

**Chloridumverteilung in Beton nach Applikation eines
Oberflächenschutzsystems**
Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7

Im Fachbereich
Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Ayhan René Celebi

aus Kaiserslautern

Prüfungsvorsitz: Prof. Dr. rer. nat. Robert Jüpner
1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Gesa Kapteina
3. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Christoph Dauberschmidt
Tag der mündlichen Prüfung: 02.12.2020

Kaiserslautern, 02.12.2020

(D 386)

Kurzfassung

Das Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. die Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 stellen im Vergleich zu konventionellen Instandsetzungsprinzipien technisch und wirtschaftlich interessante Verfahren zur Instandsetzung von chloridbelasteten Betonbauteilen dar. Die Verfahren beruhen auf der Absenkung des Wassergehaltes (W) im Bereich des chloridkontaminierten Betons (Cl), welche durch die Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung erreicht wird. Durch die Beschichtung soll ein intermittierendes Eindringen von Chloriden unterbunden und die Initiierung von Bewehrungskorrosion verhindert werden. Ungeklärte Fragen hinsichtlich der Wirksamkeit der Verfahren und daraus resultierende Anwendungsbeschränkungen in den maßgebenden Regelwerken haben eine praxisgerechte Anwendung der Verfahren bis dato kaum möglich gemacht.

Ziel dieser Arbeit war es im Rahmen von grundlegenden Untersuchungen die Mechanismen des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 besser zu verstehen, um damit einen Beitrag zur Schaffung der erforderlichen Grundlagen für eine breitere Anwendung der Verfahren in der Praxis zu leisten. Im Fokus stand dabei die Entwicklung eines Modells zur Beschreibung der Chloridumverteilung nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung.

Hierzu wurde zunächst ein mathematisches Modell mit einer in sich geschlossenen analytischen Lösung entwickelt, mit dessen Hilfe die Chloridumverteilung unter Annahme einer vollständigen Wassersättigung des Betons nach Applikation einer systemabdichtenden Oberflächenschutzbeschichtung berechnet werden kann.

Daran anknüpfend wurde der Einfluss der infolge der Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 zu erwartenden Austrocknung des Betons auf die Chloridumverteilung im abgedichteten System untersucht. Auf Basis von eigenen Untersuchungen und darauf aufbauenden numerischen Berechnungen wurden materialspezifische Abminderungsfunktionen entwickelt, die die Abhängigkeit des Chloriddiffusionskoeffizienten von der Umgebungsfeuchte beschreiben.

Abschließend wurden auf Grundlage einer Parameterstudie allgemeingültige Grenzwerte für Randbedingungen hergeleitet, bis zu denen eine Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 angewendet werden kann, ohne dass im Zuge der Chloridumverteilung der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung im geplanten Restnutzungszeitraum überschritten wird.

Ein Großteil der dieser Arbeit zu Grunde liegenden Untersuchungen erfolgte im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Projektes „Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsprinzip W-Cl“.

Abstract

Compared to conventional repair principles, the repair principle W-Cl or respectively 7.7 and 8.3 represent technically and economically interesting options for the repair of chloride-loaded concrete components. The methods are based on the reduction of the water content (W) in the area of the chloride contaminated concrete (Cl), which is achieved by applying a surface protective coating. The coating is intended to prevent the intermittent penetration of chlorides and the initiation of reinforcement corrosion. Unresolved questions regarding the effectiveness of the process and the resulting application restrictions in the relevant regulations have so far made a practical application of the process barely possible.

The aim of this work was to better understand the mechanisms of the repair principle W-Cl or 7.7 and 8.3 within the framework of fundamental investigations in order to contribute to the creation of the necessary basis for a broader application of the methods in practice. The focus was on the development of a model to describe the chloride redistribution after application of a system sealing surface protection coating.

First, a mathematical model with a self-contained analytical solution was developed, with which the chloride redistribution can be calculated assuming complete water saturation of the concrete after application of a system sealing surface protection coating.

