

Berichte aus dem Institut für Baustoffe

Jesko Gerlach

**Ein performance-  
basiertes Konzept zur  
Dauerhaftigkeitsbemessung  
chemisch beanspruchter  
Betonbauteile**



**Ein performance-basiertes Konzept  
zur Dauerhaftigkeitsbemessung  
chemisch beanspruchter Betonbauteile**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie  
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

zur  
Erlangung des Grades  
Doktor-Ingenieur  
(Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von  
Dipl.-Ing. Jesko Gerlach

Hannover 2017

Referent: Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus  
Leibniz Universität Hannover

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn  
Universität Leipzig

Kommissionsmitglied: Prof. Dr.-Ing. Michael Beer  
Leibniz Universität Hannover

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus  
Leibniz Universität Hannover

Tag der Prüfung: 29. August 2017

## **Impressum**

Autor: Dipl.-Ing. Jesko Gerlach

Titel: Ein performance-basiertes Konzept  
zur Dauerhaftigkeitsbemessung  
chemisch beanspruchter Betonbauteile

Schriftenreihe: Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 16

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus  
Institut für Baustoffe  
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover  
Appelstraße 9A  
30167 Hannover  
Tel.: (05 11) 7 62 - 37 22  
Fax.: (05 11) 7 62 - 47 36  
<http://www.baustoff.uni-hannover.de>

ISBN: 978-3-936634-19-8

# Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand als Stipendiat und während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus, der mir diese Arbeit durch seine Förderung und Unterstützung ermöglicht hat. Die stete Bereitschaft zur Diskussion, seine vielfältigen Anregungen, das entgegengebrachte Vertrauen und die damit verbundenen Freiräume haben maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Für die Übernahme des Korreferats und die interessanten Diskussionen während der Entstehung dieser Arbeit danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn. Herrn Prof. Dr.-Ing Michael Beer danke ich für das Interesse an meiner Arbeit sowie für die Mitwirkung als Kommissionsmitglied. Mein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission. Zudem bedanke ich mich bei Frau Prof. Dr. Regina Nogueira für das Interesse an meiner Arbeit, über das ich mich sehr gefreut habe.

Für das angenehme Arbeitsklima, die zahlreichen Diskussionen, die tatkräftige Unterstützung bei den experimentellen Untersuchungen und auch für die Ablenkungen zum rechten Zeitpunkt möchte ich mich bei meinen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Baustoffe herzlich bedanken.

Der größte Dank geht an alle Freunde und an meine Familie für die immerwährende Unterstützung und den steten Rückhalt während der Entstehung dieser Arbeit.

Jesko Gerlach



# Kurzfassung

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile und Betonbauwerke erfolgt nach dem derzeit gültigen Normenwerk deskriptiv. Das auf Erfahrungswerten beruhende Nachweiskonzept stößt jedoch an Grenzen, wenn durch den Einsatz neuer Betone, Baustoffe und Bauweisen der normativ abgesicherte Erfahrungsbereich verlassen wird.

Um die Grenzen des derzeitigen deskriptiven Nachweiskonzepts zu überwinden, wurde in dieser Arbeit ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile entwickelt. Durch eine Berücksichtigung der beim chemischen Angriff ablaufenden Schädigungsprozesse und der zu erwartenden Einwirkungen und Materialwiderstände wird damit eine quantitative Bemessung der Dauerhaftigkeit ermöglicht.

Für die Bemessung der Dauerhaftigkeit ist es zunächst erforderlich, dass die Betonleistungsfähigkeit auf Baustoffebene (Materialwiderstand) bestimmt wird. Hierfür wurde ein auf Prüfgrundsätzen (Anforderungen an Prüfparameter) basierendes Prüfkonzept entwickelt, das es ermöglicht, derzeit existierende Prüfverfahren zu vereinheitlichen. Mithilfe der Prüfgrundsätze wird sichergestellt, dass die in Säureprüfungen gewählten Angriffs- und Randbedingungen zu einer vergleichbaren Einwirkung führen und somit die Vergleich- und Reproduzierbarkeit von Untersuchungsergebnissen gewährleisten.

Um die Auswirkung baustofflicher Schädigungsprozesse auf makroskopische Eigenschaften und das Tragverhalten zu berücksichtigen, erfolgt der Nachweis der Dauerhaftigkeit auf Bauteilebene. Um die dafür erforderliche Entwicklung der Bauteilschädigung beschreiben zu können, wurde ein physikalisch begründetes Diffusions-Abtrags-Modell entwickelt. Dieses beschreibt den Transport der angreifenden  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen in der geschädigten Zone, deren chemische Umsetzung an der Korrosionsfront sowie den oberflächigen Abtrag der geschädigten Zone, wobei der mithilfe des Prüfkonzepts ermittelte Materialwiderstand in das Modell einfließt.

Die eigentliche Bemessung erfolgt mithilfe eines Nachweiskonzepts durch eine grenzzustandsbezogene Zuverlässigkeitsbetrachtung, in der eine zulässige Schädigungstiefe einer zeitveränderlichen Schädigungstiefe gegenübergestellt wird, wobei letztere mithilfe des entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells ermittelt werden kann. Innerhalb des Nachweiskonzepts stehen mit einem voll- und semiprobabilistischen Nachweisverfahren sowie einem vereinfachten Nachweisverfahren mit Bemessungsnomogrammen unterschiedliche Bemessungsformate zur Verfügung, die es ermöglichen, unterschiedliche Strategien zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit (z. B. Betone mit erhöhtem Säurewiderstand oder Opferbetonkonzepte) sowie deren Kombination zu bemessen, zu vergleichen und begründet auszuwählen.

**Schlagwörter:** Chemischer Betonangriff, Dauerhaftigkeitsbemessung, Diffusions-Abtrags-Modell, Säureprüfung, Zuverlässigkeitsbasiertes Bemessungskonzept



# Abstract

The current design approach to ensure durability of concrete structures in acidic environments is commonly based on prescriptive specifications. Due to the lack of proven experiences, this design approach has its limitation when using innovative concretes, novel constituent materials and construction methods. In order to overcome the limitations of the prescriptive design approach, a performance-based design concept for durability design of concrete structures in acidic environments has been developed in this thesis. This concept allows a quantitative consideration of durability by taking into account the degradation processes caused by acidic environments as well as the environmental load and material resistance.

The design approach first requires the determination of the material resistance. Therefore, a testing approach has been developed which offers the possibility to standardise existing test methods. The standardisation of existing test methods is achieved by testing principles which ensure roughly comparable exposure conditions during testing and therefore lead to comparable and reproducible test results. Considering acid attacks on concrete structures, reduced structural dimensions have to be assumed at the end of the service life due to the formation of corroded surface layer with low mechanical strength. Therefore, it is necessary to consider the degradation of the structural component. To describe the degradation of the structural component, a diffusion-erosion-model has been developed. This model describes (i) the transport of  $\text{H}_3\text{O}^+$ -ions in the corroded surface layer, (ii) the chemical reactions at the corrosion front, and (iii) the erosion of the corroded surface layer. As model input parameter, the material resistance determined by the developed testing approach is used.

For the actual design of the structural components, the time-varying degradation as a result of the diffusion-erosion-model has to be compared with the permissible degradation depth by using a reliability-based limit state. For the analysis of the limit state, the developed performance-based concept offers different design levels including (i) a fully probabilistic approach, (ii) a semi-probabilistic approach, and (iii) a simplified design approach with design nomograms. These different design levels can be used for a quantitative estimation of concrete durability. With these different design levels, the service life of concrete structures in acidic environments can be estimated and hence allow for a quantitative consideration of concrete durability.

**Keywords:** acid attack, durability design, diffusion-erosion-model, performance-testing, reliability-based design



# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b>	<b>V</b>
<b>Abstract</b>	<b>VII</b>
<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>XI</b>
<b>Symbol- und Abkürzungsverzeichnis</b>	<b>XIII</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Motivation und Einführung . . . . .	1
1.2 Zielsetzung . . . . .	3
1.3 Gliederung der Arbeit . . . . .	5
<b>2 Grundlagen und Literatur</b>	<b>9</b>
2.1 Chemischer Betonangriff . . . . .	9
2.1.1 Chemische Schädigungsprozesse von Beton . . . . .	9
2.1.2 Chemisches Verhalten von Beton beim Säureangriff . . . . .	11
2.1.3 Korrosionskinetik beim Säureangriff . . . . .	14
2.1.4 Einflussfaktoren auf die beim Säureangriff ablaufenden Mechanismen . . . . .	16
2.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile . . . . .	18
2.3 Performance-basierte Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit	22
2.4 Abgrenzung des Themas . . . . .	25
<b>3 Methodischer Ansatz für ein performance-basiertes Konzept</b>	<b>27</b>
3.1 Festlegung grundlegender Anforderungen . . . . .	27
3.2 Ableitung des methodischen Ansatzes . . . . .	28
<b>4 Entwicklung eines standardisierten Prüfkonzepts</b>	<b>31</b>
4.1 Ansatz für die Standardisierung von Prüfverfahren . . . . .	31
4.1.1 Übersicht über Säureprüfverfahren . . . . .	31
4.1.2 Grundlegende Anforderungen an Säureprüfverfahren . . . . .	34
4.1.3 Lösungsansatz für ein standardisiertes Prüfkonzept . . . . .	38
4.2 Untersuchungen zum Einfluss ausgewählter Prüfparameter . . . . .	39
4.2.1 Konzentration des Prüfmediums . . . . .	39
4.2.2 Art des Prüfmediums . . . . .	43

4.2.3	Sättigungsgrad des Prüfmediums . . . . .	45
4.2.4	Prüfsystem . . . . .	47
4.2.5	Durchmischung des Prüfmediums . . . . .	50
4.2.6	Mechanische Abrasion . . . . .	52
4.2.7	Weitere Einflussfaktoren . . . . .	53
4.3	Ableitung des Prüfkonzpts . . . . .	53
4.4	Ermittlung des Materialwiderstands . . . . .	56
4.5	Zusammenfassung . . . . .	57
<b>5</b>	<b>Entwicklung eines physikalisch begründeten Schädigungsmodells</b>	<b>59</b>
5.1	Diskussion existierender Schädigungsmodelle . . . . .	59
5.2	Diffusions-Abtrags-Modell zur Ermittlung der Schädigungstiefe . . . . .	65
5.3	Diskussion des Diffusions-Abtrags-Modells . . . . .	69
5.4	Zusammenfassung . . . . .	75
<b>6</b>	<b>Entwicklung eines bauteilbezogenen Nachweiskonzepts</b>	<b>77</b>
6.1	Grundlegendes Nachweiskonzept . . . . .	77
6.2	Festlegung der Zielzuverlässigkeit . . . . .	80
6.3	Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung . . . . .	83
6.3.1	Grundlagen und Vorgehen . . . . .	83
6.3.2	Festlegung der Bemessungsvariablen . . . . .	83
6.3.2.1	Zulässige Schädigungstiefe . . . . .	83
6.3.2.2	Inverser Materialwiderstand . . . . .	86
6.3.2.3	Konzentration der angreifenden Säure . . . . .	88
6.3.2.4	Abtragsgeschwindigkeit . . . . .	89
6.3.3	Zusammenfassende Darstellung . . . . .	93
6.4	Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung . . . . .	95
6.4.1	Grundlagen und Vorgehen . . . . .	95
6.4.2	Festlegung der Bemessungskriterien und der Bemessungssituationen . . . . .	96
6.4.3	Festlegung der Bemessungswerte . . . . .	97
6.4.4	Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte und Verifizierung des Zuverlässigkeitsniveaus . . . . .	99
6.5	Vereinfachter Nachweis mit Bemessungsnomogrammen . . . . .	103
6.6	Zusammenfassung . . . . .	106
<b>7</b>	<b>Anwendung und Diskussion</b>	<b>107</b>
7.1	Allgemeines . . . . .	107
7.2	Darstellung des performance-basierten Konzepts mit Anwendungsbeispielen . . . . .	108
7.2.1	Vereinfachter Nachweis der Dauerhaftigkeit mit Bemessungsnomogrammen . . . . .	108

7.2.2	Vollprobabilistischer Nachweis der Dauerhaftigkeit . . . . .	111
7.3	Diskussion von Anwendungsmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen	113
7.4	Verdeutlichung der praktischen Relevanz der Ergebnisse . . . . .	116
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>119</b>
8.1	Zusammenfassung . . . . .	119
8.2	Ausblick . . . . .	123
<b>Literatur</b>		<b>125</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>		<b>135</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>		<b>139</b>
<b>Anhang</b>		<b>141</b>
<b>A</b>	<b>Mathematische Betrachtung der Korrosionskinetik</b>	<b>143</b>
A.1	Kinetik reaktionskontrollierter Prozesse . . . . .	143
A.2	Kinetik diffusionskontrollierter Prozesse . . . . .	144
A.3	Bewertung der Korrosionskinetik . . . . .	146
<b>B</b>	<b>Lösung der Differentialgleichungen</b>	<b>147</b>
B.1	Differentialgleichung zur Beschreibung des Diffusions-Problems . .	147
B.2	Differentialgleichung zur Beschreibung des Diffusions-Abtrags-Problems . . . . .	148
<b>C</b>	<b>Bemessungssituationen zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte</b>	<b>151</b>
<b>D</b>	<b>Bemessungsnomogramme</b>	<b>155</b>
<b>E</b>	<b>Verwendete Beton- und Mörtelzusammensetzungen</b>	<b>165</b>



# Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

## Lateinische Großbuchstaben

$A$	Oberfläche
$A_{ges}$	Angriffsfläche
$A_l$	Fläche des löslichen Materials
$A/V$	(Prüf-)Oberfläche-zu-(Säure-)Volumen-Verhältnis
$CoV$	Variationskoeffizient
$D$	Diffusionskoeffizient
$G$	Grenzzustand
$J$	Diffusionsstrom
$K_{i,A}$	flächenspezifische Geschwindigkeitskonstante
$K_s$	Dissoziationskonstante
$L$	Lösungsrate (kumulativ)
$L_{ca}$	Lösungsrate von Calcium (kumulativ)
$M_{ca}$	gelöste Masse an Calcium (kumulativ)
$Q$	gelöste Stoffmenge
$R$	Widerstand
$R_a^{-1}$	inverser Materialwiderstand
$R_{a,d}^{-1}$	Bemessungswert des inversen Materialwiderstands
$R_{a,k}^{-1}$	charakteristischer Wert des inversen Materialwiderstands
$R_{a,m}^{-1}$	Mittelwert des inversen Materialwiderstands
$S$	Einwirkung
$T$	Temperatur
$V$	Volumen
$X$	Zufallsvariable

## Lateinische Kleinbuchstaben

$a$	Abmessung
$a_{dev}$	Vorhaltemaß zur Berücksichtigung von Querschnittsabweichungen
$a_{erf}$	erforderliches Mindestmaß zur Kompensation der Schädigung

$a_{erf,d}$	Bemessungswert des erforderlichen Mindestmaßes zur Kompensation der Schädigung
$a_{erf,k}$	charakteristischer Wert des erforderlichen Mindestmaßes zur Kompensation der Schädigung
$a_{opfer}$	Dicke der Opferbetonschicht
$a_{zul}$	zulässige Schädigungstiefe
$c$	Konzentration
$c_{ca}$	Konzentration der $Ca^{2+}$ -Ionen
$c_g$	Konzentration der gelösten Stoffe an der Grenzfläche
$c_q$	Konzentration der gelösten Stoffe in der angreifenden Lösung
$c_s$	Säurekonzentration / Konzentration der $H_3O^+$ -Ionen
$c_{s,k}$	charakteristischer Wert der Säurekonzentration
$c_{tot}$	Gesamtkonzentration der puffernden Säure
$c_0$	Konzentration der $H_3O^+$ -Ionen im Bauteilinneren
$d$	Änderung / Ableitung
$f_{cm}$	Mittlere Betondruckfestigkeit
$k_a$	materialabhängige Konstante
$k_c$	Materialkonstante, gleichwertig mit $R_a^{-1}$
$k_i$	Geschwindigkeitskonstante
$m$	Masse / Geradensteigung
$m_l$	CaO-Gehalt des Mörtels/Betons
$n$	Stichprobenumfang
$p$	Wahrscheinlichkeit
$p_f$	Versagenswahrscheinlichkeit
$p_0$	Zielversagenswahrscheinlichkeit
$r$	Rate
$t$	Zeit / planmäßige Nutzungsdauer
$t_{diff,id}$	Dauer des ideal-diffusionskontrollierten Korrosionsprozesses
$t_i$	Zeitpunkt
$v$	Geschwindigkeit
$v_a$	Abtragsgeschwindigkeit
$v_{a,d}$	Bemessungswert der Abtragsgeschwindigkeit
$v_{a,k}$	charakteristischer Wert der Abtragsgeschwindigkeit
$v_d$	Vortriebsgeschwindigkeit der Korrosionsfront
$v_f$	Fließgeschwindigkeit
$w$	Wassergehalt
$x$	Tiefe / Maß
$x_{abr}$	Abtragstiefe
$x_d$	Diffusionstiefe

$x_{nom}$	Nennmaß der Abmessungen des Betonquerschnitts
$x_s$	Schädigungstiefe
$x_{s,d}$	Bemessungswert der Schädigungstiefe
$z$	Zementgehalt

## Griechische Buchstaben

$\Delta$	Änderung / Verlust
$\Phi$	Standard-Normalverteilung
$\Phi^{-1}$	Inverse Standard-Normalverteilung
$\beta$	Zuverlässigkeitsindex
$\beta_0$	Zielwert der Zuverlässigkeit
$\beta_a$	Neutralisationskapazität des Betons
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert
$\gamma_R$	Teilsicherheitsbeiwert des inversen Materialwiderstands
$\gamma_v$	Teilsicherheitsbeiwert der Abtragungsgeschwindigkeit
$\partial$	Partielle Ableitung
$\mu$	Erwartungswert
$\sigma$	Standardabweichung
$\sigma_{x_{nom}}$	Standardabweichung der Abmessungen des Betonquerschnitts

## Abkürzungen

BSK	Biogene Schwefelsäurekorrosion
CC	Schadensfolgeklassen
EDX	Energiedispersive Röntgenspektroskopie
FORM	First Order Reliability Method
LogN	Logarithmische Normalverteilung
ND	Normalverteilung
pH-Stat	mittels kontinuierlicher Endpunkttitration konstant gehaltene Säurekonzentration
RC	Zuverlässigkeitsklasse
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
SORM	Second Order Reliability Method
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit
w/z-Wert	Wassermenge/Zementwert

## **Chemische Verbindungen**

AFt	Aluminatferrit-Trisulfat (Ettringit)
AFm	Aluminatferrit-Monosulfat
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Aluminiumoxid
Al(OH) <sub>3</sub>	Aluminiumhydroxid
Ca(OH) <sub>2</sub>	Calciumhydroxid (Portlandit)
CaSO <sub>4</sub>	Calciumsulfat
CO <sub>2</sub>	Kohlenstoffdioxid
C–S–H	Calciumsilikathydrat
H <sub>2</sub> O	Wasser
H <sub>3</sub> O <sup>+</sup>	Hydronium
HNO <sub>3</sub>	Salpetersäure
H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Schwefelsäure
KOH	Kaliumhydroxid
OH <sup>-</sup>	Hydroxid
NaOH	Natriumhydroxid
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	Ammonium
SiO <sub>2</sub>	Siliciumdioxid
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Sulfat

# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Motivation und Einführung

In vielen Anwendungsbereichen des Beton- und Stahlbetonbaus werden Bauteile und Bauwerke durch chemische Einwirkungen beansprucht. Neben dem Angriff durch betonaggressive Stoffe in Böden und Grundwässern kann es insbesondere im Bereich von Abwasseranlagen, Industrieanlagen und landwirtschaftlicher Bauten zu einem chemischen Betonangriff kommen. Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch exponierter Betonbauteile und Betonbauwerke erfolgt nach dem derzeit gültigen Normenpaket bestehend aus *DIN EN 1992-1-1:2011-01* und *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* und *DIN EN 13670:2011-03/DIN 1045-3:2012-03* deskriptiv. Auf der Basis von Erfahrungswerten und standardisierten Angriffs- und Randbedingungen werden für praxiserprobte Betone Mindestanforderungen an die Zusammensetzung, an die Herstellung, den Einbau und die Nachbehandlung definiert. Dieses Konzept stößt jedoch an Grenzen, wenn durch den Einsatz neuer Betone, Baustoffe und Bauweisen der gesicherte Erfahrungsbereich verlassen wird und/oder die in der Praxis vorherrschenden Umgebungsbedingungen von den normativ standardisierten Angriffs- und Randbedingungen abweichen.

Aus betontechnologischer Sicht kann von einem gesicherten Erfahrungsbereich bis Expositionsklasse XA2 ausgegangen werden. Erfahrungen zeigen jedoch auch, dass es bei einem starken chemischen Angriff (XA3) durchaus möglich ist, Betone zu konzipieren, die dieser Exposition ohne die normativ geforderten zusätzlichen Schutzmaßnahmen standhalten können. Positive Erfahrungen aus der Anwendung solcher Betone finden sich u. a. im Bereich des Kühlturmbaus (vgl. z. B. HÜTTL & HILLEMEIER (2000), LOHAUS & PETERSEN (2007)), bei Abwasseranlagen (vgl. z. B. DIEPENSEIFEN et al. (2008), GOETZ (2014)) oder im Bereich von Böden und Grundwässern (vgl. z. B. BÖING et al. (2011)). Diese betontechnologischen Möglichkeiten, die insbesondere den lösenden Betonangriff durch Säuren betreffen, werden durch die derzeit gültigen deskriptiven Regelungen nicht berücksichtigt. Ein Abweichen von diesen deskriptiven Normenvorgaben und ein Verzicht auf die geforderten Schutzmaßnahmen wird in *DIN 1045-2:2008-08* durch folgenden Passus ermöglicht:

„Bei chemischem Angriff der Expositionsklasse XA3 oder stärker [...] sind Schutzmaßnahmen für den Beton erforderlich [...], wenn nicht ein Gutachten eine andere Lösung vorschlägt.“

Folglich werden die vorhandenen betontechnologischen Möglichkeiten im Bereich  $\geq$ XA3 in *DIN 1045-2:2008-08* prinzipiell erkannt und berücksichtigt. Konkretisierungen zur Umsetzung solcher Lösungen, z. B. hinsichtlich der Art und des Umfangs der zu führenden Nachweise, liefert die *DIN 1045-2:2008-08* jedoch nicht. Dies lässt den Schluss zu, dass abgesicherte Kenntnisse und eine strukturierte Vorgehensweise zur Umsetzung dieser Möglichkeiten derzeit nicht vorhanden sind. Diese Normensituation führt zu einer Verunsicherung der Bauherren, der Planer, der bauausführenden Firmen sowie der Betonindustrie und hat zur Konsequenz, dass der erzielte Zugewinn an Leistungsfähigkeit neuartiger Betone sowie der technologische Fortschritt der betonbasierten Bauweise nur bedingt nutzbar gemacht werden. Die Betonbauweise wird dadurch gegenüber anderen werkstofflichen Lösungen benachteiligt.

Für andere umgebungsbedingte Einwirkungen, z. B. für die Expositionsklassen XC sowie XD/XS, ist es in den vergangenen Jahrzehnten gelungen, Nachweis-konzepte zu entwickeln, die ein Abweichen von den derzeitigen deskriptiven Normenvorgaben ermöglichen. Diese beruhen auf einer quantitativen Betrachtung der ablaufenden Schädigungsprozesse unter der Berücksichtigung der zu erwartenden Einwirkungen und Materialwiderstände (performance-basierte Konzepte).

Im Bereich des chemischen Betonangriffs fehlen bislang entsprechende Konzepte. Nach *ISO 16204:2012-09* und *fib Model Code for Concrete Structures 2010* (kurz: *fib MC 2010*) liegt dies u. a. in den derzeit verfügbaren Schädigungsmodellen begründet. Eine Betrachtung der in den vergangenen Jahren entwickelten Modelle zur Beschreibung der Schädigung zeigt, dass diese größtenteils darauf abzielen, die ablaufenden physikalischen und chemischen Prozesse möglichst exakt abzubilden (vgl. z. B. FRANKE et al. (2009)). Daraus resultiert, dass diese Modelle eine Vielzahl an Eingangsparametern erfordern, die mit derzeit gängigen Säureprüfverfahren (vgl. z. B. GERLACH & LOHAUS (2016a)) nicht bestimmt werden können. Aufgrund der unterschiedlichen Detaillierungsgrade korrespondieren die vorhandenen Prüfverfahren und Schädigungsmodelle nicht miteinander. Es kann geschlussfolgert werden, dass die Entwicklung von performance-basierten Nachweis-konzepten im Bereich chemisch beanspruchter Betonbauteile dadurch erschwert wurde, dass Säureprüfverfahren und Schädigungsmodelle in der Vergangenheit weitestgehend unabhängig voneinander entwickelt wurden. Die Entwicklung eines performance-basierten Konzepts erfordert demnach eine ganzheitliche Betrachtung, die Prüfverfahren und Schädigungsmodelle aufeinander abstimmt.

Grundsätzlich ist ein performance-basiertes Konzept im Bereich chemisch beanspruchter Betonbauteile erforderlich, da aufgrund der rasanten Entwicklungen

im Bereich der Betontechnologie und Bautechnik abgesicherte Erfahrungswerte fehlen. Somit ist die Grundlage des derzeitigen, auf Erfahrungswerten beruhenden deskriptiven Nachweiskonzepts bereits heute nicht mehr gegeben, vor allem aber nicht mehr zukunftsfähig.

## 1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile. Dadurch soll die Möglichkeit geschaffen werden, die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile unter der Berücksichtigung der zu erwartenden Einwirkungen und Widerstände quantitativ nachzuweisen. Weiterhin wird das Ziel verfolgt, die Funktionsfähigkeit des performance-basierten Konzepts nachzuweisen und somit eine Möglichkeit zu schaffen, den betontechnologischen Fortschritt im Bereich chemisch beanspruchter Bauwerke in der Praxis besser nutzbar zu machen. Weiterhin soll aufgezeigt werden, für welche einzelnen Bereiche des betrachteten Normenwerks die gewonnenen Ergebnisse dienlich sein können und dadurch die Relevanz der Ergebnisse verdeutlicht werden.

Das zu entwickelnde performance-basierte Konzept soll u. a. auf einem Ingenieurmodell beruhen, da nach BEUSHAUSEN (2016) komplexe wissenschaftliche Modelle die Zuverlässigkeit von Dauerhaftigkeitsprognosen nicht wirklich verbessert haben. Bei der Modellbildung sind daher die beim chemischen Angriff ablaufenden chemischen und physikalischen Prozesse auf maßgebende Prozesse zu reduzieren. Die dafür erforderlichen Annahmen und Vereinfachungen müssen nach BEUSHAUSEN (2016) abgesichert sein und erfordern ein grundlegendes Verständnis der ablaufenden chemischen und physikalischen Prozesse.

Vor diesem Hintergrund werden bei der Entwicklung des performance-basierten Konzepts die beim chemischen Angriff ablaufenden Prozesse naturwissenschaftlich betrachtet und auf maßgebliche Prozesse und Einflussgrößen reduziert. Dadurch soll die für die Bemessung erforderliche Handhabbarkeit und Praktikabilität sichergestellt werden.

Da insbesondere im Bereich des lösenden Angriffs betontechnologische Weiterentwicklungen nur bedingt nutzbar gemacht werden können, kommt dieser Form des chemischen Angriffs eine besondere baupraktische Relevanz zu. Daher wird der Fokus ausschließlich auf den lösenden Betonangriff durch organische und anorganische Säuren gelegt. Andere Angriffsformen werden im Rahmen der Arbeit nicht behandelt.

Grundsätzlich sehen performance-basierte Konzepte vor, die Eignung eines Betons nicht anhand der Zusammensetzung und der Ausgangsstoffe zu beurteilen, sondern diese u. a. auf der Grundlage von anerkannten und erprobten Prüfungen nachzuweisen, die die tatsächlichen Verhältnisse ausreichend genau wiedergeben und anerkannte Leistungskriterien enthalten. Bei der Festlegung von Leistungskriterien muss beachtet werden, dass die durch den chemischen Angriff induzierten baustofflichen Schädigungsprozesse Auswirkungen auf makroskopische Eigenschaften und das Tragverhalten haben können. Demnach ist eine Festlegung von Leistungskriterien allein auf Baustoffebene unzureichend. Um die Auswirkung baustofflicher Schädigungsprozesse adäquat berücksichtigen zu können, muss die Nachweisführung auch auf Bauteilebene erfolgen, unter der Berücksichtigung von konstruktiv erforderlichen Querschnittsabmessungen und/oder degradierender Tragwerkswiderstände.

Aufbauend auf der übergeordneten Zielsetzung, der Entwicklung und Darstellung eines performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile lassen sich folgende Teilziele ableiten:

- **Entwicklung eines standardisierten Prüfkonzpts**

Da sich derzeit existierende Säureprüfverfahren hinsichtlich gewählter Prüfbedingungen unterscheiden, sind abgesicherte Aussagen bezüglich des Materialwiderstands bzw. der Betonleistungsfähigkeit nur bedingt möglich. Da abgesicherte Aussagen eine notwendige Voraussetzung für performance-basierte Konzepte darstellen, sind derzeit existierende Prüfverfahren zu vereinheitlichen. Daher wird die Entwicklung eines standardisierten Prüfkonzpts erforderlich.

Basierend auf einer Betrachtung von existierenden Säureprüfverfahren und grundlegenden Anforderungen, die an die Prüfung und Beurteilung der Leistungsfähigkeit von Beton gestellt werden, wird unter Berücksichtigung von eigenen und in der Literatur dokumentierten Untersuchungen ein Konzept zur Vereinheitlichung von Prüfverfahren dargestellt und ein standardisiertes XA-Prüfkonzpt entwickelt.

- **Entwicklung eines physikalisch begründeten Schädigungsmodells**

Um die Auswirkung baustofflicher Schädigungsprozesse adäquat berücksichtigen zu können, muss die auf Baustoffebene ermittelte Leistungsfähigkeit (Materialwiderstand) bauteilbezogen bewertet werden. Dafür ist die Entwicklung eines physikalisch begründeten Schädigungsmodells erforderlich, das die zeitabhängige Entwicklung der auf Bauteilebene induzierten Schädigung beschreibt.

Ausgehend von einer Betrachtung und Diskussion bereits existierender Modellansätze wird unter Berücksichtigung des vorgesehenen Anwendungsbereichs (Prognosemodell für Bemessungszwecke) und den damit verbundenen Anforderungen ein Schädigungsmodell entwickelt.

- **Entwicklung eines bauteilbezogenen Nachweiskonzepts**

Bei der bauteilbezogenen Bewertung baustofflicher Schädigungsprozesse ist nachzuweisen, dass degradierende Materialwiderstände während der Nutzung des Tragwerks keine nachteiligen Auswirkungen hinsichtlich Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit besitzen. Für diesen Nachweis wird ein entsprechendes Konzept entwickelt.

Unter der Berücksichtigung von anerkannten Grundsätzen für die Dauerhaftigkeitsbemessung von Betontragwerken wird ein bauteilbezogenes Nachweiskonzept für chemisch beanspruchte Betonbauteile abgeleitet. Dieses basiert auf einer zuverlässigkeitsbasierten Grenzzustandsbetrachtung, die einer zeitveränderlichen Schädigung eine zulässige Schädigung gegenüberstellt. Dadurch können baustoffliche Schädigungsprozesse bauteilbezogen bewertet und die Dauerhaftigkeit bemessen werden.

### 1.3 Gliederung der Arbeit

Zunächst werden in Kapitel 2 die wesentlichen Grundlagen des chemischen Betonangriffs veranschaulicht und die dem Angriff zugrunde liegenden physikalischen und chemischen Prozesse erläutert. Weiterhin wird das derzeitige erfahrungsbasierte Konzept zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile dargestellt und dessen Grenzen herausgearbeitet. Darüber hinaus wird mit der Darstellung von performance-basierten Konzepten eine alternative Herangehensweise zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit aufgezeigt und der Bedarf solcher Konzepte im Bereich chemisch exponierter Betonbauteile verdeutlicht.

In Kapitel 3 wird ein methodischer Ansatz für das performance-basierte Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile entwickelt und vorgestellt. Dieser besteht aus den Elementen *Prüfkonzept*, *Schädigungsmodell* und *Nachweiskonzept*, die im weiteren Verlauf der Arbeit (Kap. 4 bis Kap. 6) entwickelt werden.

Da performance-basierte Konzepte u. a. eine quantitative Erfassung und Beschreibung des Materialwiderstands erfordern, wird in Kapitel 4 ein standardisiertes Prüfkonzept entwickelt. Ausgehend von einer Betrachtung existierender Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton wird zunächst ein Ansatz für die Vereinheitlichung existierender Prüfverfahren dargestellt. Darauf aufbauend wird unter der Berücksichtigung von eigenen und in der Literatur dokumentierten Untersuchungen ein vereinheitlichtes Prüfkonzept abgeleitet.

Aufgrund der Zeitabhängigkeit der beim chemischen Angriff ablaufenden physikalischen und chemischen Prozesse muss die Entwicklung der Schädigung unter Berücksichtigung der vorherrschenden Einwirkung und des zu erwartenden Wider-

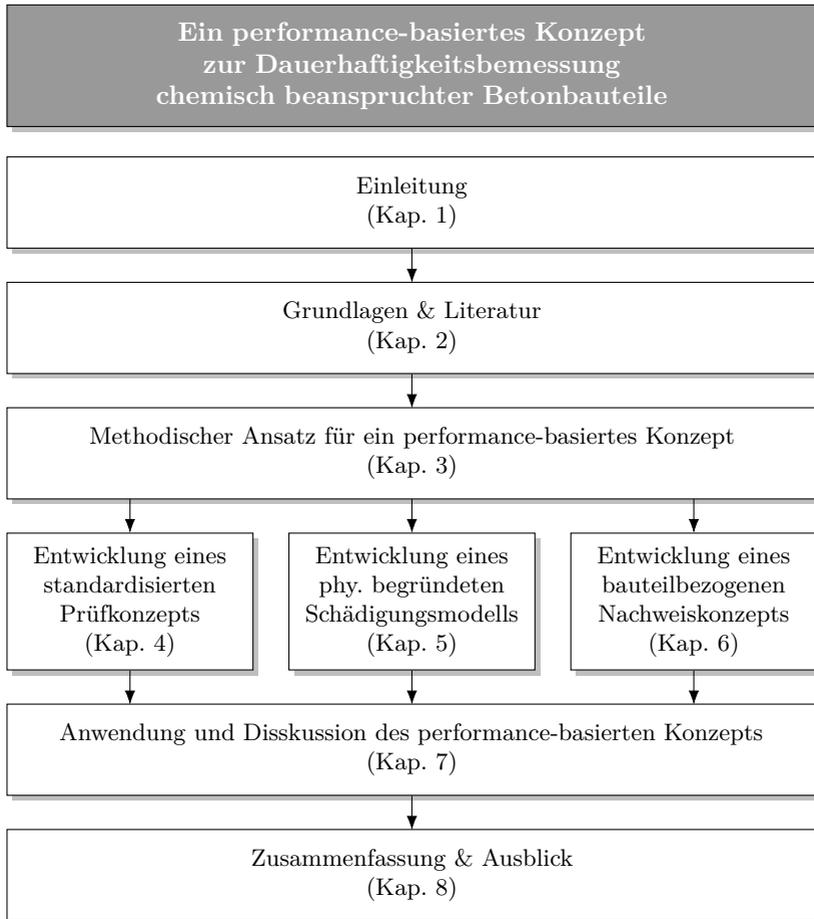
stands modellhaft beschrieben werden. Vor diesem Hintergrund wird in Kapitel 5 mit einem physikalisch begründeten Schädigungsmodell ein weiteres Element des performance-basierten Konzepts entwickelt. Unter Berücksichtigung der maßgebenden Schädigungsmechanismen wird zunächst ein konzeptionelles Modell zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der Schädigung erstellt, das in einem weiteren Schritt in ein mathematisches Modell überführt wird. Anhand von in der Literatur dokumentierten Beobachtungen wird die Plausibilität des Modells aufgezeigt und die Eignung des Modells für den betrachteten Anwendungszweck diskutiert.

Da beim chemischen Betonangriff baustoffliche Schädigungsprozesse Auswirkungen auf makroskopische Eigenschaften haben können, ist die Dauerhaftigkeit auf Bauteilebene nachzuweisen. Hierfür wird in Kapitel 6 ein bauteilbezogenes Nachweiskonzept entwickelt, das ein weiteres Element des performance-basierten Konzepts darstellt. Ausgehend von grundlegenden Überlegungen bezüglich der Grenzzustandsdefinition und der erforderlichen Zielzuverlässigkeit wird das Nachweiskonzept für unterschiedliche Bemessungsformate konkretisiert.

Die Funktionalität des performance-basierten Konzepts wird in Kapitel 7 mithilfe von zwei Anwendungsbeispielen aufgezeigt. Darauf aufbauend werden die Anwendungsmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen des Konzepts diskutiert und die praktische Relevanz der Ergebnisse verdeutlicht.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick in Kapitel 8.

Der Aufbau der Arbeit und das Vorgehen sind zusammenfassend in Bild 1.1 dargestellt.



**Bild 1.1:** Aufbau und Struktur der Arbeit



# Kapitel 2

## Grundlagen und Literatur

---

*Das Kapitel stellt zunächst die wesentlichen Grundlagen des chemischen Betonangriffs dar. Diese werden im weiteren Verlauf der Arbeit einerseits für die Bewertung und Interpretation von Untersuchungsergebnissen benötigt. Andererseits liefern diese die Grundlage für die spätere Modellentwicklung. Weiterhin wird das derzeitige Vorgehen bei der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile erläutert und vorhandene Anwendungsgrenzen aufgezeigt. Daraus wird die Notwendigkeit eines performance-basierten Konzepts im Bereich chemisch beanspruchter Betonbauteile abgeleitet und die Motivation und Zielsetzung der Arbeit verdeutlicht.*

---

### 2.1 Chemischer Betonangriff

#### 2.1.1 Chemische Schädigungsprozesse von Beton

Unter dem Begriff „*chemischer Angriff*“ wird im Betonbau die Wechselwirkung zwischen Beton und einem betonumgebenden Medium verstanden, das die Betoneigenschaften nachteilig beeinflusst (REGOURD, 1981). Aufgrund der Vielzahl an betonangreifenden Medien sind die beim chemischen Betonangriff ablaufenden chemischen und physikalischen Prozesse sehr vielschichtig. Eine Zusammenstellung betonangreifender Medien und ihrer Wirkung findet sich u. a. in GRÜBL et al. (2002) und im *DBV-Merkblatt „Chemischer Angriff auf Betonbauwerke“* (2014). Eine grobe Klassifizierung von chemisch induzierten Schädigungsprozessen von Beton ist in Bild 2.1 dargestellt. Demnach kann zwischen drei unterschiedlichen Wechselwirkungen zwischen angreifendem Medium und Zementstein und ggf. Gesteinskörnung unterschieden werden:

- **Auslaugung des Zementsteins**

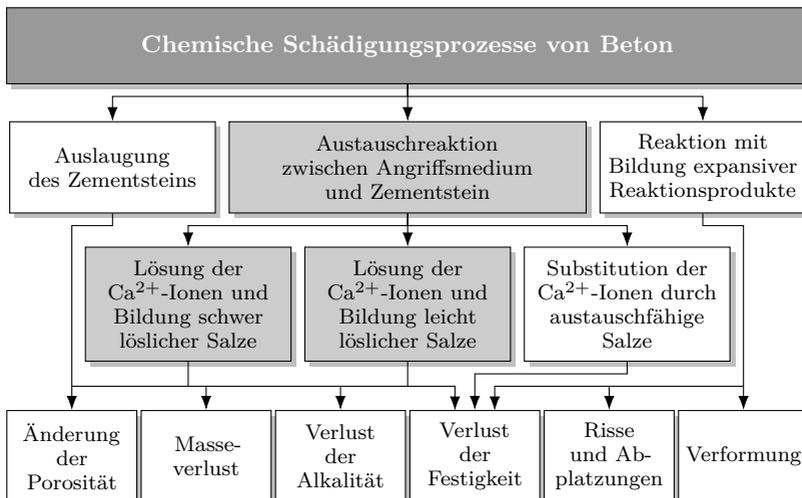
Bei der korrosiven Auslaugung wird zunächst  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  kontinuierlich aus dem Zementstein gelöst. Die damit verbundene Absenkung der Alkalität kann letztendlich auch zu einer Decalcifizierung der C-S-H-Phasen führen. Eine auslaugende Wirkung besitzen u. a. weiche Wässer, wie z. B. Regen-, Schmelz- und destilliertes Wasser.

- **Austauschreaktion zwischen Angriffsmedium und Zementstein**

Die Korrosion durch Austauschreaktion beruht auf der chemischen Umsetzung bzw. Umwandlung der einzelnen Zementsteinphasen. Die dabei entstehenden Reaktionsprodukte werden anschließend in Abhängigkeit ihrer Löslichkeit aus dem Zementstein herausgelöst. Zu diese Form des chemischen Angriffs kommt es beim Angriff von Säuren bzw. sauren Wässern. Darüber hinaus können Salze, deren Basen schwächer als die des  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  sind (z. B. Magnesium- und Ammoniumsalze), betonkorrosiv wirken.

- **Reaktion mit Bildung expansiver Reaktionsprodukte**

Wenn chemische Schädigungsprozesse mit der Bildung expansiver Reaktionsprodukte verbunden sind, kann es zu einem treibenden Angriff kommen. Diese Art des Angriffs ist durch eine Phasenneubildung mit einhergehender Volumenvergrößerung gekennzeichnet. Die damit verbundenen Gefügespannungen führen letztendlich zu einer Rissbildung und Zerstörung des Betongefüges. Als Beispiel kann der Angriff von sulfat- oder magnesiumhaltigen Wässern genannt werden.



**Bild 2.1:** Chemische Schädigungsprozesse von Beton, in Anlehnung an CERNY & ROVNAKOVÁ (2002) und REGOURD (1981)

Bezogen auf die dargestellte Klassifizierung chemischer Schädigungsprozesse von Beton handelt es sich bei dem in dieser Arbeit betrachteten chemischen Angriff durch organische und anorganische Säure um eine Austauschreaktion zwischen angreifendem Medium und Zementstein. Diese ist durch die Lösung von  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen und die Bildung von schwer oder leicht löslichen Salzen gekennzeichnet. Damit verbunden sind Porositäts- und Masseänderungen sowie der Verlust von Alkalität und Festigkeit (vgl. Bild 2.1).

### 2.1.2 Chemisches Verhalten von Beton beim Säureangriff

Die betonkorrosive Wirkung von Säuren entsteht maßgeblich durch die sich bei der Dissoziation von Säuren in Wasser (Protolysereaktion) bildenden Hydroniumionen ( $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen). Der Dissoziationsgrad einer Säure in Wasser bzw. der Anteil frei verfügbarer  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen kann durch die Säurestärke beschrieben werden, wobei mit zunehmender Stärke das Protolysegleichgewicht auf die Seite der deprotonierten Säure verschoben wird. Bei anorganischen Säuren wie Salpeter-, Salz- und Schwefelsäure handelt es sich um starke Säuren, die nahezu vollständig dissoziiert im Wasser vorliegen. Organische Säuren wie Ameisen-, Butter- oder Essigsäure sind schwache Säuren, die nur teilweise im Wasser dissoziieren. Werden während der Korrosion die frei verfügbaren  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen verbraucht, wird die Säure zu weiteren Dissoziationen gezwungen.

Beim lösenden Betonangriff müssen neben der korrosiven Wirkung der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen auch die sich bei der Protolysereaktion bildenden Säureanionen und die sich daraus bildenden Salze beachtet werden. Diese beeinflussen den Korrosionsfortschritt und können nach KIEKBUSCH (2007) u. a. folgende Wirkung haben:

- Veränderung der Aktivität der Ionen bei stark löslichen Salzen
- Auslaugung des Materials aufgrund von Ionenaustauschreaktionen
- Veränderung des Porenraums des Materials bei schwer löslichen Salzen

Auch wenn das Säureanion bzw. die Art der angreifenden Säure den Korrosionsprozess beeinflussen kann, erfolgt die nachfolgende Darstellung der beim Säureangriff ablaufenden Gleichgewichtsreaktion unabhängig vom Säureanion. Bei der Einwirkung von  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen werden die Phasen des Zementsteins sukzessive gelöst, wobei dies in Abhängigkeit der Stabilität der einzelnen Phasen erfolgt. Aus thermodynamischer Sicht ergibt sich zu jeder Festphase ein korrespondierender pH-Wert, wird dieser unterschritten, geht die Phase in Lösung (KIEKBUSCH, 2007). Da die einzelnen Zementsteinphasen unterschiedliche Stabilitäten besitzen, ergibt sich eine charakteristische Reihenfolge der beim Säureangriff ablaufenden Reaktionen. Diese werden nachfolgend dargestellt, wobei die Darstellung auf Ausführungen von HEROLD (1999), KIEKBUSCH (2007) und SIEBERT (2010) basiert und GERLACH & LOHAUS (2016a) entnommen ist.

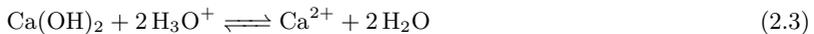
1. Neutralisation der Alkalihydroxide

Die erste Phase des lösenden Angriffs ist durch die Auslaugung der leicht löslichen Alkalihydroxide aus der Porenlösung gekennzeichnet. Die  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen diffundieren in die Betonrandzone, was zu einer Gegendiffusion der löslichen Ionen ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ) führt.



2. Auflösung von Portlandit

Die Auslaugung der Porenlösung führt zu einer Herabsetzung des pH-Werts. Ab einem pH-Wert von ca. 12,5 wird das  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  destabilisiert und gelöst.



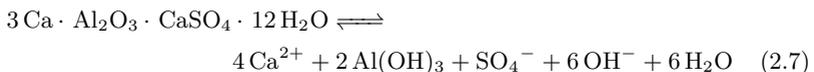
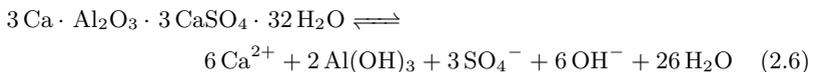
3. Hydrolyse der Aluminathydrate

Nimmt der pH-Wert weiter ab, kommt es zur Hydrolyse der Aluminathydrate unter der Bildung von Hydroxiden. Nach KIEKBUSCH (2007) beginnt die Auflösung der Aluminathydrate ab einem pH-Wert von 11,8, wobei in Abhängigkeit des pH-Werts unterschiedliche Aluminathydrate destabilisiert werden.



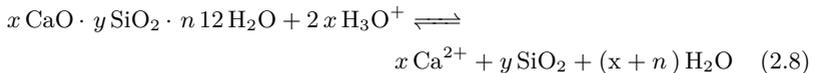
4. Hydrolyse der AFm-/AFt-Phasen

Die Hydrolyse von Ettringit (AFt-Phasen) beginnt ab einem pH-Wert von 11,6, die Hydrolyse von Monosulfat (AFm-Phasen) ab einem pH-Wert von 11,5 (KIEKBUSCH, 2007). Die Löslichkeit der entstehenden Reaktionsprodukte Aluminiumhydroxid ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ) und Eisenhydroxid ( $\text{Fe}(\text{OH})_3$ ) ist pH-Wert-abhängig. Während beide Hydroxide im neutralen Bereich nur schwer löslich sind, löst sich Aluminiumhydroxid sowohl im basischen ( $\text{pH} > 9,5$ ) als auch im sauren Milieu ( $\text{pH} < 4$ ). Die untere Grenze der Löslichkeit von Eisenhydroxid liegt bei ca. pH 3 und steigt mit zunehmender Säurekonzentration an. (SIEBERT, 2010)



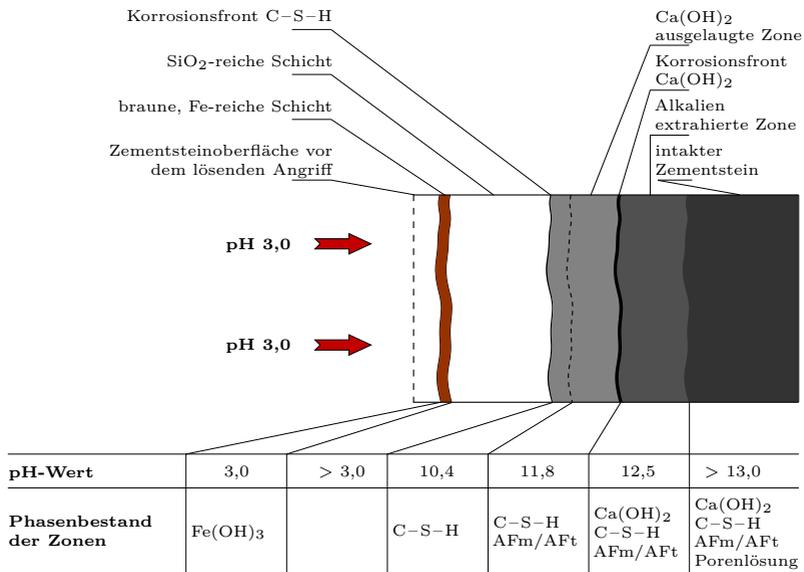
## 5. Hydrolyse der C-S-H-Phasen

Ist durch den stetigen Abbau von  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  die alkalische Pufferung der Porenlösung nicht mehr gegeben, werden die festigkeitsbildenden C-S-H-Phasen instabil. Nach KIEKBUSCH (2007) werden die C-S-H-Phasen bereits ab einem pH-Wert von 11,6 (Jennit) angegriffen und ab pH 10,4 instabil. Bei der Hydrolyse werden calciumreiche Phasen langsam in calciumärmere Phasen umgewandelt, bis als Hydrolyseprodukt ein poröses Silika-Gel (amorphes  $\text{SiO}_2$ ) verbleibt.



Grundsätzlich werden die C-S-H-Phasen mit steigendem Ca/Si-Verhältnis anfälliger gegenüber Säureangriffen. Calciumreiche C-S-H-Phasen aus der Hydratation der Klinkerphasen werden daher vergleichsweise schnell aufgelöst. C-S-H-Phasen, die weniger Calcium-Ionen aufweisen (puzzolanische oder latent-hydraulische Reaktion), werden dagegen langsamer aufgelöst und hinterlassen ein dichteres Silika-Gel. (SIEBERT, 2010)

Die dargestellte Reihenfolge der beim Säureangriff ablaufenden Gleichgewichtsreaktionen findet sich auch mehr oder weniger ausgeprägt in den im Beton entstehenden Korrosionszonen wieder. Diese ist in Bild 2.2 exemplarisch für ein salzsaures Angriffsmedium mit pH 3 dargestellt. Zwischen dem salzsauren Angriffsmedium und dem im Beton bzw. Zementstein vorherrschenden alkalischen Milieu bildet sich ein pH-Gradient aus. Aufgrund der unterschiedlichen pH-Stabilität und des unterschiedlichen Lösungsverhaltens der einzelnen Zementsteinphasen bilden sich unterschiedliche Korrosionszonen aus, die sich hinsichtlich des Phasenbestands und der Zusammensetzung unterscheiden. Die Dicke der einzelnen Zonen sowie deren Zusammensetzung sind stark vom pH-Wert des angreifenden Mediums abhängig (BERTRON et al., 2004; GRABAU, 1995).



**Bild 2.2:** Aufbau und Phasenbestand eines säuregeschädigten Zementsteins durch ein salzsaures Angriffsmedium mit pH 3,0, in Anlehnung an HEROLD (1999)

### 2.1.3 Korrosionskinetik beim Säureangriff

Die treibende Kraft der im Vorherigen dargestellten Gleichgewichtsreaktionen ist das Bestreben der einzelnen Zementsteinphasen, mit dem angreifenden Medium das thermodynamische Gleichgewicht zu erreichen. Diese können als heterogene Reaktionen zwischen Zementsteinphasen (Festkörper) und dem angreifenden Medium (i. d. R. Flüssigphase) verstanden werden, die an der Phasengrenzfläche der noch nicht angegriffenen Zementsteinphasen stattfinden. Heterogene Reaktionen lassen sich nach HEROLD (1999) in drei Teilschritte zerlegen:

- Transport der Reaktanten ( $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen) an die Phasengrenzfläche bzw. Reaktionszone
- Chemische Reaktion der Reaktanten mit den Bestandteilen des Zementsteins
- Abtransport der Reaktionsprodukte aus der Reaktionszone

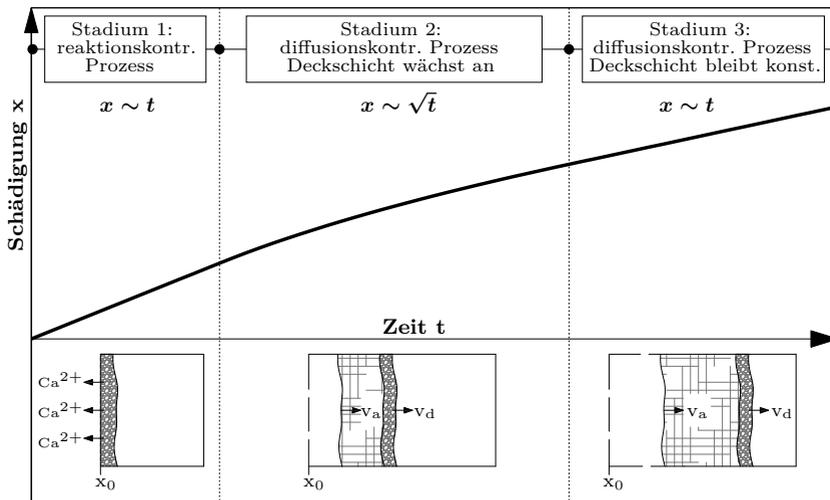
Dabei wird die Geschwindigkeit des gesamten Korrosionsprozesses durch den jeweils langsamsten Teilschritt bestimmt.

