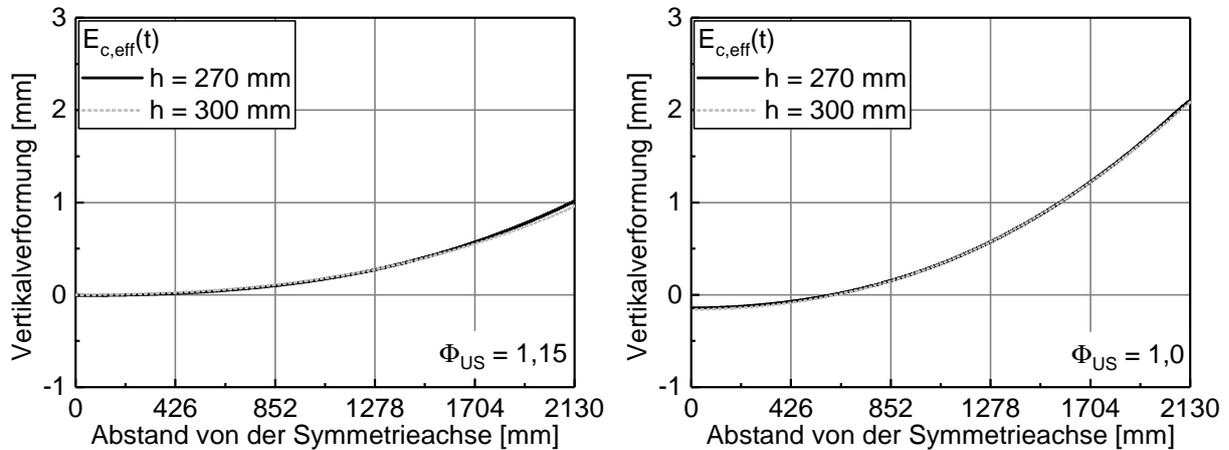
**Abb. D.16:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung eines sehr weichen ( $0,01 \text{ N/mm}^3$ ) und steifen ( $0,087 \text{ N/mm}^3$ ) Untergrundes sowie für den Fall der schlechten (links) und guten Entwässerung (rechts) infolge AKR-induzierter Dehnungen

In Abb. D.17 sind die horizontalen Spannungsverteilungen in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke infolge AKR-induzierter Dehnungen bei einer Plattenhöhe von 300 mm dargestellt.



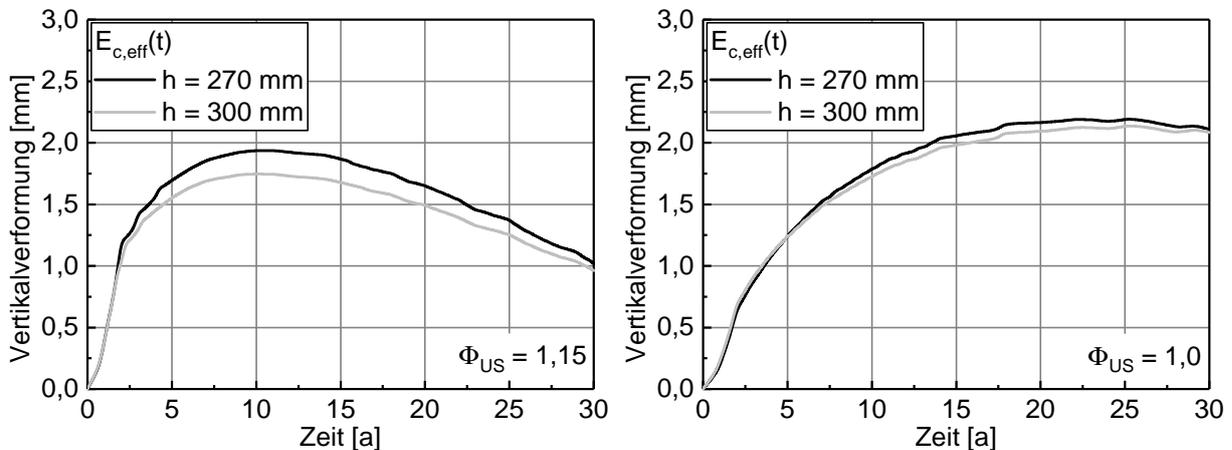
**Abb. D.17:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  in der Symmetrieachse der Betonfahrbahndecke infolge AKR-induzierter Dehnungen für den Fall der schlechten (links) und der guten Entwässerung (rechts) nach 5 a, 10 a, 15 a, 20 a, 25 a und 30 a

Abbildung D.17 zeigt den Einfluss der Plattenhöhe auf die Vertikalverformungen der Plattenoberseite für den Fall der schlechten (links) und der guten (rechts) Entwässerung.



**Abb. D.18:** Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenoberseite verschiedener Plattenhöhen und Entwässerungen (links: schlecht; rechts: gut) auf die Vertikalverformungen der Plattenoberseite infolge AKR-induzierter Dehnungen

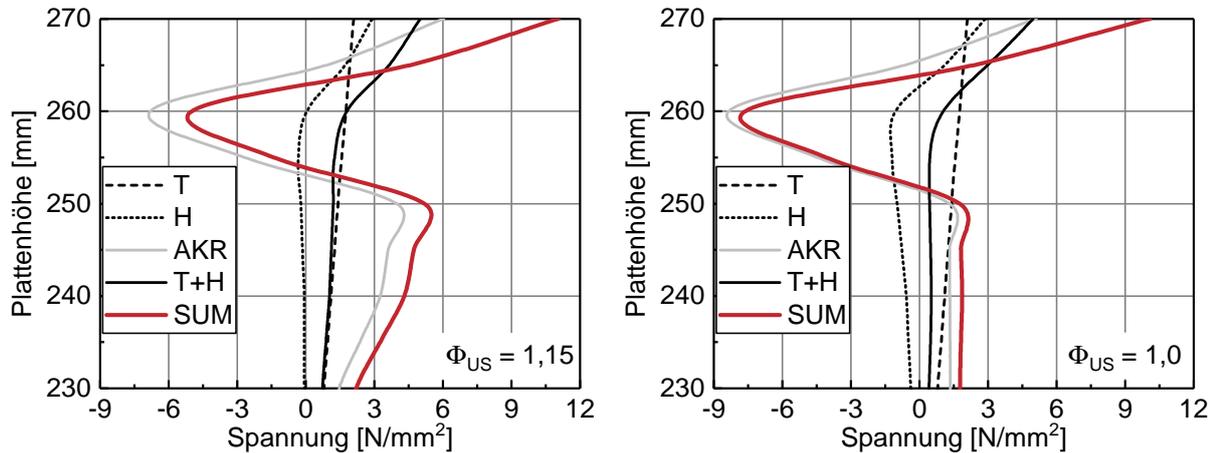
In Abb. D.19 ist der Einfluss der Plattenhöhe auf die zeitliche Entwicklung der Vertikalverformungen des Plattenrandes (Oberseite) für den Fall der schlechten (links) und guten (rechts) Entwässerung dargestellt.