The influence of the expected drying of the concrete due to the application of the repair principle W-Cl or respectively 7.7 and 8.3 on the chloride redistribution in the sealed system was then investigated. On the foundation of own investigations and numerical calculations based on them, material-specific reduction functions were developed which describe the dependence of the chloride diffusion coefficient on the ambient humidity.

Finally, on the basis of a parameter study, generally valid limit values were derived for boundary conditions up to which a repair according to the principle 7.7 can be applied without exceeding the critical corrosion-inducing chloride content during the course of chloride redistribution at the location of the reinforcement in the planned remaining service life.

A large part of the investigations on which this work is based were carried out as part of the project "Application limits of the repair principle W-Cl" funded by the German Research Foundation (DFG).

Abkürzungsverzeichnis

a	Altersexponent zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Abnahme des Diffusionskoeffizienten [-]
$A(t)$	Alterungsterm [-]
b_e	Temperaturkoeffizient [K]
c	Konzentration [mol/l]
$C(x,t)$	Chloridkonzentration in der Tiefe x zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
$c(x,t_b)$	Chloridkonzentration in der Tiefenlage $x > 0$ nach einer Expositionsdauer t [M.-%/z]
$C(x,t_{exp})$	Chloridkonzentration in der Tiefenlage $x > x_k$ nach einer Expositionsdauer t_{exp} [M.-%/z]
C_0	Eigenchloridgehalt des Betons [M.-%/z]
c_d	Farbumschlagauslösende Chloridkonzentration [mol/l]
C_k	Chloridkonzentration aus dem Kapillartransport [M.-%/z]
C_s	Chloridkonzentration an der Oberfläche zum Beobachtungszeitpunkt t [M.-%/z]
$C_{s,\Delta x}$	Chloridkonzentration in Tiefe Δx in Abhängigkeit von der Chlorideinwirkung, zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
$C_{s,g}$	Restchloridgehalt an der Grenzschicht [M.-%/z]
C_{sa}	Chloridkonzentration an der Betonoberfläche. Ist ein Tiefenbereich x_k vorhanden, so ist dies eine theoretische, durch Extrapolation bestimmte Konzentration [M.-%/z]
D	Diffusionskoeffizient [m ² /s]
$D_{Eff,R}^*(t_{exp})$	Effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton von Straßenbauwerken nach t_{exp} [mm ² /a]
D_{app}	Scheinbarer Diffusionskoeffizient [m ² /s]
$D_{app,C}(t)$	Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t [m ² /s]
D_{cl}	Chloridmigrationskoeffizient [m ² /s]
D_{eff}	Effektiver Diffusionskoeffizient [m ² /s]
$D_{eff,C}(t)$	Effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t [m ² /s]
D_{eff}^{RH}	Effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton in Abhängigkeit von der rel. Luftfeuchte RH in [m ² /s]
$D_{eff}^{RH=1}$	Effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton bei rel. Luftfeuchte $RH = 1$ in [m ² /s] (Annahme: kapillar wassergesättigter Beton)
$D_L(t)$	Longitudinaler, hydrodynamischer Dispersionskoeffizient zum Zeitpunkt t [mm ² /a]
D_{nss}	Nicht-stationärer Diffusionskoeffizient [m ² /s]
$D_{nss,\tau}$	Quasi-aktueller Diffusionskoeffizient [m ² /s]