Die Lösung der einzelnen Zementsteinphasen erfolgt sowohl kongruent als auch inkongruent. Bei kongruenten Lösungsvorgängen (z. B.  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) wird der Aus-

gangsstoff vollständig durch eine oberflächenkontrollierte Reaktion gelöst, wobei der Teilschritt der chemischen Reaktion in der Regel der geschwindigkeitsbestimmende ist. Inkongruente Lösungsvorgänge (z. B.  $\text{Ca}^{2+}$  aus den C-S-H Phasen) führen zu Unterschieden in der Zusammensetzung zwischen Reaktionsprodukten und -produkten. Ionen bestimmter Elemente (z. B.  $\text{SiO}_2$  aus den C-S-H-Phasen) bleiben zurück und bilden eine schwer lösliche  $\text{SiO}_2$ -reiche Schicht. Durch die Bildung dieser Deckschicht wird ein diffusionskontrollierter Prozess hervorgerufen, bei dem der Transport der Reaktanten und Reaktionsprodukte in der Regel die geschwindigkeitsbestimmenden Teilschritte sind. (SIEBERT, 2010)

Unter Berücksichtigung des Lösungsverhaltens der einzelnen Zementsteinphasen und der einzelnen Teilschritte leitet HEROLD (1999) die Kinetik des Korrosionsprozesses beim lösenden Betonangriff ab. Diese ist in Bild 2.3 dargestellt und kann in drei Stadien unterteilt werden.

In der Initialphase des Korrosionsprozesses wird das oberflächennahe  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  gelöst. Aufgrund des kongruenten Lösungsverhaltens von  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  verläuft dieser Prozess reaktionskontrolliert. Im weiteren Verlauf der Korrosionsreaktion gehen auch die AFm/AFt-Phasen sowie die C-S-H-Phasen in Lösung. Aufgrund des inkongruenten Lösungsverhaltens der C-S-H-Phasen bildet sich eine  $\text{SiO}_2$ -reiche Schicht an der Grenzfläche zwischen Zementstein und Angriffsmedium aus.



**Bild 2.3:** Korrosionsstadien beim lösenden Betonangriff (Darstellung nicht maßstabsgetreu), in Anlehnung an GERLACH & LOHAUS (2016a)

Mit der Ausbildung dieser Schicht wird ein diffusionskontrollierter Prozess hervorgerufen. Stadium 2 beginnt, wodurch der Transport der Reaktanten zur Reaktionszone und der Abtransport der Reaktionsprodukte in der Regel die geschwindigkeitsbestimmenden Teilschritte sind. Zu Beginn von Stadium 2 ist die Vortriebsgeschwindigkeit der Korrosionsfront  $v_d$  deutlich größer als die Geschwindigkeit des lösenden Abtrags der SiO<sub>2</sub>-reichen Schicht  $v_a$ . Es kann davon ausgegangen werden, dass der Korrosionsprozess bzw. die Schädigungsentwicklung  $\sqrt{t}$  abhängig verläuft. Mit anwachsender Deckschichtdicke nähert sich die Vortriebsgeschwindigkeit  $v_d$  der Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  zunehmend an. Sind die beiden Geschwindigkeiten identisch, ist Stadium 3 erreicht. Die Dicke der Deckschicht bleibt nun konstant und der Korrosionsprozess verläuft mit konstanter Geschwindigkeit.

Die Dauer der einzelnen Stadien wird maßgeblich durch die Konzentration des angreifenden Mediums beeinflusst, ist jedoch auch von der Löslichkeit der sich bildenden Deckschicht, den vorherrschenden Randbedingungen sowie von der Betonzusammensetzung abhängig (HEROLD, 1999).

Bei der dargestellten Kinetik des Korrosionsprozesses ist jedoch zu beachten, dass diese nur unter bestimmten Angriffs- und Randbedingungen Gültigkeit besitzt und durch unterschiedliche Faktoren beeinflusst werden kann. Vor diesem Hintergrund wird im nachfolgenden Kapitel der Einfluss ausgewählter Angriffs- und Randbedingungen auf die beim Säureangriff ablaufenden Mechanismen dargestellt.

### 2.1.4 Einflussfaktoren auf die beim Säureangriff ablaufenden Mechanismen

Die beim Säureangriff ablaufenden Schadensmechanismen werden maßgeblich durch die vorherrschenden Angriffs- und Randbedingungen bestimmt. Eine ausführliche Darstellung und Diskussion des Einflusses ausgewählter Angriffs- und Randbedingungen findet sich im DAfStb-Sachstandbericht „*Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton*“ (GERLACH & LOHAUS, 2016a), aus dem die nachfolgende zusammenfassende Darstellung entnommen ist.

Die **Angriffsbedingungen** beim Säureangriff ergeben sich im Wesentlichen aus dem betonangreifenden Medium. Bei der Bewertung der Angriffsintensität muss einerseits die Konzentration des angreifenden Mediums berücksichtigt werden. Grundsätzlich gilt, dass mit steigender Konzentration die Intensität des lösenden Angriffs zunimmt, wobei es durch die mögliche Bildung von sekundären Phasen (z. B. Sulfatphasen beim Angriff von Schwefelsäure) zu abweichenden Sonderfällen kommen kann.

Weiterhin muss die Art der angreifenden Säure bzw. das Säureanion berücksichtigt werden, da die Löslichkeit der entstehenden Reaktionsprodukte sowohl die chemische Zusammensetzung als auch die Porosität der sich bildenden Korrosionszone

bzw. Deckschicht beeinflusst. Bei der Bewertung muss insbesondere die Löslichkeit der Calciumsalze betrachtet werden. Besitzen die Calciumsalze der angreifenden Säure eine hohe Löslichkeit, werden diese aus der Zementsteinmatrix herausgelöst. In diesem Fall wird die Korrosionskinetik nicht signifikant beeinflusst. Besitzen die Calciumsalze der angreifenden Säure eine geringe Löslichkeit, können diese in der Korrosionszone ausfallen. Letztendlich muss die Bewertung säureabhängig erfolgen, da die jeweiligen Calciumsalze sowohl reaktionsfördernd als auch reaktionshemmend wirken können. Neben der säureabhängigen Löslichkeit der Calciumsalze wird die Bildung schwer löslicher Reaktionsprodukte auch durch die vorherrschenden Randbedingungen und die Konzentration des Angriffsmediums beeinflusst.

Des Weiteren beeinflussen thermodynamische Randbedingungen wie die Temperatur und der Druck die beim Säureangriff ablaufenden Mechanismen. Allgemein gilt, dass die Angriffsintensität mit der Temperatur und dem Druck steigt.

Bei der Bewertung des Einflusses von vorherrschenden **Randbedingungen** kann zunächst zwischen stationären (geschlossenen) Systemen und dynamischen (offenen) Systemen unterschieden werden. Unabhängig von der Art des Systems wird die Korrosionskinetik maßgeblich von der Sättigungskonzentration des angreifenden Mediums beeinflusst. Mit steigender Konzentration an gelösten Zementsteinkomponenten nehmen die Reaktionsfähigkeit des angreifenden Mediums und die Lösungsgeschwindigkeit ab. Die Entwicklung der Sättigungskonzentration wird im Wesentlichen durch die Erneuerungs- bzw. Fließrate des Angriffsmediums bestimmt.

Bei stehenden und schwach fließenden Angriffsmedien besteht die Möglichkeit, dass sich die gelösten Reaktionsprodukte an der Nähe der Betonoberfläche aufkonzentrieren. Dadurch wird das chemische Gleichgewicht zwischen angreifendem Medium und dem Beton begünstigt. Die Korrosionsprozess wird verlangsamt.

Kommt es aufgrund der vorherrschenden Randbedingungen zu abrasiven Beanspruchungen und einem Betonabtrag, wird die Angriffsintensität gesteigert. Während unter nicht-abrasiven Randbedingungen von einer  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -abhängigen Schädigungsentwicklung ausgegangen werden kann, kommt es bei einer stetigen Entfernung der Deckschicht zu einem linearen Anstieg der Schädigung.

Bei wechselnden Nass-Trocken-Zyklen erfolgt der Eintrag der betonangreifenden Ionen durch Konvektion. Da die Eintragungsgeschwindigkeit von Konvektionsprozessen im Vergleich zu Diffusionsprozessen größer ist, kann der chemische Angriffsgrad gesteigert werden. Bei der Bewertung ist jedoch auch die Dauer der einzelnen Zyklen und die Kontaktzeit zwischen Beton und angreifendem Medium zu berücksichtigen.

## 2.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile

Bei der Planung und Berechnung von Tragwerken ist nach *DIN EN 1990:2010-12* neben einer ausreichenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auch die Dauerhaftigkeit zu beachten. Für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke gelten nach *DIN EN 1992-1-1:2011-01* die Anforderungen an ein dauerhaftes Tragwerk als erfüllt, wenn dieses während der vorgesehenen Nutzungsdauer seine Funktion hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften bei einem angemessenen Instandhaltungsaufwand erfüllt. Um die vorgesehene Nutzungsdauer des Tragwerks zu erreichen, sind angemessene Maßnahmen zu ergreifen, die jedes Bauteil vor den jeweiligen vorherrschenden umgebungsbedingten Einwirkungen schützen.

Grundsätzlich stehen nach *ISO 16204:2012-09* folgende grundlegenden Strategien zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken bzw. Betontragwerken zur Verfügung:

- Verwendung von Schutzsystemen oder schadensmindernden Systemen
- Wahl von Materialien, die bei einer angemessenen Instandhaltung nicht degradieren bzw. bei denen die Degradation in vertretbaren Grenzen gehalten wird
- Ausreichende Dimensionierung von Bauteilen zur Kompensation der Degradation während der Nutzungsdauer
- Verkürzte Lebensdauer für exponierte Bauteile, wobei diese, wenn nötig, während der Nutzungsdauer des Bauwerks ersetzt werden

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken erfolgt nach dem derzeit gültigen Normenpaket deskriptiv, wobei sowohl Anforderungen an die Konstruktion (*DIN EN 1992-1-1:2011-01*), den Beton (*DIN EN 206-1:2001-07*) und die Ausführung (*DIN EN 13670:2011-03*) berücksichtigt werden müssen. Die Anforderungen ergeben sich in Abhängigkeit der umgebungsbedingten Einwirkungen (Expositionsklassen) und werden in den zugehörigen nationalen Anwendungsdokumenten spezifiziert. Diesen liegt eine beabsichtigte Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren unter üblichen Instandhaltungsbedingungen zugrunde.

Diese Form der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit ist historisch gewachsen, beruht auf nicht transparenten Erfahrungswerten der Normenverfasser und steht im krassen Gegensatz zur Tragwerksbemessung gegenüber statischer und dynamischer Beanspruchung (GEHLEN et al., 2011).

Der im Rahmen der Arbeit betrachtete chemische Angriff durch organische und anorganische Säuren wird nach *DIN EN 206-1:2001-07* / *DIN 1045-2:2008-08* in der Expositionsklasse XA (Betonkorrosion durch chemischen Angriff) erfasst. Dabei

wird zwischen einer chemisch schwach, mäßig und stark angreifenden Umgebung unterschieden (vgl. Tab. 2.1). Die Einteilung in die einzelnen Klassen erfolgt anhand der in Tabelle 2.2 aufgeführten chemischen Merkmale und Grenzwerte. Der Klassifizierung dieser Grenzwerte sind nach *DIN 4030-1:2008-06* folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- das einwirkende Wasser ist stehend oder schwach fließend
- das einwirkende Wasser ist in großen Mengen vorhanden
- das einwirkende Wasser wirkt unmittelbar auf den Beton
- die angreifende Wirkung des einwirkenden Wassers wird nicht durch die Reaktion mit dem Beton vermindert

**Tabelle 2.1:** Expositionsklassen für Betonkorrosion durch chemischen Angriff nach *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08*, Tabelle 1

Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen <sup>a</sup>
XA1	chemisch schwach angreifende Umgebung <sup>b</sup>	Behälter von Kläranlagen; Güllebehälter
XA2	chemisch mäßig angreifende Umgebung <sup>b</sup>	Betonbauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen; Bauteile in betonangreifenden Böden
XA3	chemisch stark angreifende Umgebung <sup>b</sup>	Industrieabwasseranlagen mit chemisch angreifenden Abwässern; Futtertische der Landwirtschaft, Kühltürme mit Rauchgasableitung

<sup>a</sup> informativ

<sup>b</sup> Einstufung nach *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08*, Tabelle 2

Der Anwendungsbereich der Expositionsklasse XA umfasst nach *DIN EN 206-1:2001-07* Böden und Grundwasser mit einer Wasser-/Boden-Temperatur zwischen 5 °C und 25 °C und einer geringen Fließgeschwindigkeit des Wassers. In *DIN 1045-2:2008-08* wird der Anwendungsbereich auf Meerwasser und Abwasser erweitert. In *DIN 4030-1:2008-06*, die die Grundlage für die Beurteilung und Klassifizierung des chemischen Angriffsgrads von Wässern liefert, wird neben Böden und Grundwasser auch von betonangreifenden Wässern vorwiegend natürlicher Herkunft gesprochen.

Bei der Betrachtung der in Tabelle 2.1 informativ aufgeführten Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen wird deutlich, dass diese nicht unbedingt in die in *DIN 1045-2:2008-08* definierten Anwendungsbereiche fallen (z. B. Güllebehälter und Kühltürme mit Rauchgasableitung). Somit wird in *DIN 1045-2:2008-*

08 implizit unterstellt, dass die normativen Vorgaben bzw. die aufgeführten Grenzwerte auch auf andere Anwendungsbereiche übertragbar sind. Dies geht auch aus Tabelle 2.2 hervor, die sich auf Grundwasser bezieht, jedoch auf den Bereich der Landwirtschaft verweist (vgl. Fußnote b). Wie oder unter welchen Randbedingungen eine Übertragung der in Tabelle 2.2 definierten Grenzwerte auf andere Anwendungsbereiche erfolgen kann, geht aus *DIN 1045-2:2008-08* jedoch nicht hervor.

**Tabelle 2.2:** Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch Grundwasser nach *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08*, Tabelle 2

Chemisches Merkmal		XA1	XA2	XA3
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> <sup>a</sup>	mg/l	≥ 200 und > 600	≥ 600 und > 3 000	≥ 3 000 und ≤ 6 000
pH-Wert	-	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
CO <sub>2</sub> angreifend	mg/l	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis zur Sättigung
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> <sup>b</sup>	mg/l	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
Mg <sup>2+</sup>	mg/l	≥ 300 und ≤ 1 000	> 1 000 und ≤ 3 000	≥ 3000 bis zur Sättigung

<sup>a</sup> Falls der Sulfatgehalt des Grundwassers > 600 mg/l beträgt, ist dieser im Rahmen der Festlegung des Betons anzugeben

<sup>b</sup> Gülle kann, unabhängig vom NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-Gehalt, in die Expositionsklasse XA1 eingeordnet werden

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile erfordert im Wesentlichen, dass expositionsabhängige Anforderungen an die Zusammensetzung und Eigenschaften des Betons gemäß *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* eingehalten werden. Eine Übersicht über einzuhaltende Grenzwerte liefert Tabelle 2.3. Weiterhin sind Anforderungen an die zulässigen Arten und Klassen von Ausgangsstoffen zu berücksichtigen. Bei einem starken chemischen Angriff oder stärker (≥XA3) sind darüber hinaus zusätzliche Schutzmaßnahmen des Betons (z. B. Schutzschichten oder dauerhafte Bekleidungen) erforderlich, wenn nicht ein Gutachten eine andere Lösung vorschlägt.

Hinsichtlich der Konstruktion bzw. der einzuhaltenden Betondeckung resultiert bei einem chemischen Betonangriff aus *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* keine Min-

destbetondeckung aus Dauerhaftigkeitsanforderungen. Die einzuhaltende Mindestbetondeckung ergibt sich somit aus den Anforderungen zur Sicherstellung des Verbunds und des erforderlichen Feuerwiderstands.

In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass im Rahmen der Tragwerksplanung davon ausgegangen wird, dass bei einem chemischen Angriff die statisch in der Bemessung angesetzte Betondeckung bzw. Bauteildicken grundsätzlich auch noch am Ende der Nutzungsdauer vorliegen, ggf. mit veränderten Eigenschaften, jedoch intakt in Bezug auf die Betondruck- und Betonzugfestigkeit. Die Tatsache, dass chemisch beanspruchte Betonbauteile am Ende ihrer Nutzungsdauer eine gegenüber der ursprünglich vorhandenen Bauteildimension reduzierte Abmessung (Abtrag und/oder Entfestigung der Betonrandzone) aufweisen, wird in der derzeitigen Normenphilosophie nicht berücksichtigt. (*DBV-Merkblatt „Chemischer Angriff auf Betonbauwerke“* 2014)

**Tabelle 2.3:** Grenzwerte für die Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton nach *DIN EN 206-1:2001-07* / *DIN 1045-2:2008-08*

Expositionsklasse	XA1	XA2	XA3 <sup>b</sup>
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,60	0,50	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C25/30	C35/45 <sup>a</sup>	C35/45 <sup>a</sup>
Mindestzementgehalt in kg/m <sup>3</sup>	280	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m <sup>3</sup>	270	270	270

<sup>a</sup> Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger

<sup>b</sup> Schutzmaßnahmen nach *DIN 1045-2:2008-08*, Abschnitt 5.3.2

Bezieht man die dargestellten normativen Anforderungen an den Beton auf die eingangs dargestellten grundlegenden Strategien zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken bzw. Betontragwerken in *ISO 16204:2012-09*, wird deutlich, dass bei einem chemisch schwachen und mäßigen Angriff die Dauerhaftigkeit im Wesentlichen durch eine geeignete Materialwahl sichergestellt wird. Durch Anforderungen an die Betonzusammensetzung und die Druckfestigkeit soll ein ausreichender Widerstand gewährleistet werden und somit die Degradation während der Nutzungsdauer in vertretbaren Grenzen gehalten werden.

Bei einem starken chemischen Angriff soll die Dauerhaftigkeit primär durch die Verwendung eines Schutzsystems sichergestellt werden. Die zusätzlichen betontechnischen Anforderungen können als zusätzliches „Sicherheitselement“ verstanden werden, die im Fall eines defekten Schutzsystems eine signifikante Schädigung des Betons verzögern und somit einen gewissen Zeitraum für die Schadenserkennung und Instandsetzung schaffen (GERLACH & LOHAUS, 2014).

Des Weiteren bietet *DIN 1045-2:2008-08* bei einem starken chemischen Angriff

oder stärker die Möglichkeit, mithilfe eines Gutachtens eine alternative Strategie zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit zu wählen.

Eine gängige gutachterliche Lösung stellt die Verwendung von Hochleistungsbeton bzw. Beton mit erhöhtem Säurewiderstand dar. Diese Strategie zielt durch eine geeignete Wahl von Materialien darauf ab, ein möglichst dichtes und widerstandsfähiges Betongefüge zu ermöglichen und somit die Degradation in vertretbaren Grenzen zu halten. Diese Strategie findet u. a. im Bereich des Kühlturmbaus (vgl. z. B. LOHAUS & PETERSEN (2007)), bei Abwasseranlagen (vgl. z. B. DIEPENSEIFEN et al. (2008)) oder im Bereich von Böden und Grundwässern (vgl. z. B. BÖING et al. (2011)) Anwendung.

Eine weitere gutachterliche Lösung stellt die Anwendung einer sogenannten Opferbetonschicht dar. Durch eine Erhöhung der statisch erforderlichen Querschnittsabmessungen bzw. der erforderlichen Betondeckung soll der zu erwartende Korrosionsabtrag bzw. die zu erwartende Schädigungstiefe kompensiert werden. Dadurch soll gewährleistet werden, dass am Ende der Nutzungsdauer die statisch erforderlichen Querschnittsabmessungen unbeeinträchtigt vorliegen. Praktische Anwendungsbeispiele dieser Strategie zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit finden sich u. a. im Bereich von Abwasseranlagen (vgl. z. B. WEISMANN & LOHSE (2007)), beim landwirtschaftlichen Bauen (vgl. z. B. ROTHENBACHER et al. (2008)), bei Vergärungsanlagen (vgl. z. B. BUDNIK (2015)) und im Bereich von Gründungskonstruktionen (vgl. z. B. BURG (2011)).

Eine breite praktische Anwendung der dargestellten gutachterlichen Lösungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit im Bereich chemisch stark beanspruchter Betonbauwerke ( $\geq$ XA3) findet bislang jedoch nicht statt. Dies kann einerseits mit der fehlenden normativen Konkretisierung begründet werden, da im Rahmen der *DIN 1045-2:2008-08* weder Anforderungen an die Art und den Umfang der zu führenden Nachweise noch an die Qualifikation des Gutachters gestellt werden. Andererseits existieren für die dargestellten Lösungen nur bedingt abgesicherte Langzeiterfahrungen sowie baupraktische Erkenntnisse. Folglich bedingt die Anwendung dieser Lösungen, dass der gesicherte Erfahrungsbereich verlassen werden muss. Das derzeitige, auf Erfahrungswerten beruhende deskriptive Normenkonzept stößt folglich an seine Grenzen.

## 2.3 Performance-basierte Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit stehen neben erfahrungsbasierten Konzepten auch performance-basierte Konzepte zur Verfügung. Im Gegensatz zu deskriptiv-erfahrungsbasierten Konzepten beruhen diese auf einer quantitativen Betrachtung der Dauerhaftigkeit, indem einem potentiellen Beton- bzw. Bauteilwiderstand eine zu erwartende umgebungsbedingte Einwirkung gegenübergestellt wird.

Die zunehmende Bedeutung performance-basierter Konzepte ergibt sich aus den Grenzen des derzeitigen deskriptiven Konzepts, wobei nach BEUSHAUSEN et al. (2016) und GEHLEN et al. (2011) u. a. folgende nachteiligen Aspekte aufgeführt werden können:

- mangelnde Transparenz bzw. Kenntnis über das erzielbare Dauerhaftigkeits- bzw. Zuverlässigkeitsniveau
- keine Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit unterschiedlicher Ausgangsstoffe (Zement, Zusatzstoffe etc. )
- starre Nutzungsdauer
- Hindernis für die Anwendung neuartiger Betone und Bauweisen
- unwirtschaftlich

Nach dem *DBV-Merkblatt „Chemischer Angriff auf Betonbauwerke“* (2014) kann bei performance-basierten Konzepten zwischen laborbasierten Ansätzen und modellbasierten Ansätzen unterschieden werden.

Laborbasierte Ansätze sehen vor, die Betonleistungsfähigkeit mithilfe von Laborprüfverfahren nachzuweisen. Nach *DIN EN/TR 16563:2014-04*, in der Verfahrensgrundsätze zum Nachweis gleichwertiger Dauerhaftigkeit aufgeführt werden, kann der Nachweis einerseits anhand anerkannter Leistungs- bzw. Abnahmekriterien erfolgen, die auf erprobten Erfahrungswerten beruhen und an der Praxis orientiert sind. Diese Art der Nachweisführung findet beispielsweise bei der Frostprüfung nach *BAW-Merkblatt „Frostprüfung von Beton“* (2012) Anwendung. Andererseits kann die Leistungsfähigkeit des zu untersuchenden Betons durch eine vergleichende Betrachtung mit normkonformen Referenzbetonen, deren Betonzusammensetzungen die deskriptiven Anforderungen für die betrachtete Expositionsklasse erfüllen, erfolgen. Diese Art der Nachweisführung findet beispielsweise bei der Prüfung des Widerstandes gegen lösenden Angriff nach Anhang K in *ÖNORM B 4710-1:2007-10-01* Anwendung. Da laborbasierte Ansätze in der Regel nur die Betonleistungsfähigkeit berücksichtigen, erfolgt der Nachweis der Dauerhaftigkeit ausschließlich auf Baustoffebene.

Modellbasierte Ansätze beruhen auf der mathematischen Beschreibung von maßgebenden Schädigungsmechanismen, wobei die Nachweisführung unter der Berücksichtigung von zu erwartenden Einwirkungen und Materialwiderständen sowie einer vorgesehenen Nutzungsdauer erfolgt. Diese quantitative Form der Dauerhaftigkeitsbemessung erfordert u. a.

- Stoffgesetze bzw. Modelle zur Beschreibung der zeitabhängigen Schädigung
- Kriterien, die das Ende der Nutzungsdauer festlegen (Grenzzustandsdefinition)
- Prüfverfahren zur Bestimmung erforderlicher Materialwiderstände (Modellparameter)

Grundlagen und Empfehlungen für die Bemessung der Dauerhaftigkeit nach Grenzzuständen finden sich u. a. im *fib Model Code for Service Life Design* (2006)

(kurz: *fib MC SLD*) und im *fib MC 2010* sowie in *ISO 16204:2012-09*. In den dort aufgeführten Bemessungsformaten erfolgt die Nachweisführung auf Bauteilebene bzw. unter Berücksichtigung von konstruktiven Anforderungen.

Eine vergleichende Gegenüberstellung von labor- und modellbasierten Ansätzen für performance-basierte Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit liefert Tabelle 2.4.

**Tabelle 2.4:** Vergleich von labor- und modellbasierten Ansätzen für performance-basierte Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

	<b>laborbasierte Ansätze</b>	<b>modellbasierte Ansätze</b>
<b>Abbildung des Schädigungsprozesses</b>	Laboruntersuchungen/ Prüfverfahren	Schädigungsmodell mit materialspezifischen Parametern
<b>Nachweisführung</b>	Leistungs- bzw. Abnahmekriterien	Grenzzustands- betrachtung
<b>Betrachtungsebene</b>	i. d. R. Baustoffebene (Betonleistungsfähigkeit)	i. d. R. Bauteilebene (Betonleistungsfähigkeit und geometrische Abmessungen)

Die normative Grundlage für die Anwendung performance-basierter Konzepte wird in *DIN EN 206-1:2001-07* durch Kapitel 5.3.3 Leistungsbezogene Entwurfsverfahren geschaffen: „Die auf die Expositionsklassen bezogenen Anforderungen dürfen durch leistungsbezogene Entwurfsverfahren für die Dauerhaftigkeit nachgewiesen werden“. In Deutschland dürfen nach *DIN 1045-2:2008-08* leistungsbezogene Entwurfsverfahren jedoch nur im Zusammenhang mit allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen oder Europäischen Technischen Zulassungen angewendet werden. Leitlinien für die Anwendung leistungsbezogener Entwurfsverfahren werden in Anhang J angegeben. Demnach können leistungsbezogene Entwurfsverfahren auf folgenden Verfahren beruhen:

- Verbesserte Grenzwerte für die Betonzusammensetzung auf der Grundlage von Langzeiterfahrung mit örtlichen Baustoffen und Baupraktiken sowie auf der Grundlage von vertieften Kenntnissen der örtlichen Umgebungsbedingungen
- Verfahren, die auf der Grundlage anerkannter und erprobter Prüfungen die tatsächlichen Verhältnisse wiedergeben und die anerkannte Leistungskriterien enthalten
- Verfahren auf der Grundlage von rechnerischen Modellen, die an Prüfergebnissen, die die tatsächlichen Verhältnisse wiedergeben, kalibriert sind

Konkrete Handlungsempfehlungen zur praktischen Umsetzung von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren liefert Anhang J jedoch nicht. Vor diesem Hintergrund wurde das *Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J* (2008) herausgegeben. Dieses liefert Hinweise, wie ein leistungsbezogener Entwurf für die Grenzzustände der carbonatisierungs- und chloridinduzierten Depassivierung der Bewehrung (Expositionsklassen XC und XD/XS) umgesetzt werden kann. Ein derartiges Papier bzw. Handlungsempfehlungen für die praktische Umsetzung von performance-basierten Konzepten im Bereich des chemischen Betonangriffs (Expositionsklasse XA) sind derzeit nicht vorhanden. Für den in dieser Arbeit betrachteten chemischen Angriff durch organische und anorganische Säuren kann dies einerseits mit dem Fehlen eines standardisierten Prüfverfahrens begründet werden (GERLACH & LOHAUS, 2016b). Andererseits besteht auch Diskussionsbedarf hinsichtlich des Modells zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der Schädigung (*fib MC 2010*). Erste grundlegende Empfehlungen für die rechnerische Abschätzung der Dauerhaftigkeit bei chemischem Betonangriff sind im *DBV-Merkblatt „Chemischer Angriff auf Beton“* (2017) enthalten, wobei diese vornehmlich die zur Verfügung stehenden Nachweisformate sowie generelle Informationen zur vollprobabilistischen Nachweisführung betreffen.

## 2.4 Abgrenzung des Themas

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile erfolgt nach dem derzeit gültigen Normenkonzept deskriptiv. Aus Kapitel 2.2 wird deutlich, dass dieses erfahrungsbasierte Konzept an Grenzen stößt, wenn durch den Einsatz neuartiger Betone (z. B. Betone mit erhöhtem Säurewiderstand) und Bauweisen (z. B. Opferbetonkonzepte) der gesicherte Erfahrungsbereich verlassen wird. Weiterhin geht aus Kapitel 2.2 hervor, dass der Anwendungsbereich der Expositionsklasse XA sehr eng gefasst ist. Da normativ keine Angaben gemacht werden, wie und unter welchen Vorgaben normative Regelungen und Grenzwerte auf nicht standardisierte Anwendungsbereiche übertragen werden können, ist deren XA-Einstufung zwangsläufig mit einem Verlassen des normativ abgesicherten Bereichs verbunden. Aufgrund der fehlenden Erfahrungswerte ist die Grundlage des Konzepts nicht mehr gegeben. Folglich stößt das derzeitige Normenkonzept aufgrund seiner erfahrungsbasierten Form an seine Grenzen.

Neben erfahrungsbasierten Konzepten kann die Dauerhaftigkeit auch mithilfe von performance-basierten Konzepten nachgewiesen werden, die eine quantitative Betrachtung der Dauerhaftigkeit vorsehen. Während für die Expositionsklassen XC sowie XD/XS bereits performance-basierte Konzepte entwickelt wurden, fehlen im Bereich des chemischen Betonangriffs bislang entsprechende Konzepte (vgl. Kap. 2.3). Daraus ergibt sich die Zielsetzung der Arbeit, die Entwicklung und Darstellung eines performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile. Dadurch soll der betontechnologische Fort-

schritt im Bereich chemisch beanspruchter Bauwerke in der Praxis besser nutzbar gemacht werden.

Das zu entwickelnde performance-basierte Konzept zielt darauf ab, die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile quantitativ zu bemessen. Der aus den vorherrschenden Umgebungsbedingungen resultierenden Einwirkung soll ein Materialwiderstand gegenübergestellt werden, ähnlich wie bei der Bemessung von Tragwerken gegenüber statischer und dynamischer Beanspruchung. Durch die quantitative Betrachtung von Einwirkung und Widerstand soll die Möglichkeit geschaffen werden, Aussagen über die erzielbare Dauerhaftigkeit bzw. Zuverlässigkeit unter Berücksichtigung der vorgesehenen Nutzung und Nutzungsdauer des betrachteten Tragwerks bzw. Bauteils zu treffen.

In einem ganzheitlichen Konzept, das den kompletten Lebenszyklus eines Bauwerks bzw. Bauteils betrachtet, stellt das zu entwickelnde performance-basierte Konzept einen Baustein dar, der die Möglichkeit bietet, unterschiedliche Strategien zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit (vgl. Kap. 2.2) zu bemessen und diese vergleichend zu bewerten. Zusammen mit weiteren Maßnahmen, die während der einzelnen Lebenszyklusphasen erforderlich werden, wie z. B. Überwachung und Qualitätssicherung in der Herstellungsphase sowie Instandhaltung und Monitoring in der Nutzungsphase, kann mithilfe des performance-basierten Konzepts ein Lebenszyklusmanagement (vgl. z. B. MÜLLER & VOGEL (2008)) erfolgen.

Da die beim chemischen Betonangriff ablaufenden Schädigungsprozesse aufgrund der Vielzahl an betonaggressiven Medien sehr vielschichtig sind (vgl. Kap. 2.1), wird der Fokus auf den lösenden Betonangriff durch organische und anorganische Säuren gelegt. Diese Fokussierung wurde vor dem Hintergrund getroffen, dass insbesondere im Bereich des lösenden Betonangriffs betontechnische Weiterentwicklungen derzeit nur bedingt in der Praxis nutzbar gemacht werden können. Neben der Vielzahl an betonaggressiven Medien liegt die Vielschichtigkeit des chemischen Angriffs auch in den unterschiedlichen Angriffsbedingungen begründet. Die Entwicklung des performance-basierten Konzepts erfolgt daher auf der Basis der in *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* und *DIN 4030-1:2008-06* der Expositionsklasse XA zugrunde gelegten Angriffsbedingungen und Annahmen. Aus dieser Fokussierung resultiert auch, dass ausschließlich Betonausgangsstoffe betrachtet werden, die durch entsprechende Produktnormen in *DIN EN 206-1:2001-07* Berücksichtigung finden. Eine Anwendung des Konzepts für alternative Betone, z. B. Betone mit alkalisch aktivierten Bindemitteln oder Betone auf Basis von Calcium-Aluminat-Zementen, erfordert ggf. Anpassungen, die im Rahmen weiterer Arbeiten geklärt werden müssen.

## Kapitel 3

### Methodischer Ansatz für ein performance-basiertes Konzept

---

*Nachdem im Kapitel 2 der Bedarf für ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile aufgezeigt wurde, wird in diesem Kapitel der grundlegende methodische Ansatz dargestellt. Dafür werden zunächst Anforderungen an das zu entwickelnde performance-basierte Konzept festgelegt. Darauf aufbauend werden das methodische Konzept abgeleitet und die einzelnen Elemente des Konzepts erläutert. Daraus ergeben sich thematische Schwerpunkte, die im weiteren Verlauf der Arbeit zu behandeln sind.*

---

#### 3.1 Festlegung grundlegender Anforderungen

Als Alternative zum bisherigen erfahrungsbasierten Konzept zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile wird in dieser Arbeit ein performance-basiertes Konzept entwickelt. Nachfolgend werden die grundlegenden Anforderungen an das zu entwickelnde Konzept festgelegt. Dies erfolgt unter der Berücksichtigung von bemessungsrelevanten Einflüssen, die sich aus den beim chemischen Angriff ablaufenden Schädigungsprozessen ergeben.

Eine grundlegende Anforderung ist, dass die Betonleistungsfähigkeit (Materialwiderstand) bauteilbezogen nachzuweisen ist. Diese Anforderung resultiert daraus, dass die durch den chemischen Angriff induzierten baustofflichen Schädigungsprozesse auch Auswirkungen auf makroskopische Eigenschaften und das Tragverhalten haben können. Folglich ist beim chemischen Betonangriff ein auf Baustoffebene geführter Nachweis in der Regel nicht ausreichend.

Bei dem in der Arbeit betrachteten lösenden Betonangriff ist der baustoffliche Schädigungsprozess mit reduzierten Querschnittsabmessungen (Abtrag und/oder Entfestigung der geschädigten Betonrandzone) verbunden (vgl. Kap. 2.2). Es ist somit auf Bauteilebene der Nachweis zu führen, dass die reduzierten Querschnittsabmessungen während der Nutzung keine nachteiligen Auswirkungen hinsichtlich Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit besitzen. Dieser Nachweis erfordert,

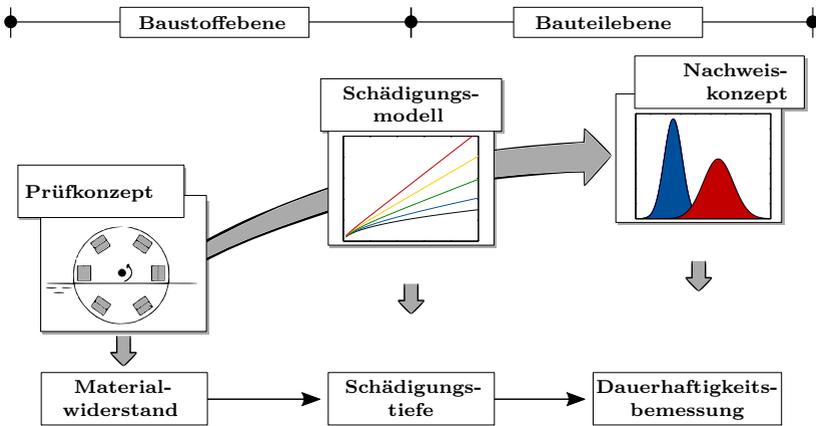
dass die zeitliche Veränderung der Querschnittsabmessungen des beanspruchten Bauteils modellhaft beschrieben wird, unter der Berücksichtigung des gegebenen Materialwiderstands sowie der aus den vorherrschenden Umgebungsbedingungen resultierenden Einwirkung. Da es sich sowohl beim Materialwiderstand als auch bei der Einwirkung um streuende Größen handelt und die modellhafte Beschreibung mit Unsicherheiten behaftet ist, ergibt sich die Anforderung einer Nachweisführung auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage. Diese sollte an das derzeit gängige probabilistische Sicherheitskonzept im Bauwesen angelehnt sein.

### 3.2 Ableitung des methodischen Ansatzes

Grundsätzlich sehen performance-basierte Konzepte zur Bemessung der Dauerhaftigkeit vor, die Leistungsfähigkeit von Beton unter der Berücksichtigung der zu erwartenden Einwirkung und der daraus resultierenden Schädigungsmechanismen quantitativ nachzuweisen. Diese Form der Nachweisführung erfordert die Anwendung experimenteller, mathematischer und statistischer Methoden, die in dem performance-basierten Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile in den drei Elementen *Prüfkonzept*, *Schädigungsmodell* und *Nachweiskonzept* gebündelt werden. Der methodische Ansatz des Konzepts ist in Bild 3.1 dargestellt und wird nachfolgend genauer erläutert.

Das performance-basierte Konzept sieht zunächst eine Betrachtung der Betonleistungsfähigkeit auf Baustoffebene vor. Dies erfordert, dass die Betonleistungsfähigkeit mithilfe eines geeigneten Prüfkonzepts/Prüfverfahrens bestimmt wird und der Materialwiderstand mithilfe eines anerkannten Kriteriums beschrieben bzw. bewertet wird. Da die beim chemischen Angriff ablaufenden Schädigungsmechanismen auch Auswirkungen auf makroskopische Eigenschaften haben können, ist eine ausschließliche Betrachtung der Betonleistungsfähigkeit auf Baustoffebene nicht ausreichend (vgl. Kap. 3.1). Die Leistungsfähigkeit ist auf Bauteilebene nachzuweisen.

Ein auf Bauteilebene geführter Nachweis erfordert ein Schädigungsmodell, das die zeitabhängige Schädigung des Bauteils (Auswirkung baustofflicher Schädigungsprozesse auf makroskopische Eigenschaften) modellhaft abbildet und mathematisch beschreibt. Da die baustofflichen Schädigungsprozesse bei dem betrachteten lösenden Betonangriff zu reduzierten Querschnittsabmessungen führen, muss das Modell die zeitliche Entwicklung der Schädigungstiefe vorhersagen, wobei der mit dem Prüfkonzept ermittelte Materialwiderstand als Parameter in das Schädigungsmodell einfließt. Das Schädigungsmodell kann als Schnittstelle zwischen Baustoff- und Bauteilebene verstanden werden, das die Elemente *Prüfkonzept* und *Nachweiskonzept* verknüpft.



**Bild 3.1:** Methodischer Ansatz für ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile

Mithilfe des Nachweiskonzepts wird die Betonleistungsfähigkeit bauteilbezogen bewertet. Dies erfordert die Definition eines Grenzzustands, der Einwirkung und Widerstand gegenüberstellt und dadurch ein Kriterium für das Ende der Nutzungsdauer festlegt. Nach dem *fib MC 2010* kann die Nutzungsdauer von chemisch beanspruchten Betonbauteilen (lösender Angriff durch Säuren) als die Zeitspanne betrachtet werden, bis die baustoffliche Schädigung eine maximal zulässige Tiefe erreicht. Dies führt zu einer Grenzzustandsfunktion, die einer zulässigen Schädigungstiefe eine zeitveränderliche Schädigungstiefe gegenüberstellt, wobei sich die zeitveränderliche Schädigung aus dem Schädigungsmodell ergibt. Da die Grenzzustandsbetrachtung an das derzeitige Sicherheitskonzept im Bauwesen angelehnt werden soll (vgl. Kap. 3.1), ist eine zuverlässigkeitsbasierte Betrachtung erforderlich. Die Leistungsfähigkeit wird somit durch eine grenzzustandsbezogene Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit bewertet und ermöglicht unter Berücksichtigung einer einzuhaltenden Zielzuverlässigkeit eine quantitative Bemessung der Dauerhaftigkeit.

Aus den einzelnen Elementen des methodischen Ansatzes zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile *Prüfkonzept*, *Schädigungsmodell* und *Nachweiskonzept* ergeben sich zu behandelnde thematische Schwerpunkte. Diese sehen die für die Umsetzung des Konzepts erforderliche Entwicklung der einzelnen Elemente vor und werden in den drei nachfolgenden Kapiteln separat behandelt.



## Kapitel 4

### Entwicklung eines standardisierten Prüfkonzepts

---

*Mit einem standardisierten Prüfkonzept wird in diesem Kapitel ein wesentliches Element des performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile entwickelt. Ausgehend von einer Betrachtung existierender Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton wird ein Ansatz zur Vereinheitlichung dieser Prüfverfahren dargestellt. Darauf aufbauend wird unter der Berücksichtigung von eigenen und in der Literatur dokumentierten Untersuchungen ein standardisiertes Prüfkonzept abgeleitet.*

*Auszüge des Kapitels wurden bereits in GERLACH & LOHAUS (2017a) und GERLACH & LOHAUS (2017b) veröffentlicht.*

---

#### 4.1 Ansatz für die Standardisierung von Prüfverfahren

##### 4.1.1 Übersicht über Säureprüfverfahren

Derzeit existiert in Deutschland kein einheitliches oder normativ geregeltes Verfahren zur Prüfung und Beurteilung des Säurewiderstands von Beton. Daher wurden in der Vergangenheit unterschiedliche Prüfverfahren entwickelt und angewendet, die sich hinsichtlich der gewählten Prüfbedingungen sowie der Kriterien zur Beurteilung des Säurewiderstands unterscheiden. Dies hat zur Konsequenz, dass die Vergleichbarkeit der einzelnen Prüfverfahren sowie die Übertragbarkeit der jeweiligen Untersuchungsergebnisse nicht oder nur eingeschränkt möglich sind. Abgesicherte Aussagen hinsichtlich des Materialwiderstands bzw. der Betonleistungsfähigkeit sind somit nur bedingt möglich. Da abgesicherte Kennwerte und eine klar definierte Kenngröße zur Beschreibung des Materialwiderstands eine zwingende Voraussetzung für performance-basierte Konzepte darstellen, ist die Entwicklung eines standardisierten Prüfkonzepts erforderlich. Dafür werden nachfolgend bereits existierende Prüfverfahren dargestellt, um darauf aufbauend ein standardisiertes Vorgehen bei der Prüfung des Säurewiderstands von Beton abzuleiten.

Die Vielseitigkeit der derzeit zur Anwendung kommenden Prüfverfahren ist in Tabelle 4.1 verdeutlicht, in der gewählte Prüfparameter bei derzeit zur Anwendung kommenden Prüfverfahren aufgeführt sind. Die Zusammenstellung beruht auf den

im DAfStb-Sachstandbericht *Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton* (GERLACH & LOHAUS, 2016a) dargestellten nationalen (BEDDOE & SCHMIDT (2009), BREIT (2002), *DAfStb-Richtlinie BUmwS:2011-03*, *DIN 19573:2016-03*, HÜTTL (2008), KÖNIG (2012), PETERSEN & LOHAUS (2006)) und internationalen (*ASTM C267-2012-01*, DE BELIE et al. (2002), FOURIE & ALEXANDER (2007), *ÖNORM B 4710:2007-10*) Prüfverfahren.

**Tabelle 4.1:** Spektrum von gewählten Prüfparametern in Säureprüfverfahren

Prüfparameter		Spektrum
Skala		Zementstein, Mörtel, Beton
Probekörper	Geometrie	Prismen, Zylinder, Platten etc.
	Lagerung	Klima- und Wasserlagerung
	Probealter	28 oder 56 Tage
Prüfmedium	Art der Säure	organische und anorganische Säuren
	pH-Wert/ Konzentration	pH-Stat, Puffersystem, keine Regelung
	Sättigung	i. d. meisten Fällen nicht spezifiziert
	Temperatur	20 bis 30 °C
Prüfrand- bedingungen	Durchmischung	keine, Umwälzung, Rotation der Proben
	Abrasion	keine, manuell, automatisch
Beurteilungs- kriterien	am Probekörper ermittelbare Merkmale	Schädigungstiefe, Abtragstiefe, Masseverlust, Restfestigkeit etc.
	am Prüfmedium ermittelbare Merkmale	Säureverbrauch, Änderung der chem. Zusammensetzung, Änderung des pH-Werts

Die Darstellung beruht auf den im DAfStb-Sachstandbericht *Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton* (GERLACH & LOHAUS, 2016a) dargestellten Prüfverfahren.

Aus Tabelle 4.1 geht hervor, dass sich Säureprüfverfahren zunächst hinsichtlich der Skala bzw. der Art des zementgebundenen Systems (Zementstein, Mörtel oder Beton) unterscheiden lassen. Die bei der Prüfung zum Einsatz kommenden Probekörper (Platten, Prismen, Quader, Rohre, Würfel oder Zylinder) werden entweder direkt betoniert, aus Standard-Probekörpergeometrien gewonnen oder

aus zu untersuchenden Bauteilen entnommen. Die Lagerung der Proben vor der Prüfung erfolgt unter Wasser oder unter unterschiedlichen klimatischen Bedingungen. Das Alter der Proben zu Prüfbeginn beträgt in der Regel 28 oder 56 Tage. Die Dauer der einzelnen Prüfungen liegt in einem Bereich von wenigen Tagen bis zu mehreren Monaten.

Als Prüfmedium werden sowohl anorganische Säuren (z. B. Schwefelsäure), organische Säuren (z. B. Essigsäure) oder organische Säuregemische als auch Puffersysteme (z. B. Essigsäure/Acetat-Puffer) verwendet, wobei bei manchen Prüfverfahren das Prüfmedium nicht näher spezifiziert wird. Der pH-Wert des Prüfmediums wird bei den meisten Prüfverfahren konstant gehalten. Dies erfolgt entweder durch automatische Titration, durch regelmäßige händische Zugabe von Säure oder mithilfe eines Puffersystems. Wird während der Untersuchungen die Säure erneuert, erfolgt dies sowohl in festen Intervallen als auch in Abhängigkeit der säurespezifischen Sättigungskonzentration des jeweiligen Prüfmediums.

Wird das Prüfmedium durchmischt, erfolgt dies durch eine Umwälzung des Prüfmediums oder durch eine Rotation der Proben im Säurebad. Die teilweise abrasive Beanspruchung der Probekörper erfolgt entweder manuell (händisch) oder automatisiert.

Gängigste Größe zur Beurteilung des Säurewiderstands ist die Schädigungstiefe, die sowohl direkt am Probekörper ermittelt als auch indirekt aus anderen Prüfgrößen abgeleitet wird (z. B. Protonenverbrauch). Weitere Kriterien sind u. a. die Restdruckfestigkeit und Restbiegezugfestigkeit, der Masseverlust, die  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionenkonzentration des Prüfmediums sowie die Abtragstiefe und die Oberflächenrauheit.

Die Ursache des breiten Spektrums der gewählten Prüfparameter kann einerseits mit der Vielzahl an Bereichen, in denen Beton einem chemischen Angriff ausgesetzt ist, und den damit verbundenen unterschiedlichen Angriffsformen von Säuren begründet werden. Andererseits wurden die einzelnen Prüfverfahren mit teilweise unterschiedlichen Zielsetzungen entwickelt. Nach GERLACH & LOHAUS (2016a) lassen sich die Zielsetzungen von Säureprüfverfahren in folgende übergeordnete Gruppen einteilen:

- **Standardisierte Performance:**

Performance-Prüfung zur Feststellung eines ausreichenden Widerstands einer Betonzusammensetzung gegenüber einer Regelwerksanforderung, z. B. gegenüber einer Expositionsklasse nach *DIN EN 206-1:2001-07*

- **Praxis-Performance:**

Abbildung von Praxisbedingungen bzw. eines spezifischen Anwendungsfalls zur Bestimmung eines praxisspezifischen Säurewiderstands

- **Ranking:**  
Vergleichende Prüfung des Säurewiderstands von unterschiedlichen Betonen bzw. Betonzusammensetzungen
- **Grundlagen & Modelle:**  
Säureuntersuchungen zur Erstellung phänomenologischer Modelle, zur Validierung von naturwissenschaftlichen Modellen und von Ingenieurmodellen sowie zur Parametrisierung von Modellparametern

Um den jeweiligen Zielsetzungen gerecht zu werden, wurden bei der Entwicklung der einzelnen Verfahren unterschiedliche Konzepte verfolgt. Diese spiegeln sich in unterschiedlichen Prüfmedien, Prüfrandbedingungen und Beurteilungskriterien wider und führen zu einem breiten Spektrum gewählter Prüfparameter. Dies hat zur Konsequenz, dass sich die ablaufenden Schädigungsmechanismen zwischen den einzelnen Prüfverfahren unterscheiden. Damit verbunden sind eine mangelnde Vergleichbarkeit von Untersuchungsergebnissen sowie teilweise widersprüchliche Ergebnisse und Schlussfolgerungen bezüglich der Widerstandsfähigkeit von Betonen.

#### 4.1.2 Grundlegende Anforderungen an Säureprüfverfahren

An Prüfverfahren, die die Leistungsfähigkeit von Beton quantitativ beurteilen, werden unterschiedliche Anforderungen gestellt. Einerseits müssen Prüfverfahren präzise sein und vergleich- und reproduzierbare Ergebnisse ermöglichen. Dafür sollten Prüfverfahren einheitlich und einfach durchführbar sein und somit möglichst fehlerunanfällig sein. Weiterhin muss die zu beurteilende Kenn- bzw. Prüfgröße eindeutig definiert sein. Andererseits müssen die Ergebnisse von Prüfverfahren mit Erfahrungswerten aus der Praxis korrelieren. Dies erfordert, dass die in der Praxis vorherrschenden Umgebungsbedingungen im Labor ausreichend genau abgebildet werden, wobei dies nach Möglichkeit zeitraffend erfolgen sollte. Zusammenfassend lassen sich folgende grundlegende Anforderungen ableiten:

- definierte Kenn- bzw. Prüfgröße
- Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse
- Reproduzierbarkeit der Untersuchungsergebnisse
- zeitraffende Prüfung

Diese Anforderungen werden nachfolgend für Säureprüfverfahren diskutiert und deren Vereinbarkeit betrachtet.

Der Säurewiderstand von Beton ist im Vergleich zu zahlreichen anderen beton-technischen Eigenschaften keine eindeutig **definierte Kenngröße**. Daher ist es im Vorfeld von Säureprüfungen zwingend erforderlich, die Kenngröße „Säurewiderstand“ eindeutig zu definieren. Da beim chemischen Betonangriff gleichzeitig chemische, physikalische und ggf. auch biologische Prozesse (z. B. BSK) ablaufen,

kann die vereinfachte Annahme getroffen werden, dass sich der Säurewiderstand von Beton aus einem chemischen, physikalischen und ggf. biologischen Anteil zusammensetzt. Die Zusammensetzung der einzelnen Anteile bzw. welchen Beitrag die einzelnen Anteile zum gesamten Säurewiderstand bei einem chemischen Angriff leisten, wird maßgeblich durch die vorherrschenden Angriffsbedingungen bestimmt. Somit kann der Säurewiderstand von Beton zunächst nicht als feste Größe angesehen werden. Da die Beurteilung des Säurewiderstands jedoch einer eindeutig definierten Kenngröße bedarf, ist es erforderlich, dass die Angriffsbedingungen im Vorfeld der Prüfung klar spezifiziert werden. Durch eine eindeutig beschriebene Einwirkungsseite ergibt sich folglich das Zusammenwirken der einzelnen Widerstandsanteile und somit die eindeutige Definition der Kenngröße „Säurewiderstand“. (GERLACH & LOHAUS, 2016a)

Um die **Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse** zu gewährleisten, müssen die in der Praxis vorherrschenden Umgebungsbedingungen und die daraus resultierenden Schädigungsmechanismen bei der Prüfung ausreichend genau abgebildet werden. Da die beim Säureangriff in der Praxis vorherrschenden Angriffsbedingungen sehr vielfältig sind, um das komplette Angriffsspektrum umfassend mit einem Prüfverfahren abzubilden, ist es erforderlich, sich auf wesentliche Einflussparameter zu beschränken. Diese sind so zu wählen, dass alle relevanten Mechanismen erfasst werden, so dass die resultierenden Untersuchungsergebnisse hinreichend genau mit vorhandenen Erfahrungswerten korrelieren.