**Abb. D.19:** Zeitliche Entwicklung der Vertikalverformungen am Rand der Plattenoberseite ( $x = 2130$  mm) für verschiedene Plattenhöhen in Abhängigkeit der Entwässerung (links: schlecht; rechts: gut) infolge AKR-induzierter Dehnungen

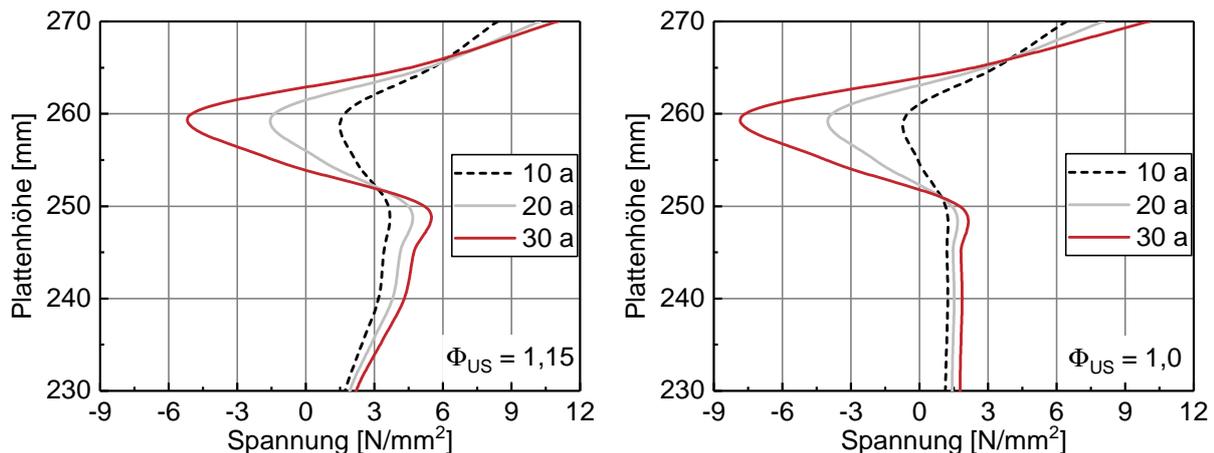
## D.6 Überlagerung der Beanspruchungen - Superposition

Abbildung D.20 zeigt die horizontalen Spannungsverteilungen infolge Temperatur (T), Feuchte (H) und Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) sowie den superponierten Gesamtverlauf (SUM = T + H + AKR) im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke.



**Abb. D.20:** Horizontale Spannungsverteilungen  $\sigma_x$  infolge Temperatur, Feuchte und AKR sowie deren Überlagerung (SUM = T + H + AKR) für den Fall der schlechten Entwässerung (links) und der guten Entwässerung (rechts) im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke

In Abb. D.21 sind die überlagerten horizontalen Spannungsverteilungen (SUM = T + H + AKR) im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke nach 10 a, 20 a und 30 a dargestellt.



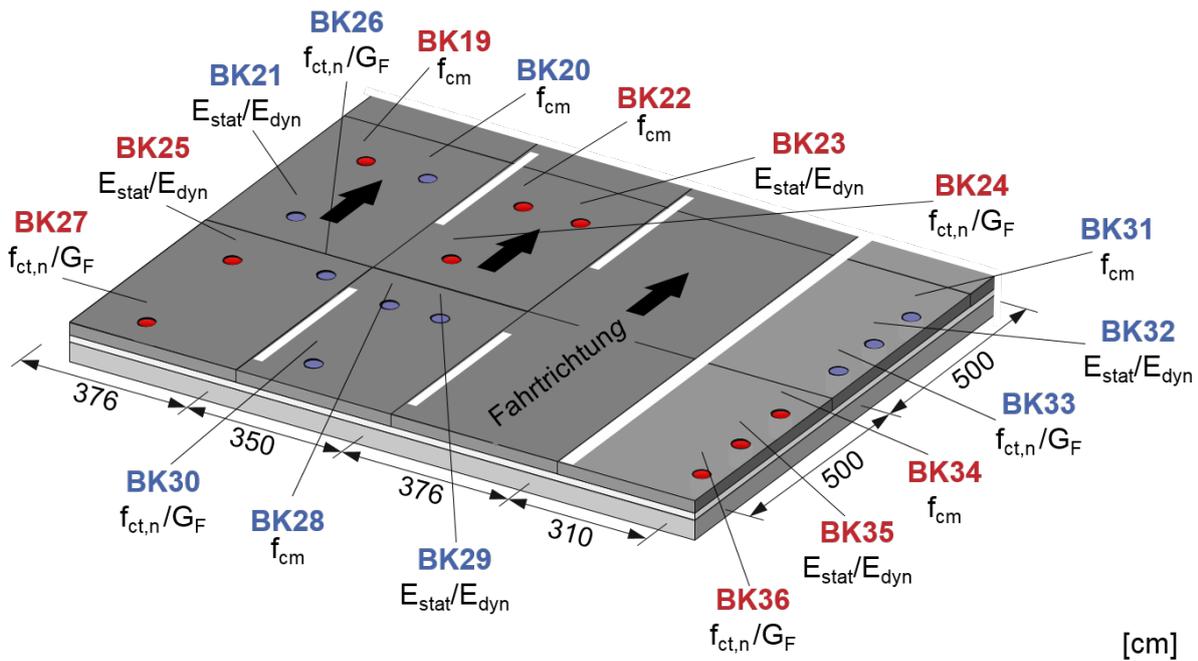
**Abb. D.21:** Horizontale Spannungsverteilungen infolge Temperatur, Feuchte und AKR sowie deren Überlagerung (SUM = T + H + AKR) für den Fall der schlechten Entwässerung (links) und der guten Entwässerung (rechts) im oberflächennahen Bereich der Betonfahrbahndecke nach 10 a, 20 a und 30 a

# **Anhang E**

## **Anlagen zur Ergebnisanalyse**

## E.1 Bestimmung mechanischer Materialeigenschaften an Betonprobekörpern eines Abschnitts der BAB 113

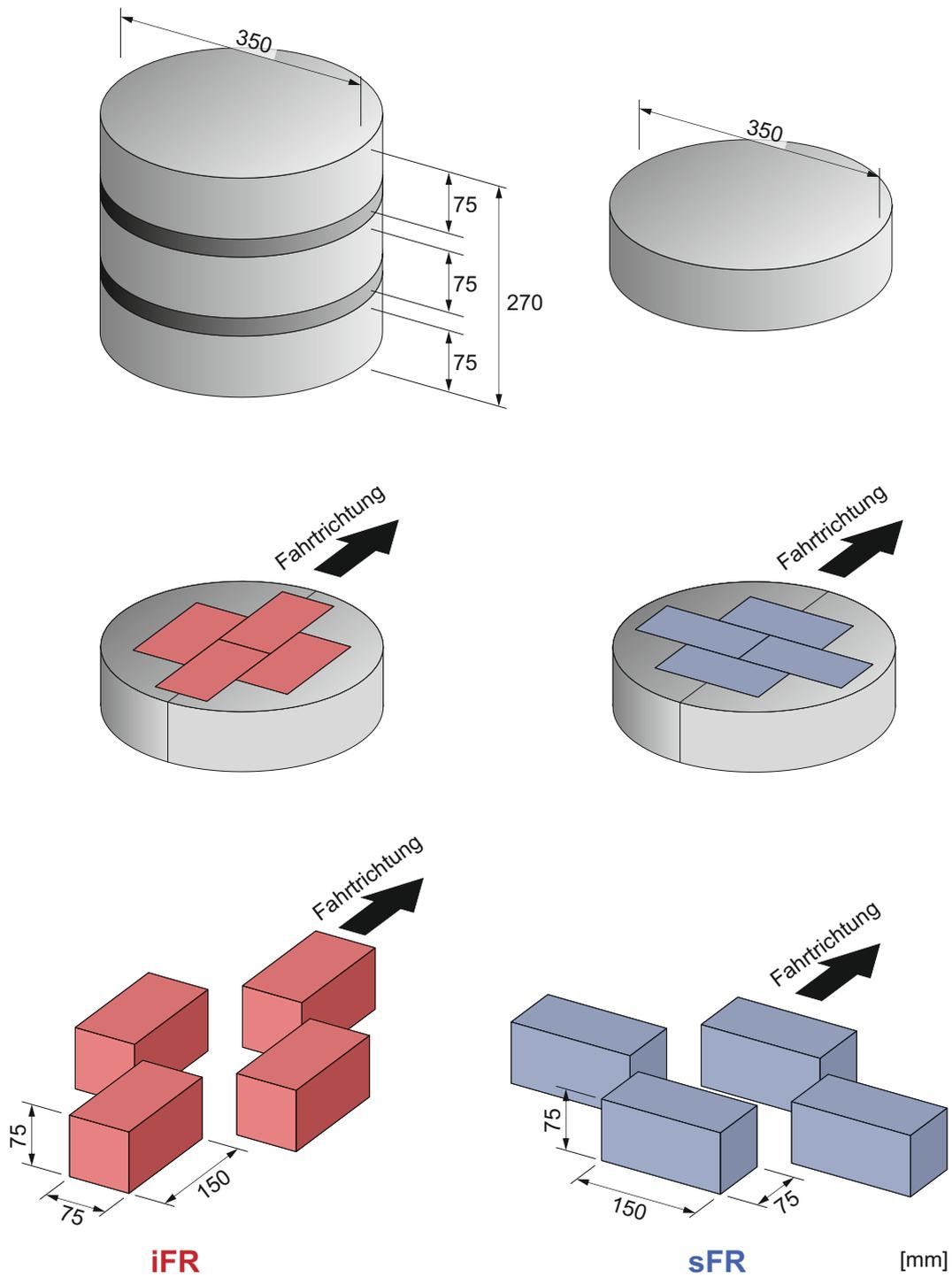
In Abbildung E.1 ist der Bohrkernentnahmeplan ( $D = 350 \text{ mm}$ ) zur Gewinnung prismatischer Betonprobekörper ( $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ) aus drei Ebenen der Betonfahrbahndecke dargestellt.