D_{RCM}	Chloridmigrationskoeffizient [m^2/s]
$D_{RCM,0}$	Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt t_0 [m^2/s]
D_{ss}	Stationärer Diffusionskoeffizient
$D_{test}(t_0)$	Ermittelter Chloriddiffusionskoeffizient zum Referenzzeitpunkt t_0 [m^2/s]
erf	Gauss'sche Fehlerfunktion
F	Faraday'sche Konstante [$J/Vmol$]
$f(z)$	Chloridverteilung im Beton zum Zeitpunkt der Bauteilabdichtung [$M.-%/z$]
h	Höhe [m]
J	Massenstromdichte [$kg/(s \cdot m^2)$]
J_e	Extern erzeugte Stromdichte [A/m^2]
k_e	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit von $D_{eff,c}(t)$ [-]
k_R	Regressionsvariable zur Berücksichtigung von Abweichungen vom effektiven Chloriddiffusionskoeffizienten im Vergleich zu Einlagerungsversuchen infolge geänderter Randbedingungen, welche Abweichungen vom reinen Diffusionsverhalten oder geänderte Diffusionsgeschwindigkeiten hervorrufen [-]
k_t	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung von Abweichungen zwischen im RCM-Versuch ermittelten Migrationskoeffizienten und unter natürlichen Bedingungen bestimmten Diffusionskoeffizienten [-]
L	Gesamt-Bauteiltiefe [m]
p	Mathematische Hilfsvariable [-]
$Q_{j,v}$	Elektrischer Strom [A]
R	Reaktionsrate [$mol/(m^3/s)$], Gaskonstante [$J/(Kmol)$]
RH	Relative Luftfeuchte der Umgebungsluft [%], relative Luftfeuchte der Umgebungsluft [-]
RH_c	Relative Luftfeuchte der Umgebungsluft [-] bei dem der Diffusionskoeffizient halb so groß ist wie bei der relativen Luftfeuchte von $RH = 1$
s_D	Wasserdampf-Durchlässigkeit [m]
t	Zeit [s]
T	Temperatur [K]
t_0	Referenzzeitpunkt [s]
t_b	Zeit ab dem Zeitpunkt der Bauteilabdichtung [s]
t_{exp}	Expositionsdauer, Zeitspanne von der ersten Beaufschlagung bis zum Beobachtungszeitpunkt [a]
T_{ist}	Umgebungs- bzw. Bauteiltemperatur [K]

Abkürzungsverzeichnis

T_{ref}	Referenztemperatur [K]
U	Potentialdifferenz [V]
V	Elektrische Spannung [V], Elektrisches Potential [V]
$v(t)$	Mittlere Konvektionsgeschwindigkeit von Chlorid zum Zeitpunkt t [mm/a]
w/z	Wasserzementwert [-]
x	Tiefe [mm]
x_d	Mittlere Eindringtiefe der Chloridionen [m]
x_{sim}	Numerisch bestimmte Eindringtiefe der Chloridionen [m]
x_k	Tiefenbereich, der, durch ggf. intermittierende Chlorideinwirkung bedingt, eine vom 2. Fick'schen Diffusionsgesetz abweichenden Verlauf der Chloridkonzentrationen zeigt [mm]
x_s	Chlorideindringtiefe beim 2-Schicht-Systems [mm]
z	Tiefe mit einem korrespondierenden Chloridgehalt $C(z,t)$ [m], Ionenladung [-]
α	Altersexponent zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Abnahme des Diffusionskoeffizienten [-]
Δx	Tiefenbereich mit abweichenden Chloridkonzentrationen durch intermittierende Chlorideinwirkung (Variable x) [m]
Δz	Tiefenbereich mit abweichende Chloridkonzentration durch intermittierende Chlorideinwirkung (Variable z) [m]
ϵ	Relative Dielektrizitätskonstante [-]
σ	Elektrische Leitfähigkeit [S/m]
φ_{RH}	Abminderungsfaktor des Migrationskoeffizienten von wasserteilgesättigtem Beton im Vergleich zu wassergesättigtem Referenzbeton [-]