Um diese Forderung einzuhalten, sollten die bei der Korrosion ablaufenden Lösungsvorgänge vergleichbar sein. Die maßgeblichen Einflussfaktoren auf die beim Säureangriff ablaufenden Lösungsvorgänge sind in Kapitel 2.1.4 dargestellt. Für eine möglichst praxisnahe Abbildung sind diese zu erfassen und im Rahmen der Prüfung durch geeignete Anforderungen an Prüfparameter zu berücksichtigen.

Um die **Reproduzierbarkeit der Untersuchungsergebnisse** sicherzustellen, ist es erforderlich, dass bei jeder Prüfung eine vergleichbare Einwirkung generiert wird. Diesem Aspekt ist bei der Prüfung des Säurewiderstands von Beton besondere Aufmerksamkeit zu schenken, da sich die Einwirkung (Konzentration und Sättigungsgrad des Angriffsmediums) beim Säureangriff aufgrund der ablaufenden chemischen Reaktionen mit dem Beton fortlaufend ändert. Folglich wird die Einwirkung vom Widerstand beeinflusst.

Eine derartig interagierende Beeinflussung ist beispielsweise bei der Bestimmung des Chlorideindringwiderstands (nach *BAW-Merkblatt „Prüfung des Chlorideindringwiderstands“* (2012)) nicht gegeben. Die im Migrationsstand durch eine konstante Spannungsbeaufschlagung und annähernd konstante Medienkonzentration aufgebrauchte Einwirkung verändert sich infolge der ablaufenden Mechanismen und Reaktionen nicht signifikant. Die Einwirkung ist somit unabhängig vom Widerstand.

Sollen bei der Prüfung des Säurewiderstands annähernd vergleichbare Beanspruchungen gewährleistet und somit die Reproduzierbarkeit von Untersuchungsergebnissen sichergestellt werden, ist folglich die Generierung einer vom Widerstand unabhängigen Einwirkung erforderlich.

Zu beachten ist, dass diese Forderung nicht zwangsläufig die in der Praxis vorherrschenden Bedingungen widerspiegelt. Vor dem Hintergrund von vergleich- und reproduzierbaren Untersuchungsergebnissen ist die Forderung jedoch notwendig und erfordert einen Kompromiss zwischen Übertragbarkeit und Reproduzierbarkeit.

**Zeitraffende Prüfungen** erfordern, dass die in der Praxis ablaufenden Schadensmechanismen im Labor beschleunigt werden. Dies wird in der Regel durch eine Überhöhung der Einwirkung realisiert. Da überhöhte Einwirkungen ggf. zu einer Veränderung der maßgebenden Schadensmechanismen führen, ist bei zeitraffenden Prüfverfahren sicherzustellen, dass das Schadensbild im Labor auch dem Schadensbild in der Praxis entspricht.

Die Beschleunigung der beim Säureangriff ablaufenden Prozesse kann auf unterschiedliche Weise erfolgen, wobei die Beschleunigung in den meisten Fällen durch eine erhöhte  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration oder Temperatur des Prüfmediums realisiert wird. Dabei ist zu beachten, dass das Lösungsverhalten der Zementsteinphasen konzentrations- und temperaturabhängig ist. Beispielsweise lösen sich mit sinkendem pH-Wert (ab  $\sim\text{pH } 3,5$ ) beständigere C-S-H-Phasen zunehmend stark auf (HILLERMEIER et al., 2006). Um sicherzustellen, dass das Schadensbild im Labor dem Schadensbild in der Praxis entspricht, darf der pH-Wert des Prüfmediums folglich nicht zu gering gewählt werden. Weiterhin ist zu beachten, dass die  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration der angreifenden Säure auch die Zusammensetzung der entstehenden Deckschicht beeinflussen kann und folglich auch die Kinetik des Korrosionsprozesses (HEROLD, 1999).

Zusammenfassend wird deutlich, dass Zeitraffereffekte bei der Prüfung des Säurewiderstands von Beton nur eingeschränkt nutzbar sind und ein Kompromiss zwischen zeitraffender Prüfung und Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse gefunden werden muss.

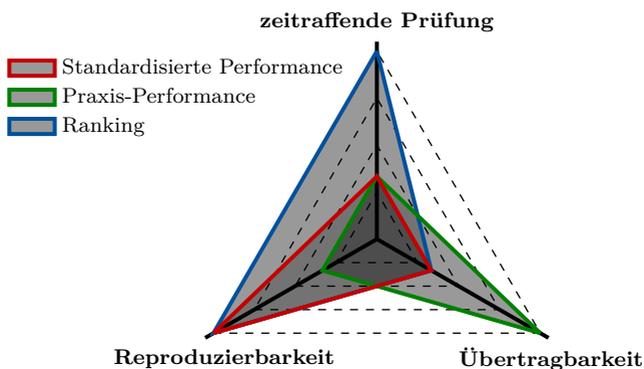
Aus der vorherigen Betrachtung wird deutlich, dass die Anforderungen Übertragbarkeit, Reproduzierbarkeit und zeitraffende Prüfung bei der Prüfung des Säurewiderstands nur bedingt miteinander vereinbar sind. Folglich muss bei der Entwicklung von Prüfverfahren ein Kompromiss zwischen den einzelnen Anforderungen gefunden werden. Die Priorisierung bzw. Wichtung der einzelnen Anforderungen ist maßgeblich von der Zielsetzung des jeweiligen Prüfverfahrens abhängig. Dies ist in Bild 4.1 verdeutlicht, in dem die Wichtung der einzelnen Anforderungen in Abhängigkeit der in Kapitel 4.1.1 definierten übergeordneten Zielsetzungen von Säureprüfverfahren dargestellt ist.

Bei standardisierten Performance-Verfahren kann die Reproduzierbarkeit der Untersuchungsergebnisse als wichtigste Anforderung angesehen werden. Dies erfordert, dass unter der Berücksichtigung von eindeutig spezifizierten Angriffsbedingungen eine vom Widerstand unabhängige Einwirkung generiert wird. Da eine vom Widerstand unabhängige Einwirkung nicht zwangsläufig die in der Praxis vorherrschenden Bedingungen widerspiegelt, müssen ggf. Abstriche bei der Übertragbarkeit gemacht werden.

Da Praxis-Performance-Verfahren vorsehen, einen spezifischen Anwendungsfall abzubilden, stellt die Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse die maßgebliche Anforderung dar. Neben möglichen Abstrichen bei der Übertragbarkeit sind Zeitraffereffekte nur eingeschränkt nutzbar, da diese auch eine Veränderung der ablaufenden Schadensmechanismen zur Folge haben können.

Bei der vergleichenden Prüfung des Säurewiderstands von unterschiedlichen Betonen (Ranking-Verfahren) kann der Fokus sowohl auf dem Aspekt der Reproduzierbarkeit als auch auf der zeitraffenden Prüfung liegen. Dies hat zur Konsequenz, dass nicht die gesamte Bandbreite der in der Natur vorherrschenden Bedingungen abgebildet werden kann, und erfordert einen Kompromiss zuungunsten der Übertragbarkeit.

Eine generelle Wichtung der Anforderungen von Prüfverfahren der Gruppe „Grundlagen & Modelle“ ist aufgrund der sehr weitgefassten Zielsetzung nicht möglich.



**Bild 4.1:** Wichtung von Anforderungen an Säureprüfverfahren in Abhängigkeit von der Zielsetzung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass es aufgrund der unterschiedlichen Zielsetzungen von Säureprüfverfahren und der daraus resultierenden Priorisierung einzelner Anforderungen kein allgemeines und für alle Anwendungsfälle passendes

Prüfverfahren geben kann. Folglich ist bei der Entwicklung von Prüfverfahren die Zielsetzung frühzeitig festzulegen. Weiterhin bedarf es einer eindeutigen Definition der Kenn- bzw. Prüfgröße „Säurewiderstand“. Dies erfordert, dass die Angriffsbedingungen im Vorfeld der Prüfung klar spezifiziert werden.

### **4.1.3 Lösungsansatz für ein standardisiertes Prüfkonzept**

Der Lösungsansatz für die Entwicklung des standardisierten Prüfkonzepts sieht vor, derzeit existierende Prüfverfahren zu vereinheitlichen, wobei die Vereinheitlichung durch sogenannte Prüfgrundsätze (Anforderungen an einzuhaltende Prüfparameter) erfolgen soll. Somit wird nicht die Entwicklung eines neuartigen Prüfverfahrens angestrebt, sondern es sollen grundlegende Anforderungen definiert werden, die bei der Realisierung und Durchführung von Säureprüfungen einzuhalten und zu berücksichtigen sind. Vor diesem Hintergrund wird im Rahmen der Arbeit auch von einem Prüfkonzept und nicht von einem Prüfverfahren gesprochen.

Dieser Lösungsansatz bzw. diese Herangehensweise basiert auf der grundlegenden Annahme, dass Säureprüfverfahren vergleich- und reproduzierbare Untersuchungsergebnisse liefern, wenn bei jeder Prüfung

- eine annähernd vergleichbare Einwirkung generiert wird
- die Prüfbedingungen so gewählt werden, dass die Kinetik des Korrosionsprozesses vergleichbar ist

Um eine vergleichbare Einwirkung und Korrosionskinetik bei jeder Prüfung sicherzustellen, müssen Anforderungen an die zu wählenden Prüfparameter (Prüfgrundsätze) eingehalten werden. Die Definition dieser Prüfgrundsätze erfordert zunächst, dass der Einfluss ausgewählter Prüfparameter bzw. maßgeblicher Einflussfaktoren auf die beim Säureangriff ablaufenden Mechanismen genauer betrachtet wird. Dies erfolgt im nachfolgenden Kapitel auf der Grundlage von eigenen und in der Literatur dokumentierten Untersuchungen. Darauf aufbauend wird in Kapitel 4.3, unter der Berücksichtigung der in Kapitel 4.1.2 abgeleiteten grundlegenden Anforderungen an Säureprüfverfahren, ein auf Prüfgrundsätzen basierendes Prüfkonzept abgeleitet.

Im Vergleich zu einem neuartigen Prüfverfahren bietet das auf Prüfgrundsätzen basierte Prüfkonzept die Möglichkeit, annähernd vergleichbare Einwirkungen und Prüfbedingungen zu erzeugen, auch wenn unterschiedliche Prüfapparaturen verwendet werden. Dadurch wird die Möglichkeit geboten, dass bereits vorhandene Erfahrungen und Erkenntnisse im Bereich von Säureprüfverfahren weiterhin nutzbar bleiben. Weiterhin können bisher existierende Prüfverfahren vergleichbar gemacht werden und bereits vorhandene Untersuchungsergebnisse besser eingeordnet und in Bezug zueinander gesetzt werden. Darüber hinaus bleiben Erfahrungen und Erkenntnisse, die bei der Entwicklung einzelner Prüfverfahren gewonnen wurden und sich auch in den jeweiligen Prüfapparaturen widerspiegeln, nutzbar.

## 4.2 Untersuchungen zum Einfluss ausgewählter Prüfparameter

### 4.2.1 Konzentration des Prüfmediums

Die beim lösenden Betonangriff ablaufenden Schädigungsmechanismen werden u. a. durch den Transport der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen bestimmt. Da die treibende Kraft des Ionentransports der Konzentrationsgradient zwischen angreifendem Medium und Beton ist, wird die Kinetik des Korrosionsprozesses maßgeblich durch die  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration im Prüfmedium beeinflusst.

Um Aussagen hinsichtlich des Einflusses der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik treffen zu können, wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt, in denen die Konzentration des Prüfmediums (Essigsäure/Acetat-Puffer) variiert wurde. In den einzelnen Versuchsserien wurde je eine Betonplatte in einem Becherglas (4 l) eingehängt, wobei die Pufferlösung während der Untersuchungen mithilfe eines Magnetrührers durchmischt wurde. Die wesentlichen Prüfparameter der vier Versuchsserien sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt.

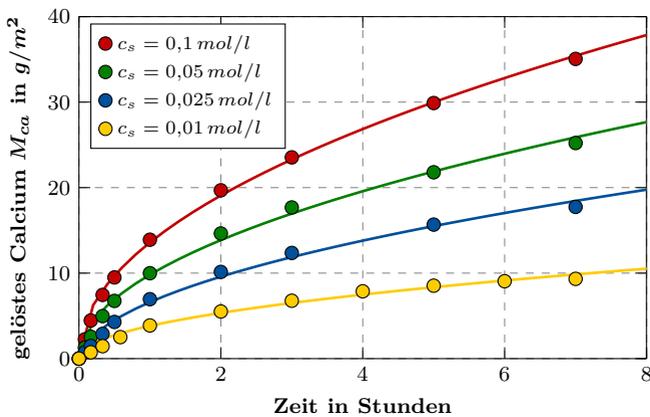
**Tabelle 4.2:** Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Darstellung des Einflusses der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik

Prüfparameter	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4
Probekörper <sup>a</sup>	Betonplatte (100 × 100 × 20 mm <sup>3</sup> )			
Prüfapparatur	Becherglas (V = 4 l)			
Prüfmedium	Essigsäure/Acetat-Puffer mit c =			
	0,1 mol/l	0,05 mol/l	0,025 mol/l	0,01 mol/l
Prüfrand- bedingungen	Durchmischung (Magnetrührer)			
	keine Sättigung des Prüfmediums			
	keine Abrasion			

<sup>a</sup> Die Betonzusammensetzungen können Anhang E entnommen werden

Zur Erfassung der Korrosionskinetik wurden während der Untersuchungen in regelmäßigen Zeitabständen Proben aus dem Prüfmedium (V = 50 ml) entnommen und die Konzentration der  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen mittels komplexometrischer Titration bestimmt. Daraus wurde die oberflächen- bzw. prüfflächenbezogene gelöste Masse an Calcium im Prüfmedium ermittelt.

Aus der in Bild 4.2 dargestellten Entwicklung der im Prüfmedium gelösten Masse an Calcium geht hervor, dass diese mit steigender  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration zunimmt. In allen Versuchsserien scheint die gelöste Masse an Calcium in Abhängigkeit der  $\sqrt{\text{Zeit}}$  zuzunehmen, was zunächst auf diffusionskontrollierte Korrosionsprozesse schließen lässt.



**Bild 4.2:** Gelöste Masse an Calcium im Prüfmedium in Abhängigkeit von der Konzentration des Prüfmediums

Um Rückschlüsse hinsichtlich des dominierenden Korrosionsprozesses treffen und die Korrosionskinetik besser bewerten zu können, empfiehlt es sich, die zeitliche Entwicklung der Lösungsrate zu betrachten. Die Lösungsrate wird als Masse an gelösten Ionen, die durch die Phasengrenzfläche zwischen Beton und angreifendem Medium pro Fläche und Zeit transportiert wird, definiert und kann mit folgender Gleichung berechnet werden:

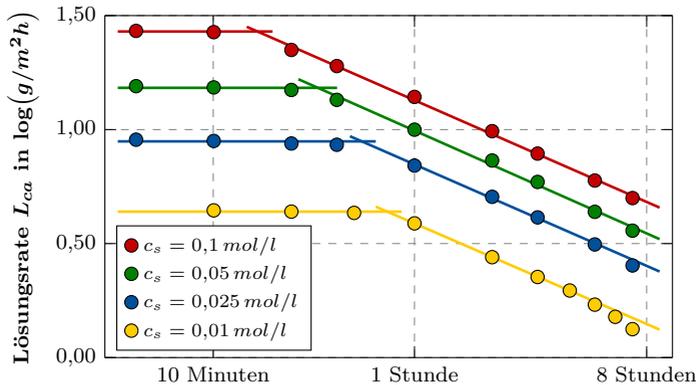
$$L_{Ca,i} = (c_{Ca,i} - c_{Ca,0}) \cdot \frac{V}{A \cdot t_i} \quad (4.1)$$

mit

- $L_{Ca,i}$  Lösungsrate zum Zeitpunkt  $t_i$
- $c_{Ca,i}$  Konzentration der  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen im Prüfmedium zum Zeitpunkt  $t_i$
- $c_{Ca,0}$  Konzentration der  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen zu Prüfbeginn
- $V$  Volumen des Prüfmediums
- $A$  Oberfläche des Probekörpers
- $t_i$  Zeitpunkt der Probenahme

Werden die mit Gleichung 4.1 berechneten Lösungsraten doppelt-logarithmisch über die Zeit aufgetragen ( $\log L$ - $\log t$ -Diagramm), kann anhand der Entwicklung der Lösungsraten die Korrosionskinetik bewertet werden. Bei reaktionskontrollierten Prozessen liegen die Lösungsraten auf einer horizontalen Geraden (Steigung  $m = 0$ ), bei diffusionskontrollierten Prozessen auf einer Geraden mit einer Steigung von  $-0,5$ . Die Herleitung dieser Zusammenhänge sowie eine mathematische Betrachtung der Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff finden sich in Anhang A.

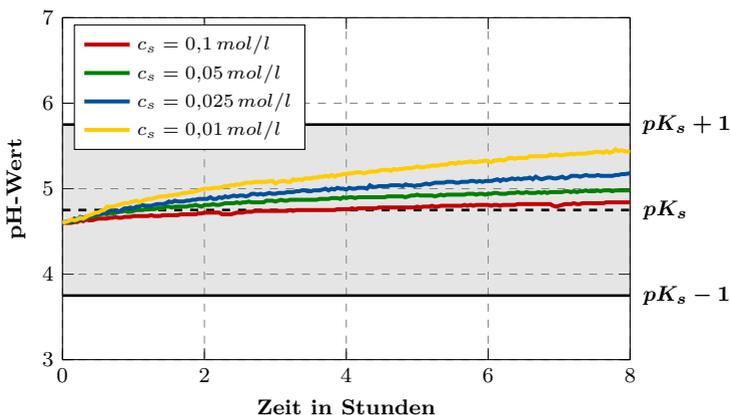
Die mithilfe von Gleichung 4.1 ermittelten Lösungsraten der einzelnen Versuchsserien sind in Bild 4.3 doppelt-logarithmisch über die Zeit dargestellt. Es wird ersichtlich, dass zu Beginn der einzelnen Untersuchungen die Lösungsraten annähernd konstant sind und zu horizontalen Regressionsgeraden ( $m = 0$ ) führen. Folglich verläuft in allen Versuchsserien der Korrosionsprozess zu Beginn reaktionskontrolliert. Die Dauer dieses Prozesses ist konzentrationsabhängig und nimmt mit steigender Konzentration ab. Im Anschluss verläuft der Korrosionsprozess in allen Untersuchungen diffusionskontrolliert. Die ermittelten Lösungsraten liegen annähernd auf Geraden mit einer Steigung von  $-0,5$ .



**Bild 4.3:** Entwicklung der versuchstechnisch ermittelten Lösungsraten in Abhängigkeit von der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration des Prüfmediums

Weiterhin wird aus Bild 4.3 ersichtlich, dass insbesondere in Versuchsserie 4 ( $c_s = 0,01 \text{ mol/l}$ ) die Lösungsraten mit zunehmender Prüfdauer von der Gerade mit Steigung  $-0,5$  abweichen. Dies kann mit der niedrigeren Konzentration des Essigsäure/Acetat-Puffers und der damit verbundenen geringeren Pufferkapazität begründet werden. Zur Verdeutlichung dieses Effekts sind in Bild 4.4 die in den einzelnen Untersuchungen kontinuierlich gemessenen pH-Werte dargestellt. Während in Serie 1 ( $c_s = 0,1 \text{ mol/l}$ ) der pH-Wert während der Prüfdauer nur

geringfügig zunimmt ( $\Delta pH = 0,2$ ), steigt der pH-Wert in Serie 4 aufgrund der geringeren Pufferkapazität deutlich an ( $\Delta pH = 0,8$ ). Auch wenn die in Serie 4 gemessenen pH-Werte noch im Pufferbereich ( $pK_s \pm 1$ ) liegen, sinkt mit zunehmendem pH-Wert der Anteil an frei verfügbaren  $H_3O^+$ -Ionen im Prüfmedium. Dadurch verringert sich der Konzentrationsgradient zwischen Prüfmedium und Beton und führt zu einer Verringerung des Angriffsgrads. Dies hat zur Konsequenz, dass der diffusionskontrollierte Korrosionsprozess verlangsamt wird, was sich im  $\log L$ - $\log t$ -Diagramm durch ein Abweichen von der Gerade mit Steigung  $-0,5$  zeigt.



**Bild 4.4:** Entwicklung der pH-Werte in den Untersuchungen zur Darstellung des Einflusses der Konzentration des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik

Um Aussagen hinsichtlich zulässiger Abweichungen des pH-Werts treffen zu können, wurde die Dauer der *ideal-diffusionskontrollierten*<sup>1</sup> Korrosionsprozesse in den einzelnen Versuchsserien ermittelt. Diese sind in Tabelle 4.3 aufgeführt und zusammen mit der zugehörigen Zunahme des pH-Werts im betrachteten Zeitintervall dargestellt. Es wird ersichtlich, dass in Serie 1 und Serie 2 der Korrosionsprozess bis Versuchsende (7 Stunden) *ideal-diffusionskontrolliert* verläuft (ausgenommen des anfänglichen reaktionskontrollierten Prozesses). In Serie 3 ist die  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -Abhängigkeit innerhalb der ersten 5 Stunden gegeben, wobei der pH-Wert in diesem Zeitintervall um 0,4 zunimmt. In Serie 4 ist die  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -Abhängigkeit innerhalb der ersten 4 Stunden gegeben und mit einer Zunahme des pH-Werts von 0,6 verbunden. Folglich muss ab einem Wert von  $\Delta pH = 0,4$  mit einem Abweichen vom  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -abhängigen Korrosionsprozess gerechnet werden. Dieses

<sup>1</sup>  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -abhängiger Korrosionsprozess ( $M_{ca} \sim \sqrt{\text{Zeit}}$ )

Ergebnis lässt den Schluss zu, dass eine Abweichung des pH-Werts in einem Bereich von  $\Delta pH \leq \pm 0,2$  zulässig ist.

**Tabelle 4.3:** Dauer der ideal-diffusionskontrollierten Korrosionsprozesse in den einzelnen Versuchsserien und zugehörige Zunahmen des pH-Werts

	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4
Dauer des ideal-diffusionskontr. Korrosionsprozesses ( $t_{diff,id}$ )	>7 h	>7 h	5 h	4 h
Zunahme des pH-Werts im Zeitintervall $t_{diff,id}$	0,2	0,4	0,4	0,6

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass die Kinetik des Korrosionsprozesses durch die  $H_3O^+$ -Konzentration im Prüfmedium beeinflusst wird, wobei die Korrosionsgeschwindigkeit mit steigender Konzentration zunimmt. Um in Untersuchungen einen konstanten Angriffsgrad zu gewährleisten, darf der pH-Wert des Prüfmediums nur innerhalb gewisser Grenzen schwanken. Die durchgeführten Untersuchungen lassen auf eine zulässige Abweichung von  $\Delta pH \leq \pm 0,2$  schließen.

#### 4.2.2 Art des Prüfmediums

Neben der korrosiven Wirkung der  $H_3O^+$ -Ionen können auch die Säureanionen und die sich daraus bildenden Reaktionsprodukte die Kinetik des Korrosionsprozesses beeinflussen. Der Einfluss ist im Wesentlichen von der Löslichkeit der Reaktionsprodukte bzw. von der Löslichkeit der sich bildenden Salze abhängig.

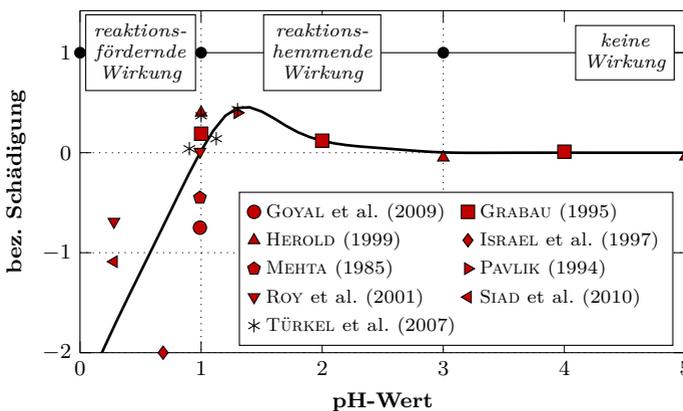
Beim Angriff von Säuren, die leicht lösliche Salze bilden, ist der Schädigungsprozess primär durch eine Calciumauslaugung der Zementsteinmatrix gekennzeichnet, wobei die zurückbleibende Schicht aus schwer löslichen Reaktionsprodukten eine erhöhte Porosität und einen geringeren Diffusionswiderstand aufweist (DUCHESNE & BERTRON, 2013). Somit besitzt das Säureanion aufgrund der Löslichkeit des Calciumsalzes keinen signifikanten Einfluss auf die Korrosionskinetik.

Bei Säuren, die schwer lösliche Reaktionsprodukte bilden, fallen die entstehenden Calciumsalze in der Korrosionszone oder auf der Betonoberfläche aus. Dies kann einerseits zu einer Verminderung der Korrosionsgeschwindigkeit führen, da die Calciumsalze als Schutzschicht fungieren und somit zu einer Steigerung des Diffusionswiderstands führen. Neben einer schützenden bzw. reaktionshemmenden Wirkung können die ausgefallenen Calciumsalze andererseits auch eine zerstörende bzw. reaktionsfördernde Wirkung besitzen. Ursache ist die Entstehung expansiver Reaktionsprodukte, die neben einem lösenden Angriff auch zu einem treibenden Angriff führen können (GERLACH & LOHAUS, 2016a). Die Bewertung der Wirkung

muss letztendlich in Abhängigkeit der Säure erfolgen unter Berücksichtigung der Konzentration und den vorherrschenden Randbedingungen. Dies wird nachfolgend exemplarisch für Schwefelsäure verdeutlicht.

Beim Angriff von Schwefelsäure besteht die Möglichkeit der Bildung sekundärer Sulfatphasen. In der Literatur dokumentierte Untersuchungsergebnisse zeigen, dass diese sowohl eine reaktionshemmende als auch eine reaktionsfördernde Wirkung besitzen können. Zur Verdeutlichung sind in Bild 4.5 in der Literatur dokumentierte Untersuchungen zur Wirkung sekundärer Sulfatphasen in Abhängigkeit des pH-Werts dargestellt. Zur Bewertung wurde das Kriterium *bezogene Schädigung* definiert. Dieses setzt die Schädigung, die in Untersuchungen mit einem schwefelsauren Prüfmedium ermittelt wurde, in Bezug zur Schädigung, die in vergleichenden Untersuchungen mit Mineralsäuren, die leicht lösliche Salze bilden, bestimmt wurde. Bei einer positiven Bezugsgröße treten beim Schwefelsäureangriff vergleichsweise geringe Schädigungen auf. Treten größere Schädigungen auf, ist die Bezugsgröße negativ.

Aus Bild 4.5 geht hervor, dass in Abhängigkeit vom pH-Wert zwischen drei Bereichen unterschieden werden kann. Bei hohen Konzentrationen (bis  $\sim$ pH 1) besitzen die sekundären Sulfatphasen eine zerstörende Wirkung. Im Bereich von pH 1 bis pH 3 zeigen die dokumentierten Ergebnisse, dass die sekundären Sulfatphasen eine schützende Wirkung haben. In Bereichen größer pH 3 besteht kein Einfluss, da es in diesen Bereichen in der Regel nicht zur Bildung sekundärer Sulfatphasen kommt.



**Bild 4.5:** Wirkung von sekundären Sulfatphasen beim Schwefelsäureangriff in Abhängigkeit des pH-Werts

Bild 4.5 verdeutlicht auch, dass im Bereich von pH 1 die in der Literatur dokumentierten Ergebnisse sehr unterschiedlich sind. Dies lässt sich einerseits mit den unterschiedlichen Betonzusammensetzungen begründen, die in den Untersuchungen betrachtet wurden. Ob und in welchem Umfang die Bildung sekundärer Sulfatphasen zu inneren Spannungen, Rissbildungen und Abplatzungen führt, hängt im großen Umfang vom verfügbaren Expansionsraum ab, der maßgeblich durch die Betonzusammensetzung beeinflusst wird. Andererseits können die Abweichungen mit den unterschiedlich gewählten Prüfrandbedingungen, wie z. B. das Verhältnis von Festkörperoberfläche zum Volumen des Angriffsmediums und der Häufigkeit des Wechsels des Prüfmediums, begründet werden. Diese Randbedingungen können die im Prüfmedium vorliegende Ionenkonzentration beeinflussen und somit auch die Bildung von sekundären Sulfatphasen.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass die Kinetik des Korrosionsprozesses durch die Art der Säure bzw. des Säureanions beeinflusst wird, wenn es zur Bildung und Ausfällung sekundärer Phasen kommt. Da dies neben der Konzentration der Säure auch vom Sättigungsgrad des Prüfmediums abhängig ist, wird dieser im nachfolgenden Kapitel genauer betrachtet.

### 4.2.3 Sättigungsgrad des Prüfmediums

Die Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff kann neben der Konzentration und Art der Säure auch durch eine Aufkonzentrierung der gelösten Zementsteinkomponenten im angreifenden Medium beeinflusst werden. Im Zuge des anfänglichen reaktionskontrollierten und anschließend diffusionskontrollierten Korrosionsprozesses steigt die Konzentration der aus dem Zementstein gelösten Ionen im angreifenden Medium sukzessive an. Wird das angreifende Medium im weiteren Verlauf der Korrosionsreaktion nicht erneuert, kommt es zu einer Anreicherung der aus dem Zementstein gelösten Ionen (insbesondere  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen). Nähert sich die Ionenkonzentration in der Lösung der säurespezifischen Sättigungskonzentration an, nimmt die Reaktionsfähigkeit der Säure ab und führt zu einer Beeinflussung des Korrosionsprozesses (HEROLD, 1999).

Um den Einfluss der Konzentration der aus dem Zementstein im angreifenden Medium gelösten Ionen erfassen zu können, wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. In diesen wurden Mörtelprismen in Schwefelsäure mit pH 3 eingelagert, wobei während der Untersuchungen das Säurebad nicht erneuert wurde. Es wurden zwei Versuchsserien durchgeführt, in denen das A/V-Verhältnis<sup>1</sup> variiert wurde. Als Prüfapparatur wurde ein Becken ( $V = 14,4 \text{ l}$ ) verwendet. Während der Untersuchungen wurde das Prüfmedium mithilfe einer Pumpe umgewälzt. Die wesentlichen Prüfparameter sind in Tabelle 4.4 zusammengestellt.

Zur Erfassung der Korrosionskinetik wurden während der Untersuchungen in regel-

---

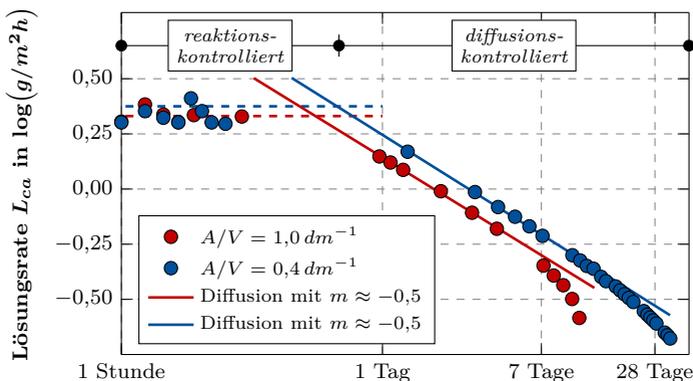
<sup>1</sup>(Prüf-)Oberfläche-zu-(Säure-)Volumen-Verhältnis

**Tabelle 4.4:** Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Erfassung des Einflusses der Sättigung des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik

Prüfparameter	Serie 1	Serie 2
	$(A/V = 1,0 \text{ dm}^{-1})$	$(A/V = 0,4 \text{ dm}^{-1})$
Probekörper <sup>a</sup>	5 Mörtelprismen ( $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ )	2 Mörtelprismen ( $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ )
Prüfapparatur	Becken ( $V = 14,4 \text{ l}$ )	
Prüfmedium	Schwefelsäure mit pH 3 (pH-Stat)	
Prüfrand- bedingungen	Durchmischung (Umwälzung durch Pumpe)	
	keine Erneuerung des Prüfmediums	
	keine Abrasion	

<sup>a</sup> Die Mörtelzusammensetzungen können Anhang E entnommen werden

mäßigen Abständen Proben aus dem Prüfmedium ( $V = 50 \text{ ml}$ ) entnommen und die Konzentration der  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen mittels komplexometrischer Titration bestimmt. Mithilfe von Gleichung 4.1 wurden die oberflächenbezogenen Lösungsraten berechnet, die in Bild 4.6 in Abhängigkeit der Zeit doppelt-logarithmisch dargestellt sind.



**Bild 4.6:** Zeitliche Entwicklung der Lösungsraten bei Untersuchungen mit Schwefelsäure für unterschiedliche  $A/V$ -Verhältnisse

Aus Bild 4.6 wird ersichtlich, dass zu Beginn der Untersuchungen die Lösungs-raten annähernd konstant sind. In beiden Versuchsserien führen die anfänglichen reaktionskontrollierten Prozesse zu einer linearen Zunahme der im Prüfmedium gelösten  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen. Die Ursache für die leicht schwankenden Lösungs-raten sind die Regelung des pH-Werts, der versuchsbedingt nur innerhalb gewisser Grenzen gehalten werden konnte, sowie die Sensitivität der komplexometrischen Calciumbestimmung bei geringen Calciumkonzentrationen. Im weiteren Verlauf der Untersuchungen nehmen die Lösungs-raten ab. Ursache ist die Ausbildung der  $\text{SiO}_2$ -reichen Deckschicht, die zu einem diffusionskontrollierten Schädigungsprozess führt. Zu Beginn des diffusionskontrollierten Prozesses kommt es in beiden Serien zu einer  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -abhängigen Zunahme der im Prüfmedium gelösten Masse an Calcium, da die in Bild 4.6 doppelt-logarithmisch dargestellten Lösungs-raten annähernd auf einer Geraden mit einer Steigung von -0,5 liegen. Mit zunehmender Versuchsdauer weichen die Lösungs-raten von dieser Geraden ab. Ursache ist die steigende Konzentration an  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen im Prüfmedium und die damit verbundene Annäherung an die Sättigungskonzentration des schwefelsauren Prüfmediums. Die damit verbundene Abnahme der Reaktionsfähigkeit der Säure führt zu einer zunehmenden Verringerung der Korrosionsgeschwindigkeit. Der Schädigungsprozess wird durch den zunehmenden Sättigungsgrad des Prüfmediums beeinflusst.

Aus Bild 4.6 geht weiterhin hervor, dass Serie 1 ( $A/V = 1,0 \text{ dm}^{-1}$ ) früher vom  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -abhängigen Schädigungsverlauf abweicht. Ursache ist die größere Prüffläche, die zu einer vergleichsweise schnelleren Zunahme der  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionenkonzentration im Prüfmedium und damit verbundenen Sättigung führt. In den durchgeführten Untersuchungen konnten eine Beeinflussung der Korrosionsreaktion ab einem Sättigungsgrad von ca. 60 % festgestellt werden.

Die absoluten Unterschiede in den Lösungs-raten der beiden Serien resultieren aus dem unterschiedlichen Alter der Proben zu Prüfbeginn. Damit verbunden ist ein unterschiedlicher Hydratationsgrad bzw. Phasenbestand der Mörtelproben, der mit leicht abweichenden Lösungs-raten verbunden ist.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass mit einer steigenden  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionenkonzentration im Prüfmedium und der damit verbundenen Annäherung an die Sättigungskonzentration die Kinetik des Korrosionsprozesses zunehmend beeinflusst wird. Damit verbunden ist ein Abweichen vom  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -abhängigen Korrosionsprozess.

### 4.2.4 Prüfsystem

Bei der Bewertung der beim chemischen Angriff vorherrschenden (Prüf-)Randbedingungen kann u. a. zwischen stationären und dynamischen Bedingungen unterschieden werden (vgl. Kap. 2.1.4). Unter stationären Bedingungen wird ein geschlossenes System verstanden, in dem ein definiertes Volumen des angreifenden

Mediums im Kontakt mit dem Beton steht. Dynamische Bedingungen herrschen vor, wenn von außen kontinuierlich frische Säure in das System eindringt und somit ein fortlaufender Säureaustausch stattfindet.

Zur Erfassung des möglichen Einflusses von Prüfsystemen auf die Kinetik des Korrosionsprozesses werden Untersuchungsergebnisse von NELSKAMP (1992) ausgewertet. Dieser betrachtete in Untersuchungen zum Angriff von Mineralsäuren auf Beton unterschiedliche Prüfsysteme, wobei dabei ein *Standsystem* (stationäres System) und zwei *Fließsysteme* (dynamische Systeme) verwendet wurden.

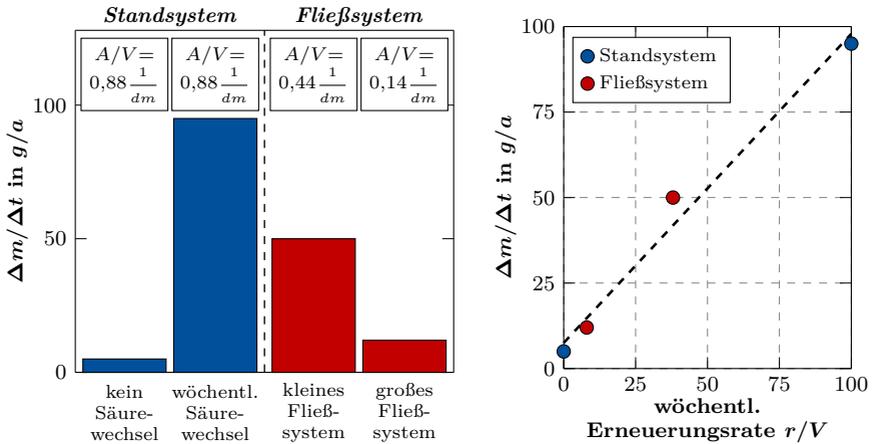
In den Untersuchungen mit dem *Standsystem* wurde u. a. der Einfluss der Säureerneuerung betrachtet. Dafür wurden Betonproben in ein Becken mit Salpetersäure eingelagert, wobei der pH-Wert während der Untersuchungen regelmäßig auf pH 2 eingestellt wurde.

Aus den in Bild 4.7 (links) dargestellten Untersuchungsergebnissen geht hervor, dass eine wöchentliche Erneuerung des Angriffsmediums zu deutlich höheren Masseverlusten führt als die alleinige Regelung des pH-Werts. Die regelmäßige Erneuerung verhindert, dass sich die aus dem Zementstein gelösten Ionen im Prüfmedium aufkonzentrieren. Findet keine Erneuerung statt, wird die Reaktionsfähigkeit der angreifenden Säure durch die zunehmende Menge an gelösten Ionen verringert. Damit verbunden ist die Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit, die sich in deutlich geringeren Masseverlusten widerspiegelt.

Den Einfluss einer kontinuierlichen Säureerneuerung untersuchte NELSKAMP (1992) mithilfe von zwei *Fließsystemen*. Diese bestanden aus einem Lagerungsbehälter, in den kontinuierlich frische Säure zugeführt wurde, wobei zur Konstanthaltung des A/V-Verhältnisses die gleiche Menge an Säure abgeführt wurde. In den Untersuchungen wurden sowohl ein *kleines Fließsystem* ( $V = 4 \text{ l}$ ,  $A/V = 0,44 \text{ dm}^{-1}$ ) als auch ein *großes Fließsystem* ( $V = 50 \text{ l}$ ,  $A/V = 0,14 \text{ dm}^{-1}$ ) betrachtet. Die Zuflussmenge wurde im kleinen Fließsystem auf 1,5 l pro Woche festgelegt, im großen Fließsystem auf 4 l pro Woche.

An den in Bild 4.7 (links) dargestellten Untersuchungsergebnissen ist auffällig, dass die Schädigung im *kleinen Fließsystem* trotz des höheren A/V-Verhältnisses größer ist als im *großen Fließsystem*. In der Regel wird bei hohen A/V-Verhältnissen die Korrosionsreaktion vergleichsweise früh gehemmt (vgl. Kap 4.2.3) und führt folglich zu einer geringeren Schädigung. Die Ursache dieser konträren Beobachtung kann mit der Zuflussmenge begründet werden. Im *großen Fließsystem* wurden pro Woche 4 l zugeführt. Bezogen auf das komplette Volumen entspricht dies einer volumenbezogenen wöchentlichen Erneuerungsrate von 8 %. Demgegenüber steht die volumenbezogene wöchentliche Erneuerungsrate des *kleinen Fließsystems* von 38 %. Es kann davon ausgegangen werden, dass sich aufgrund der geringeren Erneuerungsrate im *großen Fließsystem* die im Prüfmedium gelösten Zementsteinionen stärker aufkonzentrieren. Die damit verbundene geringere Lösungsgeschwindigkeit führt zu vergleichsweise geringeren Masseverlusten.

Betrachtet man die in Bild 4.7 (links) dargestellten Untersuchungsergebnisse



**Bild 4.7:** Bezogene Änderung der Masse  $\Delta m/\Delta t$  in Abhängigkeit des Prüfsystems (links) und der Erneuerungsrate (rechts), basierend auf Untersuchungsergebnissen von NELSKAMP (1992)

ganzheitlich, wird ersichtlich, dass mit einer steigenden volumenbezogenen wöchentlichen Erneuerungsrate  $r/V$  der bezogene Masseverlust  $\Delta m/\Delta t$  und somit die Schädigung ansteigt (vgl. Bild 4.7 (rechts)). Dies verdeutlicht erneut den signifikanten Einfluss des Sättigungsgrads des Prüfmediums auf die Kinetik des Korrosionsprozesses.

Aus den vorherigen Darstellungen kann geschlussfolgert werden, dass bei Säureuntersuchungen sowohl das Prüfsystem bzw. die verwendete Prüfapparatur als auch das gewählte  $A/V$ -Verhältnis von untergeordneter Bedeutung sind. Die Kinetik des Korrosionsprozesses wird maßgeblich durch die Erneuerungsrate des Prüfmediums beeinflusst, also wie das Prüfsystem "gefährdet" wird. Die Art des Prüfsystems (stationär oder dynamisch) gewinnt erst an Bedeutung, wenn dynamische Randbedingungen zu abrasiven Beanspruchungen führen (vgl. Kap. 4.2.6) und/oder es unter stationären Randbedingungen zu einer Zonierung des Prüfmediums kommt (vgl. Kap. 4.2.5).

## 4.2.5 Durchmischung des Prüfmediums

Bei stehenden und schwach fließenden Angriffsmedien besteht die Möglichkeit, dass sich die entstehenden löslichen Reaktionsprodukte an der Betonoberfläche anreichern und es zu einer Zonierung<sup>1</sup> im Prüfmedium kommt. Dies begünstigt das chemische Gleichgewicht zwischen angreifendem Medium und Beton. Folglich muss von einer Beeinflussung der Korrosionskinetik ausgegangen werden, wenn das Prüfmedium nicht durchmischt wird.

Zur Erfassung des Einflusses der Durchmischung auf die Kinetik des Korrosionsprozesses wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. In den Untersuchungen wurden Betonprismen in 10 %ige Essigsäure eingelagert, wobei der Grad der Durchmischung des Prüfmediums wie folgt variiert wurde:

- kontinuierliche Durchmischung (Rotation der Proben)
- regelmäßige Durchmischung (händisches Umrühren des Prüfmediums nach 1, 3, 5, 7, 10, 14 und 17 Tagen)
- keine Durchmischung

In den Untersuchungen wurden unterschiedliche Prüfapparaturen verwendet. Die wesentlichen Prüfparameter der drei Versuchsserien sind in Tabelle 4.5 zusammengestellt.

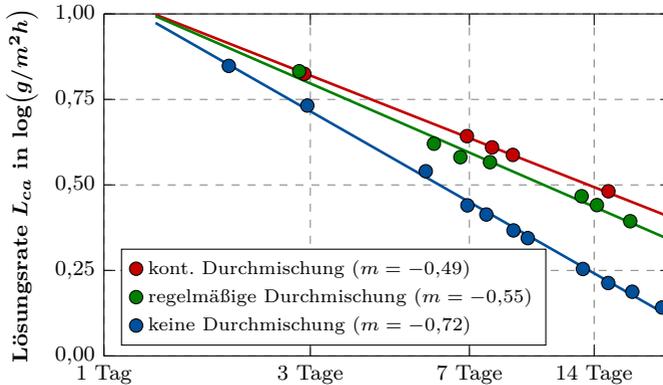
**Tabelle 4.5:** Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Erfassung des Einflusses der Durchmischung des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik

Prüfparameter	Serie 1	Serie 2	Serie 3
Probekörper <sup>a</sup>	Betonprismen ( $150 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ )		
Prüfapparatur	Becken ( $V = 11,4 \text{ l}$ )	Becken ( $V = 22,8 \text{ l}$ )	Becken ( $V = 15,0 \text{ l}$ )
Prüfmedium	10 %ige Essigsäure		
Prüfbedingungen	kontinuierliche Durchmischung durch Rotation der Proben	regelmäßige Durchmischung durch händisches Umrühren	keine Durchmischung
	keine Sättigung des Prüfmediums		
	keine Abrasion		

<sup>a</sup> Die Betonzusammensetzungen können Anhang E entnommen werden

<sup>1</sup> unterschiedliche Konzentrationen innerhalb des Prüfmediums

Zur Erfassung der Korrosionskinetik wurde während der Untersuchungen die Konzentration der  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen im Prüfmedium zu unterschiedlichen Zeitpunkten bestimmt. Daraus wurden die Lösungsraten nach Gleichung 4.1 bestimmt, die in Bild 4.8 in Abhängigkeit von der Zeit doppelt-logarithmisch dargestellt sind.



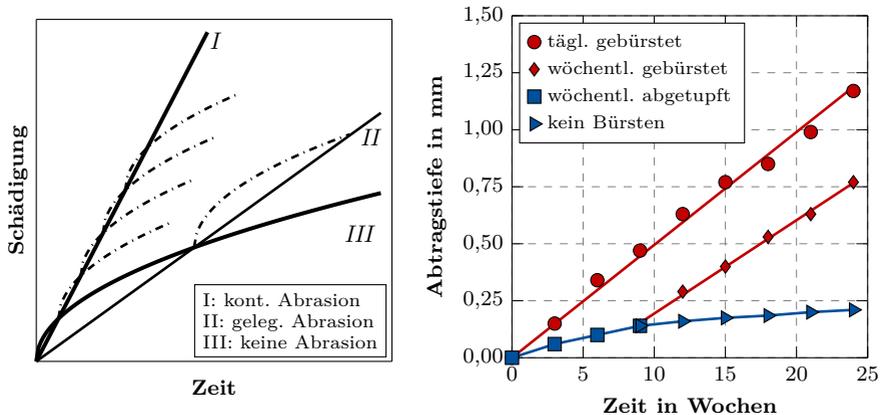
**Bild 4.8:** Einfluss der Durchmischung auf die Entwicklung der Lösungsraten beim lösenden Betonangriff durch 10 %ige Essigsäure)

Aus Bild 4.8 wird ersichtlich, dass die Entwicklung der Lösungsraten maßgeblich vom Grad der Durchmischung beeinflusst wird. Bei dem kontinuierlich durchmischten Prüfmedium kann von einem unbeeinflussten diffusionskontrollierten Schädigungsprozess ausgegangen werden, da die über die Zeit doppelt-logarithmisch aufgetragenen Lösungsraten annähernd auf einer Geraden mit einer Steigung von  $-0,5$  liegen. Im nicht durchmischten Prüfmedium nehmen die Lösungsraten vergleichsweise schnell ab. Aus der Steigung der resultierenden Regressionsgeraden ( $m \approx -0,7$ ) kann gefolgert werden, dass es zu einer Zonierung des Prüfmediums kommt, die die Kinetik des Korrosionsprozesses hemmt. Der diffusionskontrollierte Korrosionsprozess wird folglich verlangsamt. Dieser Effekt kann auch bei dem regelmäßig durchmischten Prüfmedium beobachtet werden. Mit einer Steigung von  $-0,55$  der resultierenden Regressionsgeraden ist der Einfluss jedoch nicht so deutlich ausgeprägt wie im nicht durchmischten Prüfmedium.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass eine ungenügende Durchmischung des Prüfmediums die Kinetik des Korrosionsprozesses beeinflusst. Der diffusionskontrollierte Schädigungsprozess wird verlangsamt, wobei davon auszugehen ist, dass dieser Effekt insbesondere bei organischen Säuren und Puffersystemen von Bedeutung ist (vgl. auch GERLACH & LOHAUS (2016a) und KÖNIG (2012)).

### 4.2.6 Mechanische Abrasion

Eine umfangreiche Betrachtung des Einflusses abrasiver Beanspruchungen findet sich in GRUBE & RECHENBERG (1987) und GRUBE & RECHENBERG (1989). Die wesentlichen Erkenntnisse dieser Betrachtung sind in Bild 4.9 dargestellt. Werden in Säureuntersuchungen die Probekörper nicht abrasiv beansprucht, bleibt die entstehende Deckschicht unbeeinträchtigt. Der Korrosionsprozess verläuft somit diffusionskontrolliert, wobei die zeitabhängige Entwicklung der Schädigung mithilfe einer Wurzelfunktion abgeschätzt werden kann (vgl. Graph III in Bild 4.9 (links)). Wird unter starken abrasiven Bedingungen die Deckschicht kontinuierlich entfernt, ist davon auszugehen, dass die Schädigung linear mit der Zeit zunimmt. Der diffusionsgesteuerte Transport der Reaktionsprodukte und Reaktionsprodukte verliert an Bedeutung, da von einer reaktionskontrollierten Prozess ausgegangen werden kann. Die Schädigung steigt linear mit der Zeit (vgl. Graph I in Bild 4.9 (links)). Weiterhin wird die zu erwartende Schädigung maßgeblich durch die Häufigkeit der abrasiven Beanspruchung beeinflusst. Je kürzer die Zeitabstände zwischen der abrasiven Beanspruchung sind, desto größer wird die zeitabhängige Schädigung (vgl. Graph I und Graph II in Bild 4.9 (links)).



**Bild 4.9:** Einfluss abrasiver Beanspruchung auf die Schädigungsentwicklung beim lösenden Betonangriff, in Anlehnung an GRUBE & RECHENBERG (1987) und GRUBE & RECHENBERG (1989) (links: qualitative Überlegungen; rechts: experimentelle Untersuchungen)

Die qualitativen Überlegungen von GRUBE & RECHENBERG konnten mithilfe von Säureuntersuchungen an Mörteln bestätigt werden, wobei als Prüfmedium kalklösende Kohlensäure verwendet wurde. Aus den in Bild 4.9 (rechts) darge-

stellten Untersuchungsergebnissen wird deutlich, dass das tägliche Abbürsten der Mörtelprismen zu einer vergleichsweise stärkeren Schädigungsentwicklung führt (größere Steigung der Regressionsgerade) als das wöchentliche Abbürsten der Mörtelprismen. Weiterhin geht aus Bild 4.9 (rechts) hervor, dass die Schädigungsentwicklung auch von der Intensität der abrasiven Beanspruchung abhängig ist. Das wöchentliche Abtupfen der Mörtelprismen führt zu einer deutlich geringeren Schädigungsentwicklung als das wöchentliche Abbürsten. Somit wird deutlich, dass neben der Häufigkeit der abrasiven Beanspruchung auch die Intensität der abrasiven Beanspruchung die Schädigungsentwicklung maßgeblich beeinflusst.

#### 4.2.7 Weitere Einflussfaktoren

Weitere Einflussfaktoren, die die beim lösenden Säureangriff ablaufenden Prozesse beeinflussen können, sind u. a. thermodynamische Umgebungsbedingungen wie die Temperatur und der Druck.

Da der Widerstand gegenüber dem Eindringen von betonaggressiven Stoffen maßgeblich durch die Porosität und Permeabilität der exponierten Betonrandzone bestimmt wird, sind bei der Prüfung auch mögliche Einflüsse aus Nachbehandlung, Lagerung und Alter der Proben zu beachten. Darüber hinaus kann der Feuchtegehalt in der Betonrandzone den Transport der betonangreifenden Ionen beeinflussen. Bei einer ständig gesättigten Randzone erfolgt der Transport primär durch Diffusionsvorgänge, wohingegen bei wechselnden Nass-Trocken-Zyklen die Ionen durch Konvektionsprozesse in den Beton eingetragen werden.

### 4.3 Ableitung des Prüfkonzepts

Der Lösungsansatz für die Entwicklung des standardisierten Prüfkonzepts sieht vor, derzeit existierende Prüfverfahren durch Prüfgrundsätze (Anforderungen an einzuhaltende Prüfparameter) zu vereinheitlichen. Diese sollen sicherstellen, dass bei Säureprüfungen vergleichbare Einwirkungen generiert werden und die Kinetik des Korrosionsprozesses vergleichbar ist. Die nachfolgende Ableitung des Prüfkonzepts (Definition der Prüfgrundsätze) erfolgt auf Basis der in Kapitel 4.1.2 aufgeführten grundlegenden Anforderungen an Säureprüfverfahren sowie unter Berücksichtigung der in Kapitel 4.2 dargestellten Einflüsse von Prüfparametern auf den Korrosionsprozess.