**Abb. E.1:** Bohrkernentnahmeplan eines Abschnitts der Bundesautobahn BAB 113 in Fahrtrichtung Schönefeld; blau - Prüfung senkrecht zur Fahrtrichtung, rot - Prüfung in Fahrtrichtung

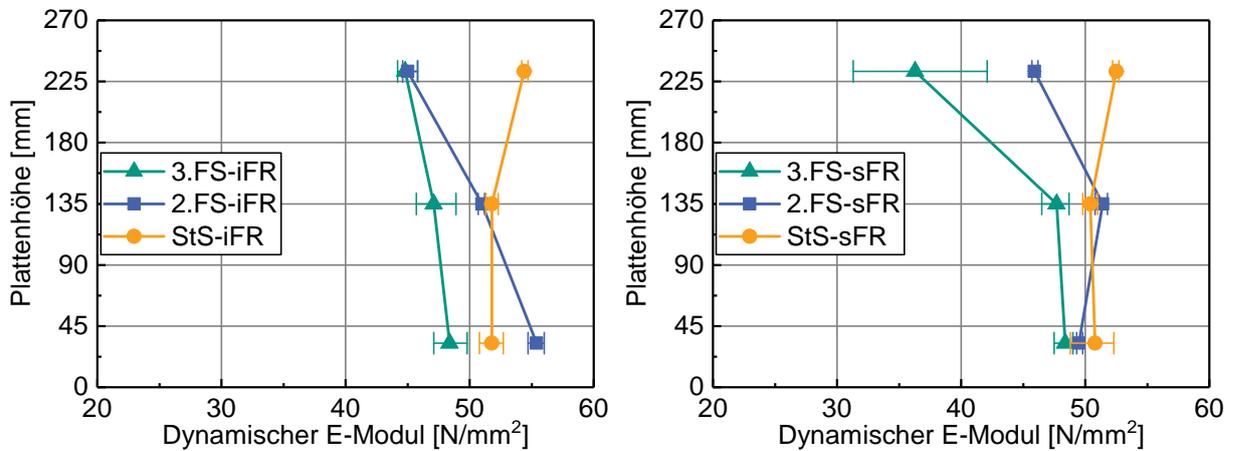


**Abb. E.2:** AKR-Schäden an der Oberseite der BAB 113 in Form von Längsrissbildung und Netzzrissen im Bereich der Querfuge (oben) sowie Netzzrissbildung im Bereich des Fugenkreuzes (unten), Quelle: BAM



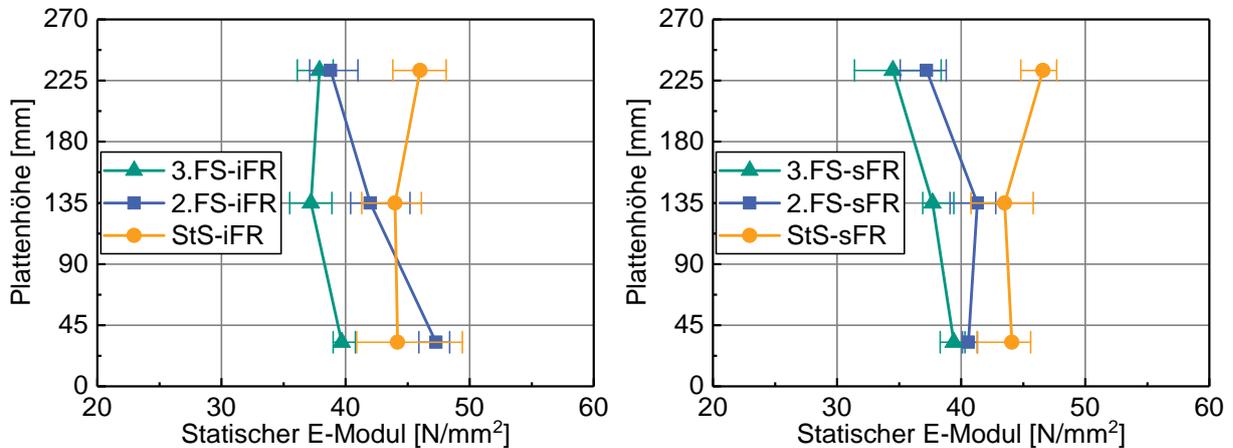
**Abb. E.3:** Gewinnung von prismatischen Betonprobekörpern ( $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ) aus Bohrkernen eines Abschnitts der BAB 113 in unterschiedlichen Ebenen der Betonfahrbahndecke: links - Prüfung in Fahrtrichtung (rot), rechts - Prüfung senkrecht zur Fahrtrichtung (blau)

In Abb. E.4 ist der Einfluss des Fahrstreifens, der Fahrtrichtung und der Entnahmeebene auf die Werte des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$  dargestellt.



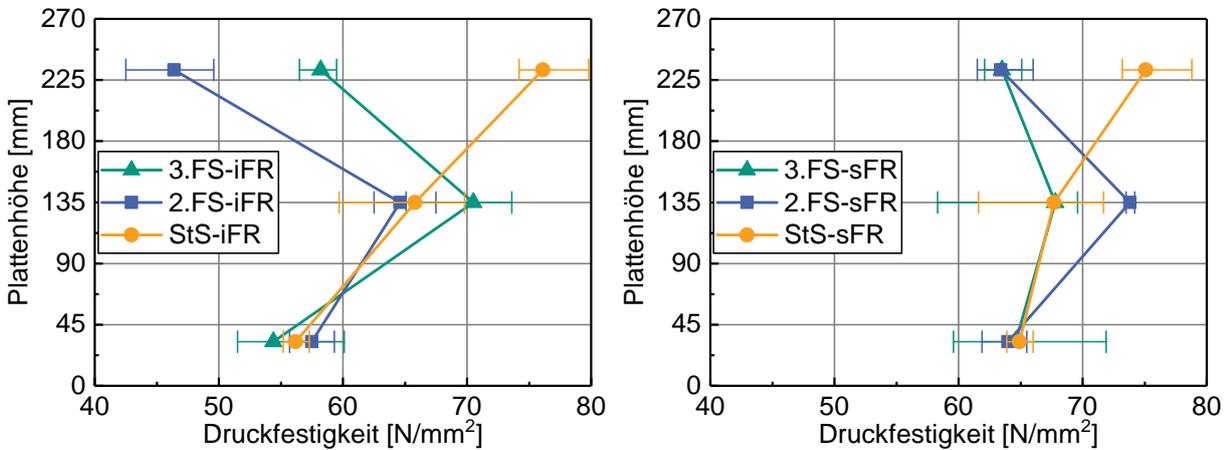
**Abb. E.4:** Dynamischer E-Modul  $E_{dyn}$  über den Fahrbahnquerschnitt an Betonprobekörpern ( $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ) entnommen in Fahr- (FS) und Standstreifen (StS) in Fahrtrichtung (links) und senkrecht zur Fahrtrichtung (rechts), Mittelwerte (unter Angabe des minimalen und maximalen Wertes)

Abbildung E.5 zeigt den Einfluss des Fahrstreifens, der Fahrtrichtung und der Entnahmeebene auf die Werte des statischen E-Moduls  $E_{stat}$ .