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	i
Abstract	ii
Abkürzungsverzeichnis	iii
1 Einführung	1
1.1 Motivation und Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung der Arbeit	3
1.3 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit	4
2 Bewehrungskorrosion im Beton	7
2.1 Grundlagen	7
2.2 Chloridtransport im Beton	10
2.3 Diffusion	11
2.3.1 Theoretische Grundlagen	11
2.3.2 Begrifflichkeiten und Versuchstechnik	12
2.3.3 Einflussfaktoren auf das Diffusionsverhalten	15
2.4 Modelle des Chloridtransports	19
2.4.1 Allgemeines	19
2.4.2 Chlorideintrag	19
2.4.3 Chloridumverteilung	26
2.5 Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt	29
3 Instandsetzung chloridbelasteter Betonbauwerke	35
3.1 Überblick über die Instandsetzungsprinzipien	35
3.2 Das Instandsetzungsprinzip W-Cl	37
3.2.1 Theoretische Grundlagen	37
3.2.2 Anwendung in der Praxis & Wirtschaftlichkeit	39
3.2.3 Regularien und Anwendungsbeschränkungen	40
3.2.4 Bewertung der Anwendungsbeschränkungen	41
3.2.5 Offene Fragestellungen	43
4 Chloridumverteilung nach Abdichtung bei Wassersättigung	45
4.1 Modellbildung	45
4.2 Mathematische Herleitung	46
4.3 Modellparameter	53
4.4 Anwendungsbeispiel	55
4.5 Vergleichende numerische Untersuchungen	57
4.6 Vergleichende Laborversuche	58
4.6.1 Einführung	58
4.6.2 Mischungszusammensetzungen und Betoneigenschaften	58
4.6.3 Probekörper und Versuchsprogramm	59
4.6.4 Versuchsdurchführung	60
4.6.5 Ergebnisse und Auswertung	61
4.7 Bewertung der Ergebnisse	65

5	Chloridumverteilung nach Abdichtung bei Wasserteilsättigung	66
5.1	Einleitung	66
5.2	Grundlagen	66
5.2.1	Sorptionsverhalten von Beton	66
5.2.2	Diffusion bei Wasserteilsättigung	68
5.3	Ermittlung der feuchte- und materialspezifischen Chloridmigrationskoeffizienten	72
5.3.1	Methodik	72
5.3.2	Probekörperherstellung und Versuchsprogramm	72
5.3.3	Versuchsdurchführung	74
5.3.4	Ergebnisse und Auswertung	74
5.4	Numerische Modellierung der Chloridmigrationskoeffizienten	76
5.4.1	Einführung	76
5.4.2	Numerische Simulation des 1-Schicht-Systems	76
5.4.3	Numerische Herleitung des Migrationskoeffizienten der OS 4 Beschichtung	80
5.4.4	Numerische Ermittlung der Migrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone	81
5.4.5	Ergebnisse und Auswertung	82
5.5	Modellbildung	86
5.6	Validierung durch Laborversuche	87
5.6.1	Einführung	87
5.6.2	Probekörper und Versuchsprogramm	88
5.6.3	Ergebnisse und Auswertung	88
5.6.4	Bewertung der Ergebnisse	92
6	Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7	93
6.1	Einführung	93
6.2	Parameterstudie	94
6.3	Anwendungsgrenzen bei Wassersättigung	97
6.4	Anwendungsgrenzen bei Wasserteilsättigung	99
7	Zusammenfassung	102
8	Ausblick	104
9	Literaturverzeichnis	105
10	Lebenslauf des Verfassers	113
A	Anhang A – Feuchtespeicherverhalten von Beton	114
B	Anhang B – Diffusionsversuche	115
C	Anhang C – Migrationsversuche	119