Eine grundlegende Anforderung, die nach Kapitel 4.1.2 an Säureprüfverfahren gestellt wird, ist die eindeutige Definition der Prüf- bzw. Kenngröße „Säurewiderstand“. Dafür sind die Angriffs- und Randbedingungen im Vorfeld der Prüfung klar zu spezifizieren. Da die Entwicklung des performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung auf der Basis der Regelwerksanforderungen nach *DIN EN 206-1:2001-07* erfolgt (vgl. Kap. 2.4), ergeben sich die Angriffs- und

Randbedingungen aus den der Expositionsklasse XA nach *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* und *DIN 4030-1:2008-06* zugrunde gelegten Annahmen. Demnach ist die angreifende Säure in großen Mengen vorhanden, wirkt unmittelbar auf den Beton und die angreifende Wirkung wird nicht durch die Reaktion mit dem Beton vermindert (vgl. Kap. 2.2).

Aus Kapitel 4.1.2 ergibt sich weiterhin die Anforderung, dass die Zielsetzung des zu entwickelnden Prüfverfahrens/Prüfkonzepts zu spezifizieren ist. Bezogen auf die in Kapitel 4.1.1 aufgeführten übergeordneten Zielsetzungen von Säureprüfverfahren, kann das zu entwickelnde Prüfkonzept in die Gruppe *Standardisierte Performance* eingestuft werden, da die Zielsetzung des Prüfkonzepts der Nachweis der Widerstandsfähigkeit einer Betonzusammensetzung gegenüber den Regelwerksanforderung nach *DIN EN 206-1:2001-07* ist.

Aus der Einstufung des zu entwickelnden Prüfkonzepts in die Gruppe *Standardisierte Performance* resultiert, dass bei der Festlegung der Prüfgrundsätze der spezielle Fokus auf die Reproduzierbarkeit der Untersuchungsergebnisse zu legen ist (vgl. Kap. 4.1.2). Einerseits erfordert dies, dass bei jeder Prüfung eine annähernd vergleichbare Einwirkung generiert wird, die unabhängig vom Widerstand (Beton) ist. Andererseits muss sichergestellt werden, dass die ablaufenden Korrosionsprozesse vergleichbar sind. Im Speziellen bedeutet dies, dass der anfängliche reaktionskontrollierte und anschließend diffusionskontrollierte Korrosionsprozess nicht durch die vorherrschenden Prüfbedingungen signifikant verändert werden darf.

Unter Berücksichtigung dieser Anforderungen lassen sich mithilfe der in Kapitel 4.2 dargestellten Untersuchungen Anforderungen an Prüfparameter (Prüfgrundsätze) ableiten. Neben einem vereinheitlichten Vorgehen bei der Herstellung und Lagerung von Probekörpern ergeben sich folgende Prüfgrundsätze:

- **Konzentration des Prüfmediums**

Da eine vom Widerstand unabhängige Einwirkung gefordert wird, muss die Verringerung der Angriffsintensität durch die ständige Neutralisationswirkung zwischen Säure und Beton verhindert werden. Die Konzentration bzw. der pH-Wert des Prüfmediums muss daher konstant bzw. in engen Grenzen gehalten werden. Durchgeführte Untersuchungen lassen darauf schließen, dass Abweichungen in einem Bereich von  $\Delta pH \leq \pm 0,2$  zulässig sind.

- **Sättigungsgrad des Prüfmediums**

Da mit steigendem Sättigungsgrad des Prüfmediums die Kinetik des Korrosionsprozesses beeinflusst wird, ist eine Aufkonzentrierung der im Prüfmedium gelösten Zementsteinionen zu verhindern. Dies erfordert, dass die Konzentration der zementsteinrelevanten Ionen im Prüfmedium regelmäßig erfasst, der Sättigungsgrad unter Berücksichtigung der säurespezifischen

Sättigungskonzentration bewertet und das Prüfmedium zu gegebener Zeit erneuert wird. In Untersuchungen mit einem schwefelsauren Prüfmedium konnte eine Beeinflussung des Korrosionsprozesses ab einem Sättigungsgrad von 60 % festgestellt werden. Demnach sollte das Prüfmedium bei einer Konzentration von  $\leq 0,6 \cdot c_{saett}^f$  erneuert werden.

- **Temperatur des Prüfmediums**

Um Prüfeinflüsse aus schwankenden Temperaturen gering zu halten, sollte die Temperatur in definierten Grenzen gehalten werden. Betrachtet man derzeit existierende Prüfanweisungen (vgl. *DBV-Heft 41*), sind Abweichungen in einem Bereich von  $\Delta T = \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$  zulässig.

- **Durchmischung des Prüfmediums**

Aufgrund der in *DIN 4030-1:2008-06* der Expositionsklasse XA zugrunde gelegten Randbedingung *stehende und schwach fließende Wässer* sind keine dynamischen bzw. strömenden Randbedingungen zu wählen. Um sicherzustellen, dass eine mögliche Zonierung des Prüfmediums die Kinetik des Korrosionsprozesses nicht verlangsamt, ist jedoch eine Durchmischung des Prüfmediums zu gewährleisten. Dabei ist sicherzustellen, dass die Durchmischung des Prüfmediums nicht mit einer zusätzlichen Flüssigkeitserosion der Betonoberfläche (verstärkter Abtrag) verbunden ist.

- **Mechanische Abrasion**

Bei der Einstufung in die Expositionsklasse XA wird in *DIN 1045-2:2008-08* von nicht-abrasiven Bedingungen ausgegangen. Die Probekörper sind daher nicht abrasiv zu beanspruchen. Wenn abweichend von *DIN 1045-2:2008-08* abrasive Beanspruchungen simuliert werden sollen, sollte die Beanspruchung möglichst definiert aufgebracht werden, da die Schädigungsentwicklung neben der Häufigkeit auch durch die Beanspruchungsintensität beeinflusst wird.

Mithilfe dieser Prüfgrundsätze kann sichergestellt werden, dass die in Säureprüfungen gewählten Angriffs- und Randbedingungen zu vergleichbaren Einwirkungen führen und die Kinetik des Korrosionsprozesses nicht durch vorherrschende Randbedingungen beeinflusst wird. Es ist davon auszugehen, dass die Einhaltung dieser Prüfgrundsätze für die Reproduzierbarkeit von Untersuchungsergebnissen von weit größerer Bedeutung ist als die Wahl einer bestimmten Prüfapparatur. Diese Aussage lässt sich insbesondere mit den in Kapitel 4.2.4 dargestellten Untersuchungen untermauern, die zeigen, dass die Korrosionskinetik maßgeblich durch die Erneuerungsrate des Prüfmediums beeinflusst wird und nicht durch die Wahl einer bestimmten Prüfapparatur. Die jeweilige Prüfapparatur würde sich demnach lediglich auf die Streuung der Untersuchungsergebnisse auswirken. Diese Aussage bedarf jedoch noch einer wissenschaftlichen Absicherung.

## 4.4 Ermittlung des Materialwiderstands

Grundsätzlich kann der Säurewiderstand von Beton mithilfe unterschiedlicher Kriterien bewertet werden. Nach GERLACH & LOHAUS (2016a) kann dabei zwischen Merkmalen, die direkt am Probekörper, und Merkmalen, die am Prüfmedium ermittelt werden, unterschieden werden. Die direkte Ermittlung der durch den chemischen Angriff am Probekörper induzierten Schädigung kann durch optische Verfahren (z. B. Mikroskopie), chemisch/mineralogische Analysen (z. B. EDX) und/oder durch die Bestimmung von physikalischen Eigenschaften (z. B. Restdruckfestigkeit) erfolgen. Bei der indirekten Ermittlung wird aus der Veränderung des Prüfmediums auf die induzierte Schädigung geschlossen. Dabei kann sowohl die Änderung der chemischen Zusammensetzung als auch die Änderung des pH-Werts des Prüfmediums herangezogen werden. Weiterhin kann aus dem Protonenverbrauch zur pH-Konstanthaltung des Prüfmediums (pH-Stat-Versuch mit kontinuierlicher Endpunkt-Titration) auf die Schädigungsentwicklung geschlossen werden. Es wird ersichtlich, dass zahlreiche unterschiedliche Kriterien zur Verfügung stehen, mit denen der Säurewiderstand von Beton bzw. der Materialwiderstand erfasst und beschrieben werden kann.

Bei der Wahl eines geeigneten Kriteriums zur Beschreibung des Materialwiderstands ist zu berücksichtigen, dass dieses auch als Parameter in das Modell zur Beschreibung der zeitabhängigen Schädigung einfließen soll (vgl. Kap. 3). Vor diesem Hintergrund wird zur Beschreibung des Materialwiderstands auf die im *fib MC 2010* eingeführte Materialkonstante  $k_c$  (hier:  $R_a^{-1}$ ) zurückgegriffen, da es sich bei dieser Konstante um eine zeit- und konzentrationsbezogene Größe handelt. Diese berücksichtigt den Einfluss der Betonzusammensetzung auf den Korrosionsprozess und erfasst die Zementart und den Zementgehalt, mögliche Zusatzstoffe, den w/z-Wert sowie die Löslichkeit der Gesteinskörnung. Da bislang keine mathematische Formel zur Abschätzung dieser Materialkonstante existiert, ist diese aus „geeigneten experimentellen Untersuchungen“ abzuleiten (*fib MC 2010*), wobei dies die Ermittlung von Schädigungstiefen erfordert. Unter der Annahme, dass während der Untersuchung die Schädigungstiefe mit der Anzahl  $n$  ermittelt wird, kann der Mittelwert des Materialwiderstands (inverser Widerstand) mit folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$R_{a,m}^{-1} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{x_{s,i}}{\sqrt{c_s \cdot t_i}} \quad (4.2)$$

mit

$R_{a,m}^{-1}$  Mittelwert des inversen Materialwiderstands

$x_{s,i}$  Schädigungstiefe zum Zeitpunkt  $t_i$

$c_s$   $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration des Prüfmediums

$n$  Anzahl der ermittelten Schädigungstiefen während einer Untersuchung

Bei der Bestimmung des inversen Materialwiderstands ist zu beachten, dass der Gleichung 4.2 einerseits die Annahme zugrunde liegt, dass der Schädigungsprozess  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -abhängig verläuft. Dies setzt voraus, dass die in Kapitel 4.4 dargestellten Prüfgrundsätze bei der Prüfung eingehalten werden. In diesem Fall kann von „geeigneten experimentellen Untersuchungen“ gesprochen werden, da der diffusionskontrollierte Korrosionsprozess nicht durch vorherrschende Randbedingungen beeinflusst bzw. gehemmt wird. Andererseits liegt der Gleichung 4.2 die Annahme zugrunde, dass der Abtrag der Betonoberfläche vernachlässigbar ist. Diese Annahme entspricht nicht dem tatsächlichen Verlauf des Korrosionsprozesses, da der lösende Betonangriff grundsätzlich mit einem lösenden Abtrag der  $\text{SiO}_2$ -reichen Deckschicht verbunden ist (vgl. Kap. 2.1.3). Da diese Annahme zur Konsequenz hat, dass der Materialwiderstand unterschätzt wird und somit auf der sicheren Seite liegt, wird diese vereinfachte Modellannahme als zulässig betrachtet.

Die Kenngröße  $R_a^{-1}$  kann als konzentrations- und zeitbezogene Schädigungstiefe betrachtet werden und ermöglicht den Vergleich von Säureuntersuchungen mit unterschiedlichen Prüfdauern und  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentrationen des Prüfmediums. Die dafür erforderliche Bestimmung der Schädigungstiefen kann direkt am Probekörper mithilfe von visuellen, mikroskopischen oder chemisch/mineralogischen Methoden bestimmt werden oder indirekt aus anderen Prüfkriterien (z. B. Änderung von physikalischen Eigenschaften) abgeleitet werden. Weiterführende Informationen zur Bestimmung und Ableitung von Schädigungstiefen finden sich u. a. in GERLACH & LOHAUS (2016a).

## 4.5 Zusammenfassung

Da in Deutschland kein einheitliches oder normativ geregeltes Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton existiert, wurden in der Vergangenheit unterschiedliche Prüfverfahren entwickelt. Diese unterscheiden sich hinsichtlich der gewählten Prüfbedingungen und Beurteilungskriterien, was zur Folge hat, dass abgesicherte Aussagen hinsichtlich der Leistungsfähigkeit von Betonen und des Materialwiderstands derzeit nur bedingt möglich sind. Da abgesicherte Kennwerte eine zwingende Voraussetzung für performance-basierte Konzepte darstellen, wurde ein standardisiertes Prüfkonzept entwickelt.

Der entwickelte Ansatz für das standardisierte Prüfkonzept sieht vor, derzeit existierende Prüfverfahren durch Prüfgrundsätze (Anforderungen an Prüfparameter) zu vereinheitlichen, und beruht auf der Annahme, dass Säureprüfverfahren vergleich- und reproduzierbare Untersuchungsergebnisse liefern, wenn bei jeder Prüfung eine annähernd vergleichbare Einwirkung generiert wird und die Prüfbedingungen so gewählt werden, dass die Kinetik der Korrosionsprozesse vergleichbar ist.

Zur Ableitung der Prüfgrundsätze wurde der Einfluss ausgewählter Prüfparameter auf die beim Säureangriff ablaufenden Mechanismen genauer betrachtet. Dies erfolgte mithilfe von eigenen experimentellen Untersuchungen sowie mit in der Literatur dokumentierten Untersuchungsergebnissen.

Aus der Betrachtung geht hervor, dass die Interaktion zwischen einwirkender Säure und Beton die Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff maßgeblich beeinflussen kann. Um diesem Aspekt vor dem Hintergrund von vergleich- und reproduzierbaren Untersuchungsergebnissen Rechnung zu tragen, muss bei jeder Prüfung eine vom Widerstand (Beton) unabhängige Einwirkung generiert werden. Dies erfordert, dass Säureprüfungen gezielt geregelt werden und somit bei jeder Prüfung Angriffs- und Randbedingungen annähernd vergleichbar sind. Des Weiteren geht aus den Untersuchungen hervor, dass die Kinetik des Korrosionsprozesses primär durch die gewählten Prüfbedingungen beeinflusst wird und weniger durch die gewählte Prüfapparatur.

Darauf aufbauend wurden unter Berücksichtigung der in *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* und *DIN 4030-1:2008-06* der Expositionsklasse XA zugrunde gelegten Annahmen einzuhaltende Anforderungen an Prüfparameter (Prüfgrundsätze) definiert. Diese sollen sicherstellen, dass die in Säureprüfungen gewählten Angriffs- und Randbedingungen zu vergleichbaren Einwirkungen führen und somit zu vergleich- und reproduzierbaren Untersuchungsergebnissen. Zusammengefasst ergeben sich folgende Prüfgrundsätze (verkürzte Form):

- Art und Konzentration (pH-Wert) des Prüfmediums festlegen und regeln
- Sättigungsgrad des Prüfmediums überwachen und begrenzen
- Temperatur des Prüfmediums definiert einstellen
- Durchmischung des Prüfmediums gewährleisten

Weiterhin wurde der inverse Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  definiert, der eine Kenngröße zur Beschreibung des Säurewiderstands von Beton darstellt und als Modellparameter in das Schädigungsmodell einfließen soll. Diese Kenngröße kann aus ermittelten Schädigungstiefen abgeleitet werden, die in Säureuntersuchungen unter der Berücksichtigung der dargestellten Prüfgrundsätze bestimmt wurden.

## Kapitel 5

### Entwicklung eines physikalisch begründeten Schädigungsmodells

---

*Das performance-basierte Konzept sieht vor, die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile bauteilbezogen nachzuweisen. Dies erfordert ein Schädigungsmodell, das die zeitabhängige Entwicklung der Bauteilschädigung beschreibt. Ausgehend von einer Betrachtung derzeit existierender Schädigungsmodelle wird die Notwendigkeit für die Entwicklung eines neuen Schädigungsmodells aufgezeigt. Unter Berücksichtigung der beim lösenden Betonangriff maßgebenden Schädigungsmechanismen wird zunächst ein konzeptionelles Modell zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der Schädigung erstellt, das in einem weiteren Schritt in ein mathematisches Modell überführt wird. Die Plausibilität des entwickelten Modells wird abschließend aufgezeigt.*

---

#### 5.1 Diskussion existierender Schädigungsmodelle

Innerhalb des performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile stellt das Schädigungsmodell die Schnittstelle zwischen Baustoff- und Bauteilebene dar (vgl. Kap. 3.2). Daraus resultiert einerseits die Anforderung, dass der mit dem Prüfkonzept ermittelte Materialwiderstand als Parameter in das Schädigungsmodell einfließen muss. Andererseits muss das zu wählende Modell Aussagen über die zeitliche Entwicklung der Schädigungstiefe unter Berücksichtigung der vorherrschenden Einwirkung ermöglichen. Da die Anwendung des Modells vornehmlich im Bereich der Bemessung gesehen wird, steht bei der Entwicklung die baupraktische Anwendbarkeit im Fokus. Konkret ergibt sich daraus die Anforderung, dass die Modellgleichung (mathematisches Modell) in geschlossener Form lösbar sein sollte bzw. eine analytische Lösung besitzen sollte. Dennoch sollte das Modell physikalisch begründet sein und die maßgebenden Schädigungsmechanismen erfassen. Unter Berücksichtigung dieser Anforderungen werden nachfolgend bereits existierende Schädigungsmodelle dargestellt und diskutiert.

Modelle zur Beschreibung baustofflicher Schädigungsprozesse lassen sich nach NILSSON (2006) in Ingenieurmodelle und wissenschaftliche Modelle unterscheiden. Ingenieurmodelle, die primär auf Erfahrungen basieren, stellen eine Kombination aus vereinfachten mathematischen Modellansätzen und experimentell sowie real ermittelten Daten dar. Notwendige Voraussetzung für die Anwendung solcher Modellansätze ist das Vorhandensein von ausreichend großen Mengen an empirischen Untersuchungen und Daten. Bei wissenschaftlichen Modellen wird das Ziel verfolgt, die ablaufenden physikalischen und chemischen Prozesse möglichst exakt und naturwissenschaftlich begründet abzubilden. Folglich basieren wissenschaftliche Modelle auf grundlegenden physikalischen und chemischen Gesetzmäßigkeiten. Neben der großen Anzahl an Modellparametern bzw. -daten, die in der Regel nur bedingt vorliegen, erweist sich insbesondere die Definition und Beschreibung der Modellrandbedingungen als kompliziert. (NILSSON, 2006)

Die Betrachtung der in den vergangenen Jahren entwickelten wissenschaftlichen Modelle zur Beschreibung von Korrosionsprozessen beim chemischen Betonangriff (vgl. z. B. LE BESCOP et al. (2013) oder FRANKE et al. (2009)) zeigt, dass diese eine Vielzahl an Eingangsparametern (Porositätskennndaten, Transportkennndaten) erfordert. Diese Eingangsparameter können zu einem großen Teil nicht mit dem in Kapitel 4 entwickelten Prüfkonzept bestimmt werden. Unter der Berücksichtigung der gestellten Forderung, dass der mithilfe des Prüfkonzepts ermittelte Materialwiderstand als maßgebender Parameter in das Schädigungsmodell einfließen soll, ist die Wahl eines wissenschaftlichen Modells nicht zielführend.

Weiterhin geht aus der Betrachtung hervor, dass aufgrund der Komplexität der gewählten Ansätze die Lösung der Modellgleichungen in der Regel numerische Näherungsverfahren erfordern. Die für Bemessungszwecke erforderliche baupraktische Anwendbarkeit dieser Modelle ist folglich nur bedingt gewährleistet und widerspricht der eingangs gestellten Forderung nach einer analytischen Lösung des mathematischen Modells.

Somit kann geschlussfolgert werden, dass die Anwendung der in den vergangenen Jahren entwickelten wissenschaftlichen Modelle innerhalb des performancebasierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung nicht zweckmäßig ist. Weiterhin kommt BEUSHAUSEN (2016) zu der Erkenntnis, dass komplexe wissenschaftliche Modelle die Zuverlässigkeit von Dauerhaftigkeitsprognosen nicht wirklich verbessert haben. Für die Beschreibung der zeitabhängigen Schädigungsentwicklung ist demnach die Wahl eines Ingenieurmodells zielführend.

Ingenieurmodelle können sowohl auf rein empirischen Zusammenhängen beruhen als auch theoretisch begründet sein. Eine Zusammenstellung ausgewählter, in der Literatur veröffentlichter empirischer Modellansätze zur Abschätzung der Schädigungstiefe beim Säureangriff findet sich in Tabelle 5.1. Die aufgeführten Modellgleichungen basieren auf experimentell ermittelten Daten und wurden durch Regressionsanalysen bestimmt.

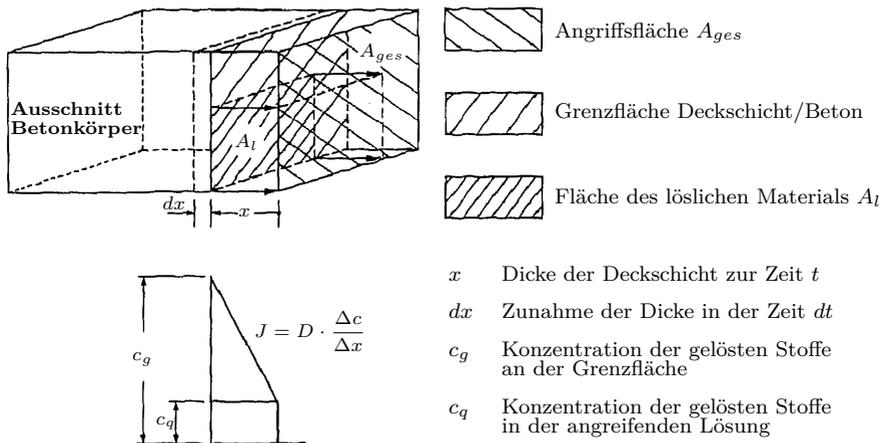
Aus Tabelle 5.1 wird deutlich, dass die einzelnen Modelle die zeitabhängige Entwicklung der Schädigungstiefe mithilfe von Potenzfunktionen beschreiben, wobei teilweise auch die Abhängigkeit der Konzentration der angreifenden Säure berücksichtigt wird. Die Exponenten zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit liegen in einem Bereich von 0,46 bis 0,58, was auf die Diffusionsabhängigkeit des Schädigungsprozesses zurückgeführt werden kann. Unter idealen Diffusionsbedingungen liegt dieser Wert bei 0,5 (vgl. Anhang A).

**Tabelle 5.1:** Empirische Modellansätze zur Abschätzung der Schädigungstiefe

Autor	Modellgleichung	Gültigkeitsbereich
BAJZA (1992)	$x_s = 0,174c^{0,579}t^{0,583}$ $x_s$ in mm $t$ in d	Ameisensäure (0,5-5 Vol.-%) CEM I $w/z = 0,4$
GRABAU (1995)	$x_s = 0,0779t^{0,463}$ $x_s$ in mm $t$ in min	Salpetersäure (pH 2) CEM I $w/z = 0,45$
	$x_s = 0,01593t^{0,525}$ $x_s$ in mm $t$ in min	Salpetersäure (pH 4) CEM I $w/z = 0,45$
PAVLIK (1994)	$x_s = 1,232c^{0,525}t^{0,52}$ $x_s$ in mm $t$ in d	Essigsäure (0,025-0.5 mol/l) CEM I $w/z = 0,4$
	$x_s = 4,11c^{0,7}t^{0,56}$ $x_s$ in mm $t$ in d	Salpetersäure (0,025-0.5 mol/l) CEM I $w/z = 0,4$
HEROLD (1999)	$x_s = 0,0014\sqrt{t} + 9,6 \cdot 10^{-7}t$ $x_s$ in cm $t$ in min	Mineralsäuren (pH 1) CEM I $w/z = 0,5$
	$x_s = 0,0002\sqrt{t} + 1,4 \cdot 10^{-7}t$ $x_s$ in cm $t$ in min	Mineralsäuren (pH 3) CEM I $w/z = 0,5$
	$x_s = 0,071 \cdot 10^{-3}t^{0,5782}$ $x_s$ in cm $t$ in min	Mineralsäuren (pH 5) CEM I $w/z = 0,5$

Weiterhin geht aus Tabelle 5.1 hervor, dass HEROLD (1999) für hohe Konzentrationen (pH 1 und pH 3) neben dem Potenzterm ( $\sqrt{t}$ -Abhängigkeit) auch einen linearen Term ( $t$ -Abhängigkeit) berücksichtigt. Dadurch soll der Beobachtung Rechnung getragen werden, dass mit fortschreitender Prüf- bzw. Beanspruchungsdauer der Schädigungsprozess mit konstanter Geschwindigkeit verläuft. Begründet werden kann dies mit dem lösenden Abtrag der geschädigten  $\text{SiO}_2$ -reichen Deckschicht. Mit zunehmender Beanspruchungsdauer nähert sich die Vorschubgeschwindigkeit der Reaktionsfront der Abtragsgeschwindigkeit der geschädigten Betonoberfläche an. Sind die beiden Geschwindigkeiten identisch, verläuft der Schädigungsprozess mit konstanter Geschwindigkeit (vgl. Kap. 2.1.3).

Ein physikalisches begründetes Diffusionsmodell zur Berechnung der Schädigungstiefe entwickelten GRUBE & RECHENBERG (1987) für den chemischen Angriff durch kalklösende Kohlensäure. Der konzeptionelle Ansatz des Diffusionsmodells ist in Bild 5.1 dargestellt.



**Bild 5.1:** Konzeptioneller Modellansatz des Diffusionsmodells von GRUBE & RECHENBERG (1987)

Das Modell beruht auf einer Betrachtung des stationären Diffusionsstroms  $J$  der gelösten Stoffe in der ausgelaugten Deckschicht. Die Geschwindigkeit des Diffusionsprozesses wird mithilfe des 1. Fick'schen Gesetzes beschrieben und ist folglich vom Diffusionskoeffizienten, dem Konzentrationsunterschied und der Dicke der ausgelaugten Deckschicht abhängig.

Unter der Annahme, dass die im Bereich  $dx$  ausgelaugte Masse  $m_l$  (bezogen auf die Fläche  $A_{ges}$ ) der durch den Diffusionsstrom  $J$  im Zeitabschnitt  $dt$  abtransportierten Masse (bezogen auf die Fläche  $A_l$ ) entspricht, ergibt sich folgender Ansatz:

$$D \cdot \frac{c_g - c_s}{x} \cdot A_l \cdot dt = m_l \cdot A_{ges} \cdot dx \quad (5.1)$$

Durch das Lösen von Gleichung 5.1 erhält man das Diffusionsmodell von GRUBE & RECHENBERG (1987) zur Berechnung der zeitabhängigen Entwicklung der Dicke der ausgelaugten Deckschicht:

$$x_d = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot A_l}{m_l \cdot A_{ges}} (c_g - c_s) \cdot t} \quad (5.2)$$

mit

$x_d$	Dicke der ausgelaugten Deckschicht
$D$	Diffusionskoeffizient
$A_l$	Fläche des löslichen Materials
$A_{ges}$	Angriffsfläche
$m_l$	CaO-Gehalt des Mörtels/Betons
$c_g$	Konzentration der gelösten Stoffe an der Grenzfläche
$c_s$	Konzentration der gelösten Stoffe in der angreifenden Lösung
$t$	Zeit

Als das derzeit gängigste Ingenieurmodell zur Beschreibung der Schädigung bei einem lösenden Angriff kann das im *fib MC 2010* veröffentlichte Modell zur Beschreibung der Betondegradation infolge des Angriffs von Säuren gesehen werden. Dieses beschreibt die zeitabhängige Entwicklung der Schädigungstiefe für den Fall, dass der Abtrag der Betonoberfläche vernachlässigbar ist. Unter der Annahme, dass die Konzentration der angreifenden Säure konstant ist, kann die Entwicklung der Schädigungstiefe mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$x_s = k_c \cdot \sqrt{c_s \cdot t} \quad (5.3)$$

mit

$k_c$	Materialkonstante, gleichwertig mit $R_a^{-1}$
$x_s$	Schädigungstiefe
$c_s$	Säurekonzentration an der Betonoberfläche
$t$	Zeit

Die Materialkonstante  $k_c$  muss nach dem *fib MC 2010* mithilfe „geeigneter experimenteller Untersuchungen“ ermittelt werden.

Die Säurekonzentration  $c_s$  kann für mineralische Säuren aus dem pH-Wert der Säure abgeleitet werden, wobei gilt:

$$c_s = 10^{-pH} \quad (5.4)$$

Für organische Säuren bzw. Säuren mit Puffervermögen ergibt sich die Säurekonzentration  $c_s$  aus folgendem Zusammenhang:

$$c_s = \frac{10^{-pH} \cdot c_{tot}}{10^{-pH} + K_s} \quad (5.5)$$

mit

$K_s$  Dissoziationskonstante

$c_{tot}$  Gesamtkonzentration der puffernden Säure

Eine Betrachtung des im *fib MC 2010* zur Verfügung gestellten Schädigungsmodells zeigt, dass der Abtrag der Betonoberfläche nicht erfasst werden kann. Die Bedeutung und der Einfluss des Oberflächenabtrags auf die Kinetik des Schädigungsprozesses wurde erstmals von GRUBE & RECHENBERG (1987) hervorgehoben. Diese konnten in theoretischen Überlegungen und experimentellen Untersuchungen zeigen, dass abrasive Beanspruchungen in Abhängigkeit von der Häufigkeit und Intensität die Schädigungsentwicklung beeinflussen (vgl. Kap. 4.2.6).

Neben dem von GRUBE & RECHENBERG (1987) untersuchten abrasiven Abtrag (Abtrag infolge mechanischer Beanspruchungen) kommt es beim lösenden Betonangriff jedoch auch zu einem lösenden Abtrag (Abtrag ohne abrasive Beanspruchungen). Dies belegen u. a. Untersuchungen von LOCHER et al. (1984), GRABAU (1995), HEROLD (1999) und FRANKE et al. (2010). Damit verbunden ist die Beobachtung, dass der Schädigungsprozess vom charakteristischen  $\sqrt{\text{Zeit}}$ -Verlauf abweicht und bei langen Beanspruchungsdauern zu einer linearen Entwicklung der Schädigungstiefe führt.

Ein physikalisch begründetes Schädigungsmodell, das neben dem diffusionskontrollierten Schädigungsprozess auch den Abtrag der Betonoberfläche quantitativ erfasst, existiert derzeit nicht. Da in der Literatur dokumentierte Untersuchungen zeigen, dass es beim lösenden Betonangriff auch ohne abrasive Beanspruchungen zu einem Abtrag der Betonoberfläche kommt, sollte dieser bei der Modellbildung berücksichtigt werden. Eine Nichtberücksichtigung des Oberflächenabtrags hätte eine Unterschätzung der Schädigungsentwicklung zur Konsequenz.

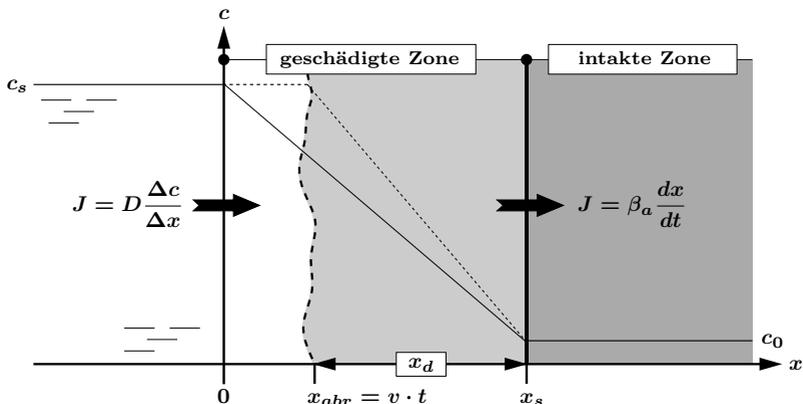
Vor diesem Hintergrund wird im nachfolgenden Kapitel ein Modell entwickelt, das neben dem diffusionsabhängigen Voranschreiten der Schädigungsfront auch den Abtrag der Betonoberfläche (kurz: Diffusions-Abtrags-Modell) berücksichtigt.

## 5.2 Diffusions-Abtrags-Modell zur Ermittlung der Schädigungstiefe

Die Entwicklung des Diffusions-Abtrags-Modells erfolgt ausgehend von der in Kapitel 2.1.3 dargestellten Kinetik des Korrosionsprozesses beim lösenden Betonangriff. Die Korrosionskinetik lässt sich in einen anfänglichen reaktionskontrollierten und anschließenden diffusionskontrollierten Prozess einteilen. Da der anfängliche reaktionskontrollierte Prozess nur sehr kurz andauert (Minuten bis Tage), wird bei der Modellbildung ausschließlich der darauf folgende diffusionskontrollierte Prozess berücksichtigt. Da der zeitliche Verlauf dieses Prozesses maßgeblich durch den Stofftransport der Reaktanten und Reaktionsprodukte bestimmt wird und weniger durch die chemische Reaktion der Zementsteinphasen (vgl. Kap. 2.1.3), ist für die Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff ein physikalischer Prozess (Diffusion) maßgebend.

Der diffusionskontrollierte Schädigungsprozess ist einerseits durch den Stofftransport der Reaktanten ( $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen) zur Reaktionszone und dem Abtransport der Reaktionsprodukte aus der Reaktionszone gekennzeichnet. Die  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen werden in der Reaktionszone chemisch umgesetzt und führen zu einer Auflösung der Zementsteinphasen. Dadurch wandert die Reaktionszone mit der Zeit sukzessive in das Beton- bzw. Bauteilinnere. Es bildet sich eine geschädigte Zone und eine intakte Zone aus. Diese beiden Zonen sind durch die Reaktionszone bzw. Schädigungsfront getrennt. Die treibende Kraft für den Stofftransport ist der Konzentrationsgradient zwischen der angreifenden Säure und dem Bauteilinneren (intakte Zone), wobei angenommen wird, dass die Konzentration an der Betonoberfläche  $c_s$  und die Konzentration im Bauteilinneren  $c_0$  konstant sind. Andererseits ist der Schädigungsprozess durch den (lösenden) Abtrag der Betonoberfläche bzw. die geschädigte Zone gekennzeichnet. Es wird die Annahme getroffen, dass der oberflächige Abtrag der geschädigten Zone mit konstanter Geschwindigkeit erfolgt (vgl. hierzu Kap. 6.3.2.4).

Mithilfe des Diffusions-Abtrags-Modells wird demnach der Stofftransport der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen durch eine geschädigte Diffusionszone und deren chemischen Umsetzung in der Reaktionszone beschrieben, unter der Berücksichtigung eines oberflächigen Abtrags. Die Schädigungstiefe (geschädigte Zone) setzt sich folglich aus einer Diffusionstiefe bzw. Diffusionszone und einer Abtragstiefe zusammen. Diese konzeptionelle Betrachtung der ablaufenden Schädigungsmechanismen ist zusammenfassend in Bild 5.2 dargestellt und wird nachfolgend in ein mathematisches Modell überführt. Die Herleitung erfolgt ausschließlich für den eindimensionalen Fall.



**Bild 5.2:** Konzeptioneller Modellansatz des Diffusions-Abtrags-Modells (Schädigungstiefe  $x_s = \text{Abtragstiefe } x_{abr} + \text{Diffusionstiefe } x_d$ )

Die mathematische Beschreibung der betrachteten Schädigungsmechanismen erfordert zunächst, dass der eindimensionale Stofftransport der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen beschrieben wird. Dafür wird die Gültigkeit des 1. Fick'schen Gesetzes vorausgesetzt. Demnach kann der Diffusionsstrom  $J$  in der geschädigten Zone mit der nachfolgenden Gleichung beschrieben werden, wobei der Teilchenstrom der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen mit der Diffusionsrichtung (positives Vorzeichen) betrachtet wird:

$$J = D \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \quad (5.6)$$

mit

$D$  Diffusionskoeffizient in der geschädigten Zone

$\partial c / \partial x$  Konzentrationsgradient

Unter der Annahme eines quasi-stationären Zustands ( $\frac{\partial c}{\partial x} \approx \text{konst.}$ ), die nach LUCE et al. (1972) zulässig ist, wenn die chemische Umsetzung der Ionen deutlich schneller abläuft als deren diffusiver Transport, folgt:

$$J = D \cdot \frac{\partial c}{\partial x} = D \cdot \frac{c_s - c_0}{x_d} \quad (5.7)$$

mit

$D$  Diffusionskoeffizient in der geschädigten Zone

$c_s$  Säurekonzentration an der Betonoberfläche

$c_0$   $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration an der Reaktionsfront

$x_d$  Dicke der geschädigten Diffusionszone (Diffusionstiefe)

Neben dem Stofftransport in der geschädigten Diffusionszone ist weiterhin der Umsatz der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen in der Reaktionszone zu beschreiben. Die Masse  $dm$ , die pro Zeiteinheit  $dt$  umgesetzt werden kann, ist von der Neutralisationskapazität des Betons  $\beta_a$  abhängig. Die zur Neutralisation erforderliche Masse  $dm$  kann beschrieben werden durch:

$$dm = \beta_a \cdot A \cdot dx \quad (5.8)$$

mit

$\beta_a$  Neutralisationskapazität des Betons

$A \cdot dx$  Umsatzvolumen

Unter Berücksichtigung von Gleichung 5.8 ergibt sich für die in der Reaktionszone pro Zeiteinheit  $dt$  chemisch umgesetzte Masse  $dm$  der nachfolgende Zusammenhang, der als Diffusionsstrom  $J$  in der Reaktionszone verstanden werden kann:

$$J = \frac{dm}{dt} \cdot \frac{1}{A} = \beta_a \cdot \frac{dx}{dt} \quad (5.9)$$

mit

$\beta_a$  Neutralisationskapazität des Betons

$dm/dt$  Massenstrom

$A$  durchströmte Fläche

$dx/dt$  Wegstrecke pro Zeiteinheit

Weiterhin ist der Abtrag der Betonoberfläche zu beschreiben. Dies erfolgt unter der Annahme, dass die Abtragsgeschwindigkeit konstant ist. Somit gilt

$$x_{abr} = v_a \cdot t \quad (5.10)$$

mit

$x_{abr}$  Abtragstiefe

$v_a$  Abtragsgeschwindigkeit

$t$  Zeit

Die Modellgleichung des Diffusions-Abtrags-Modells ergibt sich unter Berücksichtigung der einzelnen Gleichungen zur Beschreibung

- des Diffusionsstroms in der geschädigten Diffusionszone (vgl. Gl. 5.7)
- des Diffusionsstroms in der Reaktionszone (vgl. Gl. 5.9)
- des Abtrags der Betonoberfläche (vgl. Gl. 5.10)

Da bei diffusionskontrollierten Prozessen der Transport der Reaktanten und Reaktionsprodukte der geschwindigkeitsbestimmende Teilschritt ist, kann unter quasi-stationären Bedingungen die Annahme getroffen werden, dass die Anzahl an  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen, die pro Zeiteinheit in den Beton diffundieren, gleich der Anzahl an  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen ist, die in der Reaktionszone chemisch umgesetzt werden. Somit kann der Diffusionsstrom in der geschädigten Zone gleich dem Diffusionsstrom in der Reaktionszone gesetzt werden. Dadurch ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{D}{\beta_a} \cdot \frac{c_s - c_0}{x_d} \quad (5.11)$$

Die Lösung der Differentialgleichung 5.11 liefert die zeitliche Entwicklung der Diffusionstiefe (Dicke der geschädigten Zone). Die Lösung ist für die Annahme, dass  $c_s \gg c_0$  und  $c_s$  konstant sind, in Gl. 5.12 dargestellt. Die Herleitung der Lösung findet sich in Anhang B.1. Es wird ersichtlich, dass die Gleichung dem Schädigungsmodell nach *fib MC 2010* (vgl. Gl. 5.3) entspricht.

$$x_d(t) = \sqrt{2 \cdot \frac{D}{\beta_a} \cdot c_s \cdot t} = R_a^{-1} \cdot \sqrt{c_s \cdot t} \quad (5.12)$$

mit

$x_d$	Diffusionstiefe
$D$	Diffusionskoeffizient in der geschädigten Zone
$\beta_a$	Neutralisationskapazität des Betons
$c_s$	Säurekonzentration an der Betonoberfläche
$t$	Zeit
$R_a^{-1}$	inverser Materialwiderstand

Durch die zusätzliche Berücksichtigung des Abtrags der Betonoberfläche verringert sich die Dicke der Diffusionsschicht  $x_d$  nach Gl. 5.10 um die Länge  $x_{abr}$ . Dadurch ergibt sich der folgende mathematische Zusammenhang:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{D}{\beta_a} \cdot \frac{c_s - c_0}{x_d - v_a \cdot t} \quad (5.13)$$

Die analytische Lösung dieser Differentialgleichung ist in Gl. 5.14 dargestellt. Der Lösung liegt die Annahme zugrunde, dass  $c_s \gg c_0$  und die Konzentration  $c_s$  konstant sind. Die Herleitung der Lösung findet sich in Anhang B.2. Gleichung 5.14 stellt die Modellgleichung des Diffusions-Abtrags-Modells zur zeitabhängigen Ermittlung der Schädigungstiefe dar.

$$x_s(t) = \frac{k_a \cdot c_s}{v_a} \cdot \left[ W \left( -\exp \left( \frac{t \cdot v_a^2}{c_s \cdot k_a} - 1 \right) \right) + 1 \right] + t \cdot v_a \quad (5.14)$$

mit

- $x_s$       Schädigungstiefe
- $k_a$       materialabhängige Konstante
- $c_s$       Säurekonzentration an der Betonoberfläche
- $v_a$       Abtragungsgeschwindigkeit
- $W(\cdot)$     Lambert'sche W-Funktion

Die materialabhängige Konstante  $k_a$  ergibt sich aus dem inversen Materialwiderstand  $R_a^{-1}$ , wobei gilt:

$$k_a = \frac{(R_a^{-1})^2}{2} \quad (5.15)$$

Der inverse Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  kann mithilfe des im Kapitel 4 dargestellten Prüfkonzepts ermittelt werden. Hinweise zur Ermittlung des inversen Materialwiderstands finden sich in Kapitel 4.4.

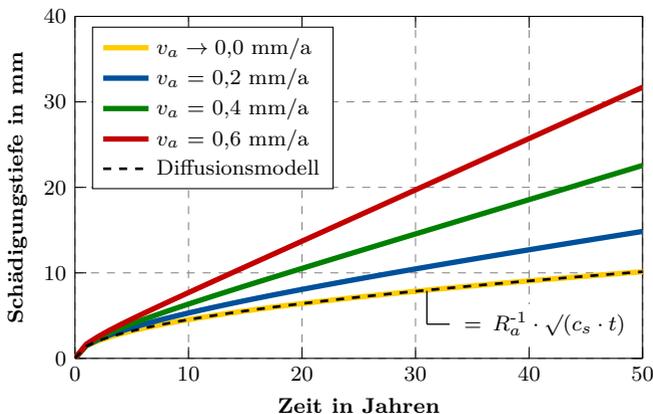
Die Säurekonzentration an der Betonoberfläche  $c_s$  kann für mineralische Säuren nach Gleichung 5.4 und für organische Säuren nach Gleichung 5.5 ermittelt werden.

Die Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  bzw. der Oberflächenabtrag hängt neben ggf. vorhandenen abrasiven Beanspruchungen und der Art und Konzentration der angreifenden Säure auch von der Widerstandsseite (Bindemittel, Sieblinie und Gesteinskörnung) ab. Da bisher keine gesicherten Erkenntnisse zum Einfluss der einzelnen Faktoren vorliegen, muss die Abtragungsgeschwindigkeit auf der Grundlage von Erfahrungswerten abgeschätzt werden (vgl. hierzu auch Kap. 6.3.2.4).

### 5.3 Diskussion des Diffusions-Abtrags-Modells

Da beim lösenden Betonangriff der Abtrag der geschädigten Betonoberfläche einen maßgebenden Einfluss auf die Kinetik des Korrosionsprozesses besitzt, wurde im vorherigen Kapitel ein physikalisch begründetes Diffusions-Abtrags-Modell entwickelt. Dieses berücksichtigt neben dem diffusionskontrollierten Voranschreiten der Schädigungsfront auch den (lösenden) Abtrag der Betonoberfläche. Zur Verdeutlichung sind in Bild 5.3 zeitliche Entwicklungen der Schädigungstiefe in Abhängigkeit von unterschiedlichen Abtragungsgeschwindigkeiten dargestellt. Die Darstellung hebt den deutlichen Einfluss des (lösenden) Abtrags der Betonoberflä-

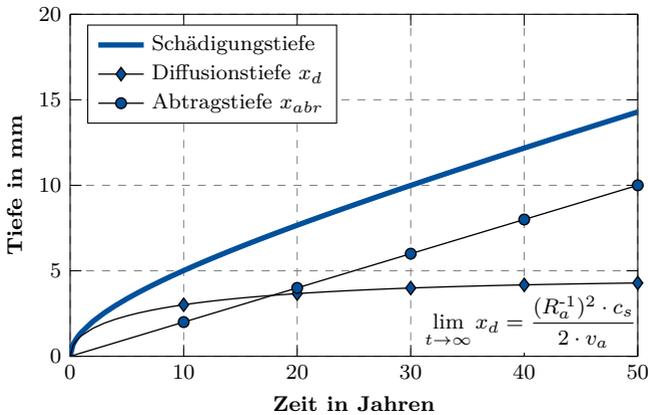
che hervor. Bei der gewählten Parametrisierung der Modellgleichung wird bereits bei einer Abtragsgeschwindigkeit von  $0,4 \text{ mm/a}$  die Schädigungstiefe nach 50 Jahren mehr als verdoppelt. Weiterhin geht aus Bild 5.3 hervor, dass sich das Diffusions-Abtrags-Modell für  $v_a \rightarrow 0$  an das Diffusionsmodell (vgl. Gl. 5.12) annähert.



**Bild 5.3:** Zeitliche Entwicklung der Schädigungstiefe in Abhängigkeit von der Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  nach Gl. 5.14 ( $c_s = 10^{-4,0} \text{ mol/l}$ ,  $R_a^{-1} = 7,5 \text{ mm}/(d \cdot \text{mol/l})^{-0,5}$ )

Eine Validierung des entwickelten Schädigungsmodells anhand von Praxisdaten ist nicht möglich, da einerseits die dafür notwendige Datenbasis derzeit nicht vorhanden ist. Andererseits ist zu berücksichtigen, dass die in der Praxis vorherrschenden Einwirkungen in der Regel Schwankungen unterliegen, die mit dem entwickelten Modell nicht ohne Weiteres abgebildet werden können. Daher wird nachfolgend die Plausibilität des entwickelten Schädigungsmodells betrachtet und geprüft, ob das Modell nachvollziehbare Ergebnisse liefert und das Modellverhalten mit vorhandenen Erfahrungswerten übereinstimmt.

Die Modellgleichung 5.14 zur Beschreibung des Diffusions-Abtrags-Problems besteht aus zwei additiven Termen. Während der erste Term die zeitabhängige Entwicklung der Diffusionstiefe beschreibt, berücksichtigt der zweite Term die zeitabhängige Entwicklung der Abtragstiefe. Zur besseren Verdeutlichung sind in Bild 5.4 die einzelnen Schädigungsanteile (Diffusionstiefe und Abtragstiefe) separat dargestellt sowie die daraus resultierende Schädigungstiefe. Es wird ersichtlich, dass die Abtragstiefe linear mit der Zeit zunimmt und somit die Modellannahme einer konstanten Abtragsgeschwindigkeit widerspiegelt wird.



**Bild 5.4:** Zeitliche Entwicklung der Schädigungsanteile aus Abtragungstiefe und Diffusionstiefe sowie resultierende Schädigungstiefe nach Gl. 5.14 ( $c_s = 10^{-4,0} \text{ mol/l}$ ,  $R_a^{-1} = 7,5 \text{ mm}/(d \cdot \text{mol/l})^{-0,5}$ ,  $v_a = 0,2 \text{ mm/a}$ )

Weiterhin verdeutlicht Bild 5.4, dass die Diffusionstiefe (Dicke der  $\text{SiO}_2$ -reichen Deckschicht) mit zunehmender Dauer gegen einen Grenzwert konvergiert und annähernd konstant bleibt. Dieses Verhalten stimmt mit der in Kapitel 2.1.3 dargestellten Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff überein. Mit zunehmender Dauer nähert sich die Vortriebsgeschwindigkeit der Korrosionsfront  $v_d$  an die Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  an. Sind diese Geschwindigkeiten identisch, bleibt die Dicke der Deckschicht konstant.

Eine Betrachtung des Grenzwerts  $\lim x_d$  zeigt, dass die Dicke der Deckschicht mit steigender Konzentration zunimmt. Dies stimmt mit den in der Literatur dokumentierten Beobachtungen überein, die zeigen, dass die Dicke der geschädigten Betonrandzone mit der Säurekonzentration zunimmt (vgl. z. B. GRABAU (1995) und BERTRON et al. (2005)). Weiterhin nimmt  $x_d$  mit steigendem Materialwiderstand (abnehmendem  $R_a^{-1}$ ) ab, was auch gängigen Erfahrungen entspricht. Darüber hinaus nimmt die Diffusionstiefe mit steigender Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  ab. Diese Beobachtung steht im Einklang mit der in Kapitel 2.1.3 dargestellten Korrosionskinetik. Aufgrund der höheren Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  nähert sich die Vortriebsgeschwindigkeit der Korrosionsfront  $v_d$  früher an diese an. Folglich ist der Zeitraum, in dem sich die Deckschicht ausbilden kann, kürzer und führt somit zu einer geringeren Diffusionstiefe  $x_d$ .

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das entwickelte Schädigungsmodell die in Kapitel 2.1.3 dargestellte Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff widerspiegelt, mit vorhandenen Erfahrungswerten übereinstimmt und somit plausible und nachvollziehbare Ergebnisse liefert.

Für eine weitere Evaluation des entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells wurden zusätzlich experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Um innerhalb eines verhältnismäßig kurzen Prüfzeitraums einen gewissen Oberflächenabtrag zu generieren, wurden die Proben während der Säurebeanspruchung (Salpetersäure mit pH 3) zusätzlich abrasiv beansprucht. Dies erfolgte automatisiert mithilfe der in PETERSEN & LOHAUS (2006) dargestellten Prüfapparatur. Zur Bestimmung des inversen Materialwiderstands  $R_a^{-1}$  wurde darüber hinaus eine Vergleichsuntersuchung durchgeführt, in der die säurebeanspruchte Probe nicht abrasiv beansprucht wurde. Die wesentlichen Prüfparameter der beiden Versuchsserien sind in Tabelle 5.2 zusammengestellt.

**Tabelle 5.2:** Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Evaluation des entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells

Prüfparameter	Serie 1	Serie 2
Probekörper <sup>a</sup>	1 Mörtelprisma ( $100 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ )	3 Mörtelprismen ( $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ )
Prüfapparatur	Becherglas ( $V = 4 \text{ l}$ )	Becken ( $V = 13 \text{ l}$ )
Prüfmedium	Salpetersäure mit pH 3 (pH-Stat)	
Prüfrand- bedingungen	Durchmischung mit Magnetrührer	kontinuierliche Durchmischung durch Rotation der Proben
	keine Sättigung des Prüfmediums	
	keine Abrasion	mechanische Abrasion

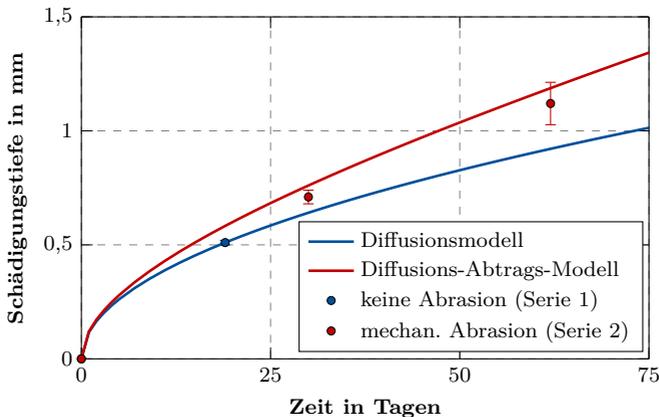
<sup>a</sup> Die Mörtelzusammensetzungen können Anhang E entnommen werden

Die Schädigungstiefe der abrasiv beanspruchten Proben (Serie 2) wurden nach 30 und 62 Tagen bestimmt. Die Ermittlung erfolgte mithilfe eines digitalen Auflichtmikroskops am geschädigten Probenquerschnitt, wobei die Schädigung im Gefüge anhand der Farbänderungen (pH-Indikator Phenolphthalein) quantifiziert wurde. Um prüfen zu können, ob die ermittelten Schädigungstiefen mithilfe des Diffusions-Abtrags-Modells prognostiziert werden können, war es weiterhin notwendig, die Modellparameter Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  und Materialwiderstand  $R_a$  zu bestimmen.

Zur Bestimmung der Abtragungsgeschwindigkeit wurden an den abrasiv beanspruchten Proben (Serie 2) die Abtragstiefen wöchentlich mithilfe eines Profilmessgeräts für 3D-Messungen (3D-Profilmeter) bestimmt. Daraus wurde eine mittlere Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  von  $3,7 \text{ mm/a}$  abgeleitet.