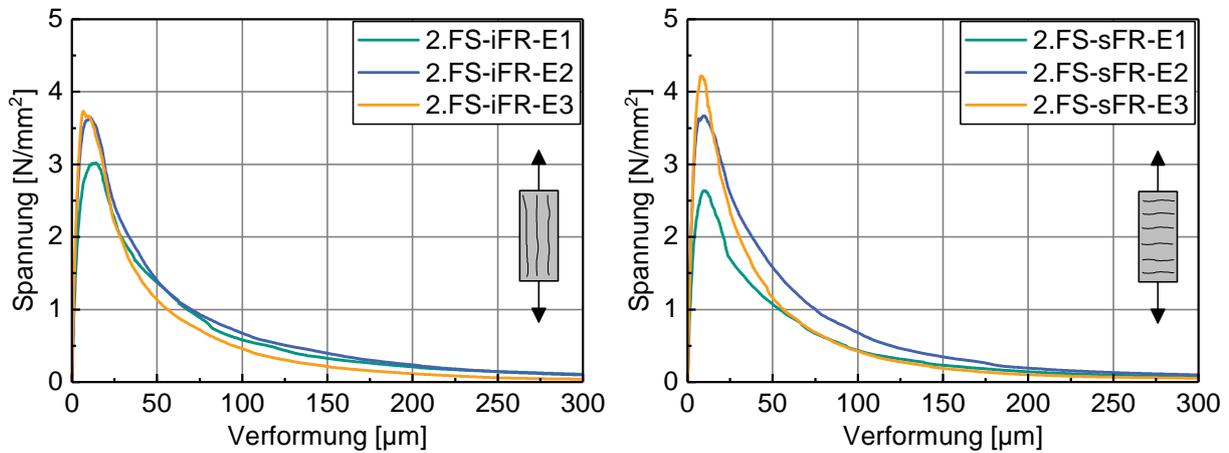
**Abb. E.5:** Statischer E-Modul  $E_{stat}$  über den Fahrbahnquerschnitt an Betonprobekörpern ( $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ) entnommen in Fahr- (FS) und Standstreifen (StS) in Fahrtrichtung (links) und senkrecht zur Fahrtrichtung (rechts), Mittelwerte (unter Angabe des minimalen und maximalen Wertes)

In Abb. E.6 ist der Einfluss des Fahrstreifens, der Fahrtrichtung und der Entnahmeebene auf die Werte der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  dargestellt.



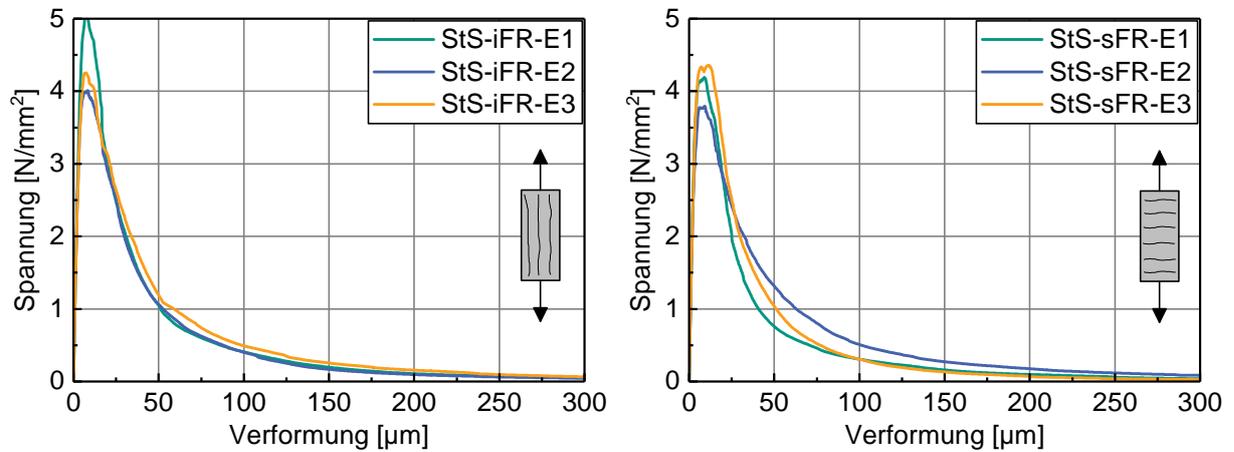
**Abb. E.6:** Druckfestigkeit  $f_{cm}$  über den Fahrbahnquerschnitt an Betonprobekörpern ( $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ) entnommen in Fahr- (FS) und Standstreifen (StS) in Fahrtrichtung (links) und senkrecht zur Fahrtrichtung (rechts), Mittelwerte (unter Angabe des minimalen und maximalen Wertes)

Abbildung E.7 zeigt den Einfluss der Fahrtrichtung und der Entnahmeebene auf die Verläufe der Spannungs-Verformungsbeziehungen des 2. Fahrstreifens.



**Abb. E.7:**  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern (Abmessungen:  $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ,  $t_{K2} = 7 \text{ mm}$ ) in drei Ebenen über den Fahrbahnquerschnitt des zweiten Fahrstreifens in (links) und senkrecht (rechts) zur Fahrtrichtung

In Abbildung E.8 ist der Einfluss der Fahrtrichtung und der Entnahmeebene auf die Verläufe der Spannungs-Verformungsbeziehungen des Standstreifens dargestellt.

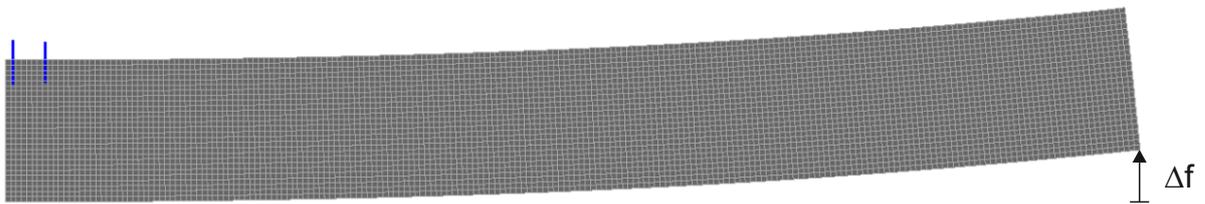


**Abb. E.8:**  $\sigma$ - $\delta$ -Beziehungen an beidseitig gekerbten, prismatischen Probekörpern (Abmessungen:  $75 \times 75 \times 150 \text{ mm}^3$ ,  $t_{K2} = 7 \text{ mm}$ ) in drei Ebenen über den Fahrbahnquerschnitt des Standstreifens in (links) und senkrecht (rechts) zur Fahrtrichtung

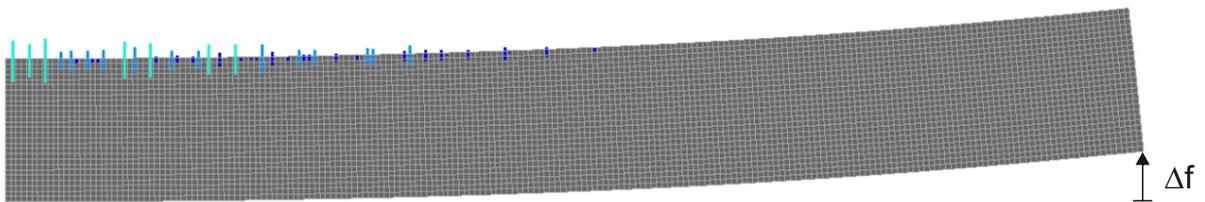
## E.2 Rissentwicklung

In den nachfolgenden Abbildungen sind die im Rahmen der numerischen Untersuchungen rechnerisch ermittelten Rissdehnungen  $\varepsilon_{mm}^{cr}$  [-] zu unterschiedlichen Zeitpunkten für den Fall einer schlechten (Abbildung E.9 bis E.12) und einer guten Entwässerung (Abbildung E.14 bis E.17) an der Unterseite der Betonfahrbahndecke dargestellt (vgl. Tabelle 6.2).