1 Einführung

1.1 Motivation und Problemstellung

Die Lebensdauer von Stahlbetonbauwerken ist zeitlich begrenzt. Die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion ist dabei ein wesentlicher Faktor, der für Alterungs- und Schädigungsprozesse von Stahlbetonbauwerken verantwortlich ist. Der Eintrag der Chloride in den Beton findet dabei in erster Linie über auf Verkehrsflächen ausgebrachten Tausalzen oder durch die Exposition mit Meerwasser statt. Dringen die Chloride bis zur Betonstahloberfläche vor, kann die Passivschicht, welche ca. 13,5 nm dick ist und den Bewehrungsstahl vor Korrosion schützt, lokal aufgelöst werden [1]. Bei Vorliegen bestimmter Randbedingungen beginnt der Betonstahl zu korrodieren. Die bei chloridinduzierter Korrosion auftretende sogenannte Lochkorrosion ist dabei als besonders kritisch einzustufen, da die Korrosionsart mit lokal hohen Abtragsraten verbunden ist und die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen maßgeblich herabsetzen kann, ohne dass dies zunächst von außen ersichtlich ist.

Zur Abschätzung des Korrosionsrisikos und zur Beurteilung der Lebensdauer eines Betonbauwerkes ist ein Verständnis der Prinzipien der Chlorideindringmechanismen vorausgesetzt. In der Fachliteratur gibt es zahlreiche Arbeiten und Modelle, die das Eindringen der Chloride in Abhängigkeit von Material- und Umweltparametern beschreiben.

Das Eindringen von Chloriden in Verkehrsbauten verursacht jährlich Schäden in Milliardenhöhe. Laut einer aktuellen Statistik des Bundesamtes für Straßenbau (BASt) (März 2019) können beispielsweise 81 % aller Schäden an Brücken des Deutschen Autobahnnetzes der Bewehrungskorrosion zugeschrieben werden. Davon werden insgesamt ca. 73 % durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion ausgelöst (vgl. Abb. 1.1).

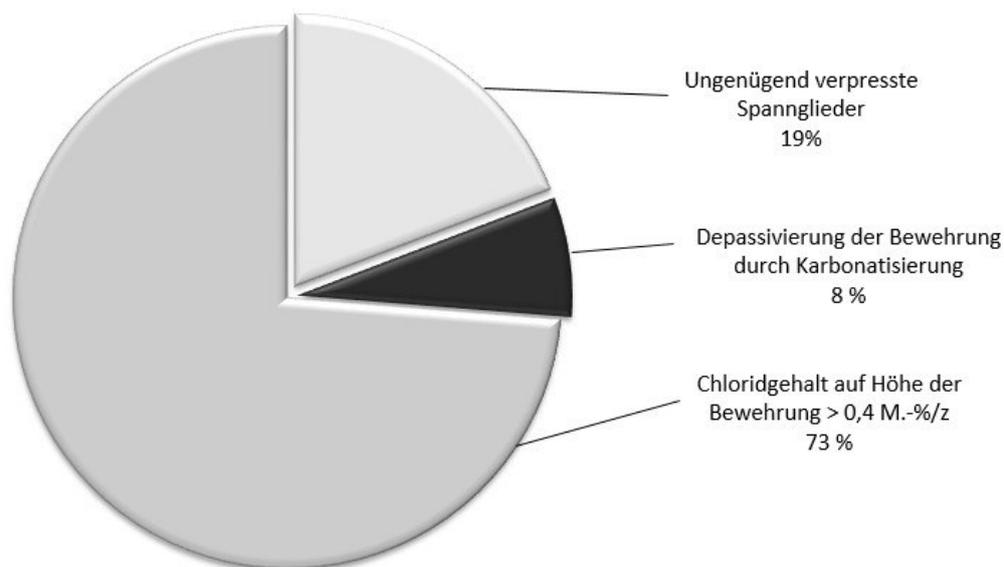


Abb. 1.1: Ursachen für Schäden an Brücken des Deutschen Autobahnnetzes nach Daten der BASt (März 2019)

Neben den Autobahnbrücken werden auch bei Parkdecks und Tiefgaragen die meisten sanierungsbedürftigen Schäden im Wesentlichen durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion über eingetragenes Tausalz ausgelöst. Da die meisten Parkhäuser in privater Hand sind, liegt zu der Höhe der Schäden keine aussagekräftige Statistik vor. Vor dem Hintergrund, dass alleine im Bundesverband

Parken in Deutschland über 3.000 Parkhäuser registriert sind, kann auch in diesem Sektor von großen Schadenssummen und einem großen Sanierungsbedarf ausgegangen werden.