Zur Bestimmung des Materialwiderstands wurde an der nicht abrasiv beanspruchten Probe (Serie 1) nach 19 Tagen die Schädigungstiefe auflichtmikroskopisch am geschädigten Probenquerschnitt ermittelt, wobei die Schädigung im Gefüge anhand der Farbänderungen (pH-Indikator Phenolphthalein) quantifiziert wurde. Daraus wurde unter Berücksichtigung von Gleichung 4.2 ein inverser Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  von  $3,7 \text{ mm}/(d \cdot \text{mol}/l)^{0,5}$  abgeleitet.

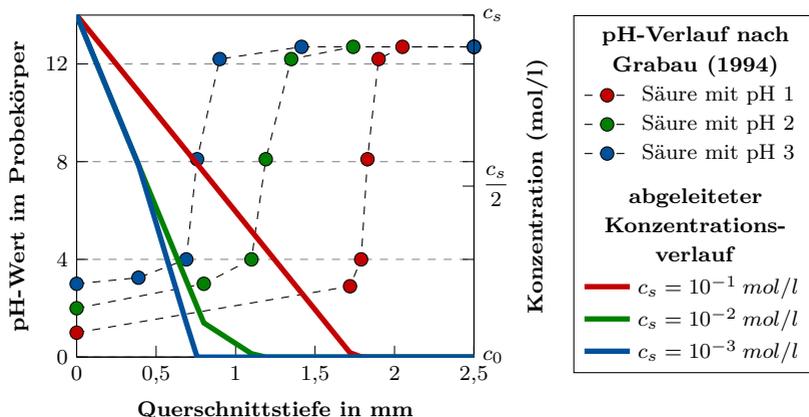
Unter der Berücksichtigung der ermittelten Modellparameter  $v_a$  und  $R_a^{-1}$  sowie der in den Untersuchungen gewählten Säurekonzentration  $c_s$  von  $10^{-3,0} \text{ mol}/l$  kann mithilfe der Modellgleichung 5.14 die Entwicklung der Schädigungstiefe prognostiziert werden. Diese ist zusammen mit den in den Untersuchungen ermittelten Schädigungstiefen (Mittelwert und Streubereich) in Bild 5.5 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die durch die abrasive Beanspruchung erhöhten Schädigungstiefen mithilfe des Diffusions-Abtrags-Modells annähernd abgeschätzt werden können. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die ermittelten Schädigungstiefen aufgrund des geringen Stichprobenumfangs und der verhältnismäßig geringen Schädigungstiefen mit gewissen Unsicherheiten behaftet sind. Für eine weitere und bessere experimentelle Absicherung des Modells sind deutlich längere Untersuchungszeiträume erforderlich sowie ein größerer Stichprobenumfang.



**Bild 5.5:** Evaluation des Diffusions-Abtrags-Modells anhand experimenteller Untersuchungen

Um eine praktische Anwendbarkeit zu gewährleisten, wurden bei der Entwicklung des Diffusions-Abtrags-Modells vereinfachte Annahmen getroffen. Unter anderem betrifft dies die Annahme eines quasi-stationären Zustands (vgl. Gl. 5.7). Um diese Annahme abzusichern, wurden Untersuchungsergebnisse von GRABAU (1995) zu den sich beim lösenden Betonangriff ausbildenden Korrosionszonen genauer

betrachtet. Dieser leitete aus chemischen und mikroskopischen Analysen tiefenabhängige pH-Werte in säurebeanspruchten Zementsteinproben ab. Die für unterschiedliche Säurekonzentrationen ermittelten Verläufe sind in Bild 5.6 dargestellt. Aus diesen Verläufen lassen sich Konzentrationsentwicklungen in den geschädigten Querschnitten ableiten. Die in Bild 5.6 dargestellten (normierten) Konzentrationsverläufe lassen den Schluss zu, dass die Annahme eines quasi-stationären Zustands ( $\frac{\partial c}{\partial x} \approx \text{konst.}$ ) zulässig ist.



**Bild 5.6:** pH-Wert-Verläufe in der Randzone korrodierter Zemensteine, basierend auf Untersuchungen von GRABAU (1995) sowie daraus abgeleitete Konzentrationsverläufe

Darüber hinaus werden sowohl der Materialwiderstand, der die Diffusionseigenschaften der geschädigten Zone und die Neutralisationskapazität des Betons integral erfasst, als auch die Konzentration der angreifenden Säure als konstant angenommen. Auch wenn diese Annahmen nicht unbedingt die tatsächlich in der Praxis vorherrschenden Bedingungen widerspiegeln, ist zu berücksichtigen, dass die notwendige Datengrundlage zur zeit- und ortsabhängigen Beschreibung dieser Parameter in der Regel nicht vorhanden ist. Folglich würde eine genauere Modellierung die Prognosequalität nicht zwangsläufig verbessern. Vor diesem Hintergrund und unter Berücksichtigung des Anwendungsbereichs des Diffusions-Abtrags-Modells (Prognosemodell für Bemessungszwecke) erscheinen diese vereinfachten Annahmen zielführend zu sein.

Die Annahme, dass die Abtragungsgeschwindigkeit konstant ist, wird durch in der Literatur dokumentierte Untersuchungen (vgl. z. B. LOCHER et al. (1984)) und eigene Untersuchungen (vgl. Kap. 6.3.2.4) gestützt.

Weiterhin ist bei der Anwendung des Diffusions-Abtrags-Modells zu beachten, dass u. a. folgende in der Praxis auftretenden Phänomene bei der Modellbildung vernachlässigt wurden:

- Einfluss von unterschiedlichen bzw. wechselnden Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen der beanspruchten Betonrandzone
- Sättigungsgrad der angreifenden Säure und die damit mögliche Beeinflussung des Korrosionsprozesses
- Zeit- bzw. Altersabhängigkeit des Materialwiderstands
- Ortsabhängigkeit des Materialwiderstands, die beispielsweise aus dem Einfluss der Betonrandzone und Nachbehandlungseinflüssen resultiert
- mögliche Wechselwirkung mit anderen Schädigungsmechanismen (z. B. Frostangriff)

## 5.4 Zusammenfassung

Um die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile bauteilbezogen bewerten zu können, wurde in diesem Kapitel ein Schädigungsmodell entwickelt, das eine zeitabhängige Beschreibung der Bauteilschädigung ermöglicht.

Da für die Beschreibung von Schädigungsprozessen sowohl wissenschaftliche Modelle als auch Ingenieurmodelle zur Verfügung stehen, wurde zunächst unter der Berücksichtigung von bereits vorhandenen Schädigungsmodellen aufgezeigt, dass für den betrachteten Anwendungsbereich (Prognosemodell für Bemessungszwecke) die Wahl eines Ingenieurmodells zielführend ist.

Darauf aufbauend wurden ausgewählte Ingenieurmodelle dargestellt. Da diese den (lösenden) Abtrag der geschädigten Betonoberfläche nicht berücksichtigen, was mit einer Unterschätzung der prognostizierten Schädigung verbunden ist, wurde ein physikalisch begründetes Diffusions-Abtrags-Modell entwickelt. Konkret beschreibt dieses den Stofftransport der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen in der geschädigten Zone sowie deren chemische Umsetzung an der Korrosionsfront, unter der Berücksichtigung des oberflächigen Abtrags der geschädigten Zone.

In einem weiteren Schritt wurde die Plausibilität des entwickelten Modells aufgezeigt und damit verdeutlicht, dass dieses die Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff gut abbildet und das Modellverhalten mit vorhandenen Erfahrungswerten übereinstimmt. Abschließend wurden die Zulässigkeit der getroffenen Modellannahmen diskutiert und die Anwendungsgrenzen des Diffusions-Abtrags-Modells dargestellt.



## Kapitel 6

### Entwicklung eines bauteilbezogenen Nachweiskonzepts

---

*Um nachweisen zu können, dass die beim chemischen Angriff ablaufenden baustofflichen Schädigungsprozesse und die damit verbundene Degradation des Materialwiderstands keine nachteiligen Auswirkungen auf Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit besitzen, wird in diesem Kapitel ein bauteilbezogenes Nachweiskonzept entwickelt.*

*Dafür wird zunächst das grundlegende Nachweiskonzept erläutert, das auf einer zuverlässigkeitsbasierten Grenzzustandsbetrachtung beruht. Dies erfordert die Definition eines maßgebenden Grenzzustands sowie die Festlegung eines grenzzustandsbezogenen Zuverlässigkeitsniveaus. Darauf aufbauend wird das grundlegende Nachweiskonzept für unterschiedliche Bemessungsformate konkretisiert.*

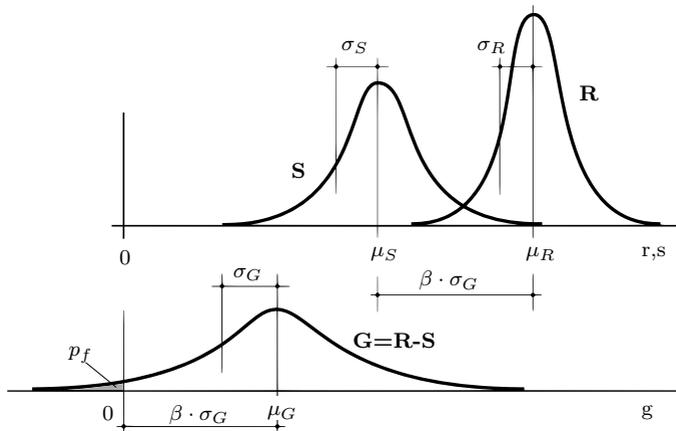
---

#### 6.1 Grundlegendes Nachweiskonzept

Da beim chemischen Betonangriff baustoffliche Schädigungsprozesse Auswirkungen auf makroskopische Eigenschaften haben können, erfolgt die Bemessung der Dauerhaftigkeit beim zu entwickelnden performance-basierten Konzept auf Bauteilebene (vgl. Kap. 3.2). Ähnlich wie bei der Bemessung von Tragwerken gegenüber statischer und dynamischer Beanspruchung soll der aus den vorherrschenden Umgebungsbedingungen resultierenden Einwirkung ein Materialwiderstand gegenübergestellt werden. Da Einwirkung und Widerstand keine deterministische Größen sind und alle zum Nachweis erforderlichen Basisvariablen<sup>1</sup> natürlichen Streuungen unterliegen, werden diese als Zufallsvariablen  $X$  eingeführt und in einer Grenzzustandsfunktion gegenübergestellt. Der Zusammenhang zwischen streuender Einwirkung  $S$ , streuendem Widerstand  $R$  und Grenzzustandsfunktion  $G$  ist in Bild 6.1 grafisch verdeutlicht, wobei der Darstellung die Annahme zugrunde liegt, dass es sich um normalverteilte und stochastisch unabhängige Zufallsvariablen handelt.

---

<sup>1</sup> physikalische Größen, die Einwirkung, Baustoff- und Bauteileigenschaften sowie geometrische Abmessung charakterisieren



**Bild 6.1:** Zusammenhang zwischen streuender Einwirkung und Widerstand, Grenzzustandsfunktion und Versagenswahrscheinlichkeit, in Anlehnung an SCHNEIDER (1996)

Aus Bild 6.1 wird weiterhin deutlich, dass die Grenzzustandsfunktion  $G$  durch den Grenzzustand ( $g(X) = 0$ ) in zwei Bereiche unterteilt wird. Die Wahrscheinlichkeit, dass die Differenz aus Widerstand  $R$  und Einwirkung  $S$  kleiner null ist, wird als Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  bezeichnet und kann durch Integration mithilfe von Gleichung 6.1 berechnet werden.

$$p_f = P(R - S < 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \left( \int_{-\infty}^{r=s} f_R(r) dr \right) ds \quad (6.1)$$

Da eine analytische Berechnung des Faltungsintegrals in Gleichung 6.1 nur in Sonderfällen möglich ist, werden zur Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten Näherungsverfahren (z. B. FORM und SORM) oder Simulationstechniken verwendet (KLINGMÜLLER & BOURGUND, 1992).

Zur Gewährleistung einer ausreichenden Sicherheit bzw. Zuverlässigkeit darf die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  eine definierte Zielversagenswahrscheinlichkeit  $p_0$  nicht überschreiten. Es gilt:

$$p_f = p\{g(X) < 0\} \leq p_0 \quad (6.2)$$

Im Bauwesen wird die zu verantwortende Versagenswahrscheinlichkeit  $p_0$  in der Regel durch den Zuverlässigkeitsindex  $\beta_0$  angegeben. Unter der Annahme einer normalverteilten Grenzzustandsfunktion kann der Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  mit folgendem mathematischen Zusammenhang ermittelt werden

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (6.3)$$

wobei  $\Phi^{-1}(\cdot)$  die inverse Standard-Normalverteilung ist.

Da Dauerhaftigkeitsprobleme an Betonkonstruktionen mit zeitabhängigen Schädigungsprozessen verbunden sind, ist nach MÜLLER & VOGEL (2008) bei der Beurteilung der Zuverlässigkeit ein Bezugszeitraum (Nutzungsdauer) anzugeben. Dieser Aspekt wird auch durch HELLAND (2013) thematisiert, der darauf hinweist, dass die bisherige normative Definition des Begriffs *Nutzungsdauer*<sup>1</sup> nach *ISO 2394:1998-06* bzw. *DIN EN 1990:2010-12* qualitativ ist und für eine quantitative Dauerhaftigkeitsbemessung nicht geeignet ist. Vor diesem Hintergrund wurde der Begriff *Nutzungsdauer* in *ISO 16204:2012-09*, die grundlegende Empfehlungen für die Bemessung der Dauerhaftigkeit nach Grenzzuständen beinhaltet, in eine quantitative Formulierung überführt. Demnach wird die Nutzungsdauer eines Tragwerks durch folgende Aspekte charakterisiert:

- ein für den Schädigungsmechanismus definierter Grenzzustand
- eine betrachtete Zeitspanne
- ein grenzzustandsbezogenes Zuverlässigkeitsniveau, das innerhalb der betrachteten Zeitspanne nicht unterschritten wird

Für den betrachteten lösenden Betonangriff kann nach dem *fib MC 2010* die Nutzungsdauer eines Bauteils als die Zeitspanne betrachtet werden, bis die baustoffliche Schädigung eine maximal zulässige Tiefe erreicht hat. Dies führt zu einem Grenzzustand, der einer zulässigen Schädigungstiefe  $a_{zul}$  eine zeitveränderliche Schädigungstiefe  $x_s$  gegenüberstellt:

$$g(X,t) = a_{zul}(X) - x_s(X,t) \geq 0 \quad (6.4)$$

Der Nachweis, dass der Grenzzustand in Gleichung 6.4 nicht überschritten wird, kann nach *ISO 16204:2012-09* mithilfe von unterschiedlichen Nachweisverfahren bzw. Bemessungsformaten erfolgen. Folgende Formate stehen zur Verfügung:

- Vollprobabilistische Bemessung
- Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten (Semiprobabilistische Bemessung)
- Bemessung mit deskriptiven Regeln

<sup>1</sup>angenommene Zeitdauer, innerhalb der ein Tragwerk unter Berücksichtigung vorgesehener Instandhaltungsmaßnahmen für seinen vorgesehenen Zweck genutzt werden soll, ohne dass jedoch eine wesentliche Instandsetzung erforderlich ist

Nachfolgend wird das bauteilbezogene Nachweiskonzept zunächst auf vollprobabilistischer Basis entwickelt (vgl. Kap. 6.3). Da das derzeit gängige Sicherheitskonzept im Bauwesen auf der Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten beruht, wird das vollprobabilistische Nachweisverfahren in einem weiteren Schritt in ein semiprobabilistisches Nachweisverfahren überführt (vgl. Kap. 6.4). Dieses stellt die Grundlage für die Erstellung von Bemessungsnomogrammen dar (vgl. Kap. 6.5), die eine vereinfachte Dauerhaftigkeitsbemessung ermöglichen sollen.

Die Betrachtung und Festlegung des grenzzustandsbezogenen Zuverlässigkeitsniveaus erfolgt im nachfolgenden Kapitel.

## 6.2 Festlegung der Zielzuverlässigkeit

Die Bemessung der Dauerhaftigkeit mit Grenzzuständen erfordert nach *ISO 16204:2012-09* u. a. die Definition eines grenzzustandsbezogenen Zuverlässigkeitsniveaus. Dieses kann als die zulässige Eintrittswahrscheinlichkeit eines „Versagens“ (Erreichen bzw. Überschreiten eines Grenzzustands) verstanden werden und ist im Vorfeld der Bemessung als Bemessungskriterium festzulegen. Im Bauwesen wird die zu verantwortende Versagenswahrscheinlichkeit in der Regel durch den Zuverlässigkeitsindex  $\beta_0$  angegeben.

Empfehlungen für zu wählende Zielzuverlässigkeiten finden sich in unterschiedlichen Regelwerken, z. B. in *ISO 2394:1998-06*, im *Probabilistic Model Code*, im *fb MC 2010* oder in *DIN EN 1990:2010-12*. Die in den einzelnen Regelwerken aufgeführten Werte sind insbesondere von folgenden Kriterien abhängig:

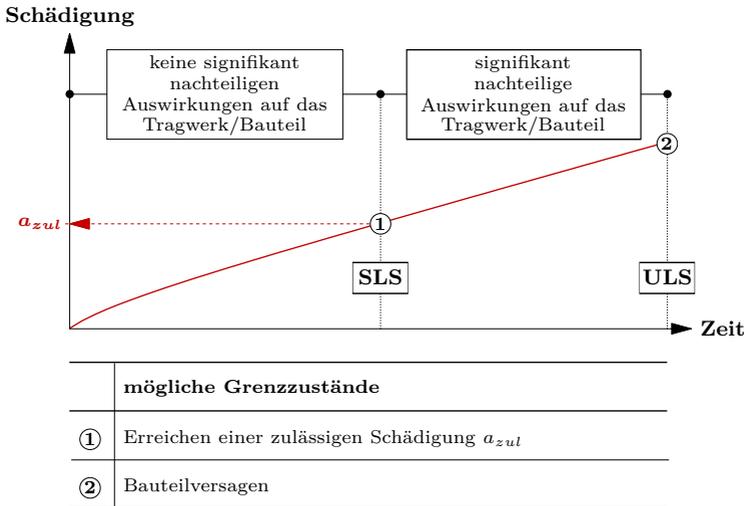
- Art des Grenzzustands bzw. der Bemessungssituation
- Bezugszeitraum

Nach *DIN EN 1990:2010-12* ist zwischen Grenzzuständen der Tragfähigkeit<sup>1</sup> (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit<sup>2</sup> (SLS) zu unterscheiden. Die im vorherigen Kapitel abgeleitete Grenzzustandsgleichung 6.4 erlaubt sowohl die Definition eines Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit als auch eines Grenzzustands der Tragfähigkeit, da die durch den chemischen Angriff induzierte baustoffliche Schädigung zunächst das Erscheinungsbild, die Dauerhaftigkeit und die Funktionsfähigkeit des Tragwerks bzw. Bauteils nachteilig beeinflusst (SLS), bevor es im weiteren Verlauf zu einem Tragwerksversagen (ULS) kommen kann. Dies ist in Bild 6.2 verdeutlicht, in dem qualitativ der Schädigungsverlauf der Betonkorrosion bei einem chemischen Angriff in Verbindung mit möglichen Grenzzuständen dargestellt ist.

---

<sup>1</sup>Zustände, die im Zusammenhang mit Einsturz oder anderen Formen des Tragwerksversagens stehen.

<sup>2</sup>Zustände, bei deren Überschreitung die festgelegten Bedingungen für die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks oder eines Bauteils nicht mehr erfüllt sind.



**Bild 6.2:** Schädungsverlauf der Betonkorrosion bei einem chemischen Angriff in Verbindung mit möglichen Grenzzuständen

Aus Bild 6.2 wird ersichtlich, dass der in Gleichung 6.4 definierte Grenzzustand als Gebrauchstauglichkeitszustand definiert wird. Dieser tritt ein, wenn eine zulässige Schädigung  $a_{zul}$  erreicht ist, die zu signifikant nachteiligen Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit führt. Mit dieser Definition kann der Forderung in *DIN EN 1990:2010-12* entsprochen werden, dass Schäden, die die Dauerhaftigkeit nachteilig beeinflussen, mithilfe von Gebrauchstauglichkeitsnachweisen berücksichtigt werden sollten. Ab wann eine Schädigung zu nachteiligen Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit führt, ist im Wesentlichen von der Funktion und den Nutzungsanforderungen des betrachteten Bauteils abhängig und wird in Kapitel 6.3.2.1 weitergehend diskutiert.

Eine Zusammenstellung von Empfehlungen für zu wählende Zielzuverlässigkeiten bei Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit findet sich in Tabelle 6.1, wobei sich die angegebenen Werte auf einen Bezugszeitraum von 50 Jahren beziehen. Hinsichtlich des Bezugszeitraums ist anzumerken, dass es sich beim lösenden Betonangriff um einen irreversiblen zeitabhängigen Prozess handelt. Daher ist nach *DIN EN 1990:2010-12* der Bezugszeitraum auf die geplante Nutzungsdauer des Tragwerks bzw. Bauteils zu beziehen.

**Tabelle 6.1:** Empfehlung für zu wählende Zielzuverlässigkeiten bei Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mit einem angenommenen Bezugszeitraum von 50 Jahren

Regelwerk	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	Anmerkungen
<i>ISO 2394:1998-06</i>	0,0	reversibler SLS
	1,5	irreversibler SLS
<i>Probabilistic Model Code</i>	1,3	hohe Kosten/Folgen
	1,7	normale Kosten/Folgen
	2,3	geringe Kosten/Folgen
<i>fib MC 2010</i>	0,0	reversibler SLS
	1,5	irreversibler SLS
<i>DIN EN 1990:2010-12</i>	1,5	mittlere Schadensfolgen

Aus Tabelle 6.1 wird ersichtlich, dass die aufgeführten Regelwerke (außer der *Probabilistic Model Code*) für den betrachteten irreversiblen Grenzzustand eine Zielzuverlässigkeit  $\beta_0$  von 1,5 empfehlen. Im *Probabilistic Model Code* wird in Abhängigkeit des Verhältnisses von den *Kosten zur Risikominimierung* zu den *Schadensfolgen* eine weitere Differenzierung vorgenommen. Die Möglichkeit einer weiteren Differenzierung in Abhängigkeit der Schadensfolgen bietet auch die *DIN EN 1990:2010-12* durch die eingeführten Schadensfolgeklassen (CC) und zugehörigen Zuverlässigkeitsklassen (RC).

Aufgrund der zahlreichen Bereiche, in denen Betonbauwerke einem chemischen Angriff ausgesetzt sind, ist eine derartige Differenzierung - mit einem allgemeingültigen Charakter - jedoch nicht möglich. Daher wird der Zielwert der Zuverlässigkeit  $\beta_0$  auf 1,5 festgelegt.

Dennoch sei darauf hingewiesen, dass ein Abweichen von diesem gewählten Zuverlässigkeitsniveau für spezifische Anwendungsfälle und Anwendungsbereiche sinnvoll sein kann und die bauteil- bzw. bauwerksspezifische Zielzuverlässigkeit unter der Berücksichtigung von möglichen Schadensfolgen und den Kosten zur Risikominimierung festzulegen. Beispielsweise könnte für landwirtschaftliche Bauten, die nach *DIN EN 1990:2010-12* in die Schadensfolgeklasse CC 1 (niedrige Schadensfolgen) eingestuft werden, die Wahl eines niedrigeren Zuverlässigkeitsniveaus gerechtfertigt sein.

## 6.3 Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung

### 6.3.1 Grundlagen und Vorgehen

Um die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile vollprobabilistisch bemessen zu können, ist es erforderlich, den in Gleichung 6.4 definierten Grenzzustand in eine vollprobabilistische Bemessungsgleichung zu überführen. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Sicherheit darf die zeitabhängige Schädigungstiefe  $x_s$  die zulässige Schädigungstiefe  $a_{zul}$  nur mit einer Wahrscheinlichkeit kleiner  $p_0$  überschreiten:

$$p_f = p\{a_{zul}(X) - x_s(X, t) < 0\} \leq p_0 \quad (6.5)$$

Unter Berücksichtigung des in Kapitel 5.2 entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells zur Beschreibung der Entwicklung der Schädigungstiefe  $x_s$  ergibt sich folgende vollprobabilistische Bemessungsgleichung:

$$p_f = \quad (6.6)$$

$$= p \left\{ a_{zul} - \frac{(R_a^{-1})^2 \cdot c_s}{2 \cdot v_a} \cdot \left[ W \left( -\exp \left( \frac{2 \cdot t \cdot v_a^2}{c_s \cdot (R_a^{-1})^2} - 1 \right) \right) + 1 \right] + t \cdot v_a < 0 \right\} \leq p_0$$

Eine vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung erfordert, dass die in Gleichung 6.6 enthaltenen Variablen (zulässige Schädigungstiefe  $a_{zul}$ , inverse Materialwiderstand  $R_a^{-1}$ , Konzentration der angreifenden Säure  $c_s$  und Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$ ) statistisch beschrieben werden und in Bemessungsvariablen überführt werden. Dies erfolgt im nachfolgenden Kapitel.

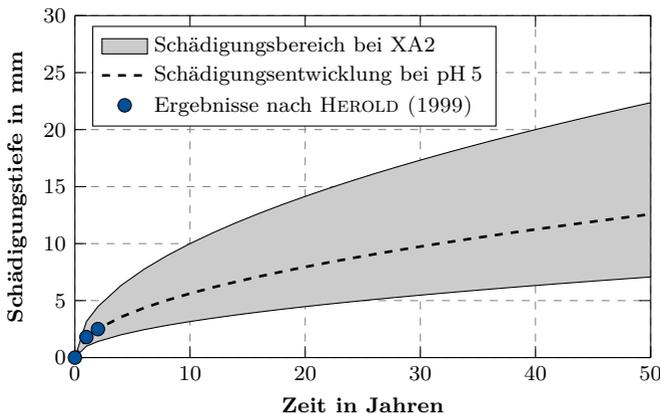
### 6.3.2 Festlegung der Bemessungsvariablen

#### 6.3.2.1 Zulässige Schädigungstiefe

Die Bemessung der Dauerhaftigkeit mithilfe der im vorherigen Kapitel definierten Grenzzustandsgleichung erfordert die Festlegung einer zulässigen Schädigungstiefe. Da im Rahmen der Tragwerksplanung davon ausgegangen wird, dass bei einem chemischen Betonangriff die statisch in der Bemessung angesetzten Abmessungen und Materialwiderstände am Ende der Nutzungsdauer unbeeinträchtigt vorliegen (vgl. Kap. 2.2), wird diese Größe in derzeit gültigen Regelwerken nicht berücksichtigt. Es ist jedoch zu beachten, dass Beton aufgrund seiner hohen Alkalität bereits unter chemisch schwachen und mäßigen Angriffsbedingungen eine gewisse Schädigung erfährt. Diese von der Realität abweichende Normenphilosophie kann nach PETERSEN (2003) damit begründet werden, dass die Dimensionierung der Bauteile sowie die Materialauswahl und die Betonzusammensetzung derzeit so weit auf der sicheren Seite liegend gewählt werden, dass die Schädigungsprozesse während der gesamten Nutzungsdauer keine tragwerks-relevanten Veränderungen hervorrufen.

In den bereits entwickelten performance-basierten Konzepten für die Expositionsklassen XC sowie XD/XS wird der Schädigungstiefe in der Regel die Betondeckung gegenübergestellt. Da der chemische Betonangriff im Vergleich zur Carbonatisierung und dem Prozess des Chlorideindringens mit einem Abtrag und/oder Entfestigung der angegriffenen Betonrandzone verbunden ist, ist eine Adaption dieser Grenzzustandsbetrachtung nicht möglich. Anstatt der Betondeckung sind die konstruktiv erforderlichen Querschnittsabmessungen zu betrachten.

Ein möglicher Ansatz zur Ableitung einer zulässigen Schädigungstiefe ist die Abschätzung der Schädigung, die ein Bauteil unter XA2-Bedingungen nach einer Nutzungsdauer von 50 Jahren aufweist. Hierfür wurde auf Untersuchungen von HEROLD (1999) unter XA2-Bedingungen ( $H_2SO_4$  mit pH 5, CEM I,  $w/z = 0,4$ ) zurückgegriffen und ein zeitabhängiger Schädigungsbereich für die Expositionsklasse XA2 abgeleitet. Die Ableitung erfolgte auf Grundlage der in einem Versuchszeitraum von 2 Jahren ermittelten Schädigungstiefen und mithilfe des in Kapitel 5.2 dargestellten Diffusionsmodells (vgl. Gl. 5.12). Die obere Grenze des in Bild 6.3 dargestellten Schädigungsbereichs ergibt sich aus der Schädigungsentwicklung bei pH 4,5, die untere Grenze aus der Schädigungsentwicklung bei pH 5,5. Es wird deutlich, dass sich die Schädigungstiefen nach 50 Jahren in einem Bereich von 7 bis 23 mm bewegen. Diese Werte sind als konservativ einzustufen, da der lösende Abtrag der Betonoberfläche nicht berücksichtigt wurde.



**Bild 6.3:** Zeitabhängiger Schädigungsbereich unter XA2-Bedingungen, basierend auf Gl 5.12 und Untersuchungen von HEROLD (1999)

Ein weiterer Ansatz zur Ableitung einer zulässigen Schädigungstiefe stellt die Betrachtung von zulässigen geometrischen Abweichungen von Querschnittsabmessungen dar. Nach *DIN EN 13670:2011-03* müssen Tragwerke aus Beton innerhalb zulässiger geometrischer Abweichungen bleiben, damit u. a. nachteilige Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks vermieden werden. Im Umkehrschluss kann daraus abgeleitet werden, dass veränderte Querschnittsabmessungen innerhalb dieser zulässigen Abweichungen keinen signifikanten Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks besitzen. Somit kann aus den in *DIN 1045-3:2012-03* gegebenen zulässigen Abweichungen für Betonquerschnitte eine zulässige Schädigungstiefe abgeleitet werden. In Abhängigkeit des Nennmaßes der Abmessungen des Betonquerschnitts  $x_{nom}$  sind nachfolgende zulässige Abweichungen festgelegt, wobei Zwischenwerte linear interpoliert werden dürfen:

- $x_{nom} < 150 \text{ mm}$ :  $\pm 10 \text{ mm}$
- $x_{nom} = 400 \text{ mm}$ :  $\pm 15 \text{ mm}$
- $x_{nom} \leq 2500 \text{ mm}$ :  $\pm 30 \text{ mm}$

Da die aufgeführten zulässigen Abweichungen im guten Einklang mit dem in Bild 6.3 abgeleiteten Schädigungsbereich stehen, kann die Ableitung einer zulässigen Schädigungstiefe aus zulässigen geometrischen Abweichungen als rechtmäßig betrachtet werden.

Die Streuungen von Querschnittsabmessungen können nach dem *Probabilistic Model Code* mithilfe der Normalverteilung beschrieben werden, wobei die Standardabweichung mit folgender Gleichung abgeschätzt werden kann:

$$\sigma_{x_{nom}} = 4 \text{ mm} + 0,006 \cdot x_{nom} \leq 10 \text{ mm} \quad (6.7)$$

mit

$x_{nom}$  Nennmaß der Abmessungen des Betonquerschnitts

$\sigma_{x_{nom}}$  Standardabweichung der Abmessungen des Betonquerschnitts

Auf der Grundlage der vorherigen Darstellung und einer Mittelwertbetrachtung wird für den weiteren Verlauf der Arbeit die zulässige Schädigungstiefe wie folgt festgelegt:

$$a_{zul} : \text{ND}(\mu = 15 \text{ mm} / \sigma = 6,4 \text{ mm})$$

Grundsätzlich sollte diese Festlegung für jeden speziellen Anwendungsfall überprüft werden, um die jeweils spezifischen Bedingungen und die sich daraus ergebenden Anforderungen zu berücksichtigen. Als Beispiel kann die Anwendung von Ultrahochfestem Beton genannt werden. Diese führt in der Regel zu wesentlich filigraneren Bauteilen mit stark reduzierten Querschnittsabmessungen. Eine zulässige Schädigung von  $15 \text{ mm}$  würde im Vergleich zu Normalbeton mit höheren prozentualen Querschnittsverlusten verbunden sein und eine höhere Reduzierung der (Trag-)Sicherheit mit sich bringen.

Zur Kompensation der durch den chemischen Betonangriff indizierten Schädigung werden Betonbauteile gelegentlich auch mit sogenannten *Opferbetonschichten* ausgeführt (vgl. Kap 2.2). Durch eine zusätzliche Schichtdicke soll sichergestellt werden, dass die statisch erforderlichen Querschnittsabmessungen am Ende der Nutzungsdauer unbeeinträchtigt vorliegen. Um diese Bauweise bei der Dauerhaftigkeitsbemessung generell berücksichtigen zu können, wird die Variable  $a_{opfer}$  (Dicke der Opferbetonschicht) eingeführt. Zusammen mit der zulässigen Schädigungstiefe  $a_{zul}$  ergibt diese die Variable  $a_{erf}$ , die als erforderliches Mindestmaß zur Kompensation der Schädigung definiert wird. Zur besseren Verdeutlichung sind in Bild 6.4 die einzelnen betrachteten Schichten bzw. Querschnittsanteile dargestellt. Eine zusätzliche Streuung der Opferbetonschicht wird nicht berücksichtigt, da davon auszugehen ist, dass Opferbetonschichten nicht separat appliziert werden und monolithisch mit dem Bauteil verbunden sind. Somit ergibt sich die Streuung von  $a_{erf}$  aus der Streuung der Querschnittsabmessungen und ist normalverteilt mit einer Standardabweichung  $\sigma_{x_{nom}}$ .

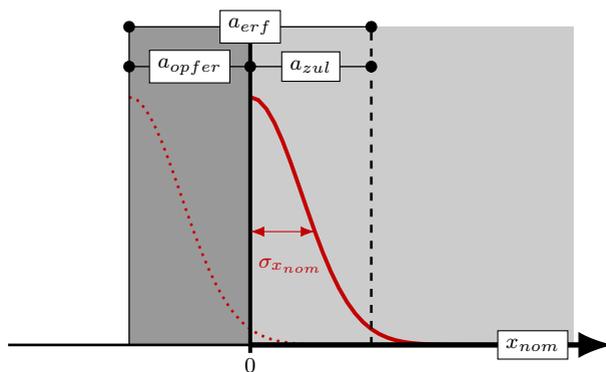


Bild 6.4: Darstellung der berücksichtigten Querschnittsanteile

### 6.3.2.2 Inverser Materialwiderstand

Mithilfe des inversen Materialwiderstands  $R_a^{-1}$  wird der Einfluss der Betonzusammensetzung (Zementart, Zementgehalt, Zusatzstoffe, w/z-Wert, Löslichkeit der Gesteinskörnung) auf den Korrosionsprozess berücksichtigt. Diese Kenngröße beschreibt den Säurewiderstand zeit- und konzentrationsbezogen und erfasst letztendlich den Diffusionswiderstand der geschädigten Zone und die Neutralisationskapazität des Betons integral.

Für die Bestimmung des Materialwiderstands sind experimentelle Untersuchungen mithilfe des in Kapitel 4 entwickelten Prüfkonzepts durchzuführen, in denen die Probenschädigung bzw. Schädigungstiefe zu ermitteln ist (vgl. Kap. 4.4). Aus den ermittelten Schädigungstiefen kann mithilfe von Gleichung 4.2 der Mittelwert des inversen Materialwiderstands  $R_{a,m}^{-1}$  bestimmt werden.

Zur Streuung des inversen Materialwiderstands, die sich im Wesentlichen aus

- der Materialstreuung
- der Streuung der Prüfbedingungen
- der Ermittlung der Schädigungstiefe

ergibt, liegen bislang keine abgesicherten Erkenntnisse vor. Ringversuche, die eine Charakterisierung der Vergleichs- und Wiederholpräzision des in Kapitel 4 entwickelten Prüfkonzepts ermöglichen würden, wurden bislang nicht durchgeführt und müssen Inhalt weiterer Forschungsarbeiten sein.

Vor diesem Hintergrund muss zur Beschreibung der Streuung des inversen Materialwiderstand auf eine andere Materialkenngröße zurückgegriffen werden. Hier erscheint die Wahl des Chloridmigrationskoeffizienten sinnvoll, da dieser ähnlich wie der inverse Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  ein Maß für den Diffusionswiderstand bzw. die Diffusionseigenschaften von Beton darstellt. Weiterhin wird die Chlorideindringtiefe, ähnlich wie bei den meisten Säureprüfverfahren (vgl. GERLACH & LOHAUS (2016a)), optisch mithilfe einer Indikatorlösung bestimmt (vgl. *BAW-Merkblatt „Prüfung des Chlorideindringwiderstands“*). Die Berechnung des Chloridmigrationskoeffizienten erfolgt wie die Bestimmung des inversen Materialwiderstands  $R_a^{-1}$  mithilfe eines funktionalen Zusammenhangs, der die ablaufenden physikalischen Prozesse berücksichtigt.

Aufgrund dieser Ähnlichkeiten wird zur Beschreibung der Streuung des inversen Materialwiderstands auf die Streuung des Chloridmigrationskoeffizienten zurückgegriffen. Nach dem *fib MC SLD* kann diese normalverteilt und mit einem Variationskoeffizienten von 20 % angenommen werden. Nach GEHLEN (2000) entspricht dieser Variationskoeffizient dem 90 %-Quantil der Vergleichspräzision der Prüfstreuung.

Auf Grundlage der vorherigen Überlegungen wird der inverse Materialwiderstand wie folgt festgelegt:

$$R_a^{-1}(t_0) : \text{ND}(\mu = R_{a,m}^{-1}/\sigma = 0,2 \cdot R_{a,m}^{-1})$$

Der Referenzzeitpunkt  $t_0$  (Probealter bei Prüfbeginn) wird auf 56 Tage festgelegt, da Betone mit einem hohen Säurewiderstand aufgrund der verwendeten Zemente mitunter eine langsame Festigkeitsentwicklung ( $f_{cm,2d}/f_{cm,28d} < 0,3$ )<sup>1</sup> besitzen.

---

<sup>1</sup>vgl. *DIN EN 206-1:2001-07*

### 6.3.2.3 Konzentration der angreifenden Säure

Der Einfluss der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration der angreifenden Säure auf die Entwicklung der Schädigung wird mithilfe der Kenngröße  $c_s$  berücksichtigt. Diese Größe ergibt sich aus den vorherrschenden Umgebungsbedingungen und weist aufgrund der unterschiedlichen Bereiche, in denen Beton- und Stahlbetonbauteile einem chemischen Angriff ausgesetzt sind, ein breites Spektrum auf. Dieser Aspekt ist in Tabelle 6.2 verdeutlicht, in der für unterschiedliche saure Wässer und Säuren der zu erwartende chemische Angriffsgrad (pH-Wert) aufgeführt ist. Informationen, wie der chemische Angriffsgrad innerhalb der angegebenen Grenzen streut, sind in der Regel nicht vorhanden. Eine allgemeingültige statistische Beschreibung des chemischen Angriffsgrads ist somit nicht möglich.

**Tabelle 6.2:** Chemischer Angriffsgrad von Wässern und Säuren in Anlehnung an *DIN 19573:2016-03, Tabelle D.1*

Vorkommen	pH-Wert	Angriff
Anorganische Säuren	pH 4,5 bis pH 3,0	starker saurer Angriff
Organische Säuren	pH 4,5 bis pH 3,0	starker bis sehr starker saurer Angriff
Biogene Schwefelsäure	pH < 3,0	sehr starker saurer Angriff
Regenwasser	pH 7,0 bis pH 4,5	schwacher bis mittlerer saurer Angriff
Kommunales Abwasser	pH 10 bis pH 6,5	schwacher Angriff
Industrielles Abwasser	pH 14 bis pH 1,0	mittlerer bis sehr starker Angriff

Nach dem derzeitigen deskriptiven Konzept erfolgt die Festlegung des chemischen Angriffsgrads anhand von chemischen Merkmalen und Grenzwerten, die sich aus *DIN 4030-1:2008-06* ergeben. Aus *DIN 4030-1:2008-06* wird jedoch nicht ersichtlich, ob es sich bei den abgegebenen Grenzwerten um Quantilwerte handelt oder um absolute Grenzwerte, die nicht unterschritten werden dürfen.

Das Merkblatt *DWA-M 168 „Korrosion von Abwasseranlagen - Abwasserleitungen“*, das Richtwerte für die Beanspruchung von Beton im Kanalnetz durch kommunales Abwasser festlegt, unterscheidet u. a. zwischen *dauernder* und *zeitweiliger Beanspruchung*. Mit dieser Unterscheidung sollen abweichende Einleitungsrichtwerte, die sich beispielsweise durch Missbrauch, Fehlbedienung, unvorhersehbare Betriebszustände oder längerfristigen Umbau technischer Einrichtungen ergeben,

berücksichtigt werden. Die Richtwerte für die *dauernde Beanspruchung* können zeitweilig über- bzw. unterschritten werden, ohne dass Schäden am Beton zu erwarten sind. Da unter *zeitweilig* eine Beanspruchung verstanden wird, die im Laufe von zehn Betriebsjahren in der Größenordnung von maximal einem Jahr einwirkt, können die Einleitungsrichtwerte für die dauernde Beanspruchung folglich als 10 bzw. 90 %-Quantil verstanden werden.

Aufgrund der unterschiedlichen Bereiche, in denen Beton- und Stahlbetonbauteile einem chemischen Angriff ausgesetzt sind, ist eine allgemeingültige statistische Beschreibung der Variable  $c_s$  nicht möglich. Daher wird die Konzentration der angreifenden Säure an dieser Stelle als deterministische Größe behandelt, die als oberer Grenzwert bzw. 90 %-Quantil zu verstehen ist.

Ein Abweichen von dieser Annahme kann sinnvoll sein, wenn in spezifischen Anwendungsfällen oder Anwendungsbereichen genauere Informationen vorliegen und eine bessere Datengrundlage gegeben ist.

### 6.3.2.4 Abtragsgeschwindigkeit

Mithilfe der Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  wird der (lösende) Abtrag der geschädigten Zone (SiO<sub>2</sub>-reiche Deckschicht) berücksichtigt. Die in der Literatur dokumentierten Untersuchungsergebnisse und Erkenntnisse zum lösenden Abtrag sind zu einem großen Teil nur bedingt belastbar. Dies kann einerseits mit der Begrifflichkeit *Abtragstiefe*<sup>1</sup> begründet werden, die in vielen Fällen unsauber verwendet bzw. nicht eindeutig definiert wird. Andererseits wird in vielen Untersuchungen die Abtragstiefe indirekt aus dem Masseverlust abgeleitet. Somit wird der Masseverlust, der aus der Hydrolyse der Zementsteinphasen resultiert, nicht berücksichtigt. Dadurch sind letztendlich nur qualitative Aussagen möglich.

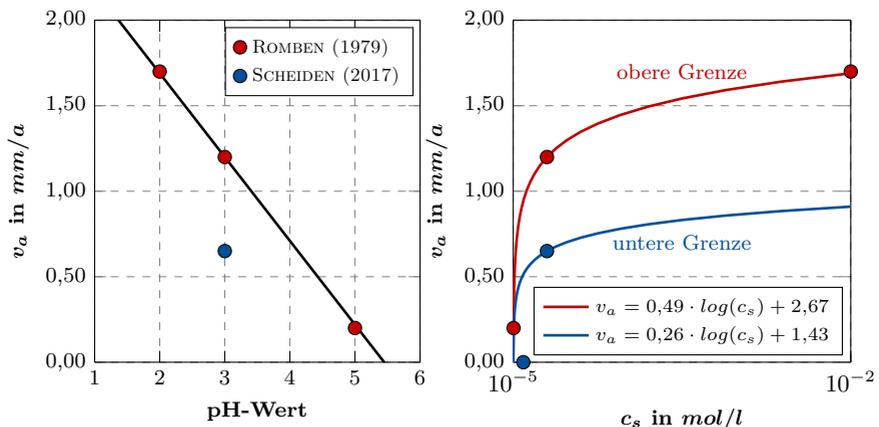
Aus Untersuchungen von ROMBEN (1979) mit Salzsäure geht hervor, dass der lösende Abtrag und die Abtragsgeschwindigkeit mit der H<sub>3</sub>O<sup>+</sup>-Konzentration des angreifenden Mediums zunimmt. Aus Untersuchungen von KÖNIG (2012) kann entnommen werden, dass der lösende Abtrag von der Säureart und der Betonzusammensetzung abhängig ist. Von einem linearen Zusammenhang zwischen Abtragstiefe und Materialwiderstand kann jedoch nicht ausgegangen werden, da Untersuchungen von LOHAUS et al. (2017) zeigen, dass bei einer betontechnologischen Optimierung der Bindemittelmatrix der Masseverlust nicht in dem Maße zunimmt, wie die Schädigungstiefe abnimmt.

---

<sup>1</sup>nach DBV-Merkblatt „Chemischer Angriff auf Beton“ ist die Abtragstiefe die senkrecht zur Probenoberfläche abgetragene Betonrandzone, die ausschließlich aus säureunlöslichen groben Gesteinskörnungen und der vollständig abgetragenen Zementsteinmatrix besteht

Zusammenfassend kann geschlussfolgert werden, dass der lösende Abtrag sowohl von der Art und der Konzentration der angreifenden Säure als auch von der Betonzusammensetzung abhängig ist.

Zur Beschreibung der Konzentrationsabhängigkeit der Abtragungsgeschwindigkeit wurden die Untersuchungsergebnisse von ROMBEN (1979) genauer betrachtet. Diese sind in Bild 6.5 (links) dargestellt und verdeutlichen, dass die Abtragungsgeschwindigkeit mit steigendem pH-Wert linear abnimmt. Angaben zur verwendeten Betonzusammensetzung werden von ROMBEN jedoch nicht gemacht. Weiterhin sind in Bild 6.5 (links) eigene Untersuchungen zum lösenden Abtrag dargestellt, die u. a. in SCHEIDEN (2017) dokumentiert sind. In den Untersuchungen wurden Betonprismen (CEM III/B 42,5,  $z = 360 \text{ kg/m}^3$ ,  $w/z = 0,45$ ) für 5 Wochen in Salpetersäure mit pH 3 eingelagert und die Abtragstiefen wöchentlich mithilfe eines Profilmessgeräts für 3D-Messungen (3D-Profilometer) bestimmt. Die daraus abgeleitete mittlere Abtragungsgeschwindigkeit lag bei  $0,65 \text{ mm/a}$ , wobei die zu den unterschiedlichen Prüfzeitpunkten ermittelten Abtragungsgeschwindigkeiten annähernd konstant waren.



**Bild 6.5:** Ableitung einer konzentrationsabhängigen Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  für den lösenden Betonangriff

Auf Basis der in Bild 6.5 (links) dargestellten Untersuchungsergebnisse wurden funktionale Zusammenhänge zwischen Konzentration  $c_s$  und Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  abgeleitet, die in Bild 6.5 (rechts) dargestellt sind. Da davon auszugehen ist, dass der von ROMBEN vor über 35 Jahren verwendete Beton nicht der Leistungsfähigkeit heutiger Betone entspricht, kann der aus diesen Ergebnissen abgeleitete Zusammenhang als obere Grenze verstanden werden, die Betone mit

einer vergleichsweise geringen Widerstandsfähigkeit berücksichtigt. Zur Berücksichtigung einer vergleichsweise hohen Widerstandsfähigkeit und Festlegung einer unteren Grenze wurden die Untersuchungen von SCHEIDEN (2017) herangezogen, wobei darüber hinaus die Annahme getroffen wurde, dass es bei einem pH-Wert von 5,5 zu keinem signifikanten Abtrag mehr kommt.

Mithilfe der in Bild 6.5 (rechts) dargestellten funktionalen Zusammenhänge kann die Abtragungsgeschwindigkeit konzentrationsabhängig beschrieben werden, wobei der Einfluss der Betonzusammensetzung bzw. der Widerstandsfähigkeit auf die Abtragungsgeschwindigkeit halbquantitativ durch die gegebenen Grenzen berücksichtigt werden kann. Es ist zu beachten, dass die funktionalen Zusammenhänge auf Untersuchungen mit mineralisauren Wässern beruhen. Die Anwendbarkeit für organische Säuren ist zu prüfen.

Um Rückschlüsse hinsichtlich der Streuung der Abtragungsgeschwindigkeit ziehen zu können, wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt, in denen durch Aufbringen von zusätzlichen abrasiven Beanspruchungen (Flüssigkeitserosion und mechanische Abrasion) die Abtragungsgeschwindigkeit variiert wurde. Die Untersuchungen wurden über einen Prüfzeitraum von 5 Wochen mit Salpetersäure (pH 3) durchgeführt. Die wesentlichen Prüfparameter der drei Versuchsserien sind in Tabelle 6.3 zusammengestellt.

Zur Erfassung der Abtragungstiefen wurden die beanspruchten Oberflächen der einzelnen Probekörper mithilfe eines 3D-Profilometers wöchentlich erfasst. Anhand der 3D-Oberflächendaten wurden die Abtragungstiefen der einzelnen Proben zu unterschiedlichen Zeitpunkten ermittelt und die Abtragungsgeschwindigkeiten berechnet. Anhand der so entstandenen Datensätze (5 Werte pro Probe) wurde für jede Probe eine mittlere Abtragungsgeschwindigkeit und der Variationskoeffizient bestimmt. Aus der Darstellung der einzelnen Wertepaare in Bild 6.6 geht hervor, dass die ermittelten Variationskoeffizienten unabhängig von der mittleren Abtragungsgeschwindigkeit streuen. Daher können die Daten zur Ermittlung des Variationskoeffizienten zusammengefasst ausgewertet werden. Auf Basis der in Bild 6.6 dargestellten Werte wurde ein Variationskoeffizient von 0,25 gewählt. Dieser entspricht dem 93 %-Quantil der empirischen Verteilung des Variationskoeffizienten. Da die Abtragungsgeschwindigkeit nicht negativ werden kann, wird die Annahme getroffen, dass die Streuung der Abtragungsgeschwindigkeit mit einer Log-Normal-Verteilung beschrieben werden kann.

Unter Berücksichtigung der vorherigen Ausführungen kann die Abtragungsgeschwindigkeit (lösender Abtrag) wie folgt beschrieben werden:

$$v_a : \text{LogN}(\mu = v_a(c_s)/\sigma = 0,25 \cdot v_a(c_s))$$

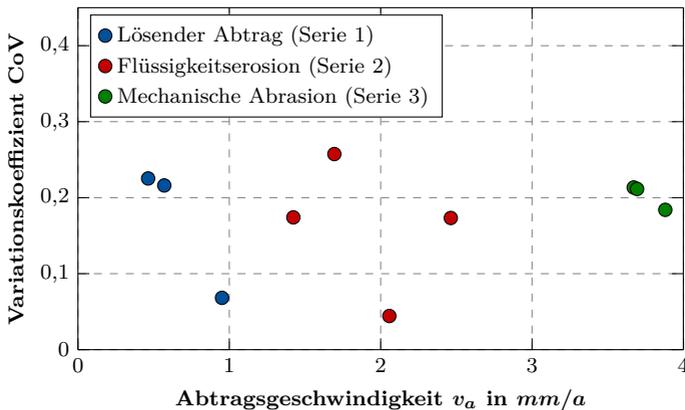
**Tabelle 6.3:** Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Erfassung der Streuung der Abtragsgeschwindigkeit

Prüfparameter	Serie 1	Serie 2	Serie 3
Probekörper <sup>a</sup>	Betonprismen (150 × 60 × 60 mm <sup>3</sup> )	Betonprismen (150 × 60 × 20 mm <sup>3</sup> )	Mörtelprismen (160 × 40 × 40 mm <sup>3</sup> )
Prüfapparatur	Becken (V = 13 l)	Becken mit Strömungseinheit <sup>b</sup> (V = 18 l)	Becken (V = 13 l)
Prüfmedium	Salpetersäure mit pH 3 (pH-Stat)		
Prüfrand- bedingungen	kontinuierliche Durchmischung durch Rotation der Proben	Umwälzung durch Strömungseinheit <sup>c</sup>	kontinuierliche Durchmischung durch Rotation der Proben
	keine Sättigung des Prüfmediums		
	keine Abrasion	Flüssigkeits- erosion	mechanische Abrasion

<sup>a</sup> Die Beton- bzw. Mörtelzusammensetzungen können Anhang E entnommen werden

<sup>b</sup> vgl. SCHEIDEN (2017)

<sup>c</sup> Fließgeschwindigkeiten:  $v_f = 0,7 \text{ m/s}$  &  $v_f = 2,3 \text{ m/s}$



**Bild 6.6:** Variationskoeffizient für unterschiedliche Abtragsgeschwindigkeiten, ermittelt mit dem 3D-Profilometer (Streifenlichtprojektionsverfahren)

### 6.3.3 Zusammenfassende Darstellung

Die im Vorherigen festgelegten Bemessungsvariablen sind in Tabelle 6.4 zusammenfassend dargestellt.