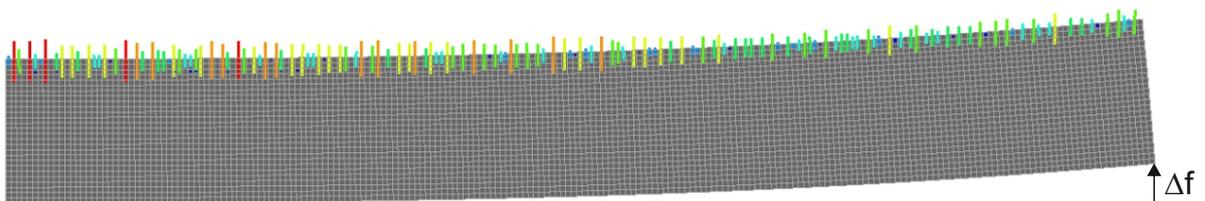
$t = 15 \text{ a, } 273 \text{ d}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 9,49E-06$



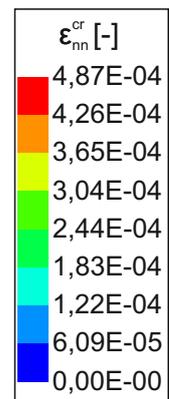
$t = 20 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,81E-04$



$t = 30 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 4,87E-04$

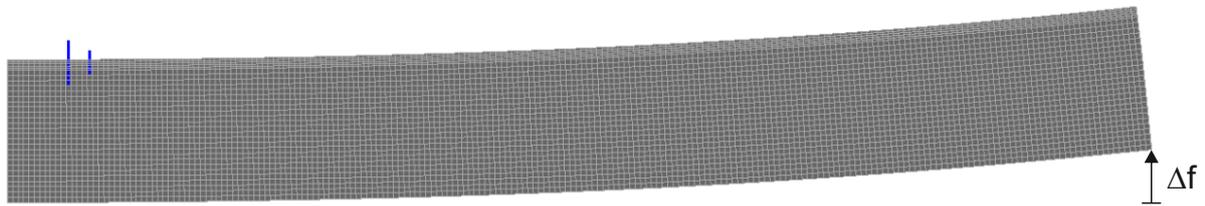


$\Delta f = \text{real } \Delta f \times 20$

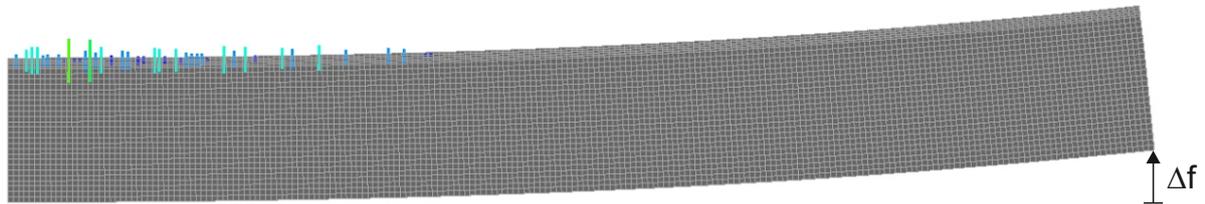


**Abb. E.9:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  Gleichung 4.22 zu Beginn der Rissbildung (15 a und 273 d) sowie nach 20 a und 30 a; schlechte Entwässerung (Grundmodell)

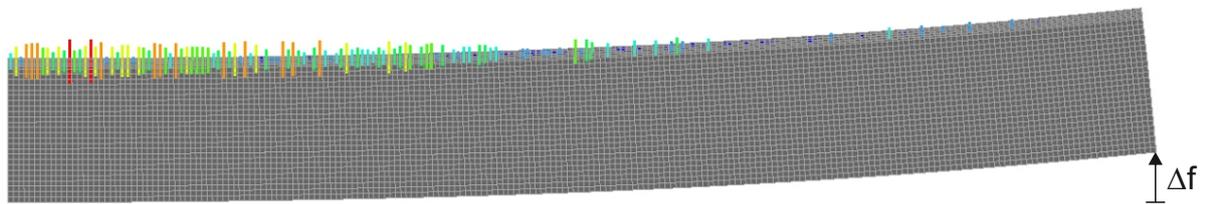
t = 20 a, 91 d  
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,87E-06$



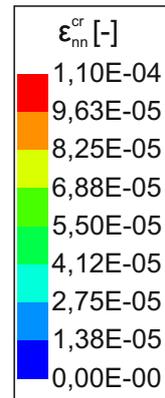
t = 25 a  
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 5,75E-05$



t = 30 a  
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,11E-04$

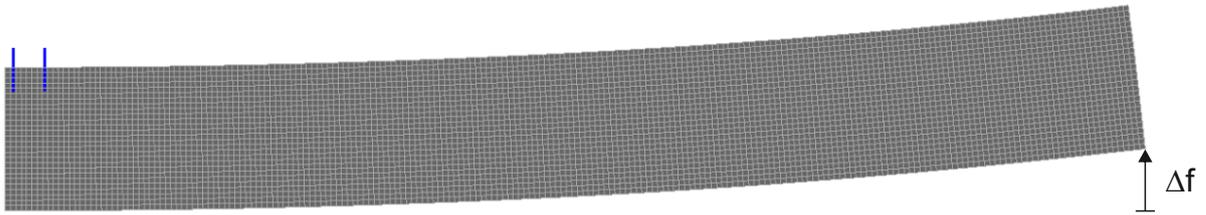


$\Delta f = \text{real } \Delta f \times 20$

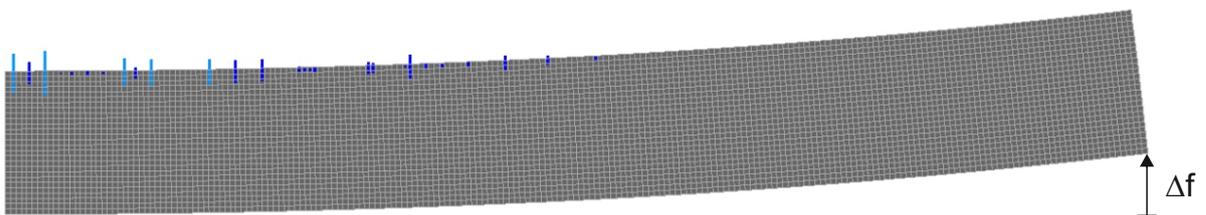


**Abb. E.10:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung nach  $E_{c,eff}(t)$  zu Beginn der Rissbildung (20 a und 91 d) sowie nach 25 a und 30 a unter Berücksichtigung von Elementen mit einer Höhe von  $h_{el} = 4$  mm im oberen Bereich der Platte (230 mm bis 270 mm); schlechte Entwässerung