Die Instandsetzung chloridbelasteter Bauwerke wird üblicherweise nach den Vorgaben der Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (RL-SIB) [2] ausgeführt. Zum Unterbinden des Korrosionsprozesses werden dabei unterschiedliche technische Herangehensweisen aufgeführt. In der Praxis erfolgt die Instandsetzung größtenteils durch Abtrag des chloridbelasteten Betons und anschließender Reprofilierung mit einem Instandsetzungsmaterial, was im Allgemeinen mit hohen Kosten, großem Arbeitsaufwand sowie durch den notwendigen Maschinen- und Materialeinsatz mit hohen CO₂-Emissionen verbunden ist.

Ein besonderer Fokus dieser Arbeit liegt auf dem alternativen Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. den Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3. Das in der DAfStb-Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen [2] geführte Kürzel W-Cl beschreibt dabei die technische Funktionsweise des Instandsetzungsprinzips - Absenkung des Wassergehaltes (W) im Bereich von chloridkontaminiertem Beton (Cl). Im Entwurf der neuen Instandhaltungsrichtlinie des DAfStb [3] wird das Instandsetzungsprinzip W-Cl in den Verfahren 7.7 „Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität durch Beschichtung“ und 8.3 „Erhöhung des elektrischen Widerstandes durch Beschichtung“ aufgegriffen.

Der Erhalt oder die Wiederherstellung der Passivität bzw. die Erhöhung des elektrolytischen Widerstandes wird dabei durch die Applikation eines Oberflächenschutzsystems (z. B. OS 4 nach [2]) erreicht. Durch die Austrocknung des Betons und die Unterbindung eines erneuten Chlorideintrags soll die Initiierung der Korrosion am Bewehrungsstahl verhindert bzw. bereits stattfindende Korrosionsprozesse auf ein unschädliches Maß reduziert werden. Im Vergleich zu konventionellen Instandsetzungsprinzipien mit Abtrag des chloridbelasteten Betons ermöglichen die Verfahren W-Cl bzw. 7.7 und 8.3 eine kostengünstige Instandsetzung mit einer verkürzten Instandsetzungsdauer und reduzierter Lärm- und CO₂-Belastung.

Die Wirksamkeit des Prinzips W-Cl bei karbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion wurde in [4] bereits wissenschaftlich nachgewiesen. Für die Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion sind jedoch in beiden Regelwerken eindeutige Warnhinweise gegeben. In [5] wird beschrieben, dass bei chloridbelastetem Beton eine größere Korrosionsgefahr besteht als bei Karbonatisierung und die Erhöhung des elektrolytischen Widerstandes des Betons eventuell nicht ausreicht, um die Korrosion der Bewehrung zu verhindern. Nach [2] ist die Anwendung des Verfahrens nur empfohlen, wenn durch einen sachkundigen Planer vor der eigentlichen Durchführung der Instandsetzung die Wirksamkeit der Maßnahme an einer Referenzfläche, z. B. mit einer Korrosionsstrommessvorrichtung, nachgewiesen werden kann. Um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, müsste der Korrosionsstromverlauf hierfür über einen längeren Zeitraum gemessen werden. Zudem wurde bisher kein allgemeingültiger Grenzwert festgelegt, der es ermöglicht auf Grundlage der gemessenen Korrosionsströme der Probeinstandsetzung die Wirksamkeit der Maßnahme zu beurteilen. Unter diesen Bedingungen ist eine praxiserhaltende und großflächige Anwendung des Instandsetzungsprinzips nicht möglich.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass das Instandsetzungsverfahren W-Cl bzw. die Verfahren 7.7 und 8.3 aus wirtschaftlicher und technischer Sicht eine interessante Alternative zu den herkömmlichen Instandsetzungsprinzipien darstellen. Der aktuelle Wissens- und Forschungsstand erlaubt jedoch keine breite Anwendung in der Baupraxis. Es bedarf grundlegender Untersuchungen, um die Mechanismen der Instandsetzungsverfahren zu verstehen und die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen und Materialparameter zu klären.