**Tabelle 6.4:** Übersicht über die festgelegten Bemessungsvariablen

Variable	Einheit	Verteilung und Werte	Festlegung
$a_{zul}$	$mm$	ND( $\mu = 15 mm/\sigma = 6,4 mm$ )	vgl. Kap. 6.3.2.1
$a_{opfer}$	$mm$	deterministisch (variabel)	vgl. Kap. 6.3.2.1
$a_{erf}$	$mm$	$a_{zul} + a_{opfer}$	vgl. Kap. 6.3.2.1
$R_a^{-1}$	$\frac{mm}{(d \cdot mol/l)^{0.5}}$	ND( $\mu = R_{a,m}^{-1}/\sigma = 0,2 \cdot \mu$ )	vgl. Kap. 6.3.2.2
$c_s$	$mol/l$	deterministisch (variabel)	vgl. Kap. 6.3.2.3
$v_a$	$mm/a$	LogN( $\mu = v_a(c_s)/\sigma = 0,25 \cdot \mu$ )	vgl. Kap. 6.3.2.4

Da in Kapitel 6.3.2.1 mit der Größe  $a_{opfer}$  eine weitere Variable eingeführt wurde, ist die vollprobabilistische Bemessungsgleichung 6.6 wie folgt anzupassen:

$$p_f = p \left\{ a_{zul} + a_{opfer} - \frac{(R_a^{-1})^2 \cdot c_s}{2 \cdot v_a} \cdot \left[ W \left( -\exp \left( \frac{2 \cdot t \cdot v_a^2}{c_s \cdot (R_a^{-1})^2} - 1 \right) \right) + 1 \right] + t \cdot v_a < 0 \right\} \leq p_0 \quad (6.8)$$

Für den Fall, dass die Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  null ist, ist zur Ermittlung der Schädigungstiefe anstatt des Diffusions-Abtrags-Modells das Diffusionsmodell (vgl. Gl. 5.12) zu verwenden. Dadurch ergibt sich folgende Bemessungsgleichung:

$$p_f = p \left\{ a_{zul} + a_{opfer} - R_a^{-1} \cdot \sqrt{c_s \cdot t} < 0 \right\} \leq p_0 \quad (6.9)$$

Anhand dieser Gleichungen und der in Tabelle 6.4 dargestellten Bemessungsvariablen kann die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile vollprobabilistisch bemessen werden. Für die dafür erforderliche Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung (vgl. Kap. 6.1). Für diese Arbeit wurde die Monte-Carlo-Methode ( $10^6$  Simulationen) gewählt.

Bei der vollprobabilistischen Bemessung ist der Nachweis zu führen, dass die Wahrscheinlichkeit  $p_f$ , die sich aus der Differenz von zeitabhängiger Schädigungstiefe  $x_s(X,t)$  und erforderlichem Mindestmaß zur Kompensation der Schädigung

$a_{erf}(X)$  ergibt, kleiner als die zu verantwortende Versagenswahrscheinlichkeit  $p_0$  ist. Dies ist exemplarisch in Bild 6.7 verdeutlicht. Für die im Beispiel gewählte Parametrisierung der Bemessungsvariablen ergibt sich eine Versagenswahrscheinlichkeit von 5,9 %. Unter der Annahme einer normalverteilten Grenzzustandsgleichung ergibt sich ein Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  von 1,57. Somit ist  $\beta$  größer als die geforderte Zielzuverlässigkeit von 1,5 (vgl. Kap. 6.2). Die Bemessungsgleichung 6.8 ist folglich eingehalten und Dauerhaftigkeit ist sichergestellt.

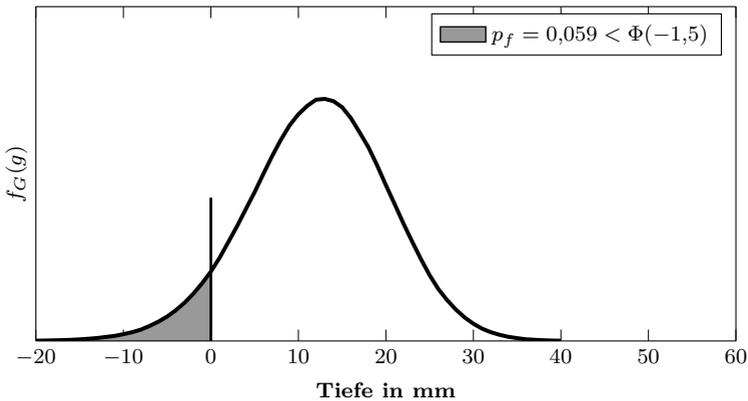
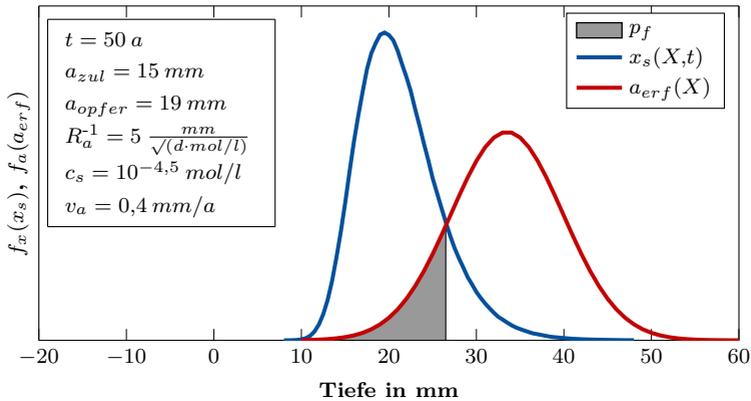


Bild 6.7: Vollprobabilistische Nachweisführung

## 6.4 Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung

### 6.4.1 Grundlagen und Vorgehen

Da vollprobabilistische Nachweisverfahren spezielle Fachkenntnisse von Planern erfordern und mit erheblichem Zeitaufwand verbunden sein können, ist deren Anwendung nur in wenigen Fällen praktikabel. Daher kommen probabilistische Nachweisverfahren in der Regel nur bei der Bemessung von Sonderbauwerken zur Anwendung, z. B. bei Bauwerken von hohem öffentlichen Interesse oder bei Bauwerken mit deutlich längerer Nutzungsdauer als die normativ vorgegebenen 50 Jahre (GEHLEN et al., 2011). Um für Planer ein anwendungsfreundliches und praktikables Nachweisverfahren zur Dauerhaftigkeitsbemessung zur Verfügung zu stellen, wird in diesem Kapitel das in Kapitel 6.3 entwickelte vollprobabilistische Bemessungsformat in ein semiprobabilistisches Bemessungsformat überführt.

In semiprobabilistischen Bemessungsformaten werden die Basisvariablen nicht mehr als Zufallsvariablen betrachtet, sondern mithilfe von Bemessungswerten berücksichtigt. Bemessungswerte sollten nach *DIN EN 1990:2010-12* aus charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten bestehen, wobei mithilfe der Teilsicherheitsbeiwerte ungünstige Abweichungen von Einwirkungen, Baustoff- und Bauteileigenschaften sowie geometrischen Abmessungen berücksichtigt werden. Dadurch soll sichergestellt werden, dass das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau eingehalten wird.

Da nach *ISO 16204:2012-09* bei semiprobabilistischen Nachweisverfahren die gleichen Schädigungsmodelle wie bei vollprobabilistischen Nachweisverfahren angewendet werden sollen, kann die semiprobabilistische Bemessungsgleichung aus der vollprobabilistischen Bemessungsgleichung (vgl. Gl. 6.8) abgeleitet werden. Dies führt zu:

$$a_{erf,d} - \frac{(R_{a,d}^{-1})^2 \cdot c_s}{2 \cdot v_{a,d}} \cdot \left[ W \left( -\exp \left( \frac{2 \cdot t \cdot v_{a,d}^2}{c_s \cdot (R_{a,d}^{-1})^2} - 1 \right) \right) + 1 \right] + t \cdot v_{a,d} \geq 0 \quad (6.10)$$

mit

$a_{erf,d}$	Bemessungswert des erforderlichen Mindestmaßes zur Kompensation der Schädigung
$R_{a,d}^{-1}$	Bemessungswert des inversen Materialwiderstands
$c_s$	Säurekonzentration an der Betonoberfläche
$v_{a,d}$	Bemessungswerte der Abtragsgeschwindigkeit
$t$	planmäßige Nutzungsdauer
$W(x)$	Lambert'sche W-Funktion

Darüber hinaus sind für die Entwicklung von semiprobabilistischen Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten nach GEHLEN et al. (2011) folgende Teilschritte erforderlich, die in den nachfolgenden Kapiteln umgesetzt werden:

- Festlegung der Bemessungskriterien und -situationen (vgl. Kap. 6.4.2)
- Festlegung der Bemessungswerte (vgl. Kap. 6.4.3)
- Ermitteln der Teilsicherheitsbeiwerte und Verifizierung des Zuverlässigkeitsniveaus (vgl. Kap. 6.4.4)

#### 6.4.2 Festlegung der Bemessungskriterien und der Bemessungssituationen

**Bemessungskriterien** sind nach *DIN EN 1990:2010-12* quantitative Aussagen, die für jeden Grenzzustand zu erfüllende Bedingungen beschreiben.

Dies erfordert einerseits, dass das grenzzustandsbezogene Zuverlässigkeitsniveau festgelegt wird. Da die semiprobabilistische Bemessungsgleichung (vgl. Gl. 6.10) aus der vollprobabilistischen Bemessungsgleichung abgeleitet wurde, wird in Analogie zur vollprobabilistischen Bemessung ein erforderliches Zuverlässigkeitsniveau von  $\beta_0 = 1,5$  gewählt.

Andererseits ist der Bezugszeitraum für die Zielzuverlässigkeit festzulegen. Dieses entspricht aufgrund der irreversiblen und zeitabhängigen Schädigung beim lösenden Betonangriff der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks bzw. Bauteils. In Anlehnung an *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* wird daher eine Nutzungsdauer von 50 Jahren festgelegt. Da nach *DIN EN 1990:2010-12, Tabelle 2.1* für landwirtschaftlich genutzte Bauwerke planmäßige Nutzungsdauern von 15 bis 30 Jahren angegeben werden, wird darüber hinaus eine Nutzungsdauer von 25 Jahren betrachtet.

**Bemessungssituationen** stellen nach *DIN EN 1990:2010-12* eine Reihe von physikalischen Bedingungen dar, die ersatzweise für die wirklichen Bedingungen innerhalb eines bestimmten Zeitabschnitts angenommen werden. Für diese Ersatzbedingungen ist nachzuweisen, dass der maßgebende Grenzzustand nicht überschritten wird.

Für die semiprobabilistische Bemessung ist demnach sicherzustellen, dass für mögliche Kombinationen von einzelnen Bemessungswerten ein ausreichendes Zuverlässigkeitsniveau erreicht wird, wobei dafür entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte festzulegen sind. Da es nicht möglich ist, alle Kombinationen von einzelnen Bemessungswerten zu berechnen, werden nachfolgend repräsentative Bemessungssituationen definiert. Diese bilden die Grundlage für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte in Kapitel 6.4.4.

Die Definition repräsentativer Bemessungssituationen erfolgt auf Grundlage der in *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* definierten Expositionsklassen für den chemischen Betonangriff. Daher wird auf der Einwirkungsseite zwischen drei übergeordneten Bemessungssituationen unterschieden:

- starker chem. Angriff mit einer Säurekonzentration  $c_s = 10^{-4,0} \text{ mol/l}$
- mittelstarker chem. Angriff mit einer Säurekonzentration  $c_s = 10^{-4,5} \text{ mol/l}$
- mäßig chem. Angriff mit einer Säurekonzentration  $c_s = 10^{-5,0} \text{ mol/l}$

Weiterhin ist auf der Einwirkungsseite der lösende Betonabtrag der  $\text{SiO}_2$ -reichen Deckschicht zu berücksichtigen. Da der lösende Abtrag maßgeblich durch die Säurekonzentration beeinflusst wird (vgl. Kap. 6.3.2.4), werden die Abtragungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit der Säurekonzentration gewählt. Dabei werden eine untere und obere Grenze berücksichtigt, die sich aus den in Bild 6.5 dargestellten Gleichungen ergeben.

Auf der Widerstandsseite werden pro übergeordneter Bemessungssituation drei unterschiedliche Materialwiderstände berücksichtigt. Diese werden so gewählt, dass die zur Einhaltung des Grenzzustands erforderlichen Mindestmaße zur Kompensation der Schädigung  $a_{erf}$  in einem Bereich von ungefähr 15 mm bis 50 mm liegen.

Aus der Kombination der drei übergeordneten Bemessungssituationen (Säurekonzentration), der zugehörigen oberen und unteren Abtragungsgeschwindigkeit, der drei Materialwiderstände sowie den betrachteten Bezugszeiträumen von 25 Jahren und 50 Jahren ergeben sich insgesamt 36 repräsentative Bemessungssituationen. Eine Zusammenstellung der Bemessungssituationen mit den berücksichtigten physikalischen Größen findet sich in Anhang C.

### 6.4.3 Festlegung der Bemessungswerte

In semiprobabilistischen Bemessungsformaten werden streuende Basisvariablen mithilfe von Bemessungswerten berücksichtigt. Diese sollten sich nach *DIN EN 1990:2010-12* mindestens aus einem charakteristischen Wert und einem Teilsicherheitsbeiwert zusammensetzen. Die Festlegung der erforderlichen Bemessungswerte (vgl. Gl. 6.10) erfolgt auf Grundlage der in *DIN EN 1990:2010-12* enthaltenen Empfehlungen für Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten.

Da die Säurekonzentration  $c_s$  in Kapitel 6.3.2.3 als deterministische Größe festgelegt wurde, wird diese nicht mit einem Teilsicherheitsbeiwert belegt. Der charakteristische Wert  $c_{s,k}$  ist als oberer Grenzwert bzw. 90 %-Quantil anzunehmen (vgl. hierzu auch Kap. 6.3.2.3).

Der Bemessungswert der Abtragsgeschwindigkeit ist in Gleichung 6.11 gegeben, wobei als charakteristischer Wert der Mittelwert der Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  angesetzt wird.

$$v_{a,d} = \gamma_v \cdot v_{a,k} \quad (6.11)$$

mit

- $v_{a,d}$  Bemessungswert der Abtragsgeschwindigkeit
- $v_{a,k}$  charakteristischer Wert der Abtragsgeschwindigkeit
- $\gamma_v$  Teilsicherheitsbeiwert für die Abtragsgeschwindigkeit

Der Bemessungswert des inversen Materialwiderstands ist in Gleichung 6.12 gegeben, wobei als charakteristischer Wert der Mittelwert des inversen Materialwiderstands  $R_a^{-1}$  angesetzt wird.

$$R_{a,d}^{-1} = \gamma_R \cdot R_{a,k}^{-1} \quad (6.12)$$

mit

- $R_{a,d}^{-1}$  Bemessungswert des inversen Materialwiderstands
- $R_{a,k}^{-1}$  charakteristischer Wert des inversen Materialwiderstands
- $\gamma_R$  Teilsicherheitsbeiwert für den inversen Materialwiderstand

Der Bemessungswert des erforderlichen Mindestmaßes zur Kompensation der Schädigung ist in Gleichung 6.13 gegeben, wobei sich der charakteristische Wert aus der Dicke der Opferbetonschicht (Mittelwert) und der zulässigen Schädigungstiefe (Mittelwert) zusammensetzt.

$$a_{erf,d} = a_{erf,k} - a_{dev} = a_{opfer} + a_{zul} - a_{dev} \quad (6.13)$$

mit

- $a_{erf,d}$  Bemessungswert des erforderlichen Mindestmaßes zur Kompensation der Schädigung
- $a_{erf,k}$  charakteristischer Wert des erforderlichen Mindestmaßes zur Kompensation der Schädigung
- $a_{dev}$  Vorhaltemaß zur Berücksichtigung von Querschnittsabweichungen
- $a_{opfer}$  Dicke der Opferbetonschicht
- $a_{zul}$  zulässige Schädigungstiefe

Zusammenfassend ergibt sich aus den Gleichungen 6.10 bis 6.13 die nachfolgende semiprobabilistische Bemessungsgleichung, die alle Teilsicherheitsbeiwerte und charakteristischen Werte enthält. Es wird ersichtlich, dass entsprechend der normativen Empfehlungen in *DIN EN 1990:2010-12* mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_v$  und  $\gamma_R$  sowie dem Vorhaltemaß  $a_{dev}$  ungünstige Abweichungen von Einwirkung,

Baustoffeigenschaften und geometrischen Abmessungen abgedeckt werden können.

$$\begin{aligned}
 a_{erf,k} - a_{dev} &= \tag{6.14} \\
 &= \frac{(\gamma_R \cdot R_{a,k}^{-1})^2 \cdot c_{s,k}}{2 \cdot \gamma_v \cdot v_{a,k}} \cdot \left[ W \left( -\exp \left( \frac{2 \cdot t \cdot (\gamma_v \cdot v_{a,k})^2}{c_{s,k} \cdot (\gamma_R \cdot R_{a,k}^{-1})^2} - 1 \right) \right) + 1 \right] + t \cdot \gamma_v \cdot v_{a,k}
 \end{aligned}$$

Da in Kapitel 6.4.2 auch Bemessungssituationen definiert sind, bei denen die Abtragsgeschwindigkeit null ist, ist nachfolgend die Bemessungsgleichung für den Fall  $v_a = 0$  dargestellt. Diese resultiert aus der vollprobabilistischen Bemessungsgleichung 6.9.

$$a_{erf,k} - a_{dev} = \gamma_R \cdot R_{a,k}^{-1} \cdot \sqrt{c_{s,k} \cdot t} \tag{6.15}$$

#### 6.4.4 Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte und Verifizierung des Zuverlässigkeitsniveaus

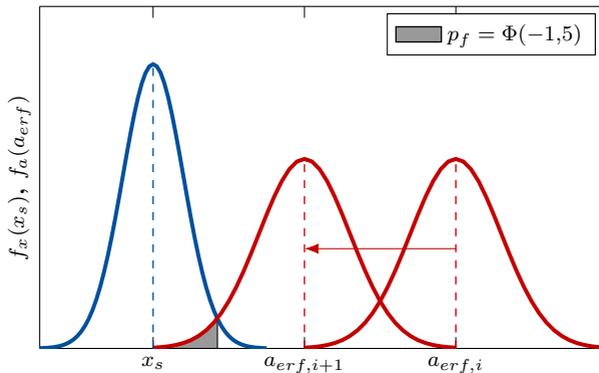
Zur Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten stehen unterschiedliche Methoden zur Verfügung, wobei in *DIN EN 1990:2010-12* folgende Methoden aufgeführt werden:

- Kalibrierung anhand historischer und empirischer Methoden
- Kalibrierung anhand Zuverlässigkeitsmethoden 1. Ordnung (FORM)
- Kalibrierung anhand vollständiger probabilistischer Methoden

In dieser Arbeit wird eine vollprobabilistische Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte vorgenommen, da diese Methode nach FISCHER (2010) im Vergleich zu Zuverlässigkeitsmethoden 1. Ordnung eine genauere Erfassung von Randbedingungen ermöglicht.

Für die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte werden in einem ersten Schritt die in Kapitel 6.4.2 festgelegten Bemessungssituationen vollprobabilistisch bemessen. Zur Berechnung wurde die Monte-Carlo-Methode verwendet ( $10^6$  Simulationsläufe). In den Berechnungen wurde das erforderliche Mindestmaß zur Kompensation der Schädigung  $a_{erf}$  so eingestellt, dass die resultierenden Zuverlässigkeitsindizes  $\beta$  gleich bzw. größer als der Zielwert der Zuverlässigkeit  $\beta_0$  sind. Dafür wurde für jede Bemessungssituation der Wert  $a_{erf}$  schrittweise (Schrittweite:  $0,5\text{mm}$ ) variiert, bis der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  einen Wert  $\geq 1,5$  angenommen hat. Dieses Vorgehen ist qualitativ in Bild 6.8 dargestellt. Die so für die einzelnen Bemessungssituationen

ermittelten Werte  $a_{erf}$  und  $\beta$  können Anhang C entnommen werden.



**Bild 6.8:** Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte - Anpassung von  $a_{erf}$  an die Zielzuverlässigkeit  $\beta_0$

Die eigentliche Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_v$  und  $\gamma_R$  und des Vorhaltemaßes  $a_{dev}$  erfolgt in einem zweiten Schritt, indem die einzelnen Bemessungssituationen unter Berücksichtigung der in Schritt 1 ermittelten Werte für  $a_{erf}$  semiprobabilistisch bemessen werden. Dabei sind die Teilsicherheitsbeiwerte und das Vorhaltemaß so zu wählen, dass die semiprobabilistischen Bemessungsgleichungen 6.14 und 6.15 eingehalten werden und somit folgende Bedingung erfüllt wird:

$$a_{erf,d} - x_{s,d} = 0 \tag{6.16}$$

mit

$a_{erf,d}$  Bemessungswert des erforderlichen Mindestmaßes zur Kompensation der Schädigung

$x_{s,d}$  Bemessungswert der Schädigungstiefe (rechte Seite von Gl. 6.14 bzw. Gl. 6.14)

Da die Sensitivität der einzelnen Bemessungsvariablen von der jeweiligen Bemessungssituation abhängig ist, kann Gleichung 6.16 nicht für jede betrachtete Bemessungssituation gleichermaßen erfüllt werden. Deshalb ist eine geeignete Kombination von Teilsicherheitsbeiwerten zu finden, die Gleichung 6.16 für alle betrachteten Bemessungssituationen annähernd einhalten. Darüber hinaus ist es für eine wirtschaftliche Bemessung erforderlich, das resultierende Zuverlässigkeitsspektrum möglichst eng zu begrenzen. Die Gesamtabweichung von der Zielzuverlässigkeit sollte möglichst gering sein. Demnach sollte folgendes Kriterium

erfüllt werden:

$$\min \sum_{i=1}^n |\beta_i - \beta_0| \tag{6.17}$$

mit

- $i$  betrachtete Bemessungssituation
- $n$  Anzahl der Bemessungssituationen
- $\beta_i$  Zuverlässigkeit der Bemessungssituation  $i$  für die gewählten Teilsicherheitsbeiwerte
- $\beta_0$  Zielzuverlässigkeit

Zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte wurden zunächst die Bemessungssituationen III.1, III.3, III.5, III.7, III.9 und III.11 betrachtet, da in diesen die Abtragsgeschwindigkeit null ist. Folglich enthält die Bemessungsgleichung (vgl. Gl. 6.15) nur den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  und das Vorhaltemaß  $a_{dev}$ . Durch die schrittweise Variation des Vorhaltemaßes  $a_{dev}$  wurden erforderliche Werte für  $\gamma_R$  ermittelt, sodass Gleichung 6.16 für die sechs betrachteten Bemessungsfälle im Mittel erfüllt ist. Die daraus resultierenden möglichen Kombinationen für  $a_{dev}$  und  $\gamma_R$  können Tabelle 6.5 entnommen werden.

**Tabelle 6.5:** Betrachtete Kombinationen von Teilsicherheitsbeiwerten

Komb.	$a_{dev}$	$\gamma_R$	$\gamma_v$	$\beta_{min}$	$\beta_{max}$	$\sum  \beta_i - \beta_0 $
1a	10	1.00	1,15	1,36	1,65	3,17
1b			1,20	1,50	1,72	4,89
2a	9	1.25	1,20	1,43	1,70	3,18
2b			1,25	1,56	1,78	5,33
3a	8	1.50	1,25	1,46	1,83	3,80
3b			1,30	1,50	1,91	6,01
4a	7	1.75	1,35	1,43	2,12	7,62
4b			1,45	1,50	2,25	11,48
5a	6	2.00	1,50	1,42	2,22	11,90
5b			1,65	1,51	2,66	18,62

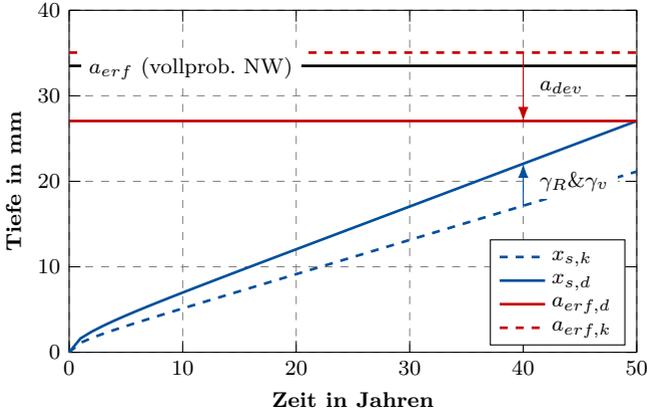
In einem weiteren Schritt wurden mithilfe von Gleichung 6.14 die restlichen Bemessungssituationen betrachtet, wobei unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_v$  berücksichtigt wurden. Für die daraus resultierenden Kombinationen an Teilsicherheitsbeiwerten wurde das sich ergebende Zuverlässigkeitsspektrum berechnet sowie die Gesamtabweichung von der Zielzuverlässigkeit. Diese Werte sind in Tabelle 6.5 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass das Zuverlässigkeitsspektrum mit einem sinkenden Vorhaltemaß  $a_{dev}$  und steigendem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  zunimmt. Da das Zuverlässigkeitsspektrum auch mit einem steigenden Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_v$  tendenziell zunimmt, wurden neben Werten für  $\gamma_v$ , die für alle betrachteten Bemessungssituationen die Mindestzuverlässigkeit einhalten, auch Werte für  $\gamma_v$  berücksichtigt, die das geforderte Zuverlässigkeitsniveau unterschreiten (Kombinationen a in Tab. 6.5).

Um eine möglichst wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen, wurde bei der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte ein Kompromiss zwischen eng begrenztem Zuverlässigkeitsspektrum und Einhaltung der Mindestzuverlässigkeit gewählt. Da Kombination 3a die Zielzuverlässigkeit lediglich bei Bezugszeiträumen von 25 Jahren unterschreitet und ein begrenztes Zuverlässigkeitsspektrum besitzt, wurde diese Kombination als die am besten geeignete identifiziert. Somit ergeben sich für das erforderliche Mindestmaß zur Kompensation der Schädigung  $a_{erf}$ , den inversen Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  und die Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  folgendes Vorhaltemaß und Teilsicherheitsbeiwerte:

- $a_{dev} = 8 \text{ mm}$
- $\gamma_R = 1,5$
- $\gamma_v = 1,25$

Das sich mit diesen Teilsicherheitsbeiwerten ergebende Zuverlässigkeitsspektrum liegt für Nutzungsdauern von 50 Jahren in einem Bereich von  $1,50 < \beta < 1,83$ . Für Nutzungsdauern von 25 Jahren liegt dieses in einem Bereich von  $1,46 < \beta < 1,81$ .

Zur Verdeutlichung des aus den Teilsicherheitsbeiwerten resultierenden Zuverlässigkeitsniveaus ist in Bild 6.9 exemplarisch die Bemessungssituation I.9 dargestellt. Aus der Darstellung wird ersichtlich, wie die Teilsicherheitsbeiwerte die charakteristischen Werte erhöhen und das Vorhaltemaß den charakteristischen Wert abmindert. Mithilfe der semiprobabilistischen Bemessung wird bei dieser Bemessungssituation zur Einhaltung des Grenzstandes ein Mindestmaß  $a_{erf}$  von  $35 \text{ mm}$  erforderlich. Dieser Wert liegt etwas über dem mit der vollprobabilistischen Bemessung ermittelten Wert von  $33,5 \text{ mm}$ . Dies steht im Einklang mit den für diese Bemessungssituation ermittelten Zuverlässigkeitsniveaus, das bei  $1,68$  liegt.



**Bild 6.9:** Semiprobabilistische Betrachtung der Bemessungssituation I.9

Der Anwendungsbereich der in diesem Kapitel festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich aus den Grenzen der betrachteten Bemessungssituationen. Demnach können die Teilsicherheitsbeiwerte

- in einem Konzentrationsbereich von  $10^{-4,0} \leq c_s \leq 10^{-5,0} \text{ mol/l}$
- für Abtragungsgeschwindigkeiten  $v_a \leq 0,7 \text{ mm/a}$
- für inverse Materialwiderstände  $R_a^{-1} \leq 12,5 \text{ mm}/(d \cdot \text{mol/l})^{0,5}$
- für erforderliche Mindestmaße  $a_{erf} \leq 50 \text{ mm}$
- für Nutzungsdauern  $t \leq 50 \text{ Jahre}$

verwendet werden, bei einem gegebenen Zuverlässigkeitsniveau  $\beta_0$  von 1,5. Weiterhin sind die Annahmen, die der Festlegung der Bemessungsvariablen zugrunde liegen (vgl. Kap. 6.3.2), zu beachten.

## 6.5 Vereinfachter Nachweis mit Bemessungsnomogrammen

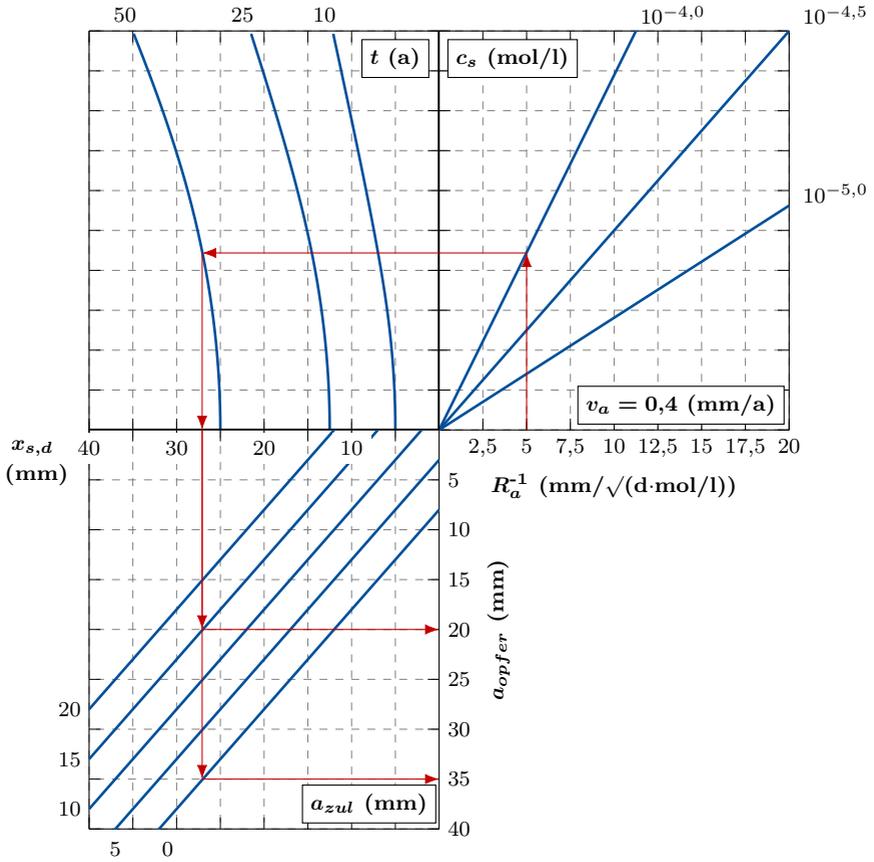
Da in der semiprobabilistischen Bemessungsgleichung 6.14 die *Lambert'sche W-Funktion* enthalten ist, die nur mit einer Reihenentwicklung approximiert werden kann, ist eine händische Lösung des semiprobabilistischen Bemessungsproblems quasi nicht möglich. Daher werden in diesem Kapitel aus dem semiprobabilistischen Nachweisverfahren Bemessungsnomogramme entwickelt, die einen vereinfachten Nachweis der Dauerhaftigkeit ermöglichen. Dadurch soll dem Planer ein leicht handhabbares Instrument zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile zur Verfügung gestellt werden.

Bei Nomogrammen handelt es sich um geometrische Darstellungen, die funktionale Abhängigkeiten zwischen mehreren veränderlichen Größen darstellen. Die Anwen-

dung von Nomogrammen im Bauwesen ist nach SCHWITZKE et al. (2010) trotz der Verfügbarkeit von leistungsstarken Rechentechniken noch weit verbreitet, da sie eine Überprüfung von programmgesteuerten Berechnungen ermöglichen sowie eine rasche Vorbemessung. Als Beispiel kann im Bereich der Tragwerksbemessung z. B. das M-N-Interaktionsdiagramm zur Stützenbemessung genannt werden. Im Bereich der Dauerhaftigkeitsbemessung wurden bereits Bemessungsnomogramme für die Expositionsklasse XC (vgl. GREVE-DIERFELD (2015)) und die Expositions-klassen XS/XD (vgl. RAHIMI (2016)) entwickelt.

Die Erstellung von Bemessungsnomogrammen erfordert, dass die betrachtete mathematische Gleichung in mehrere Teilfunktionen zerlegt wird, sodass die entstehenden Teilfunktionen eine der im Nomogramm berücksichtigten Variablen enthält und die Multiplikation der Teilfunktionen wieder die ursprüngliche mathematische Gleichung ergibt (RAHIMI, 2016). Da die Abtragsgeschwindigkeit einerseits in die *Lambert'sche W-Funktion* einfließt und andererseits in einem separaten Term enthalten ist, ist eine derartige Zerlegung nicht ohne Weiteres möglich. Daher wurden mehrere Bemessungsnomogramme für unterschiedliche Abtragsgeschwindigkeiten erstellt. Diese sind im Anhang D dargestellt.

In Bild 6.10 ist exemplarisch das Bemessungsnomogramm für eine Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  von  $0,4 \text{ mm/a}$  Jahr dargestellt. Es wird ersichtlich, dass ausgehend von einem gegebenen Materialwiderstand, einer gegebenen Konzentration und eines betrachteten Nutzungszeitraums zunächst auf die Schädigungstiefe (Bemessungswert  $x_{s,d}$ ) geschlossen werden kann. Unter Berücksichtigung der zulässigen Schädigungstiefe  $a_{zul}$  kann dann die erforderliche Dicke der zu dimensionierenden Opferbetonschicht ermittelt werden. Mithilfe der roten Pfeile ist exemplarisch die Bemessung für die Bemessungssituation I.9 (vgl. auch Bild 6.9) verdeutlicht. Es wird ersichtlich, dass die gegebenen Parameter zu einer Schädigungstiefe  $x_{s,d}$  von  $27 \text{ mm}$  führen. Unter der Annahme einer zulässigen Schädigungstiefe von  $15 \text{ mm}$  wird eine Opferbetonschicht von  $20 \text{ mm}$  erforderlich. Soll das Mindestmaß zur Kompensation der Schädigung  $a_{erf}$  mithilfe des Bemessungsnomogramms ermittelt werden, ist  $a_{zul}$  mit null anzunehmen. Aus Bild 6.10 geht hervor, dass sich für die betrachtete Bemessungssituation ein Mindestmaß  $a_{erf}$  von  $35 \text{ mm}$  ergibt. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit der semiprobabilistischen Bemessung in Kapitel 6.4.4.



**Bild 6.10:** Vereinfachter Nachweis der Bemessungssituation I.9 mit dem Bemessungsnomogramm für eine Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  von  $0,4 \text{ mm/a}$

## **6.6 Zusammenfassung**

Um nachweisen zu können, dass die beim chemischen Angriff ablaufenden baustofflichen Schädigungsprozesse und die damit verbundene Degradation des Materialwiderstands keine nachteiligen Auswirkungen auf Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit besitzen, wurde in diesem Kapitel ein bauteilbezogenes Nachweiskonzept entwickelt.

Da das Konzept auf einer zuverlässigkeitsbasierten Grenzzustandsbetrachtung basiert, wurde zunächst der für den lösenden Betonangriff maßgebende Grenzzustand definiert. Dieser stellt einer zulässigen Schädigungstiefe eine zeitveränderliche Schädigungstiefe gegenüber, wobei letztere mithilfe des in Kapitel 4 entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells ermittelt werden kann. In einem weiteren Schritt wurde unter der Annahme, dass es sich bei dem betrachteten Grenzzustand um einen Gebrauchstauglichkeitszustand handelt, eine grenzzustandsbezogene Zielzuverlässigkeit festgelegt.

Für die Bemessung bzw. den Nachweis, dass der definierte Grenzzustand eingehalten wird, wurde zunächst ein vollprobabilistisches Nachweisverfahren entwickelt. Unter der Berücksichtigung von festgelegten Bemessungsvariablen ermöglicht dieses die Ermittlung einer grenzzustandsbezogenen Zuverlässigkeit. Für den Nachweis der Dauerhaftigkeit muss diese größer als die festgelegte Zielzuverlässigkeit sein.

Da das derzeit gängige Sicherheitskonzept im Bauwesen auf der Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten beruht, wurde aufbauend auf dem vollprobabilistischen Nachweisverfahren ein semiprobabilistisches Nachweisverfahren entwickelt. Um darüber hinaus ein leicht handhabbares Instrument zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile zur Verfügung zu stellen, wurden aus dem semiprobabilistischen Nachweisverfahren Bemessungsmonogramme abgeleitet. Diese ermöglichen eine händische Lösung des betrachteten Bemessungsproblems.

## Kapitel 7

# Anwendung und Diskussion des performance-basierten Konzepts

---

*Nachdem das performance-basierte Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile in den vorherigen Kapiteln entwickelt wurde, soll in diesem Kapitel die Funktionsfähigkeit des Konzepts nachgewiesen werden. Dies erfolgt mithilfe von zwei Anwendungsbeispielen, die auch das Vorgehen bei der Dauerhaftigkeitsbemessung verdeutlichen. Weiterhin werden die Anwendungsmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen des entwickelten Konzepts diskutiert sowie die praktische Relevanz der gewonnenen Ergebnisse aufgezeigt.*

---

### 7.1 Allgemeines

Die in den vorherigen Kapiteln entwickelten Elemente *Prüfkonzept*, *Schädigungsmodell* und *Nachweiskonzept* ergeben zusammen das performance-basierte Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile.

Für eine Bemessung der Dauerhaftigkeit ist es zunächst erforderlich, dass die Betonleistungsfähigkeit auf Baustoffebene (Materialwiderstand) mithilfe des *Prüfkonzepts* ermittelt wird. Da der Nachweis der Leistungsfähigkeit auf Bauteilebene erfolgt, ist die zeitabhängige Entwicklung der Bauteilschädigung mithilfe des *Schädigungsmodells* zu prognostizieren. Dabei ist als Parameter der mithilfe des *Prüfkonzepts* ermittelte inverse Materialwiderstand zu berücksichtigen. Die eigentliche Bemessung erfolgt mithilfe des *Nachweiskonzepts* durch eine zuverlässigkeitsbasierte Grenzzustandsbetrachtung. Diese stellt einer zulässigen Schädigung die mithilfe des *Schädigungsmodells* prognostizierte Schädigung gegenüber. Das *Schädigungsmodell* stellt somit die Schnittstelle zwischen Baustoff- und Bauteilebene dar und verknüpft die Elemente *Prüfkonzept* und *Nachweiskonzept*. Innerhalb des *Nachweiskonzepts* können unterschiedliche Nachweisverfahren gewählt werden, wobei folgenden Formate zur Verfügung stehen:

- Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung
- Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung
- Vereinfachte Dauerhaftigkeitsbemessung mit Bemessungsnomogrammen

Um die Funktionsfähigkeit des entwickelten performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile nachzuweisen und das Vorgehen bei der Bemessung zu verdeutlichen, werden in Kapitel 7.2 zwei Anwendungsbeispiele dargestellt.

Unter Berücksichtigung dieser Anwendungsbeispiele werden in Kapitel 7.3 die Anwendungsmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen des entwickelten performance-basierten Konzepts diskutiert. Weiterhin wird anhand der aufgezeigten Anwendungsgrenzen weiterer Forschungsbedarf identifiziert.

Da die Motivation für die Entwicklung des performance-basierten Konzepts auch aus der derzeitigen unzufriedenstellenden Normensituation im Bereich chemisch beanspruchter Betonbauteile resultiert, soll in Kapitel 7.4 die praktische Relevanz der Ergebnisse verdeutlicht werden, indem aufgezeigt wird, in welchen einzelnen Bereichen des betrachteten Normenwerks die gewonnenen Ergebnisse dienlich sein können.

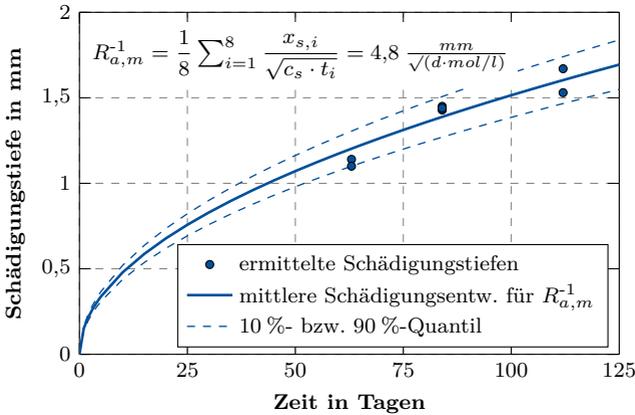
## 7.2 Darstellung des performance-basierten Konzepts mit Anwendungsbeispielen

### 7.2.1 Vereinfachter Nachweis der Dauerhaftigkeit mit Bemessungsnomogrammen

Dieses Anwendungsbeispiel betrachtet ein Stahlbetonbauteil, das aufgrund der zu erwartenden Einwirkung (anorganische Säure mit  $\text{pH} \geq 4,0$ ) in die Expositionsklasse XA3 einzustufen ist. Durch die Verwendung eines Betons mit erhöhtem Säurewiderstand soll auf die normativ geforderten Schutzmaßnahmen verzichtet werden.

Da die vorherrschenden Angriffs- und Randbedingungen den der Expositionsklasse XA in *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* zugrunde gelegten Annahmen entsprechen, kann die Bemessung der Dauerhaftigkeit mithilfe des entwickelten performance-basierten Konzepts erfolgen.

Zur Ermittlung des Materialwiderstands wurden Säureuntersuchungen unter Berücksichtigung des entwickelten Prüfkonzepts durchgeführt. Die Schädigungstiefen wurden mikroskopisch an insgesamt acht Probekörpern zu drei unterschiedlichen Zeitpunkten ermittelt. Aus den Schädigungstiefen wurde mithilfe von Gleichung 4.2 ein mittlerer inverser Materialwiderstand  $R_{a,m}^1$  von  $4,8 \text{ mm}/(d \cdot \text{mol}/l)^{0,5}$  bestimmt (vgl. Bild 7.1). Der Variationskoeffizient der Messwerte ist mit 5% deutlich geringer als der in Kapitel 6.3.2.3 festgelegte Variationskoeffizient von 20%. Da auch die geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren sowie die angenommene Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  von  $0,4 \text{ mm}/a$  innerhalb des Gültigkeitsbereichs des entwickelten semiprobabilistischen Nachweiskonzepts liegen, kann die Dauerhaftigkeit vereinfacht mithilfe des Bemessungsnomogramms für die Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  von  $0,4 \text{ mm}/a$  nachgewiesen werden.

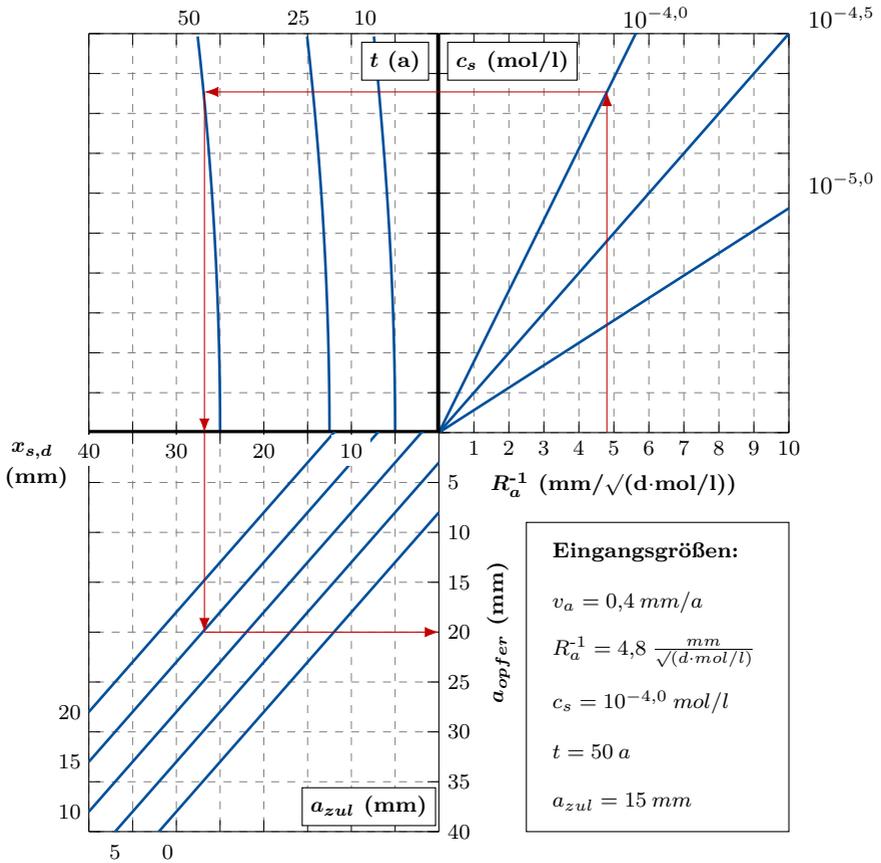


**Bild 7.1:** Bestimmung des mittleren inversen Materialwiderstands  $R_{a,m}^{-1}$  anhand von in Säureuntersuchungen ermittelten Schädigungstiefen (schwefelsaures Prüfmedium mit  $c_s = 10^{-3,0}$ )

Das Vorgehen bei der Nachweisführung ist in Bild 7.2 veranschaulicht. Ausgehend von dem ermittelten inversen Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  kann unter Berücksichtigung der zu erwartenden Konzentration  $c_s$  und der geplanten Nutzungsdauer  $t$  der Bemessungswert der Schädigungstiefe  $x_{s,d}$  ermittelt werden. Die Konzentration  $c_s$  kann bei anorganischen Säuren aus dem pH-Wert abgeleitet werden (vgl. Gl. 5.4) und führt bei der betrachteten Nutzungsdauer von 50 Jahren zu einem Bemessungswert der Schädigungstiefe von 27 mm. In einem weiteren Schritt kann unter Berücksichtigung der zulässigen Schädigungstiefe  $a_{zul}$ , die auf 15 mm festgelegt wurde (vgl. Kap. 6.3.2.1), auf die Dicke der zur dimensionierenden Opferbetonschicht  $a_{opfer}$  geschlossen werden. Diese ist erforderlich, um die den Bemessungsnomogrammen zugrunde gelegte Zielzuverlässigkeit  $\beta_0$  von 1,5 einzuhalten. Bei dem betrachteten Beispiel wird eine zusätzliche Schichtdicke von 20 mm erforderlich.

Zusammenfassend kann geschlussfolgert werden, dass für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des exemplarisch betrachteten Stahlbetonbauteils neben der Verwendung eines Betons mit erhöhtem Säurewiderstand auch eine zusätzliche Opferbetonschicht von 20 mm vorzusehen ist.

Bei einer vollprobabilistischen Bemessung des betrachteten Anwendungsbeispiels würde zur Einhaltung einer Zielzuverlässigkeit  $\beta_0$  von 1,5 eine Opferbetonschicht von 18,5 mm erforderlich werden. Somit ist die mithilfe des Bemessungsnomogramms ermittelte Dicke der Opferbetonschicht nur geringfügig größer.



**Bild 7.2:** Vereinfachter Nachweis der Dauerhaftigkeit mit dem Bemessungsnomogramm für eine Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$  von  $0,4 \text{ mm/a}$

### 7.2.2 Vollprobabilistischer Nachweis der Dauerhaftigkeit

Dieses Anwendungsbeispiel betrachtet ein Stahlbetonbauteil, das aufgrund der zu erwartenden Einwirkung (anorganische Säure mit  $\text{pH} \geq 4,5$ ) in die Expositionsklasse XA2 einzustufen ist. Da die vorgesehene Nutzungsdauer mit 75 Jahren größer ist als die dem deskriptiven Nachweiskonzept zugrunde liegende Nutzungsdauer von 50 Jahren, kann der Nachweis der Dauerhaftigkeit nicht deskriptiv erfolgen. Daher soll mithilfe einer vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsbemessung geprüft werden, ob durch eine zusätzliche Opferbetonschicht von 20 mm die vorgesehene Nutzungsdauer von 75 Jahren mit einer ausreichenden Zuverlässigkeit ( $\beta_0 = 1,5$ ) erreicht werden kann.

Da die vorherrschenden Angriffs- und Randbedingungen den der Expositionsklasse XA in *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* zugrunde gelegten Annahmen entsprechen, kann die Bemessung der Dauerhaftigkeit mithilfe des entwickelten performance-basierten Konzepts erfolgen.

Für den inversen Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  des einzusetzenden Betons wird exemplarisch ein Wert von  $6,0 \text{ mm}/(d \cdot \text{mol}/l)^{0,5}$  angenommen. Die Abtragsgeschwindigkeit wird unter Berücksichtigung der Säurekonzentration der einwirkenden anorganischen Säuren ( $c_s \geq 10^{-4,5}$ ) und unter der Annahme eines vergleichsweise widerstandsfähigen Betons mit  $0,3 \text{ mm}/a$  abgeschätzt (vgl. Kap. 6.3.2.4). Die zulässige Schädigungstiefe  $a_{zul}$  wird auf Grundlage der Ausführungen in Kapitel 6.3.2.1 auf 15 mm festgelegt. Die Streuungen der Größen werden basierend auf den Empfehlungen in Kapitel 6.3.2 gewählt.

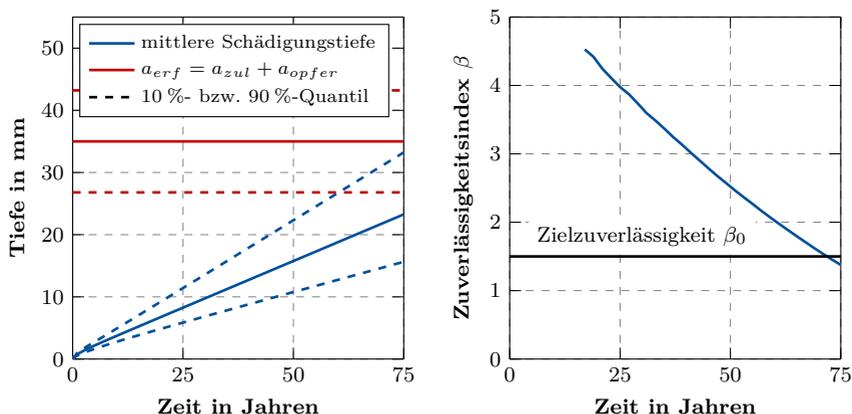
Eine zusammenfassende Darstellung der einzelnen Eingangsgrößen für die vollprobabilistische Bemessung liefert Tabelle 7.1.

**Tabelle 7.1:** Berücksichtigte Eingangsgrößen in der vollprobabilistischen Bemessung

Parameter	Einheit	Verteilung	$\mu$	$\sigma$
$a_{zul}$	mm	ND	15,0	6,4
$a_{opfer}$	mm	det.	20,0	-
$R_a^{-1}$	$\frac{\text{mm}}{(d \cdot \text{mol}/l)^{0,5}}$	ND	6,0	$0,20 \cdot 6,0$
$c_s$	mol/l	det.	$10^{-4,5}$	-
$v_a$	mm/a	LN	0,3	$0,25 \cdot 0,3$
$t$	a	konstant	75	-

Unter Berücksichtigung der in Tabelle 7.1 aufgeführten Größen und mithilfe der in Kapitel 6.3 entwickelten vollprobabilistischen Bemessungsgleichung (Gl. 6.8) kann die Wahrscheinlichkeit berechnet werden, mit der die Schädigungstiefe das erforderliche Mindestmaß zur Kompensation der Schädigung ( $a_{zul} + a_{opfer}$ ) überschreitet. Für diese Berechnung wurde die Monte-Carlo-Simulation gewählt ( $10^6$  Simulationen).

Zur besseren Verdeutlichung ist in Bild 7.3 (links) die Entwicklung der Schädigungstiefe dem erforderlichen Mindestmaß gegenübergestellt. Es wird ersichtlich, dass die zu erwartende mittlere Schädigungstiefe nach 50 Jahren ca. 24 mm beträgt. Die Wahrscheinlichkeit, dass der betrachtete Grenzzustand ( $g(X) = a_{zul}(X) - x_s(X,t) \leq 0$ ) überschritten wird, liegt nach 75 Jahren bei 8,4 %. Daraus resultiert unter der Annahme eines normalverteilten Grenzzustands ein Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  von 1,38. Dies geht auch aus Bild 7.3 (rechts) hervor, indem die zeitliche Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex dargestellt ist. Es wird ersichtlich, dass die geforderte Zielzuverlässigkeit von 1,5 leicht unterschritten wird, wobei der sich für 75 Jahre ergebende Wert von 1,38 noch einem für Gebrauchstauglichkeitsnachweise vertretbaren Zuverlässigkeitsniveau entspricht.



**Bild 7.3:** Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung (links: Gegenüberstellung von zeitabhängiger Schädigungstiefe und erforderlichem Mindestmaß  $a_{erf}$ ; rechts: zeitabhängige Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ )

### 7.3 Diskussion von Anwendungsmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen

Das in dieser Arbeit entwickelte performance-basierte Konzept bietet im Vergleich zum derzeit gängigen deskriptiven Nachweisformat die Möglichkeit, die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile quantitativ zu bemessen. Für die Bemessung wurden unterschiedliche Nachweisformate entwickelt, wobei sich die Eignung der einzelnen Formate im Wesentlichen aus den zu berücksichtigenden Bemessungskriterien (vorgesehene Nutzungsdauer, erforderliche Zielzuverlässigkeit) ergibt.