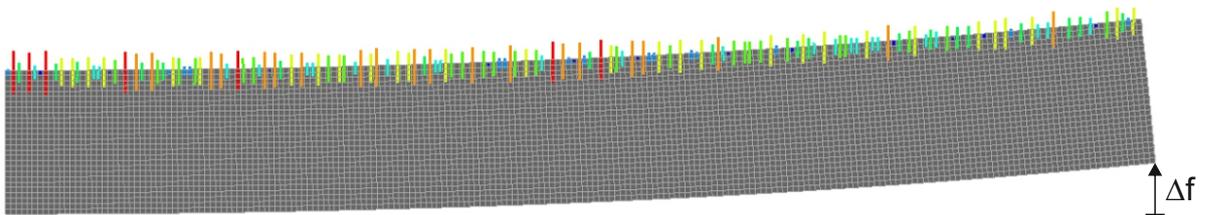
$t = 18 \text{ a, } 91 \text{ d}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 6,31E-06$



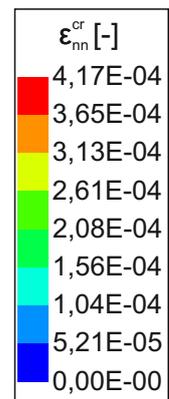
$t = 20 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 9,08E-05$



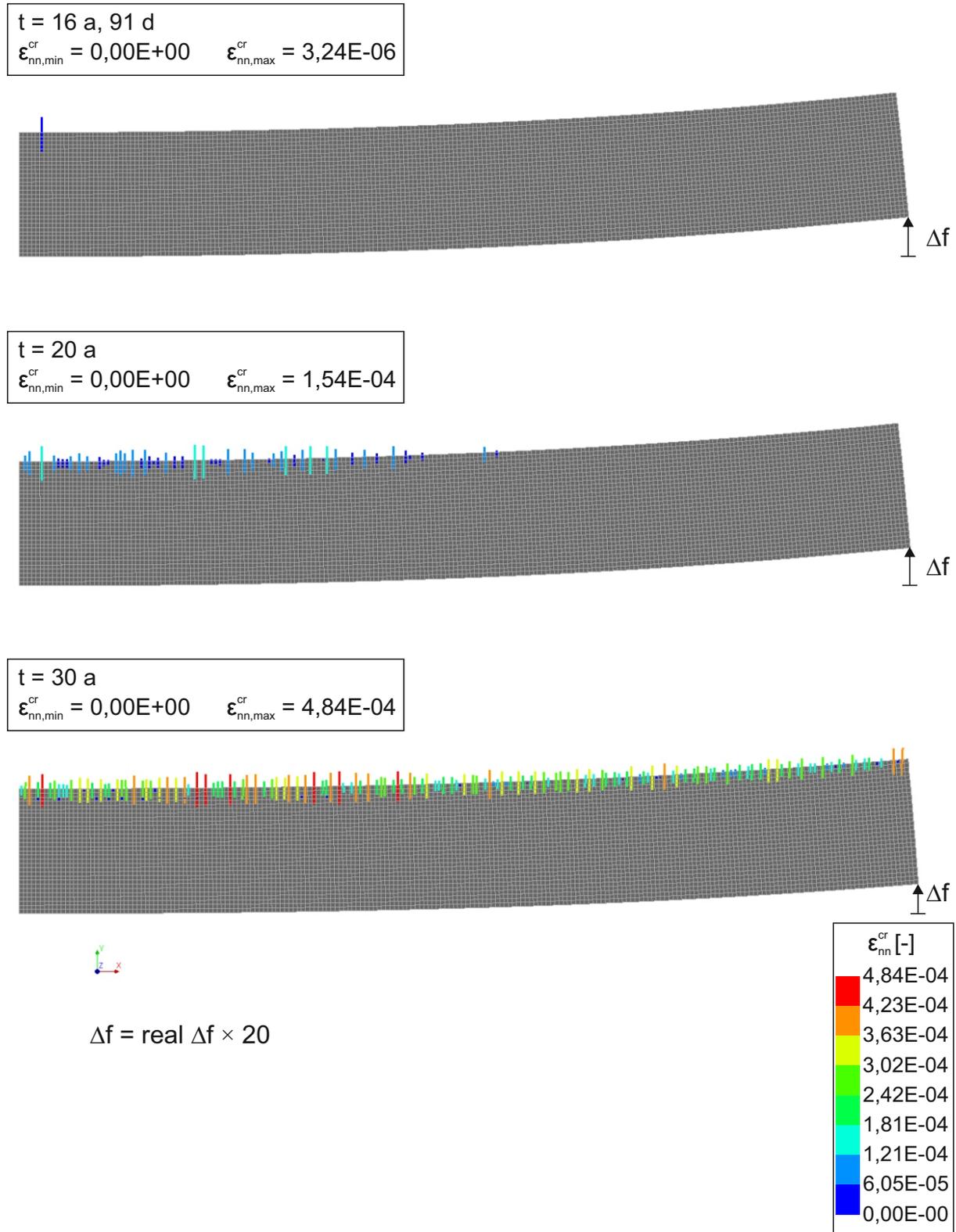
$t = 30 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 4,17E-04$



$\Delta f = \text{real } \Delta f \times 20$

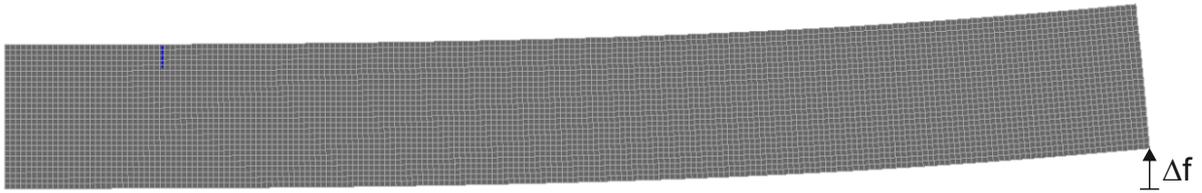


**Abb. E.11:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung nach  $E_{c,eff}(t)$  zu Beginn der Rissbildung (18 a und 91 d) sowie nach 20 a und 30 a bei einer Untergrundsteifigkeit von  $k_s = 0,01 \text{ N/mm}^3$ ; schlechte Entwässerung

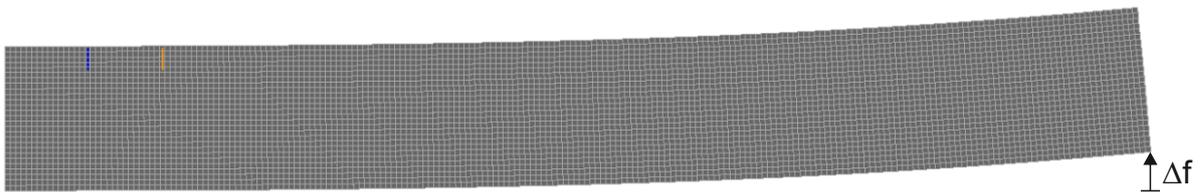


**Abb. E.12:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung nach  $E_{c,eff}(t)$  zu Beginn der Rissbildung (16 a und 91 d) sowie nach 20 a und 30 a bei einer Plattenhöhe von  $h = 300$  mm; schlechte Entwässerung

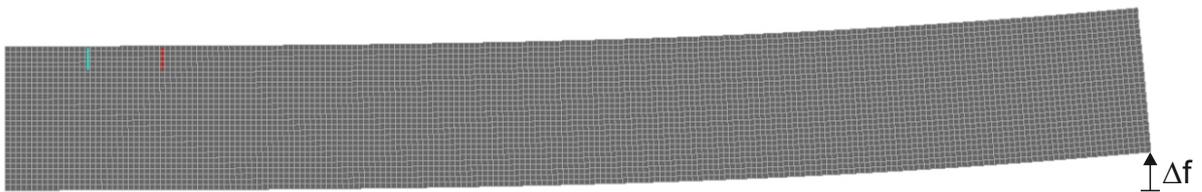
$t = 28 \text{ a}, 273 \text{ d}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 4,03E-07$



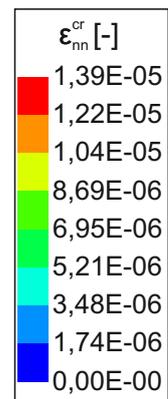
$t = 29 \text{ a}, 273 \text{ d}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,12E-05$