1.2 Zielsetzung der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit sollen grundlegende Fragestellungen im Zusammenhang mit dem Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. den Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 geklärt werden, um eine praxisingerechtere Anwendung der Verfahren zu ermöglichen. Ziel dieser Arbeit ist es neue Erkenntnisse über die Mechanismen der Instandsetzungsverfahren W-Cl bzw. 7.7 und 8.3 zu erlangen, um so die Wirksamkeit der Verfahren hinsichtlich des Korrosionsverhaltens zielsicher bewerten zu können.

Korrosion in Stahlbeton kann erst nach Überschreiten des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes auf Höhe der Bewehrungslage initiiert werden [1]. Um die Wirksamkeit des Prinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 zu bewerten bzw. die Restnutzungsdauer eines Bauteils nach der Instandsetzung prognostizieren zu können, ist es daher zwingend notwendig die Chloridumverteilung nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung beschreiben zu können.

Zur Beschreibung des Chlorideindringvorganges gibt es in der Fachliteratur mehrere mathematische Modelle auf Basis des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes, die alle einen über die gesamte Expositionsdauer konstant anstehenden Chloridgehalt als Randbedingung voraussetzen. Zum aktuellen Kenntnisstand gibt es jedoch keine analytische Lösung der Differentialgleichung, mit deren Hilfe die Chloridumverteilung nach Abdichtung zu einem geschlossenen System und den damit einhergehenden veränderten Randbedingungen beschrieben werden kann.

Ziel dieser Arbeit ist die Aufstellung eines allgemeingültigen Modells zur Beschreibung der Chloridumverteilung in Beton nach Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3. Da es sich bei dieser Aufgabenstellung um eine sehr komplexe Thematik handelt, werden im Folgenden daraus abgeleitete Teilaufgaben formuliert, die im Rahmen dieser Arbeit behandelt werden:

- Herleitung einer analytischen Lösung der Differentialgleichung des 2. Fick'schen Diffusionsgesetz unter den nach Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 vorliegenden Randbedingungen, durch die die Chloridumverteilung in Abhängigkeit von der Zeit unter Annahme voller Wassersättigung des Bauteils beschrieben werden kann.
- Entwicklung von materialspezifischen Abminderungsfunktionen zur Quantifizierung des Einflusses der im Rahmen des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 zu erwartenden Austrocknung auf die Chloridumverteilung in Beton.
- Erarbeiten allgemeingültiger Grenzwerte für Randbedingungen, bis zu denen eine Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 angewendet werden kann, ohne dass im Zuge der Chloridumverteilung der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung im geplanten Restnutzungszeitraum überschritten wird.

1.3 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit

Zur Erreichung der beschriebenen Zielsetzung ist die Arbeit in folgende acht Kapitel gegliedert.

In **Kapitel 1** wird die allgemeine Thematik der Arbeit erläutert, die wirtschaftliche Relevanz der Problemstellung beschrieben und ein allgemeiner Überblick zur Herangehensweise und Problemlösung gegeben.

Kapitel 2 befasst sich mit dem aktuellen Wissensstand zum Thema Bewehrungskorrosion in Beton. Zunächst werden die Grundlagen der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion zusammengefasst und die grundlegenden Chloridtransportmechanismen in Beton erläutert. Der Fokus liegt dabei auf der Beschreibung des Diffusionsvorganges und der Betrachtung der relevanten Einflussfaktoren. Darauf aufbauend werden die bisher in der Fachliteratur gängigen Modelle zur Beschreibung des Chloridtransports in Beton vorgestellt. Das Kapitel schließt mit einer Betrachtung zum aktuellen Wissensstand bezüglich des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes.