Aus den in Kapitel 7.2 dargestellten Anwendungsbeispielen wird ersichtlich, dass das vereinfachte Nachweisformat mithilfe von Bemessungsnomogrammen sowie das korrespondierende semiprobabilistische Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten angewendet werden kann, wenn die vorgesehene Nutzungsdauer kleiner/gleich 50 Jahre ist und eine Zielzuverlässigkeit  $\beta_0$  von 1,5 gefordert wird. Weiterhin sollte der chemische Angriffsgrad in einem Bereich von  $10^{-4,0} \leq c_s \leq 10^{-5,0} \text{ mol/l}$  liegen, wodurch annähernd die Expositionsclassen XA2 und XA3 abgedeckt werden.

Sollen davon abweichende Vorgaben berücksichtigt werden, ist für die Bemessung der Dauerhaftigkeit das vollprobabilistische Nachweisverfahren zu wählen. Die abweichenden Bedingungen betreffen neben der vorgesehenen Nutzungsdauer, die im vollprobabilistischen Nachweisverfahren frei gewählt werden kann (vgl. Kap. 7.2.2), sowohl das einzuhaltende Zuverlässigkeitsniveau als auch den zu berücksichtigenden chemischen Angriffsgrad.

Durch die quantitative Betrachtung des Materialwiderstands und der erforderlichen Querschnittsabmessungen ist es mithilfe des performance-basierten Konzepts auch möglich, von den derzeitigen deskriptiven normativen Vorgaben auf der Widerstandsseite abzuweichen. Dadurch bietet das Konzept die Möglichkeit, unterschiedliche Strategien zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit, z. B. die Verwendung von Betonen mit erhöhtem Säurewiderstand oder die Dimensionierung von Opferbetonschichten sowie deren Kombination, quantitativ zu betrachten, vergleichend zu bewerten und begründet auszuwählen (vgl. hierzu auch GERLACH & LOHAUS (2014)). Dadurch entsteht für Bauherren und Investoren letztendlich auch die Möglichkeit, ökonomische Betrachtungen im Rahmen des Entscheidungsprozesses zu berücksichtigen.

Neben den bisher dargestellten Anwendungsmöglichkeiten im Bereich von neu zu errichtenden Bauwerken kann das performance-basierte Konzept auch für bestehende Bauwerke angewendet werden. Das Konzept bietet einerseits die Möglichkeit, Restnutzungsdauern von chemisch beanspruchten Bauteilen bzw. Bauwerken abzuschätzen. Andererseits können im Bereich der Instandhaltung unterschiedliche Instandsetzungsmaßnahmen vergleichend betrachtet und bemessen werden.

Beispielsweise könnten mithilfe des performance-basierten Konzepts erforderliche Schichtdicken von Betonersatzsystemen abgeschätzt werden.

Eine weitere Möglichkeit, die sich aus dem entwickelten performance-basierten Konzept ergibt, ist eine „integrale Betrachtung“ der Dauerhaftigkeit, bei der die am Ende der Nutzungsdauer zu erwartende Schädigungstiefe in die Tragwerksbemessung einfließt. Dabei ist in Abhängigkeit des gewählten Nachweisformats der Bemessungswert der Schädigungstiefe  $x_{s,d}$  bzw. die sich ergebende Zufallsvariable zu berücksichtigen. Eine derartige Nachweisführung könnte insbesondere für Tragwerke interessant sein, bei denen reduzierte Querschnittsabmessungen einen maßgeblichen Einfluss auf die Tragsicherheit besitzen. Exemplarisch kann hier die Beulsicherheit von Kühlturmschalen genannt werden, die nach ZERNA et al. (1980) durch eine Reduzierung der Schalenwanddicke rapide abnimmt.

Da die Entwicklung des performance-basierten Konzepts auf der Basis der in *DIN EN 206-1:2001-07 / DIN 1045-2:2008-08* und *DIN 4030-1:2008-06* der Expositionsklasse XA zugrunde gelegten Annahmen erfolgte (vgl. Kap. 2.4), ist bei der Anwendung des performance-basierten Konzepts darauf zu achten, dass deren Gültigkeit gegeben ist. Dies betrifft insbesondere folgende Annahmen:

- das einwirkende Wasser liegt in einem Temperaturbereich von 5 °C und 25 °C
- das einwirkende Wasser ist stehend oder schwach fließend
- das einwirkende Wasser wirkt unmittelbar auf den Beton
- die angreifende Wirkung des einwirkenden Wassers wird nicht durch die Reaktion mit dem Beton vermindert
- die Betonoberfläche wird nicht abrasiv beansprucht

Weichen die in der Praxis vorherrschenden Angriffs- und Randbedingungen von diesen Annahmen ab, ist die Anwendbarkeit des performance-basierten Konzepts im Einzelfall zu prüfen. Dabei ist zu bewerten, ob durch die abweichenden Angriffs- und Randbedingungen die Kinetik des Korrosionsprozesses maßgeblich verändert wird.

Eine Berücksichtigung von fließendem Wasser und abrasiven Beanspruchungen erscheint mithilfe des entwickelten performance-basierten Konzepts grundsätzlich möglich. Der aus diesen abweichenden Randbedingungen resultierende verstärkte Abtrag der geschädigten Betonrandzone kann mithilfe des Diffusions-Abtrags-Modells durch eine geeignete Wahl der Abtragungsgeschwindigkeit erfasst werden. Auch der Einfluss von erhöhten Temperaturen könnte durch die Ermittlung eines temperaturabhängigen Materialwiderstands möglich sein.

Eine Berücksichtigung von anderen abweichenden Randbedingungen, wie z. B. eine reaktionshemmende Sättigung des Angriffsmediums, wechselnde Feuchtigkeitsbedingungen oder die Wechselwirkung mit anderen Schädigungsprozessen, ist mit

dem entwickelten performance-basierten Konzept nicht ohne Weiteres möglich, da davon auszugehen ist, dass diese Randbedingungen die Kinetik des Korrosionsprozesses maßgeblich verändern. Für die Anwendung des performance-basierten Konzepts stellt die Gültigkeit der in Kapitel 2.1.3 dargestellten Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff eine zwingende Voraussetzung dar.

Weiterhin sind bei der Anwendung des Konzepts die in Kapitel 6.3.2 den der Festlegung der Bemessungsvariablen zugrunde gelegten Annahmen zu berücksichtigen. Für die Anwendung des semiprobabilistischen Nachweisverfahrens sowie für den vereinfachten Nachweis mit Bemessungsnomogrammen ist deren Gültigkeit eine zwingende Voraussetzung. Beim vollprobabilistischen Nachweisverfahren besteht die Möglichkeit, diese Annahmen bzw. die festgelegten Bemessungsvariablen entsprechend anzupassen.

Unabhängig davon sollten die zur Festlegung der Bemessungsvariablen getroffenen Annahmen in weiteren Forschungsarbeiten überprüft und weiter abgesichert werden. Dies betrifft insbesondere den inversen Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  und die Abtragsgeschwindigkeit  $v_a$ .

Bei der statistischen Beschreibung der Streuung des sich aus dem standardisierten Prüfkonzept ergebenden inversen Materialwiderstands musste auf die Streuung des Chloridmigrationskoeffizienten zurückgegriffen werden, da keine ausreichende Datengrundlage gegeben war. Zur Absicherung bzw. Anpassung dieser Annahme sollte u. a. ein Ringversuch durchgeführt werden, in dem das entwickelte Prüfkonzept validiert wird und die Vergleichs- und Wiederholpräzision der Prüfstreuung ermittelt werden, um somit abgesicherte Aussagen über die Streuung und Verteilung des Materialwiderstands treffen zu können.

Auch wenn das Phänomen des lösenden Abtrags der geschädigten Betonrandzone allgemein bekannt ist, wird dieser bei der Bemessung in der Regel nicht berücksichtigt. Dies kann u. a. auch mit fehlenden Forschungsarbeiten und mangelnden Erkenntnissen begründet werden, die eine quantitative Berücksichtigung des lösenden Abtrags bislang nur bedingt ermöglicht haben. In den bisherigen Forschungen zur Widerstandsfähigkeit von Beton gegenüber einem Angriff von Säuren lag der Fokus in der Regel auf dem Materialwiderstand. Aufgrund der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnis, dass der lösende Abtrag die Nutzungsdauer maßgeblich beeinflusst, erscheinen weitere Forschungsarbeiten zum lösenden Abtrag zwingend erforderlich. Neben der Widerstandsseite sollten diese auch die Einwirkungsseite berücksichtigen, um das entwickelte Diffusions-Abtrags-Modell validieren zu können und den Mechanismus des lösenden Abtrags (Abtragsgeschwindigkeit) besser beschreiben zu können.

Die begrenzte Datenbasis bei der Festlegung der Bemessungsvariablen zeigt auch, dass die Wahl eines physikalisch begründeten Ingenieurmodells, das den ablaufen-

den Schädigungsprozess auf die maßgebenden Mechanismen reduziert, zielführend war. Grundsätzlich ist die Wahl von komplexen wissenschaftlichen Modellen mit einer größeren Anzahl an Modellparametern verbunden. Da die zur Festlegung und statistischen Beschreibung der Modellparameter notwendigen Daten in vielen Fällen nicht in ausreichender Qualität und Menge vorliegen, wird die mit der Komplexität des Modells vermeintlich zunehmende Prognosequalität jedoch durch die zunehmende Parameterunsicherheit reduziert. Somit kann abschließend auch die eingangs erwähnte Beobachtung von BEUSHAUSEN et al. (2016), dass komplexe wissenschaftliche Modelle die Zuverlässigkeit von Dauerhaftigkeitsprognosen nicht wirklich verbessern, begründet werden. Die Wahl eines komplexeren Modells im Bereich der Dauerhaftigkeitsbemessung erscheint daher nur gerechtfertigt, wenn dieses zu einer genaueren bzw. sichereren Prognose führt und somit auch den Entwurf bzw. die Auslegung des Bauteils verändert.

## 7.4 Verdeutlichung der praktischen Relevanz der Ergebnisse

Die Motivation für die Entwicklung eines performance-basierten Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile resultierte zu einem großen Teil aus der derzeitigen Normensituation im Bereich der Expositionsklasse XA. Aufgrund der rasanten Entwicklungen im Bereich der Betontechnologie und Bautechnik fehlen abgesicherte Erfahrungswerte. Dadurch stößt das derzeitige, auf Erfahrungswerten beruhende deskriptive Nachweis-konzept bereits heute an seine Grenzen, es ist vor allem aber auch nicht mehr zukunftsfähig. Mit dem entwickelten performance-basierten Konzepts wurde ein alternatives Konzept zur Bemessung der Dauerhaftigkeit geschaffen, das die derzeitigen Grenzen überwinden kann. Daher soll nachfolgend aufgezeigt werden, für welche einzelnen Bereiche des betrachteten Normenwerks die gewonnenen Ergebnisse dienlich sein können, und dadurch die praktische Relevanz der Ergebnisse verdeutlicht werden.

Die praktische Relevanz des entwickelten **standardisierten Prüfkonzepts** ergibt sich insbesondere aus folgenden Punkten:

- **Begutachtungsverfahren im Bereich XA3 oder stärker**  
Mithilfe eines standardisierten Prüfkonzepts können insbesondere die derzeit notwendigen Begutachtungsverfahren, die einen Verzicht auf zusätzliche Schutzmaßnahmen im Bereich der Expositionsklasse XA3 oder stärker ermöglichen, transparenter und nachvollziehbarer gestaltet werden. Dadurch können Abhängigkeiten von Gutachtern reduziert und die Planungssicherheit erhöht werden.

- **Grundlage für die Ableitung deskriptiver Grenzwerte im Bereich der Expositionsklasse XA3**

Da Erfahrungen zeigen, dass es durchaus möglich ist, normgerechte Betone nach *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* herzustellen, die einem starken chemischen Angriff (XA3) auch ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen standhalten können, sollten deskriptive Regelungen für die Expositionsklasse XA3 ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen formuliert werden. Um diese Lücke im derzeitigen Normenwerk zu schließen, müssen Randbedingungen der Anwendbarkeit und Grenzwerte definiert werden. Die dafür erforderlichen Forschungsarbeiten erfordern u. a. ein standardisiertes Prüfverfahren bzw. Prüfkonzept, was durch diese Arbeit zur Verfügung gestellt wird.

- **Möglichkeit zur Verallgemeinerung von Erfahrungswerten**

Mithilfe des auf Prüfgrundsätzen basierenden Prüfkonzepts wird erstmals die Möglichkeit geschaffen, eine Vergleichbarkeit derzeit existierender Säureprüfverfahren herzustellen. Dadurch können Untersuchungsergebnisse in Bezug zueinander gesetzt werden und Erkenntnisse auf eine breitere Basis gestellt werden. Dies stellt letztendlich eine wesentliche Voraussetzung für die Verallgemeinerung von Erfahrungswerten dar.

Das entwickelte **Schädigungsmodell** könnte gegebenenfalls für die pränormativen internationalen Regelwerke *ISO 16204:2012-09* und *fib MC 2010* relevant sein. Bislang ermöglichen diese Regelwerke eine nutzungsdauerorientierte Dauerhaftigkeitsbemessung für die umgebungsbedingten Einwirkungen der Expositionsklassen XC sowie XD/XS. Im Bereich des lösenden Betonangriffs fehlen bislang entsprechende Konzepte, was mit der fehlenden Einigkeit hinsichtlich eines geeigneten Modells zur Beschreibung der Schädigung durch betonangreifende Säuren begründet wird. Da das entwickelte Diffusions-Abtrags-Modell das im *fib MC 2010* enthaltene Schädigungsmodell um den (lösenden) Abtrag der geschädigten Betonrandzone erweitert, können die beim lösenden Betonangriff ablaufenden Schädigungsmechanismen besser abgebildet werden und die Prognosequalität verbessert werden. Das entwickelte Schädigungsmodell könnte folglich auf eine breitere Akzeptanz als das bisherige Diffusionsmodell stoßen und somit die Grundlage für die Weiterentwicklung der internationalen Regelwerke im Bereich des lösenden Betonangriffs darstellen.

Die praktische Relevanz des entwickelten **performance-basierten Konzepts** ergibt sich insbesondere aus folgenden Punkten:

- **Leistungsbezogene Entwurfsverfahren zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit**

Nach *DIN EN 206-1:2001-07* besteht grundsätzlich die Möglichkeit, die Anforderungen an Beton in Abhängigkeit von Expositionsklassen aus leistungsbezogenen Entwurfsverfahren abzuleiten. Diese können auf baupraktischen Erfahrungen unter örtlichen Umgebungsbedingungen, anerkannten Prüfverfahren oder rechnerischen Prognosemodellen beruhen (vgl. Kap. 2.3). Das entwickelte performance-basierte Konzept kombiniert diese einzelnen Punkte, da neben dem Prüfkonzept zur Ermittlung des Materialwiderstands und dem Schädigungsmodell zur Beschreibung der Schädigungsentwicklung Erfahrungswerte zur statistischen Beschreibung der Bemessungsvariablen herangezogen werden. Mithilfe dieser Kombination kann die Betonleistungsfähigkeit unter der Berücksichtigung der zu erwartenden Einwirkung quantitativ nachgewiesen werden und somit die Dauerhaftigkeit sichergestellt werden. Durch diese quantitative Betrachtung wird die Transparenz bei der Bemessung bzw. dem Tragwerksentwurf gesteigert, was zu einer erhöhten Sicherheit für Planungsbüros und bauausführende Firmen führt.

- **Grundlage für das europäisch geplante Konzept der Widerstandsklassen**

Auf europäischer Ebene wird derzeit ein neues Dauerhaftigkeitskonzept erarbeitet, das auf der Kombination von sogenannten „Widerstandsklassen“ (Materialwiderstand) und Abmessungen (bisherig Betondeckung) basiert. Da das entwickelte performance-basierte Konzept genau diese beiden Aspekte berücksichtigt, könnte es eine mögliche Grundlage für das auf europäischer Ebene geplante Dauerhaftigkeitskonzept für die Expositionsklasse XA darstellen.

Darüber hinaus ist für die Einteilung von Betonen in Widerstandsklassen ein anerkanntes Prüfverfahren erforderlich, was die Relevanz des standardisierten Prüfkonzepts nochmals verdeutlicht.

# Kapitel 8

## Zusammenfassung und Ausblick

### 8.1 Zusammenfassung

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile und Betonbauwerke erfolgt nach dem derzeit gültigen Normenpaket deskriptiv. Auf der Basis von Erfahrungswerten und standardisierten Angriffs- und Randbedingungen werden für praxiserprobte Betone Mindestanforderungen an die Zusammensetzung, an die Herstellung, den Einbau und die Nachbehandlung definiert. Aufgrund der rasanten Entwicklungen im Bereich der Betontechnologie und Bautechnik fehlen jedoch zunehmend abgesicherte Erfahrungswerte. Somit ist die Grundlage des derzeitigen, auf Erfahrungswerten beruhenden deskriptiven Nachweiskonzepts bereits heute nicht mehr gegeben. Es ist vor allem aber auch nicht mehr zukunfts-fähig.

Aufgrund der Grenzen des deskriptiv-erfahrungsbasierten Konzepts gewinnen im Bereich der Dauerhaftigkeit von Beton performance-basierte Konzept zunehmend an Bedeutung. Diese beruhen auf einer Betrachtung der ablaufenden Schädigungsprozesse unter der Berücksichtigung der zu erwartenden Einwirkungen und Materialwiderstände. Dadurch wird eine quantitative Bemessung der Dauerhaftigkeit ermöglicht. Während für die Expositionsklassen XC sowie XD/XS in den vergangenen Jahrzehnten performance-basierte Konzepte entwickelt wurden, fehlen im Bereich des chemischen Betonangriffs bislang entsprechende Konzepte.

Ziel der Arbeit war es daher, ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile zu entwickeln. Dadurch soll die Möglichkeit geschaffen werden, die Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile quantitativ nachzuweisen, um somit die Grenzen des bisherigen deskriptiven Nachweiskonzepts zu überwinden. Da insbesondere im Bereich des lösenden Angriffs betontechnologische Weiterentwicklungen derzeit nur bedingt nutzbar sind, kommt dieser Form des chemischen Angriffs eine besondere bau-praktische Relevanz zu. Daher wurde der Fokus in dieser Arbeit ausschließlich auf den lösenden Betonangriff durch organische und anorganische Säuren gelegt.

Die Entwicklung des performance-basierten Konzepts erfolgte ausgehend von einer Betrachtung der beim chemischen Betonangriff ablaufenden Schädigungsprozesse und unter der Berücksichtigung von anerkannten Grundsätzen für die

Dauerhaftigkeitsbemessung von Betontragwerken. Daraus wurden grundlegende Anforderungen an das zu entwickelnde performance-basierte Konzept abgeleitet und ein methodischer Ansatz entwickelt. Dieser beruht auf einer zuverlässigkeits-basierten Grenzzustandsbetrachtung, der einer zulässigen Bauteilschädigung einer zeitveränderlichen Schädigung gegenüberstellt. Durch diese bauteilbezogene Nachweisführung können die Auswirkungen von baustofflichen Schädigungsprozessen auf makroskopische Eigenschaften und das Tragverhalten berücksichtigt werden. Diese Form der Nachweisführung erfordert experimentelle, mathematische und statistische Methoden, die in dem performance-basierten Konzept in den drei übergeordneten Elementen *Prüfkonzept*, *Schädigungsmodell* und *Nachweiskonzept* gebündelt werden. Im weiteren Verlauf der Arbeit wurden diese Elemente entwickelt.

Performance-basierte Konzepte erfordern u. a. die quantitative Erfassung und Beschreibung der Betonleistungsfähigkeit. Dies erfolgt mithilfe des **Prüfkonzepts**, das die experimentelle Bestimmung und Beschreibung der Betonleistungsfähigkeit bzw. des Materialwiderstands vorsieht.

Da für die experimentelle Bestimmung des Säurewiderstands von Beton bislang kein einheitliches oder normativ geregeltes Prüfverfahren existiert, unterscheiden sich die derzeit verfügbaren Verfahren hinsichtlich der gewählten Prüfbedingungen und Beurteilungskriterien. Abgesicherte Aussagen hinsichtlich der Leistungsfähigkeit von Betonen sind daher nur bedingt möglich. Da abgesicherte Kennwerte eine zwingende Voraussetzung für performance-basierte Konzepte darstellen, wurde ein standardisiertes Prüfkonzept entwickelt.

Der entwickelte Ansatz für das standardisierte Prüfkonzept zielt darauf ab, derzeit existierende Prüfverfahren durch Prüfgrundsätze (Anforderungen an Prüfparameter) zu vereinheitlichen. Der Ansatz beruht auf der Annahme, dass Säureprüfverfahren vergleich- und reproduzierbare Untersuchungsergebnisse liefern, wenn bei jeder Prüfung eine annähernd vergleichbare Einwirkung generiert wird und die Prüfbedingungen so gewählt werden, dass die Korrosionskinetik vergleichbar ist. Zur Ableitung der Prüfgrundsätze wurde der Einfluss ausgewählter Prüfparameter auf die beim Säureangriff ablaufenden Mechanismen genauer betrachtet. Dies erfolgte mithilfe von eigenen experimentellen Untersuchungen sowie mit in der Literatur dokumentierten Untersuchungsergebnissen. Diese Betrachtung verdeutlichte, dass die Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff durch die Interaktion zwischen einwirkender Säure und Beton maßgeblich beeinflusst wird. Um diesem Aspekt vor dem Hintergrund von vergleich- und reproduzierbaren Untersuchungsergebnissen Rechnung zu tragen, muss bei jeder Prüfung eine vom Widerstand (Beton) unabhängige Einwirkung generiert werden.

Aufbauend auf dieser Erkenntnis wurden einzuhaltende Anforderungen an Prüfparameter (Prüfgrundsätze) definiert. Diese stellen sicher, dass die in Säureprüfungen gewählten Angriffs- und Randbedingungen zu vergleichbaren Einwirkungen führen

und somit die Vergleich- und Reproduzierbarkeit von Untersuchungsergebnissen gewährleisten.

Um die Auswirkung baustofflicher Schädigungsprozesse auf makroskopische Eigenschaften und das Tragverhalten zu berücksichtigen, erfolgt der Nachweis der Dauerhaftigkeit beim entwickelten performance-basierten Konzept auf Bauteilebene. Dies erfordert ein **Schädigungsmodell**, das die zeitabhängige Entwicklung der Bauteilschädigung beschreibt.

Da für die Beschreibung von Schädigungsprozessen sowohl wissenschaftliche Modelle als auch Ingenieurmodelle zur Verfügung stehen, wurde zunächst unter der Berücksichtigung von bereits vorhandenen Schädigungsmodellen aufgezeigt, dass für den betrachteten Anwendungsbereich (Prognosemodell für Bemessungszwecke) die Wahl eines Ingenieurmodells zielführend ist. Die Betrachtung derzeit existierender Ingenieurmodelle zur Beschreibung der Schädigungsentwicklung ergab, dass diese den (lösenden) Abtrag der geschädigten Betonrandzone in der Regel nicht berücksichtigen. Da damit eine Unterschätzung der prognostizierten Schädigung verbunden ist, wurde ein physikalisch begründetes Diffusions-Abtrags-Modell entwickelt. Konkret beschreibt dieses den Stofftransport der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen in der geschädigten Zone sowie deren chemische Umsetzung an der Korrosionsfront, unter der Berücksichtigung des oberflächigen Abtrags der geschädigten Betonrandzone. Zur Verknüpfung der Elemente *Prüfkonzept* und *Schädigungsmodell* fließt der mithilfe des Prüfkonzepts ermittelte Materialwiderstand als Parameter in das Diffusions-Abtrags-Modell ein.

Die Plausibilität des entwickelten Modells wurde anhand von in der Literatur dokumentierten Erfahrungswerten und eigenen experimentellen Untersuchungen aufgezeigt. Darüber hinaus wurde die Zulässigkeit der getroffenen Modellannahmen diskutiert und die Anwendungsgrenzen des Diffusions-Abtrags-Modells dargestellt.

Die eigentliche Dauerhaftigkeitsbemessung bzw. der Nachweis, dass die beim chemischen Angriff ablaufenden baustofflichen Schädigungsprozesse und die damit verbundene Degradation des Materialwiderstands keine nachteiligen Auswirkungen auf Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit besitzen, erfolgt mithilfe des **Nachweiskonzepts**.

Da es sich sowohl beim Materialwiderstand als auch bei der Einwirkung um streuende Größen handelt, basiert das Nachweiskonzept auf einer zuverlässigkeitsbasierten Grenzzustandsbetrachtung. Dafür wurde zunächst der für den lösenden Betonangriff maßgebende Grenzzustand definiert. Dieser stellt einer zulässigen Schädigungstiefe eine zeitveränderliche Schädigungstiefe gegenüber, wobei letztere mithilfe des entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells ermittelt werden kann. In einem weiteren Schritt wurde unter der Annahme, dass es sich bei dem betrachteten Grenzzustand um einen Gebrauchstauglichkeitszustand handelt, eine

grenzzustandsbezogene Zielzuverlässigkeit festgelegt.

Für die Bemessung bzw. den Nachweis, dass der definierte Grenzzustand eingehalten wird, wurde zunächst ein vollprobabilistisches Nachweisverfahren entwickelt. Unter der Berücksichtigung von festgelegten Bemessungsvariablen ermöglicht dieses die Ermittlung einer grenzzustandsbezogenen Zuverlässigkeit. Für den Nachweis der Dauerhaftigkeit muss diese größer als die festgelegte Zielzuverlässigkeit sein.

Da das derzeit gängige Sicherheitskonzept im Bauwesen auf der Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten beruht, wurde aufbauend auf dem vollprobabilistischen Nachweisverfahren ein semiprobabilistisches Nachweisverfahren entwickelt.

Um darüber hinaus ein leicht handhabbares Instrument zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile zur Verfügung zu stellen, wurden aus dem semiprobabilistischen Nachweisverfahren Bemessungsmonogramme abgeleitet. Diese ermöglichen eine händische Lösung des betrachteten Bemessungsproblems.

Zusammen ergeben die dargestellten Elemente *Prüfkonzept*, *Schädigungsmodell* und *Nachweiskonzept* das **performance-basierte Konzept** zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile.

Für eine Bemessung der Dauerhaftigkeit ist es zunächst erforderlich, dass die Betonleistungsfähigkeit auf Baustoffebene (Materialwiderstand) mithilfe des *Prüfkonzepts* ermittelt wird. Da der Nachweis der Leistungsfähigkeit auf Bauteilebene erfolgt, ist die zeitabhängige Entwicklung der Bauteilschädigung mithilfe des *Schädigungsmodells* zu prognostizieren. Dabei ist als Parameter der mithilfe des Prüfkonzepts ermittelte Materialwiderstand zu berücksichtigen. Die eigentliche Bemessung erfolgt mithilfe des *Nachweiskonzepts* durch eine zuverlässigkeitsbasierte Grenzzustandsbetrachtung. Diese stellt einer zulässigen Schädigung die mithilfe des Schädigungsmodells prognostizierte Schädigung gegenüber. Das Schädigungsmodell stellt somit die Schnittstelle zwischen Baustoff- und Bauteilebene dar und verknüpft die Elemente *Prüfkonzept* und *Nachweiskonzept*.

Dieses Vorgehen wurde mithilfe von zwei Anwendungsbeispielen verdeutlicht und somit auch die Funktionsfähigkeit des performance-basierten Konzepts nachgewiesen.

Das entwickelte performance-basierte Konzept ermöglicht durch die Abbildung der ablaufenden Schädigungsprozesse und die Berücksichtigung der zu erwartenden Einwirkung und des zu erwartenden Materialwiderstands eine quantitative Bemessung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile. Dadurch kann bei der Bemessung von den starren deskriptiven normativen Vorgaben abgewichen werden. Somit wurde u. a. die Möglichkeit geschaffen, betontechnologische Weiterentwicklungen im Bereich chemisch beanspruchter Bauwerke in der Praxis besser nutzbar zu machen. Grundsätzlich ermöglicht das entwickelte performance-

basierte Konzept, unterschiedliche Strategien zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit (z. B. Betone mit erhöhtem Säurewiderstand oder Opferbetonkonzepte) sowie deren Kombination zu bemessen, vergleichend zu betrachten und begründet auszuwählen. Neben der Bemessung der Dauerhaftigkeit von neu zu errichtenden Bauwerken kann das performance-basierte Konzept auch für bestehende Bauwerke angewendet werden. Exemplarisch kann hier die Abschätzung von Restnutzungsdauern oder die Abschätzung von Schichtdicken von Betonersatzsystemen im Bereich der Instandhaltung genannt werden.

## 8.2 Ausblick

Die Entwicklung des performance-basierten Konzepts zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Betonbauteile erfolgte auf der Basis der in *DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08* und *DIN 4030-1:2008-06* der Expositionsklasse XA zugrunde gelegten Annahmen. Somit ist die Anwendbarkeit des performance-basierten Konzepts zunächst auf die mit den Annahmen verbundenen Angriffs- und Randbedingungen begrenzt. Daher sollten in weiteren Forschungsarbeiten die Anwendbarkeit für abweichende Bedingungen geprüft werden, das Konzept gegebenenfalls adaptiert werden, um somit eine breitere Anwendung zu ermöglichen.

Darüber hinaus sollte das in dieser Arbeit entwickelte, auf Prüfgrundsätzen basierende Prüfkonzept in weiteren Forschungsarbeiten validiert werden. Konkret ist ein Ringversuch zur Bewertung der Genauigkeit des Prüfkonzepts anzustreben, um Aussagen über die Richtigkeit sowie die Vergleich- und Wiederholpräzision der Prüfstreuung treffen zu können.

In der Arbeit konnte der maßgebliche Einfluss des lösenden Betonabtrags der geschädigten Betonrandzone (Abtrag ohne mechanische Beanspruchung) auf die Schädigungsentwicklung beim lösenden Betonangriff gezeigt werden. Dieser Effekt wird derzeit halbquantitativ, in Abhängigkeit von der Säurekonzentration, berücksichtigt. Um den Mechanismus des lösenden Abtrags besser beschreiben und bei der Modellbildung besser berücksichtigen zu können, sind weitere Forschungsarbeiten notwendig. Dabei sollte sowohl der Einfluss der Einwirkungsseite (Konzentration und Art der angreifenden Säure) als auch der Einfluss der Widerstandsseite (Betonzusammensetzung) Berücksichtigung finden.

Aufgrund der begrenzten Verfügbarkeit von realen und experimentellen Daten wurde ausschließlich die Plausibilität des entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells aufgezeigt und das Modell anhand eigener experimenteller Untersuchungen evaluiert. Vor diesem Hintergrund sollte das Modell durch weiterführende Untersuchungen besser abgesichert und validiert werden.

Um die praktische Anwendbarkeit des Diffusions-Abtrags-Modells zu gewährleisten, wurde das Modell auf maßgebliche Prozesse und Einflussgrößen reduziert, wodurch unterschiedliche in der Praxis auftretende Phänomene, z. B. die Zeit- und Ortsabhängigkeit des Materialwiderstands, nicht berücksichtigt werden. In weiteren Forschungsarbeiten ist daher zu klären, in welcher Form diese Phänomene - unter der Beibehaltung der praktischen Anwendbarkeit des Modells - berücksichtigt werden können. In diesem Zusammenhang ist auch zu prüfen, ob die genauere Abbildung der ablaufenden Prozesse zu einer genaueren Prognose führt oder ob durch die zunehmende Anzahl an zu berücksichtigenden Modellparametern und die daraus resultierende Parameterunsicherheit die Prognosequalität abnimmt. Für die Abbildung von in der Praxis auftretenden gekoppelten Schädigungsprozessen bzw. Wechselwirkungen mit anderen Schädigungsmechanismen könnte insbesondere der Angriff von Säuren in Verbindung mit Frost-Tau-Beanspruchungen Inhalt weiterer grundlegender Untersuchungen sein. Wechselwirkungen mit anderen dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen (z. B. Carbonatisierung) sollten mithilfe des entwickelten performance-basierten Konzepts - durch entsprechende Anpassung von Prüfparametern in Verbindung mit vereinfachten Modellannahmen - vergleichsweise einfach abgebildet werden können.

Das in dieser Arbeit entwickelte Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile kann einen Baustein in einer ganzheitlichen Lebenszyklusbetrachtung eines Bauwerks bzw. Bauteils darstellen. Für eine derartige Betrachtung sind jedoch noch weitere Maßnahmen, wie z. B. Überwachung und Qualitätssicherung in der Herstellungsphase sowie Instandhaltungskonzepte in der Nutzungsphase, erforderlich. Diese Maßnahmen sind in weiteren Arbeiten zu entwickeln und mit dem in dieser Arbeit entwickelten performance-basierten Konzept abzustimmen.

Da es sich bei der Stahlbetonbauweise um eine gerissene Bauweise handelt, ist zu prüfen, ob bei der Bemessung der Dauerhaftigkeit zwischen einem gerissemem und ungerissemem Zustand zu unterscheiden ist. Für die in dieser Arbeit betrachtete Betonkorrosion durch Säuren und den daraus resultierenden reduzierten Querschnittsabmessungen erscheint der Einfluss von Rissen von untergeordneter Bedeutung, da Risse in der Regel nicht mit einer signifikanten Reduzierung des Betonquerschnitts verbunden sind. Hinsichtlich der Auswirkung von Rissen auf die Korrosion der Bewehrung von säurebeanspruchten Betonbauteilen sind jedoch weiterführende Betrachtungen erforderlich.

## Literatur

ASTM C267:2012-01:

Standard Test Methods for Chemical Resistance of Mortars, Grouts, and Monolithic Surfacing and Polymer Concretes. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.

BAJZA, A. (1992):

Corrosion of hardened cement pastes by formic acid solutions. In: Proceedings of the 9th International Conference on the Chemistry of Cement. New Delhi, India: National Council for Cement & Building Materials, S. 402–408.

BAW-Merkblatt „Frostprüfung von Beton“ (2012).

Ausgabe 2012. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

BAW-Merkblatt „Prüfung des Chlorideindringwiderstands“ (2012).

Ausgabe 2012. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

BEDDOE, R. E.; SCHMIDT, K. (2009):

Acid attack on concrete - effect of concrete composition, Part 1. In: CEMENT INTERNATIONAL Vol. 7(2009), No. 3, S. 89–93.

BERTON, A.; DUCHESNE, J.; ESCADEILLAS, G. (2005):

Accelerated tests of hardened cement pastes alteration by organic acids: analysis of the pH effect. In: Cement and Concrete Research Vol. 35(2005), No. 1, S. 155–166.

BERTON, A.; ESCADEILLAS, G.; DUCHESNE, J. (2004):

Cement pastes alteration by liquid manure organic acids: chemical and mineralogical characterization. In: Cement and Concrete Research Vol. 34(2004), No. 10, S. 1823–1835.

BEUSHAUSEN, H. (2016):

Predicting the behaviour of concrete structures – modelling or testing? In: Structural Concrete Vol. 17(2016), No. 1, S. 1–2.

BEUSHAUSEN, H.; ALEXANDER, M. G.; BASHEER, M.; BAROGHEL-BOUNY, V.; D'ANDRÉA, R.; GONÇALVES, A.; GULIKERS, J.; JACOBS, F.; KHRAPKO, M.; MONTEIRO, A. V.; NANUKUTTAN, S. V.; OTIENO, M.; POLDER, R.; TORRENT, R. (2016):

Principles of the Performance-Based Approach for Concrete Durability. In: Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability: State-of-

- the-Art Report RILEM TC 230-PSC. Hrsg. von BEUSHAUSEN, H.; FERNANDEZ, L. L. Springer Netherlands, S. 107–131.
- BÖING, R.; BOLZMANN, P.; HÜTTL, R.; RIECK, C. (2011):  
Beton mit erhöhtem Säurewiderstand für ein Schleusenbauwerk in der Lausitz.  
In: beton (2011), No. 11, S. 448–453.
- BREIT, W. (2002):  
Säurewiderstand von Beton. In: beton (2002), No. 10, S. 505–510.
- BUDNIK, J. (2015):  
Chemischer Angriff- Schutzprinzip Opferbeton am Praxisbeispiel Vergärungsanlage.  
In: beton (2015), No. 7, S. 386–389.
- BURG, R. (2011):  
Gründungskonstruktionen in chemisch angreifender Umgebung. In: 8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung – Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischem Angriff. Hrsg. von MÜLLER, H. S.; NOLTING, U.; HAIST, M. KIT Scientific Publishing, S. 39–44.
- CERNY, R.; ROVNANIKOVA, P. (2002):  
Transport Processes in Concrete. Taylor & Francis.
- DAfStb-Richtlinie BUmwS:2011-03:  
Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V (DAfStb). Beuth Verlag GmbH.
- DBV-Heft 41 (2017):  
Prüfverfahren zur Bewertung des Widerstands von Beton gegen chemischen Angriff. Fassung Mai 2017. Deutscher Beton- und Bautechnik Verein e.V. (DBV).
- DBV-Merkblatt „Chemischer Angriff auf Beton“ (2017):  
Empfehlungen zur Prüfung und Bewertung. Fassung Mai 2017. Deutscher Beton- und Bautechnik Verein e.V. (DBV).
- DBV-Merkblatt „Chemischer Angriff auf Betonbauwerke“ (2014):  
Bewertung des Angriffsgrads und geeignete Schutzprinzipien. Fassung Juli 2014. Deutscher Beton- und Bautechnik Verein e.V. (DBV).
- DE BELIE, N.; MONTENY, J.; TAERWE, L. (2002):  
Apparatus for accelerated degradation testing of concrete specimens. In: Materials and Structures Vol. 35(2002), No. 7, S. 427–433.
- DIEPENSEIFEN, M.; HORNUNG, D.; SCHULTZ, W. (2008):  
Beton mit hohem Widerstand gegen sauren Angriff. In: BetonWerk International (2008), No. 6, S. 48–56.

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 GmbH.

DIN 1045-3:2012-03:

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670. Beuth Verlag GmbH.

DIN 19573:2016-03:

Mörtel für Neubau und Sanierung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden. Beuth Verlag GmbH.

DIN 4030-1:2008-06:

Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte. Beuth Verlag GmbH.

DIN CEN/TR 16563:2014-04:

Verfahrensgrundsätze zum Nachweis gleichwertiger Dauerhaftigkeit; Englische Fassung CEN/TR 16563:2013. Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 13670:2011-03:

Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009. Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1990:2010-12:

Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1992-1-1:2011-01:

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04:

Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 206-1:2001-07:

Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Deutsche Fassung 206-1:2000. Beuth Verlag GmbH.

DUCHESNE, J.; BERTRON, A. (2013):

Leaching of Cementitious Materials by Pure Water and Strong Acids (HCl and HNO<sub>3</sub>). In: Performance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous

- Environments. Hrsg. von ALEXANDER, M. G.; BERTRON, A.; DE BELIE, N. Springer Netherlands, S. 91–112.
- DWA-M 168 (2010):  
Korrosion von Abwasseranlagen - Abwasserleitungen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. 2010.
- fib Model Code for Concrete Structures 2010:  
fib MC 2010. federation internationale du beton (fib). Ernst & Sohn. 2013.
- fib Model Code for Service Life Design:  
fib MC SLD. federation internationale du beton (fib). 2006.
- FISCHER, A. M. (2010):  
Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Dissertation. Technische Universität Kaiserslautern.
- FOURIE, C.; ALEXANDER, M. (2007):  
A dynamic hydrochloric acid test for evaluating acid resistance of sewer pipe concrete. In: Performance of Cement-based Materials in Aggressive Aqueous Environments, Characterization Modelling, Test Methods and Engineering Aspects. Hrsg. von DE BELIE, N.
- FRANKE, L.; DECKELMANN, G.; ESPINOSA-MARZAL, R. (2009):  
Simulation of Time Dependent Degradation of Porous Materials - Final Report on Priority Program 1122. Cuvillier Verlag.
- FRANKE, L.; SCHMIDT, H.; SCHMIDT-DÖHL, F. (2010):  
Prüfung der Beständigkeit von Mörtelprodukten gegenüber saurem Angriff bis pH3 und Einstufung in Expositionsklassen. In: beton (2010), No. 1 + 2, S. 20–31.
- GEHLEN, C. (2000):  
DAfStb-Heft 510: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb).
- GEHLEN, C.; MAYER, T. F.; GREVE-DIERFELD, S. von (2011):  
Lebensdauerbemessung. In: Beton-Kalender 2011. Hrsg. von BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J. Ernst & Sohn, S. 229–278.
- GERLACH, J.; LOHAUS, L. (2014):  
Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Schutzprinzipien zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit bei einem chemischen Betonangriff – Möglichkeiten und Forschungsbedarf. In: 6. Betonfachtagung Nord - Betonbauwerke - zukunftsfähig Planen, Ausführen und Betreiben. Hrsg. von LOHAUS, L., S. 165–182.

- GERLACH, J.; LOHAUS, L. (2016a):  
DAfStb-Heft 620: Sachstandbericht Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb).
- GERLACH, J.; LOHAUS, L. (2016b):  
Steps toward a performance-based design of concrete structures in acidic environments. In: fib Symposium 2016: Performance-Based Approaches for Concrete Structures. Hrsg. von BEUSHAUSEN, H. federation internationale du beton (fib).
- GERLACH, J.; LOHAUS, L. (2017a):  
Prüfung des Säurewiderstands von Beton - Ergebnisse des DAfStb-Sachstandberichts und weiterführende Diskussion - Teil 1. In: beton (2017), No. 3, S. 10–13.
- GERLACH, J.; LOHAUS, L. (2017b):  
Prüfung des Säurewiderstands von Beton - Ergebnisse des DAfStb-Sachstandberichts und weiterführende Diskussion - Teil 2. In: beton (2017), No. 4, S. 66–71.
- GOETZ, M. (2014):  
Betrete mit erhöhtem Säurewiderstand beim Bau des Abwasserkanals Emscher. In: beton (2014), No. 4, S. 124–128.
- GOYAL, S.; KUMAR, M.; SIDHU, D. S.; BHATTACHARJEE, B. (2009):  
Resistance of Mineral Admixture Concrete to Acid Attack. In: Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 7(2009), No. 2, S. 273–283.
- GRABAU, J. (1995):  
Untersuchungen zur Korrosion zementgebundener Materialien durch saure Wässer unter besonderer Berücksichtigung des Schwefelsäureangriffs. Berichte aus dem Bauwesen. Shaker Verlag.
- GREVE-DIERFELD, S. M. (2015):  
Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile. Dissertation. Technische Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen.
- GRUBE, H.; RECHENBERG, W. (1987):  
Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer. In: beton (1987), No. 11+12, S. 446-451 & 495-498.
- GRUBE, H.; RECHENBERG, W. (1989):  
Durability of concrete structures in acidic water. In: Cement and Concrete Research Vol. 19(1989), No. 5, S. 783–792.
- GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; KARL, S. (2002):  
Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. John Wiley & Sons.

HELLAND, S. (2013):

Design for service life: implementation of fib Model Code 2010 rules in the operational code ISO 16204. In: *Structural Concrete Vol. 14(2013)*, No. 1, S. 10–18.

HEROLD, G. (1999):

Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern. Massivbau, Baustofftechnologie Karlsruhe. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie.

HILLERMEIER, B.; BUCHENAU, G.; HERR, R.; HÜTTL, R.; KLÜSSENDORF, S.; SCHUBER, K. (2006):

Spezialbetone. In: *BetonKalender 2006*. Ernst & Sohn Verlag, S. 519–584.

HÜTTL, R. (2008):

Flugaschebetone mit hohem Säurewiderstand im Kühlturm- und Wasserbau – Historie, Stand der Technik und Bewertungskriterien. In: *VGB Power-Tech Vol. 4*

HÜTTL, R.; HILLEMEIER, B. (2000):

Hochleistungsbeton - Beispiel Säureresistenz. In: *BFT Betonwerk + Fertigteil-Technik (2000)*, No. 1, S. 52–60.

ISO 16204:2012-09:

Dauerhaftigkeit - Nutzungsdauerorientierte Bemessung von Betontragwerken. International Organization for Standardization.

ISO 2394:1998-06:

Allgemeine Grundlagen der Zuverlässigkeit von Tragwerken. International Organization for Standardization.

ISRAEL, D.; MACPHEE, D.; LACHOWSKI, E. (1997):

Acid attack on pore-reduced cements. In: *Journal of Materials Science Vol. 32(1997)*, No. 15, S. 4109–4116.

JOST, W.; HAUFFE, K. (1972):

Diffusion. Steinkopff-Verlag Heidelberg.

KIEKBUSCH, J. (2007):

Säureangriff auf zementgebundene Materialien: Untersuchung und Modellierung des Zementstein-Säure-Systems und rechnerische Simulation der chemischen Reaktionen mittels Gibbs-Energie-Minimierung unter Berücksichtigung der Reaktionskinetik. *Berichte aus dem Bauwesen*. Shaker Verlag.

KLINGMÜLLER, O.; BOURGUND, U. (1992):

Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau. Friedrich Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbh.

- KÖNIG, A. (2012):  
Biogener Säureangriff auf Betone im Biogasanlagenbau - Schädigungsmechanismen sowie Entwicklungspotentiale. Dissertation. Fakultät für Chemie und Mineralogie, Universität Leipzig.
- LE BESCOP, P.; LOTHENBACH, B.; SAMSON, E.; A., S. K. (2013):  
Modeling Degradation of Cementitious Materials in Aggressive Aqueous Environments. In: Performance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous Environments. Hrsg. von ALEXANDER, M. G.; BERTRON, A.; DE BELIE, N. Springer Netherlands, S. 177–218.
- LOCHER, F. W.; RECHENBERG, W.; SPRUNG, S. (1984):  
Beton nach 20-jähriger Einwirkung von kalklösender Kohlensäure. In: beton (1984), No. 5, S. 193.
- LOHAUS, L.; GERLACH, J.; STEINHÄUSER, H. (2017):  
Forschungsbericht zum DBV-Forschungsvorhaben 291: XA3-Betone für landwirtschaftliche Bauten ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen. Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover.
- LOHAUS, L.; PETERSEN, L. (2007):  
Hochleistungsbetone mit erhöhtem Säurewiderstand für den Kühlturmbau. In: Beton-Informationen (2007), No. 5/6, S. 71–79.
- LUCE, R. W.; BARTLETT, R. W.; PARKS, G. A. (1972):  
Dissolution kinetics of magnesium silicates. In: Geochimica et Cosmochimica Acta Vol. 36(1972), No. 1, S. 35–50.
- MEHTA, P. (1985):  
Studies on chemical resistance of low water/cement ratio concretes. In: Cement and Concrete Research Vol. 15(1985), No. 6, S. 969–978.
- MÜLLER, H. S.; VOGEL, M. (2008):  
Lebenszyklusmanagement im Betonbau - Bedeutung, Grundlagen, Anwendungen. In: beton (2008), No. 5, S. 206–214.
- NELSKAMP, H. (1992):  
Untersuchungen zum Angriff von Mineralsäuren auf Beton. Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, Universität Hannover.
- NILSSON, L.-O. (2006):  
Present limitations of models for predicting chloride ingress into reinforced concrete structures. In: Journal de Physique IV Vol. 136, S. 123–130.
- ÖNORM B 4710-1:2007-10-01:  
Beton - Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis

- (Regeln zur Umsetzung der OENORM EN 206-1 für Normal- und Schwerbetone. Austrian Standards Institute.
- PAVLIK, V. (1994):  
Corrosion of hardened cement paste by acetic and nitric acids part I: Calculation of corrosion depth. In: Cement and Concrete Research Vol. 24(1994), No. 3, S. 551–562.
- PETERSEN, L. (2003):  
Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen. Dissertation. Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe.
- PETERSEN, L.; LOHAUS, L. (2006):  
Entwicklung eines Prüfstandes für Parameterstudien zum Säurewiderstand von Hochleistungsbetonen. In: 16. Internationale Baustofftagung ibausil. Hrsg. von STARK, J. Weimar, S. 2/0637–2/0644.
- Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J (2008). In: Beton- und Stahlbetonbau Vol. 103(2008), No. 12, S. 837–839.
- Probabilistic Model Code:  
Joint Committee on Structural Safety. 2001.
- RAHIMI, A. (2016):  
Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Dissertation. Technische Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen.
- REGOURD, M. (1981):  
32-RCA - Resistance of concrete to chemical attack. French. In: Matériaux et Construction Vol. 14(1981), No. 2, S. 130–137.
- ROMBEN, L. (1979):  
Aspects Om Testing Methods for Acid Attacks on Concrete - Furher Experiments. CBI Research. Swedish Cement & Concrete Research Institute.
- ROTHENBACHER, W.; HEMRICH, W.; ZIMMERMANN, H. (2008):  
Beton für landwirtschaftliche Bauten nach neuer Norm Gärfuttersilos, Güllebehälter, Biogasanlagen. In: Bauen für die Landwirtschaft (2008), No. 1, S. 19–20.
- ROY, D.; ARJUNAN, P.; SILSBEE, M. (2001):  
Effect of silica fume, metakaolin, and low-calcium fly ash on chemical resistance of concrete. In: Cement and Concrete Research Vol. 31(2001), No. 12, S. 1809–1813.

- SCHEIDEN, T. (2017):  
Einfluss umgebungsbedingter Einwirkung auf die Säureschädigung von Beton. Masterarbeit. Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe (unveröffentlicht).
- SCHNEIDER, J. (1996):  
Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure. vdf Hochschulverlag AG.
- SCHWITZKE, M.; BACHMANN, V.; FREYER, T. (2010):  
Nomogramme im Bauingenieurwesen - Zur Konstruktion von Fluchtlinientafeln. In: Bauingenieur Vol. 85(2010), No. 2, S. 82–86.
- SIAD, H.; MESBAH, H. A.; KHELAFI, H.; KAMALI-BERNARD, S.; MOULI, M. (2010):  
Effect of mineral admixture on resistance to sulphuric and hydrochloric acid attacks in self-compacting concrete. In: Canadian Journal of Civil Engineering Vol. 37(2010), No. 3, S. 441–449.
- SIEBERT, B. (2010):  
Betonkorrosion infolge kombinierten Säure-Sulfat-Angriffs bei Oxidation von Eisendisulfiden im Baugrund. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.
- TÜRKEKEL, S.; FELEKOGLU, B.; DULLUC, S. (2007):  
Influence of various acids on the physico-mechanical properties of pozzolanic cement mortars. In: Sadhana Vol. 32(2007), No. 6, S. 683–691.
- WEISMANN, D.; LOHSE, M. (2007):  
Sulfid-Praxishandbuch der Abwassertechnik - Biogene Korrosion, Geruch, Gefahr verhindern und Kosten beherrschen. Vulkan-Verlag GmbH.
- ZERNA, W.; MUNGAN, I.; STEFFEN, W. (1980):  
DAfStb-Heft 315: Bestimmung der Beulsicherheit von Schalen aus Stahlbeton unter Berücksichtigung der physikalisch-nichtlinearen Materialeigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb).