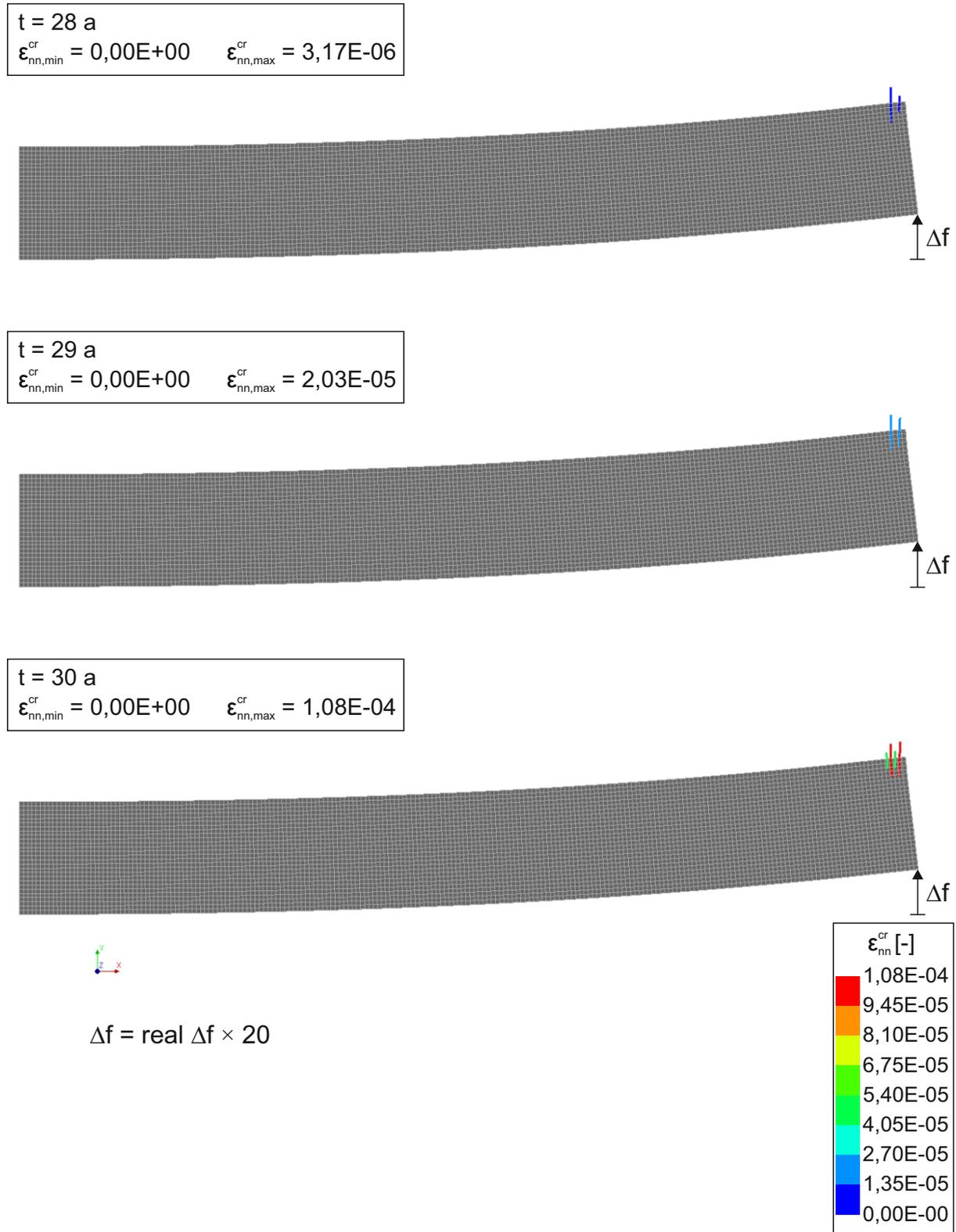
$t = 30 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,39E-05$



$\Delta f = \text{real } \Delta f \times 20$

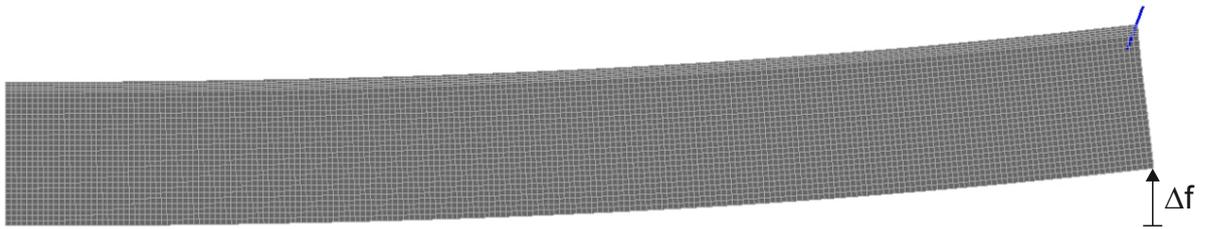


**Abb. E.13:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff,AKR}(t)$  sowie einer gleichzeitigen Reduzierung der Zugfestigkeit  $f_{ct,AKR}(t)$  zu Beginn der Rissbildung (28 a, 273 d) sowie nach 29 a und 30 a; schlechte Entwässerung

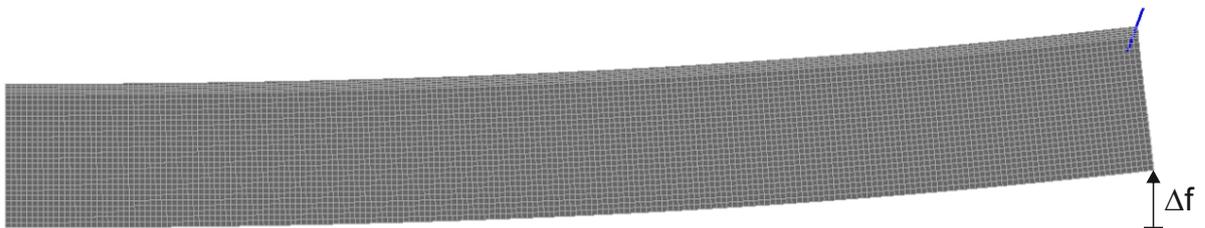


**Abb. E.14:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung  $E_{c,eff}(t)$  nach Gleichung 4.22 zu Beginn der Rissbildung (28 a) sowie nach 29 a und 30 a; gute Entwässerung (Grundmodell)

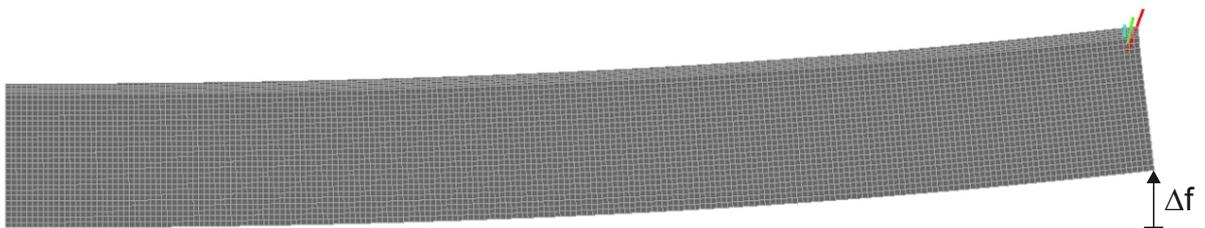
$t = 28 \text{ a, } 182 \text{ d}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 8,26E-07$



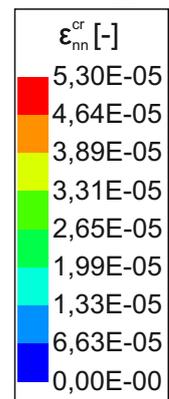
$t = 29 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 3,65E-06$



$t = 30 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 5,30E-05$

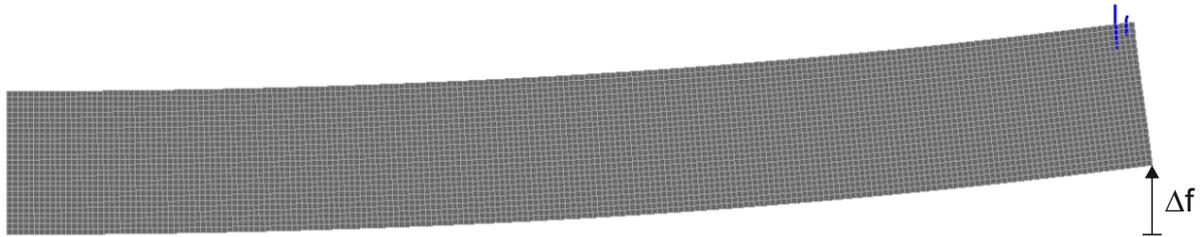


$\Delta f = \text{real } \Delta f \times 20$

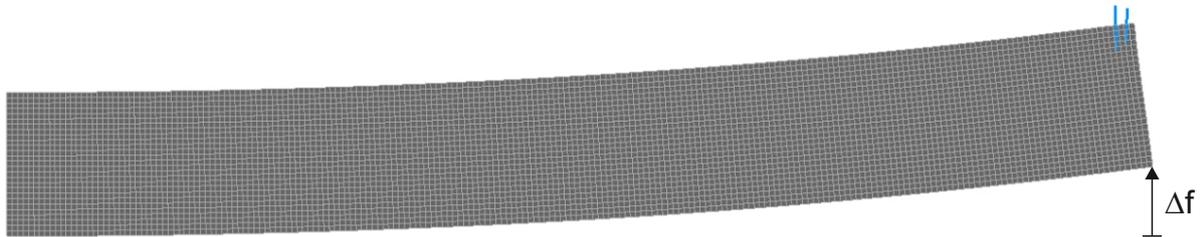


**Abb. E.15:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke zu Beginn der Rissbildung (28 a und 182 d) sowie nach 29 a und 30 a unter Berücksichtigung von Elementen mit einer Höhe von  $h_{el} = 4 \text{ mm}$  im oberen Bereich der Platte (230 mm bis 270 mm); gute Entwässerung

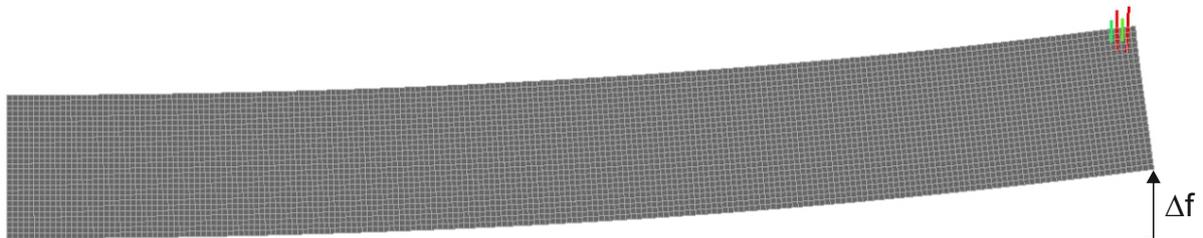
t = 28 a  
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 3,13E-06$



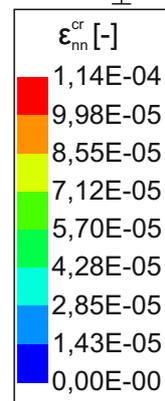
t = 29 a  
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 2,02E-05$



t = 30 a  
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,14E-04$

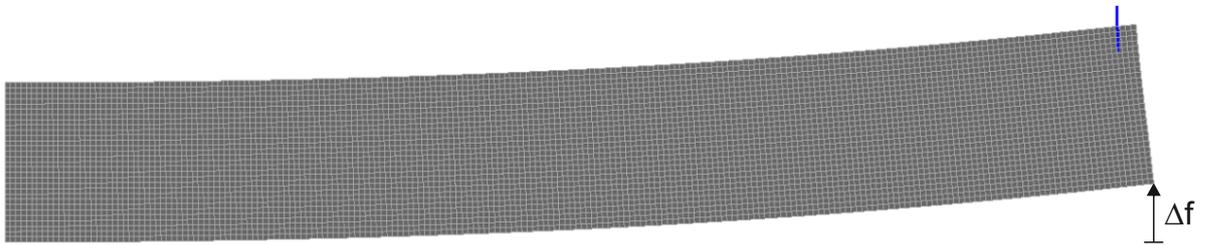


$\Delta f = \text{real } \Delta f \times 20$

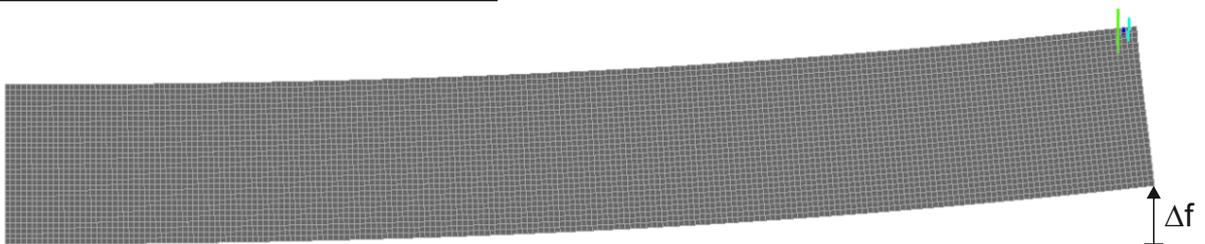


**Abb. E.16:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke zu Beginn der Rissbildung (28 a) sowie nach 29 a und 30 a bei einer Untergrundsteifigkeit von  $k_s = 0,01 \text{ N/mm}^3$ ; gute Entwässerung

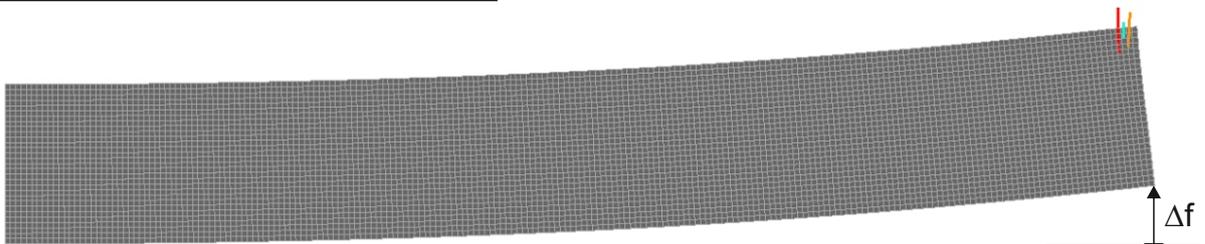
$t = 26 \text{ a}, 273 \text{ d}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,32E-06$



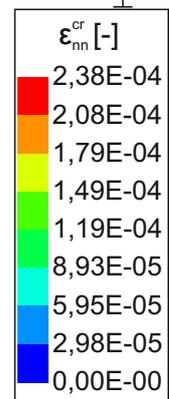
$t = 28 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 1,35E-04$



$t = 30 \text{ a}$   
 $\epsilon_{nn,min}^{cr} = 0,00E+00$      $\epsilon_{nn,max}^{cr} = 2,38E-04$



$\Delta f = \text{real } \Delta f \times 20$



**Abb. E.17:** Rissdehnungen  $\epsilon_{nn}^{cr} [-]$  innerhalb der Betonfahrbahndecke zu Beginn der Rissbildung (26 a und 273 d) sowie nach 28 a und 30 a bei einer Plattenhöhe von  $h = 300 \text{ mm}$ ; gute Entwässerung