# Abbildungsverzeichnis

1.1	Aufbau und Struktur der Arbeit . . . . .	7
2.1	Chemische Schädigungsprozesse von Beton, in Anlehnung an CERNY & ROVNANIKOVA (2002) und REGOURD (1981) . . . . .	10
2.2	Aufbau und Phasenbestand eines säuregeschädigten Zementsteins durch ein salzsaures Angriffsmedium mit pH 3,0, in Anlehnung an HEROLD (1999) . . . . .	14
2.3	Korrosionsstadien beim lösenden Betonangriff (Darstellung nicht maßstabsgetreu), in Anlehnung an GERLACH & LOHAUS (2016a) .	15
3.1	Methodischer Ansatz für ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile	29
4.1	Wichtung von Anforderungen an Säureprüfverfahren in Abhängigkeit von der Zielsetzung . . . . .	37
4.2	Gelöste Masse an Calcium im Prüfmedium in Abhängigkeit von der Konzentration des Prüfmediums . . . . .	40
4.3	Entwicklung der versuchstechnisch ermittelten Lösungsraten in Abhängigkeit von der $H_3O^+$ -Konzentration des Prüfmediums . . . . .	41
4.4	Entwicklung der pH-Werte in den Untersuchungen zur Darstellung des Einflusses der Konzentration des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik . . . . .	42
4.5	Wirkung von sekundären Sulfatphasen beim Schwefelsäureangriff in Abhängigkeit des pH-Werts . . . . .	44
4.6	Zeitliche Entwicklung der Lösungsraten bei Untersuchungen mit Schwefelsäure für unterschiedliche A/V-Verhältnisse . . . . .	46
4.7	Bezogene Änderung der Masse $\Delta m/\Delta t$ in Abhängigkeit des Prüfsystems (links) und der Erneuerungsrate (rechts), basierend auf Untersuchungsergebnissen von NELSKAMP (1992) . . . . .	49
4.8	Einfluss der Durchmischung auf die Entwicklung der Lösungsraten beim lösenden Betonangriff durch 10 %ige Essigsäure) . . . . .	51
4.9	Einfluss abrasiver Beanspruchung auf die Schädigungsentwicklung beim lösenden Betonangriff, in Anlehnung an GRUBE & RECHENBERG (1987) und GRUBE & RECHENBERG (1989) (links: qualitative Überlegungen; rechts: experimentelle Untersuchungen) . . . . .	52

5.1	Konzeptioneller Modellansatz des Diffusionsmodells von GRUBE & RECHENBERG (1987) . . . . .	62
5.2	Konzeptioneller Modellansatz des Diffusions-Abtrags-Modells (Schädigungstiefe $x_s$ = Abtragstiefe $x_{abr}$ + Diffusionstiefe $x_d$ ) . . . . .	66
5.3	Zeitliche Entwicklung der Schädigungstiefe in Abhängigkeit von der Abtragungsgeschwindigkeit $v_a$ nach Gl. 5.14 ( $c_s = 10^{-4,0}$ mol/l, $R_a^{-1} = 7,5$ mm/(d · mol/l) <sup>-0,5</sup> ) . . . . .	70
5.4	Zeitliche Entwicklung der Schädigungsanteile aus Abtragstiefe und Diffusionstiefe sowie resultierende Schädigungstiefe nach Gl. 5.14 ( $c_s = 10^{-4,0}$ mol/l, $R_a^{-1} = 7,5$ mm/(d · mol/l) <sup>-0,5</sup> , $v_a = 0,2$ mm/a) . . . . .	71
5.5	Evaluation des Diffusions-Abtrags-Modells anhand experimenteller Untersuchungen . . . . .	73
5.6	pH-Wert-Verläufe in der Randzone korrodierter Zemensteine, basierend auf Untersuchungen von GRABAU (1995) sowie daraus abgeleitete Konzentrationsverläufe . . . . .	74
6.1	Zusammenhang zwischen streuender Einwirkung und Widerstand, Grenzzustandsfunktion und Versagenswahrscheinlichkeit, in Anlehnung an SCHNEIDER (1996) . . . . .	78
6.2	Schädigungsverlauf der Betonkorrosion bei einem chemischen Angriff in Verbindung mit möglichen Grenzzuständen . . . . .	81
6.3	Zeitabhängiger Schädigungsbereich unter XA2-Bedingungen, basierend auf Gl 5.12 und Untersuchungen von HEROLD (1999) . . . . .	84
6.4	Darstellung der berücksichtigten Querschnittsanteile . . . . .	86
6.5	Ableitung einer konzentrationsabhängigen Abtragungsgeschwindigkeit $v_a$ für den lösenden Betonangriff . . . . .	90
6.6	Variationskoeffizient für unterschiedliche Abtragungsgeschwindigkeiten, ermittelt mit dem 3D-Profilometer (Streifenlichtprojektionsverfahren) . . . . .	92
6.7	Vollprobabilistische Nachweisführung . . . . .	94
6.8	Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte - Anpassung von $a_{erf}$ an die Zielzuverlässigkeit $\beta_0$ . . . . .	100
6.9	Semiprobabilistische Betrachtung der Bemessungssituation I.9 . . . . .	103
6.10	Vereinfachter Nachweis der Bemessungssituation I.9 mit dem Bemessungsnomogramm für eine Abtragungsgeschwindigkeit $v_a$ von 0,4 mm/a . . . . .	105
7.1	Bestimmung des mittleren inversen Materialwiderstands $R_{a,m}^{-1}$ anhand von in Säureuntersuchungen ermittelten Schädigungstiefen (schwefelsaures Prüfmedium mit $c_s = 10^{-3,0}$ ) . . . . .	109
7.2	Vereinfachter Nachweis der Dauerhaftigkeit mit dem Bemessungsnomogramm für eine Abtragungsgeschwindigkeit $v_a$ von 0,4 mm/a . . . . .	110

7.3 Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung (links: Gegenüberstellung von zeitabhängiger Schädigungstiefe und erforderlichem Mindestmaß  $a_{erf}$ ; rechts: zeitabhängige Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ ) . . . . . 112



# Tabellenverzeichnis

2.1	Expositionsklassen für Betonkorrosion durch chemischen Angriff nach <i>DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08</i> , Tabelle 1 . . . . .	19
2.2	Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch Grundwasser nach <i>DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08</i> , Tabelle 2 . . . . .	20
2.3	Grenzwerte für die Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton nach <i>DIN EN 206-1:2001-07/DIN 1045-2:2008-08</i> . . . . .	21
2.4	Vergleich von labor- und modellbasierten Ansätzen für performance-basierte Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit . . . . .	24
4.1	Spektrum von gewählten Prüfparametern in Säureprüfverfahren . . . . .	32
4.2	Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Darstellung des Einflusses der $H_3O^+$ -Konzentration des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik . . . . .	39
4.3	Dauer der ideal-diffusionskontrollierten Korrosionsprozesse in den einzelnen Versuchsserien und zugehörige Zunahmen des pH-Werts . . . . .	43
4.4	Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Erfassung des Einflusses der Sättigung des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik . . . . .	46
4.5	Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Erfassung des Einflusses der Durchmischung des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik . . . . .	50
5.1	Empirische Modellansätze zur Abschätzung der Schädigungstiefe . . . . .	61
5.2	Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Evaluation des entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells . . . . .	72
6.1	Empfehlung für zu wählende Zielzuverlässigkeiten bei Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mit einem angenommenen Bezugszeitraum von 50 Jahren . . . . .	82
6.2	Chemischer Angriffsgrad von Wässern und Säuren in Anlehnung an <i>DIN 19573:2016-03, Tabelle D.1</i> . . . . .	88
6.3	Gewählte Prüfparameter in den Untersuchungen zur Erfassung der Streuung der Abtraggeschwindigkeit . . . . .	92
6.4	Übersicht über die festgelegten Bemessungsvariablen . . . . .	93
6.5	Betrachtete Kombinationen von Teilsicherheitsbeiwerten . . . . .	101

7.1 Berücksichtigte Eingangsgrößen in der vollprobabilistischen Bemessung . . . . .	111
---	-----

# Anhang



## Anhang A

### Mathematische Betrachtung der Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff

#### A.1 Kinetik reaktionskontrollierter Prozesse

In der Initialphase des lösenden Betonangriffs wird das oberflächennahe  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  kongruent gelöst. Die Geschwindigkeit dieses reaktionskontrollierten Prozesses kann mit folgender Gleichung beschrieben werden:

$$\frac{dQ}{dt} = k_i \cdot A \cdot (c_{i,saett}^f - c_i) \quad (\text{A.1})$$

mit

$Q$	gelöste Stoffmenge
$t$	Zeit
$k_i$	Geschwindigkeitskonstante
$A$	Reaktionsoberfläche
$c_{i,saett}^f$	Sättigungskonzentration des gelösten Stoffs in der Flüssigphase
$c_i$	Konzentration des gelösten Stoffs in der Flüssigphase

Bleibt die Konzentration der gelösten Ionen in der Flüssigphase im Vergleich zur Sättigungskonzentration gering ( $c_i \ll c_{i,saett}^f$ ), kann die Lösungsgeschwindigkeit des reaktionskontrollierten Prozesses (Lösungsrate  $L_R$ ) als konstant angenommen werden. Gleichung A.1 führt zu:

$$L_R = \frac{dQ}{dt} = k_i \cdot A \cdot c_{i,saett}^f \quad (\text{A.2})$$

Durch Integration von Gleichung A.2 ergibt sich der funktionale Zusammenhang zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der in der Flüssigphase gelösten Stoffmenge (vgl. Gl. A.3). Aus diesem geht hervor, dass bei dem betrachteten reaktionskontrollierten Prozess die in der Flüssigphase gelöste Stoffmenge linear mit der Zeit zunimmt.

$$Q(t) = K_{i,A} \cdot t + Q_{t0} \quad (\text{A.3})$$

mit

$Q(t)$  gelöste Stoffmenge zum Zeitpunkt  $t$

$K_{i,A}$  flächenspezifische Geschwindigkeitskonstante

$t$  Zeit

$Q_{t0}$  Stoffmenge in der Flüssigphase zum Zeitpunkt  $t = 0$

## A.2 Kinetik diffusionskontrollierter Prozesse

Die beim lösenden Betonangriff ablaufenden Diffusionsvorgänge können in der Regel mit den *Fick'schen Gesetzen* beschreiben werden. Mithilfe des *1. Fick'schen Gesetzes* kann die Anzahl der Teilchen, die durch eine bestimmte Fläche pro Zeiteinheit wandert (Diffusionsstrom), beschrieben werden. Für den eindimensionalen Fall gilt:

$$J = -D \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \quad (\text{A.4})$$

mit

$J$  Diffusionsstrom

$D$  Diffusionskoeffizient

$c$  Konzentration

$x$  Ort

Infolge des Diffusionsstroms ändert sich die Konzentrationsverteilung im System. Diese kann unter Berücksichtigung der Massenerhaltung (Kontinuitätsgleichung) mit dem *2. Fick'schen Gesetz* beschrieben werden. Für konstante Diffusionskoeffizienten ergibt sich für den eindimensionalen Fall:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (\text{A.5})$$

Zur Lösung der Gleichung A.5 wird ein 2-Phasen-Modell betrachtet. Dieses besteht aus einer unendlichen Flüssigkeitsphase und einem unendlichen Festkörper, die durch eine Phasengrenzfläche ( $x = 0$ ) getrennt werden. Unter der Annahme folgender Anfangsbedingungen ( $t = 0$ )

$$c = c_0 \quad \text{für } x < 0$$

$$c = 0 \quad \text{für } x > 0$$

sowie unter der Annahme, dass die gesamte Stoffmenge gleichmäßig im Festkörper

verteilt ist, kann die Konzentrationsverteilung mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$c(x,t) = \frac{c_0}{2} \left( \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right) \quad (\text{A.6})$$

Diese Lösung zur Berechnung der Konzentrationsverteilung kann nach JOST & HAUFFE (1972) auch auf endliche Systeme angewendet werden, solange Konzentrationsänderungen in der Nähe der Enden vernachlässigbar sind.

Um die Stoffmenge, die durch die Phasengrenzfläche diffundiert, ermitteln zu können, muss Gleichung A.6 an der Phasengrenzfläche ( $x = 0$ ) nach  $x$  differenziert werden. Nach JOST & HAUFFE (1972) folgt:

$$\left. \frac{\partial c}{\partial x} \right|_{x=0} = - \frac{c_0}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot D \cdot t}} \quad (\text{A.7})$$

Durch Einsetzen von Gleichung A.7 in Gleichung A.4 ergibt sich der Diffusionsstrom an der Stelle  $x = 0$ . Dieser entspricht der Lösungsrate  $L_D$ . Für die zeitabhängige Entwicklung der Lösungsrate gilt:

$$L_D(t) = J|_{x=0} = -D \cdot \left. \frac{\partial c}{\partial x} \right|_{x=0} = \frac{c_0}{2} \cdot \sqrt{\frac{D}{\pi \cdot t}} \quad (\text{A.8})$$

Durch Integration von Gleichung A.8 ergibt sich der funktionale Zusammenhang zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der in der Flüssigphase gelösten Stoffmenge:

$$Q(t) = c_0 \cdot \sqrt{\frac{D \cdot t}{\pi}} + Q_{t0} \quad (\text{A.9})$$

mit

$Q(t)$  gelöste Stoffmenge

$c_0$  Konzentration im Festkörper zum Zeitpunkt  $t = 0$

$D$  Diffusionskoeffizient

$t$  Zeit

$Q_{t0}$  Stoffmenge in der Flüssigphase zum Zeitpunkt  $t = 0$

Es wird ersichtlich, dass bei dem betrachteten diffusionskontrollierten Korrosionsprozess die in der Flüssigphase gelöste Stoffmenge mit der  $\sqrt{\text{Zeit}}$  zunimmt.

### A.3 Bewertung der Korrosionskinetik

Um Aussagen über den dominierenden Korrosionsprozess treffen zu können, empfiehlt es sich, die in Untersuchungen ermittelten Lösungsraten  $L_i$  doppelt-logarithmisch über die Zeit  $t$  darzustellen (log  $L_i$ -log  $t$ -Diagramm).

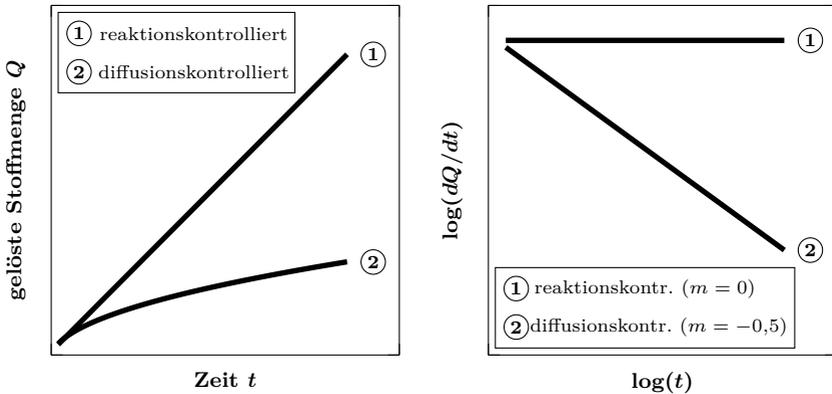
Logarithmiert man Gleichung A.2, ergibt sich für reaktionskontrollierte Prozesse eine horizontale Gerade (Steigung  $m = 0$ ):

$$\log(L_R) = \log(K_{i,A}) = \textit{konstant} \tag{A.10}$$

Logarithmiert man Gleichung A.8, ergibt sich für diffusionskontrollierte Prozesse eine Gerade mit einer Steigung von  $m = -0,5$ :

$$\log(L_D) = \log\left(\frac{c_0}{2} \cdot \sqrt{\frac{D}{\pi}}\right) + \log(t^{-0,5}) = K_D - 0,5 \cdot \log(t) \tag{A.11}$$

Zur besseren Veranschaulichung ist in Bild A.1 die Entwicklung der gelösten Stoffmengen  $Q$  in der Flüssigphase sowie die daraus resultierenden Lösungsraten  $L_i$  für reaktions- und diffusionskontrollierte Prozesse qualitativ dargestellt.



**Bild A.1:** Entwicklung der gelösten Stoffmenge in der Flüssigphase (links) und der Lösungsrate (rechts) in Abhängigkeit des dominierenden Korrosionsprozesses

## Anhang B

### Lösung der Differentialgleichungen

#### B.1 Differentialgleichung zur Beschreibung des Diffusions-Problems

Das in Kapitel 5.2 betrachtete Diffusions-Problem (vgl. Gl. 5.11) kann unter der Annahme, dass  $c_s \gg c_0$  ist, mit folgender Differentialgleichung beschrieben werden:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{D}{\beta_a} \cdot \frac{c_s}{x} \quad (\text{B.1})$$

Die Trennung der Variablen führt zu:

$$x \, dx = \frac{D}{\beta_a} \cdot c_s \, dt \quad (\text{B.2})$$

Durch Integration erhält man:

$$\frac{1}{2}x^2 = \frac{D}{\beta_a} \cdot c_s \cdot t + C_1 \quad (\text{B.3})$$

Auflösen nach  $x$  führt zu:

$$x = \sqrt{2 \cdot \frac{D}{\beta_a} \cdot c_s \cdot t + 2 \cdot C_1} \quad (\text{B.4})$$

Unter Berücksichtigung der Randbedingung  $x(0) = 0$  ergibt sich die Integrationskonstante  $C_1$  zu Null. Somit resultiert folgende analytische Modellgleichung zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der Diffusionstiefe:

$$x(t) = \sqrt{2 \cdot \frac{D}{\beta_a} \cdot c_s \cdot t} \quad (\text{B.5})$$

## B.2 Differentialgleichung zur Beschreibung des Diffusions-Abtrags-Problems

Das in Kapitel 5.2 betrachtete Diffusions-Abtrags-Problem kann unter der Annahme, dass  $c_s \gg c_0$  ist, mit folgender Differentialgleichung beschrieben werden:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{D}{\beta_a} \cdot \frac{c_s}{x - v \cdot t} \quad (\text{B.6})$$

Da  $D$ ,  $\beta_a$  und  $c_s$  als konstant angenommen werden, wird Gleichung B.6 wie folgt vereinfacht:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{a}{x - v \cdot t} \quad (\text{B.7})$$

Die Lösung der Differentialgleichung erfolgt über die Umkehrfunktion. Für  $dt/dx$  gilt:

$$\frac{dt}{dx} = \frac{x}{a} - \frac{v \cdot t}{a} \quad (\text{B.8})$$

Gleichung B.8 ist eine lineare Differentialgleichung erster Ordnung der Form:

$$t' + P(x) \cdot t = Q(x) \quad (\text{B.9})$$

Diese kann mit der Methode der integrierenden Faktoren gelöst werden. Unter Berücksichtigung des integrierenden Faktors, der durch

$$\mu(x) = \exp\left(\int P(x) dx\right)$$

gegeben ist, gilt folgende allgemeine Lösung:

$$t = \frac{1}{\mu(x)} \int Q(x) \cdot \mu(x) dx \quad (\text{B.10})$$

Für die Differentialgleichung B.8 ergibt sich der integrierende Faktor zu:

$$\mu(x) = \exp\left(\int \frac{v}{a} dx\right) = \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) \quad (\text{B.11})$$

Dadurch gilt für die Lösung von Gleichung B.8:

$$t = \frac{1}{\exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right)} \int \frac{x}{a} \cdot \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) dx \quad (\text{B.12})$$

Die Lösung des Integrals in Gleichung B.12 erfolgt durch partielle Integration, allgemein gilt:

$$\int g \cdot f' dx = g \cdot f - \int g' \cdot f dx \quad (\text{B.13})$$

Mit den Termen

$$\begin{aligned} g &= \frac{x}{a} & \text{und} & & g' &= \frac{1}{a} \\ f &= \frac{a}{v} \cdot \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) & \text{und} & & f' &= \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) \end{aligned}$$

ergibt sich Gleichung B.12 zu:

$$\begin{aligned} t &= \frac{1}{\exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right)} \cdot \left[ \frac{x}{v} \cdot \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) - \int \frac{1}{v} \cdot \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) dx + C_0 \right] \\ &= \frac{1}{\exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right)} \cdot \left[ \frac{x}{v} \cdot \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) - \frac{a}{v^2} \cdot \exp\left(\frac{v}{a} \cdot x\right) + C_1 \right] \\ &= \frac{x}{v} - \frac{a}{v^2} + C_1 \cdot \exp\left(-\frac{v}{a} \cdot x\right) \end{aligned} \quad (\text{B.14})$$

Gleichung B.14 stellt die Lösung der Differentialgleichung B.8 dar. Unter Berücksichtigung der Randbedingung  $t(0) = 0$  ergibt sich die Integrationskonstante zu:

$$C_1 = \frac{a}{v^2} \quad (\text{B.15})$$

Für die Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der Schädigungstiefe muss Gleichung B.14 nach  $x$  aufgelöst werden. Da  $t$  sowohl von  $x$  als auch von  $\exp(x)$  abhängig ist, lässt sich Gleichung B.14 nicht elementar nach  $x$  auflösen.

Eine exakte Lösung kann mithilfe der *Lambert'schen W-Funktion* gefunden werden, wobei für den Term

$$\exp(-b \cdot x) = w_0 \cdot (x - r) \quad (\text{B.16})$$

unter der Voraussetzung, dass  $b$ ,  $w_0$  und  $r$  Konstanten sind, folgende Lösung gegeben ist:

$$x = r + \frac{1}{b} \cdot W\left(\frac{b}{w_0} \cdot \exp(-b \cdot r)\right) \quad (\text{B.17})$$

Durch Umformen und Berücksichtigung von Gleichung B.15 ergibt sich Gleichung B.14 zu:

$$\exp\left(-\frac{v}{a} \cdot x\right) = -\frac{v}{a} \cdot \left(x - \left(t \cdot v + \frac{a}{v}\right)\right) \quad (\text{B.18})$$

Somit ist:

$$b = \frac{v}{a}, \quad w_0 = -\frac{v}{a} \quad \text{und} \quad r = v \cdot t + \frac{a}{v}$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung B.17 ergibt sich für die zeitabhängige Entwicklung der Schädigungstiefe:

$$\begin{aligned} x &= v \cdot t + \frac{a}{v} + \frac{a}{v} \cdot W\left(-\frac{v}{a} \cdot \frac{a}{v} \exp\left(-\frac{v}{a} \cdot \left(t \cdot v + \frac{a}{v}\right)\right)\right) \\ &= v \cdot t + \frac{a}{v} \left[1 + W\left(-\exp\left(-\frac{v^2 \cdot t}{a} - 1\right)\right)\right] \end{aligned} \quad (\text{B.19})$$

Ersetzt man die eingangs definierte Konstante  $a$  durch die Materialkonstante  $k_a = D/\beta_a$  und die Konzentration  $c_s$ , erhält man die Modellgleichung zur Beschreibung des Diffusions-Abtrags-Problems. Die zeitabhängige Entwicklung der Schädigungstiefe kann durch folgenden mathematischen Zusammenhang beschrieben werden:

$$x(t) = v \cdot t + \frac{k_a \cdot c_s}{v} \left[1 + W\left(-\exp\left(-\frac{v^2 \cdot t}{k_a \cdot c_s} - 1\right)\right)\right] \quad (\text{B.20})$$

## Anhang C

### Bemessungssituationen zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte

Nachfolgende Tabellen enthalten die Bemessungssituationen, die zur Festlegung und Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_R$  und  $\gamma_v$  sowie des Vorhaltemaßes  $a_{dev}$  in Kapitel 6.4 gewählt wurden.

**Tabelle C.1:** Bemessungssituationen für den starken chemischen Angriff

Nr.	$c_s$ (mol/l)	$v_a$ (mm/a)	$R_a^{-1}$ (mm/(d· mol/l) <sup>0.5</sup> )	$t$ (a)	$a_{erf}$ (mm)	$\beta$ (-)
<b>I.1</b>	10 <sup>-4,0</sup>	0,4	2,5	25	21	1,55
<b>I.2</b>		0,7			29,5	1,51
<b>I.3</b>		0,4	5,0		21,5	1,50
<b>I.4</b>		0,7			30	1,52
<b>I.5</b>		0,4	7,5		23	1,52
<b>I.6</b>		0,7			31	1,54
<b>I.7</b>		0,4	2,5	50	33	1,54
<b>I.8</b>		0,7			52	1,50
<b>I.9</b>		0,4	5,0		33,5	1,51
<b>I.10</b>		0,7			53	1,54
<b>I.11</b>		0,4	7,5		35	1,53
<b>I.12</b>		0,7			53,5	1,53

**Tabelle C.2:** Bemessungssituationen für den mittelstarken chemischen Angriff

Nr.	$c_s$ (mol/l)	$v_a$ (mm/a)	$R_a^{-1}$ (mm/(d· mol/l) <sup>0,5</sup> )	$t$ (a)	$a_{erf}$ (mm)	$\beta$ (-)
II.1	10 <sup>-4,5</sup>	0,25	5,0	25	17	1,54
II.2		0,5			23,5	1,50
II.3		0,25	7,5		17,5	1,50
II.4		0,5			24	1,52
II.5		0,25	10,0		18,5	1,51
II.6		0,5			24,5	1,52
II.7		0,25	5,0	50	24	1,53
II.8		0,5			39	1,50
II.9		0,25	7,5		24,5	1,50
II.10		0,5			39,5	1,52
II.11		0,25	10,0		25,5	1,50
II.12		0,5			40	1,53

**Tabelle C.3:** Bemessungssituationen für den mäßigen chemischen Angriff

Nr.	$c_s$ (mol/l)	$v_a$ (mm/a)	$R_a^{-1}$ (mm/(d· mol/l) <sup>0.5</sup> )	$t$ (a)	$a_{erf}$ (mm)	$\beta$ (-)
III.1	10 <sup>-5,0</sup>	0,0	7,5	25	12	1,52
III.2		0,2			15,5	1,53
III.3		0,0	10,0		13	1,55
III.4		0,2			16	1,54
III.5		0,0	12,5		13,5	1,51
III.6		0,2			16,5	1,54
III.7		0,0	7,5	50	13	1,52
III.8		0,2			21	1,52
III.9		0,0	10,0		14	1,51
III.10		0,4			21,5	1,54
III.11		0,0	12,5		15	1,50
III.12		0,2			22	1,53



## Anhang D

### Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile

Die auf den nachfolgenden Seiten dargestellten Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile wurden aus dem in Kapitel 6.4 entwickelten Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten abgeleitet. Demnach ist bei deren Anwendung der Gültigkeitsbereich der festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen.

Die Bemessungsnomogramme sind abgesichert

- für einen Konzentrationsbereich von  $10^{-4,0} \leq c_s \leq 10^{-5,0} \text{ mol/l}$
- für Abtragungsgeschwindigkeiten  $v_a \leq 0,7 \text{ mm/a}$
- für inverse Materialwiderstände  $R_a^{-1} \leq 12,5 \text{ mm}/(d \cdot \text{mol/l})^{0,5}$
- für erforderliche Mindestmaße  $a_{erf} \leq 50 \text{ mm}$
- für Nutzungsdauern  $t \leq 50 \text{ Jahre}$

Darüber hinaus sind die Annahmen, die der Festlegung der Bemessungsvariablen in Kapitel 6.3.2 zugrunde liegen, zu berücksichtigen.

Den Nomogrammen liegt ein Zuverlässigkeitsniveau  $\beta_0$  von 1,5 zugrunde.

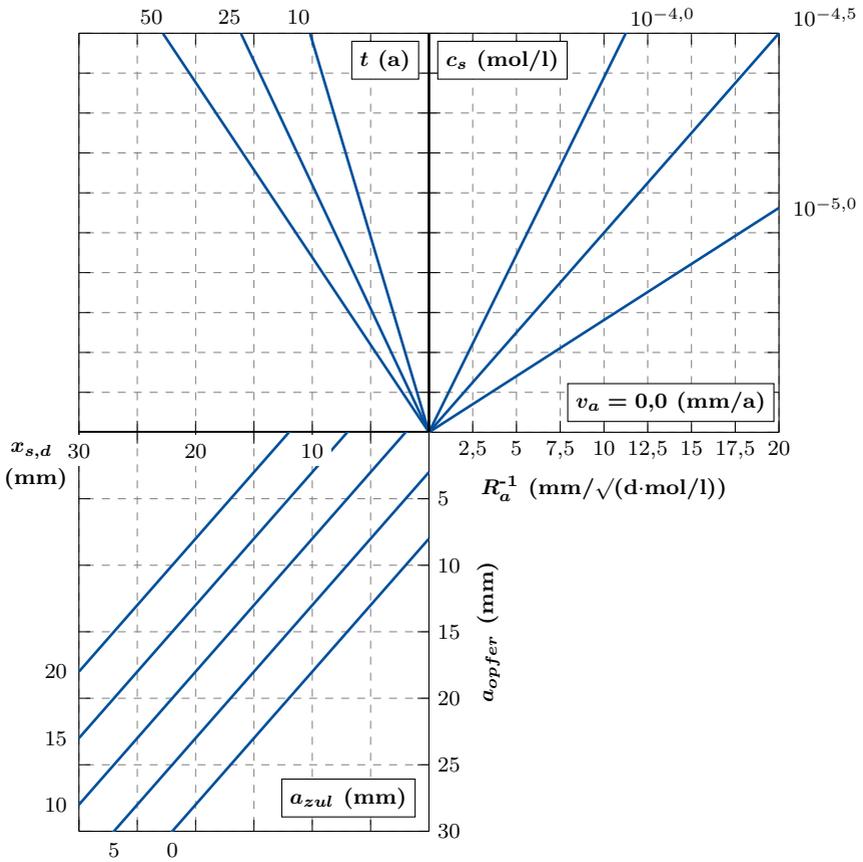


Bild D.1: Bemessungsnomogramm für  $v_a = 0,0$  mm/a

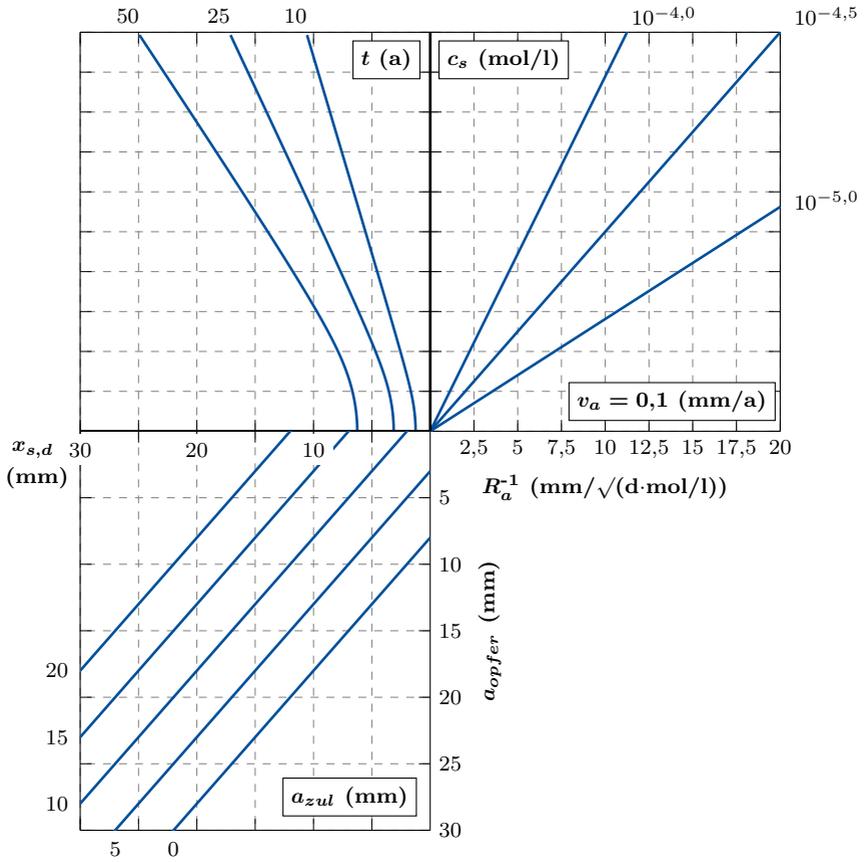


Bild D.2: Bemessungnomogramm für  $v_a = 0,1 \text{ mm/a}$

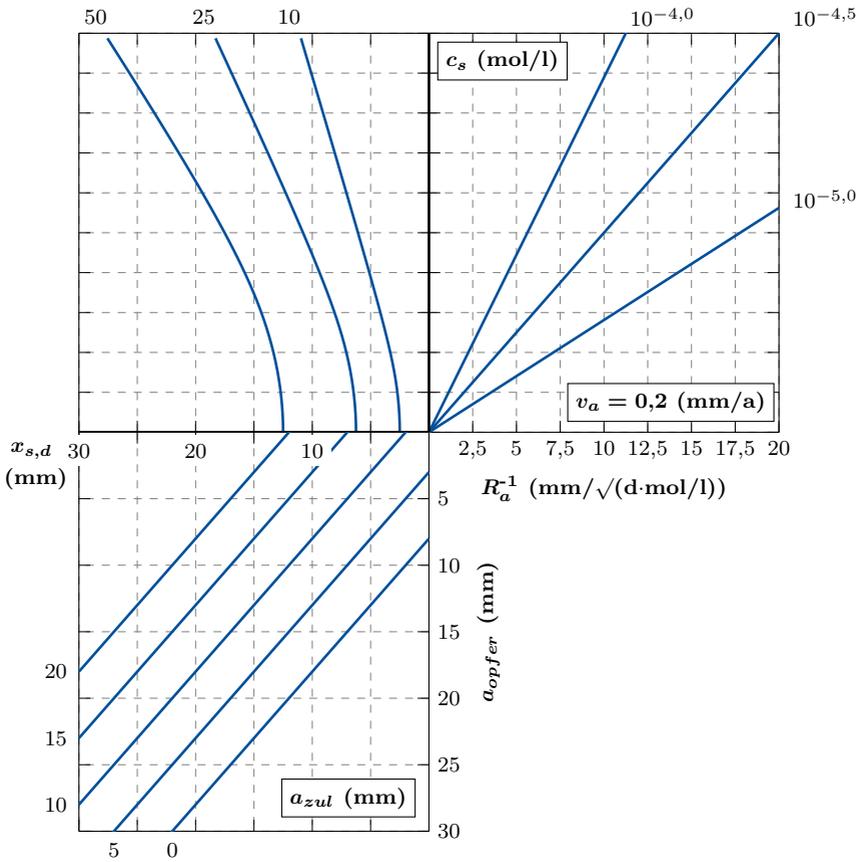
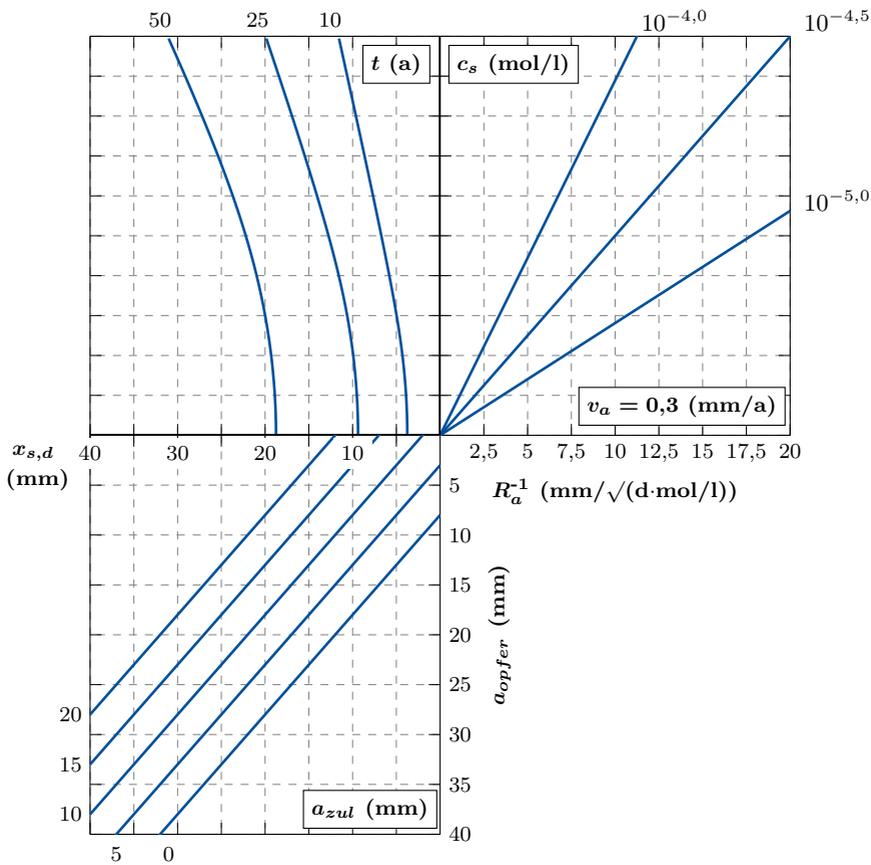


Bild D.3: Bemessungsnomogramm für  $v_a = 0,2$  mm/a



**Bild D.4:** Bemessungsnomogramm für  $v_a = 0,3 \text{ mm/a}$

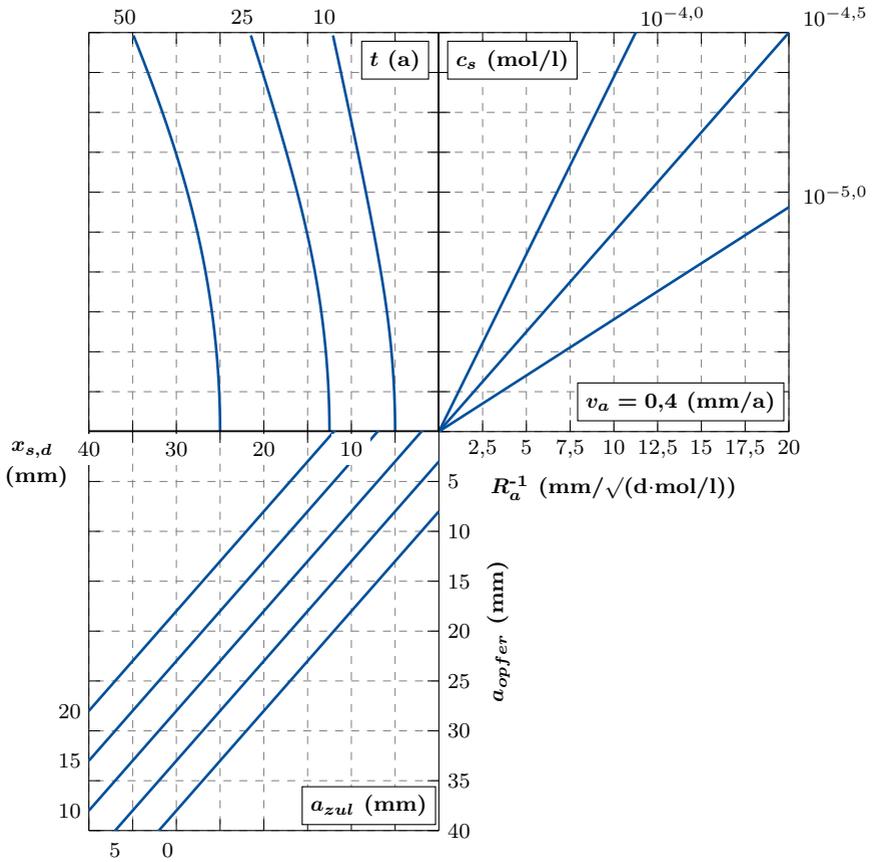


Bild D.5: Bemessungsnomogramm für  $v_a = 0,4 \text{ mm/a}$

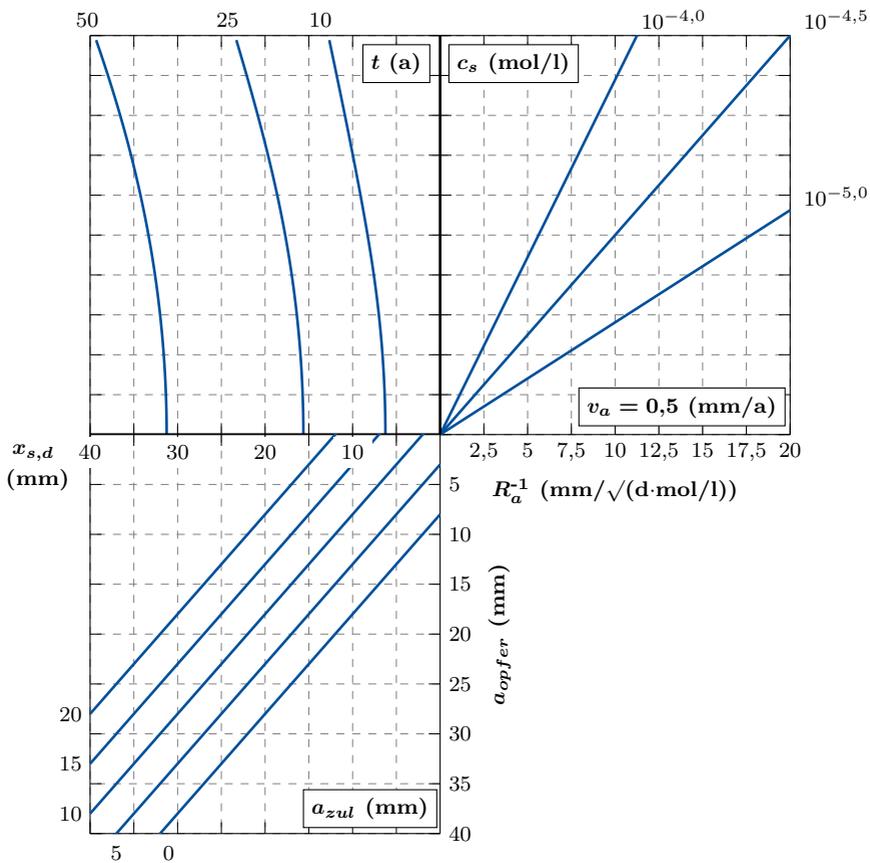


Bild D.6: Bemessungsnomogramm für  $v_a = 0,5 \text{ mm/a}$

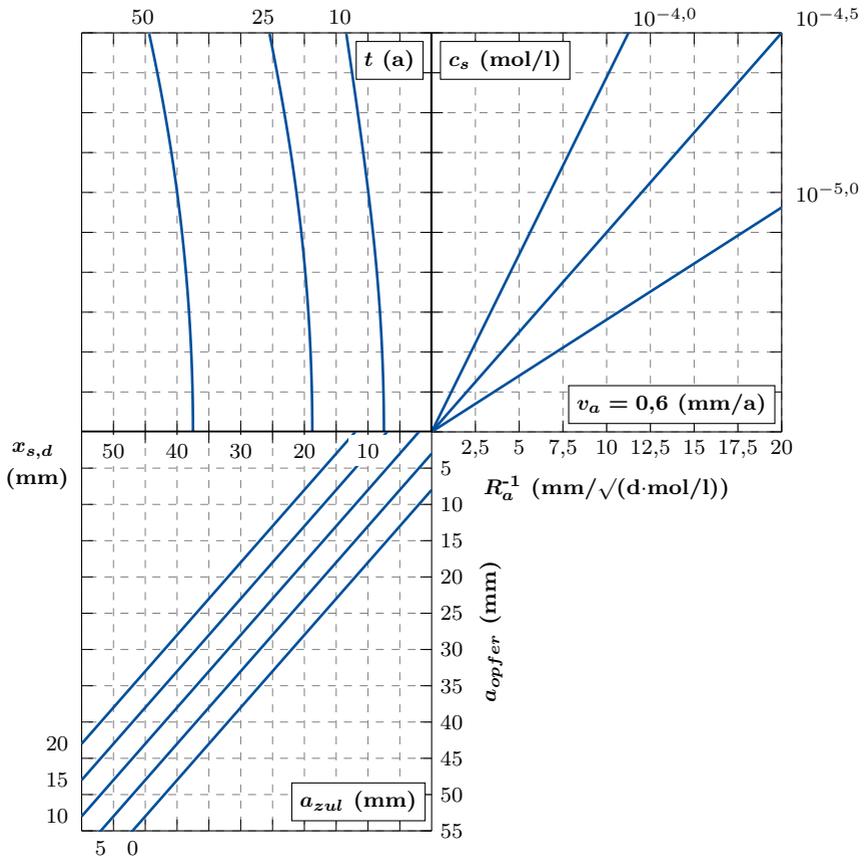


Bild D.7: Bemessungsnomogramm für  $v_a = 0,6$  mm/a

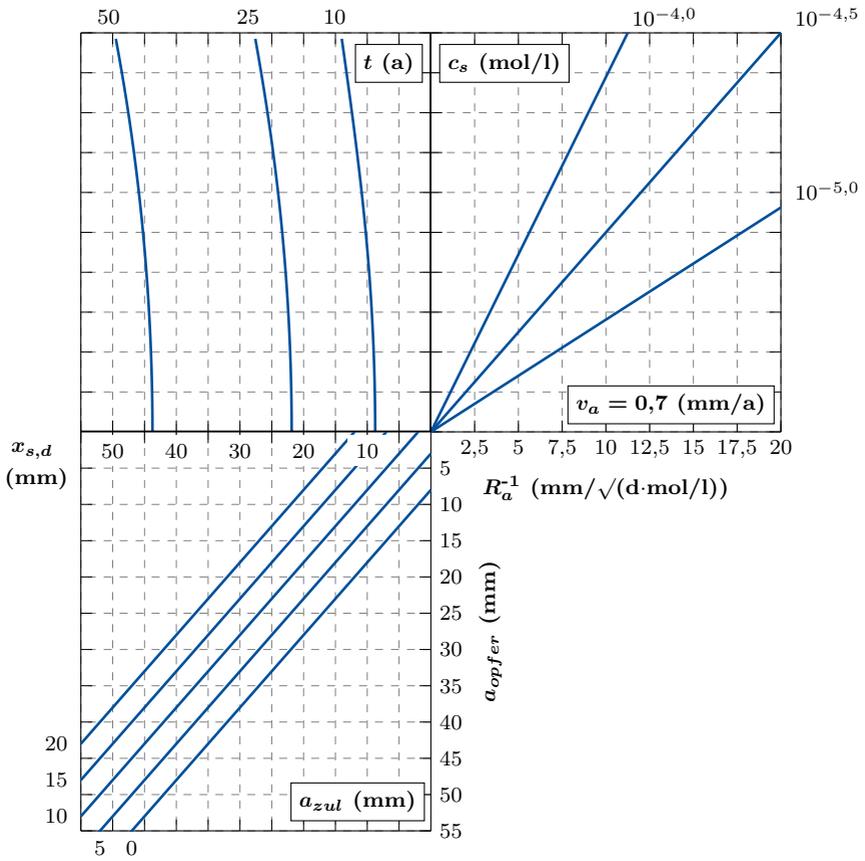


Bild D.8: Bemessungnomogramm für  $v_a = 0,7 \text{ mm/a}$



## Anhang E

### Zusammensetzungen der in den Untersuchungen verwendeten Betone und Mörtel

In den nachfolgenden Tabellen finden sich die Zusammensetzungen der in den experimentellen Untersuchungen verwendeten Betone und Mörtel sowie weiterführende Informationen zu den verwendeten Proben. Es ist zu beachten, dass es nicht das Ziel der Arbeit war, den Säurewiderstand von unterschiedlichen Betonen oder Mörteln zu quantifizieren. Die Widerstandsseite war folglich nicht der primäre Untersuchungsgegenstand. Daher folgen die gewählten Zusammensetzungen und verwendeten Proben keiner bestimmten Systematik.

**Tabelle E.1:** Betonzusammensetzungen in den Untersuchungen zur Darstellung des Einflusses der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Konzentration des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik (vgl. Kap. 4.2.1)

Bezeichnung	Einheit	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4
Zementart		CEM III/B 42,5 L-LH/HS/NA			
Zementgehalt	$\text{kg}/\text{m}^3$		360		
w/z-Wert	–		0,45		
Fließmittel	$\text{kg}/\text{m}^3$		6,1		
Gesteinskörnung					
Sand 0-2	$\text{kg}/\text{m}^3$		640		
Kies 2-8	$\text{kg}/\text{m}^3$		712		
Kies 8-16	$\text{kg}/\text{m}^3$		445		
Vorlagerung			Wasserlagerung		
Prüffläche			gesägt		
Probealter	$d$	365	365	371	371

**Tabelle E.2:** Mörtelzusammensetzungen in den Untersuchungen zur Erfassung des Einflusses der Sättigung des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik (vgl. Kap. 4.2.3)

Bezeichnung	Einheit	Serie 1	Serie 2
Zementart		CEM I 42,5 N	
Zementgehalt	$kg/m^3$	320	
w/z-Wert	–	0,45	
Fließmittel	$kg/m^3$	1,6	
Gesteinskörnung			
Sand 0-2	$kg/m^3$	650	
Kies 2-8	$kg/m^3$	-	
Kies 8-16	$kg/m^3$	-	
Vorlagerung		Wasserlagerung	
Prüffläche		geschalt	
Probealter	$d$	87	54

**Tabelle E.3:** Betonzusammensetzungen in den Untersuchungen zur Erfassung des Einflusses der Durchmischung des Prüfmediums auf die Korrosionskinetik (vgl. Kap. 4.2.5)

Bezeichnung	Einheit	Serie 1	Serie 2	Serie 3
Zementart		CEM I 42,5 N		
Zementgehalt	$kg/m^3$	366		
w/z-Wert	–	0,47		
Fließmittel	$kg/m^3$	7.2		
Gesteinskörnung				
Sand 0-2	$kg/m^3$	650		
Kies 2-8	$kg/m^3$	731		
Kies 8-16	$kg/m^3$	450		
Vorlagerung		Wasserlagerung		
Prüffläche		gesägt		
Probealter	$d$	698	698	698

**Tabelle E.4:** Mörtelzusammensetzungen in den Untersuchungen zur Plausibilitätskontrolle des entwickelten Diffusions-Abtrags-Modells (vgl. Kap. 5.3)

Bezeichnung	Einheit	Serie 1	Serie 2
Zementart		CEM III/B 42,5 L-LH/HS/NA	
Zementgehalt	$kg/m^3$	360	
w/z-Wert	–	0,45	
Fließmittel	$kg/m^3$	1,8	
Gesteinskörnung			
Sand 0-2	$kg/m^3$	677	
Kies 2-8	$kg/m^3$	-	
Kies 8-16	$kg/m^3$	-	
Vorlagerung		Wasserlagerung	
Prüffläche		geschalt	
Probalter	$d$	141	96

**Tabelle E.5:** Beton- und Mörtelzusammensetzungen in den Untersuchungen zur Erfassung der Streuung der Abtragsgeschwindigkeit (vgl. Kap. 6.3.2.4)

Bezeichnung	Einheit	Serie 1	Serie 2	Serie 3
Zementart		CEM III/B 42,5 L-LH/HS/NA		
Zementgehalt	$kg/m^3$	360		
w/z-Wert	–	0,45		
Fließmittel	$kg/m^3$	2,9		1,8
Gesteinskörnung				
Sand 0-2	$kg/m^3$	688		677
Kies 2-8	$kg/m^3$	388		-
Kies 8-16	$kg/m^3$	705		-
Vorlagerung		Wasserlagerung		
Prüffläche		gesägt		geschalt
Probalter	$d$	251	i. M. 346	96



# Wissenschaftlicher Werdegang

Name: Jesko Gerlach

## Schulische Ausbildung

1990-1994: Grundschule Neustadt a. d. Aisch

1994-2003: Friedrich-Alexander-Gymnasium, Neustadt a. d. Aisch  
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife

## Akademische Ausbildung

2005-2010: Studium des Bauingenieurwesens,  
Fachrichtung Bauwerksplanung und -konstruktion,  
Leibniz Universität Hannover  
Abschluss: Diplom-Ingenieur

## Beruflicher Werdegang

2011-2014: Industriestipendium der E.ON Kernkraft GmbH zur  
Bearbeitung von Forschungsvorhaben im Rahmen von  
Promotionsarbeiten am Institut für Baustoffe der Leibniz  
Universität Hannover

2014-2017: Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe,  
Leibniz Universität Hannover

2017: Akademischer Rat am Institut für Baustoffe,  
Leibniz Universität Hannover



# Berichte aus dem Institut für Baustoffe

Bisher in dieser Reihe erschienene Hefte:

- Heft 1: Thomas Freimann: „Einfluß von Steinkohlenflugaschen auf das rheologische Verhalten von Zementleimen und –mörteln“, 2002
- Heft 2: Susanne Thoke-Weidlich: „Alkaliionendiffusion in carbonatisierte und nicht carbonatisierte Betone“, 2002
- Heft 3: Lasse Petersen: „Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen“, 2003
- Heft 4: Holger Höveling: „Robustheit von Selbstverdichtendem Beton (SVB)“, 2006
- Heft 5: Jens Uwe Pott: „Entwicklungsstrategien für zementgebundene Schäume“, 2006
- Heft 6: Steffen Anders: „Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints“, 2008
- Heft 7: Maik Wefer: „Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung“, 2010
- Heft 8: Fongjan Jirasit: "Chemical, Mechanical and Microstructural Properties of Alkali-Activated Cement“, 2010
- Heft 9: Ludger Lohaus (Hrsg.); Thomas Steinborn (Hrsg.): „Fortschritte in der Baustofftechnik“, 2011
- Heft 10: Nick Lindschulte: „Drucktragverhalten von Rohren aus Ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung“, 2013
- Heft 11: Karen Fischer: „Betontechnische Einflüsse auf das Erscheinungsbild von Sichtbetonflächen bei Zementleimleckagen“, 2014
- Heft 12: Thomas Steinborn (Hrsg.): „Festschrift Ludger Lohaus zur Vollendung des sechzigsten Lebensjahres“, 2014
- Heft 13: Nadja Oneschkow: „Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung“, 2014
- Heft 14: Yared Assefa Abebe: "Flowable and Stable Concrete: Design, Characterization and Performance Evaluation“, 2017
- Heft 15: Michael Werner: „Realitätsnahe Materialeigenschaften von hochfesten Feinkornbetonen in Grouted Joints“, 2017
- Heft 16: Jesko Gerlach: „Ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile“, 2017

## **Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung**

Die Hefte der bis 1995 laufenden Schriftenreihe „Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung“ können ebenfalls über das Institut für Baustoffe der Leibniz Universität Hannover bezogen werden.

Institut für Baustoffe  
Leibniz Universität Hannover  
Appelstraße 9A  
30167 Hannover  
Tel.: 0511/762-3722  
Fax: 0511/762-4736  
<http://www.baustoff.uni-hannover.de>

Der Autor:

Jesko Gerlach, Jahrgang 1984, studierte von 2005 bis 2010 Bauingenieurwesen mit der Fachrichtung Bauwerksplanung und –konstruktion an der Leibniz Universität Hannover. Seit 2011 ist er für das Institut für Baustoffe der Leibniz Universität Hannover tätig, zunächst als Stipendiat und von 2014 bis 2017 als wissenschaftlicher Mitarbeiter.

Neben dem chemischen Betonangriff und der Prüfung des Säurewiderstands von Beton hat er sich in dieser Zeit insbesondere mit weiteren dauerhaftigkeitsrelevanten Problemstellungen von Betonbauwerken beschäftigt. Darüber hinaus hat er sich intensiv mit dem Lebensdauermanagement von Betonbauwerken befasst.

Dieses Buch stellt die genehmigte Dissertation des Autors dar.

ISBN 978-3-936634-19-8