Kapitel 3 stellt den Wissensstand zur Instandsetzung von chloridbelasteten Bauwerken vor. Zunächst werden die aktuell gängigen Instandsetzungsprinzipien kurz zusammengefasst und hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit und Praxistauglichkeit bewertet. Darauf folgend wird das Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. die Verfahren 7.7 und 8.3 im Detail betrachtet. Dabei werden auf Basis der Literaturlauswertung die theoretischen Grundlagen der Instandsetzungsverfahren und die technischen Funktionsweisen erläutert. Im Rahmen einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wird das Potential und die Relevanz der Verfahren nochmals herausgestellt. Es folgt ein detaillierter Überblick über den aktuellen Stand der Regularien, aktuell zugelassene Anwendungsfelder, als auch über die Anwendungsgrenzen und Probleme, welche die großflächige Nutzung des Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 bisher verhindert haben. Abschließend werden die offenen Punkte und Fragestellungen, welche im Rahmen dieser Arbeit in den folgenden Kapiteln behandelt werden, zusammengefasst.

In **Kapitel 4** wird die Chloridumverteilung nach Anwendung des Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 thematisiert. Um eine breite Anwendung der Instandsetzungsverfahren zu ermöglichen, muss eine zielsichere Prognose der Lebensdauer nach Applikation der Beschichtung ermöglicht werden. Ein erster Ansatz um die Korrosionsgefahr nach der Beschichtung bewerten zu können, ist dabei die Entwicklung eines Rechenmodells, um die Chloridumverteilung im Bauteil nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung quantifizieren zu können. Hierfür wird zunächst eine analytische Lösung der Differentialgleichung des 2. Fick'schen Diffusionsgesetz unter den nach Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 vorliegenden Randbedingungen entwickelt. Um eine mathematische Beschreibung der Chloridumverteilung durch Diffusion zu ermöglichen, wird hierfür zunächst der auf der sicheren Seite liegende Zustand der vollen Wassersättigung und vollständigen Abdichtung des Bauteils angenommen. Darauf folgend wird mit Hilfe der Software COMSOL® ein Finite-Elemente-Modell zur Beschreibung der Chloridumverteilung aufgebaut. Abschließend wird das mathematische Berechnungsmodell zur Beschreibung der Chloridumverteilung nach Abdichtung in einem geschlossenen System durch Laborversuche validiert.

Kapitel 5 behandelt den Einfluss der Bauteilfeuchte auf die Chloridumverteilung. Das in Kapitel 4 erstellte Modell zur Beschreibung der Chloridumverteilung nach Abdichtung wird damit um den Parameter Bauteilfeuchte erweitert. Hierzu werden zunächst Laborversuche durchgeführt, um den Einfluss der nach Anwendung des Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 zu erwartenden Austrocknung im Bauteil auf die Chloridumverteilung zu bestimmen. Auf Grundlage der Ergebnisse der Laborversuche wird mit Hilfe der Software COMSOL® ein numerisches Modell

aufgestellt und auf dessen Basis materialspezifische Abminderungsfunktionen entwickelt, mit deren Hilfe der Einfluss des Feuchtegehaltes des Betons auf den Diffusionskoeffizienten mathematisch beschrieben werden kann.

In **Kapitel 6** werden auf Grundlage der entwickelten Modelle zur Beschreibung der Chloridumverteilung allgemeingültige Grenzwerte für Randbedingungen hergeleitet, bis zu denen eine Instandsetzung nach dem Instandsetzungsverfahren 7.7 angewendet werden kann, ohne dass im Zuge der Chloridumverteilung eine Überschreitung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes auf Höhe der Bewehrung im geplanten Restnutzungszeitraum zu erwarten ist.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung der Ergebnisse in **Kapitel 7** und mit einem Ausblick auf für die Zukunft interessante Fragestellungen zur behandelten Thematik in **Kapitel 8**.

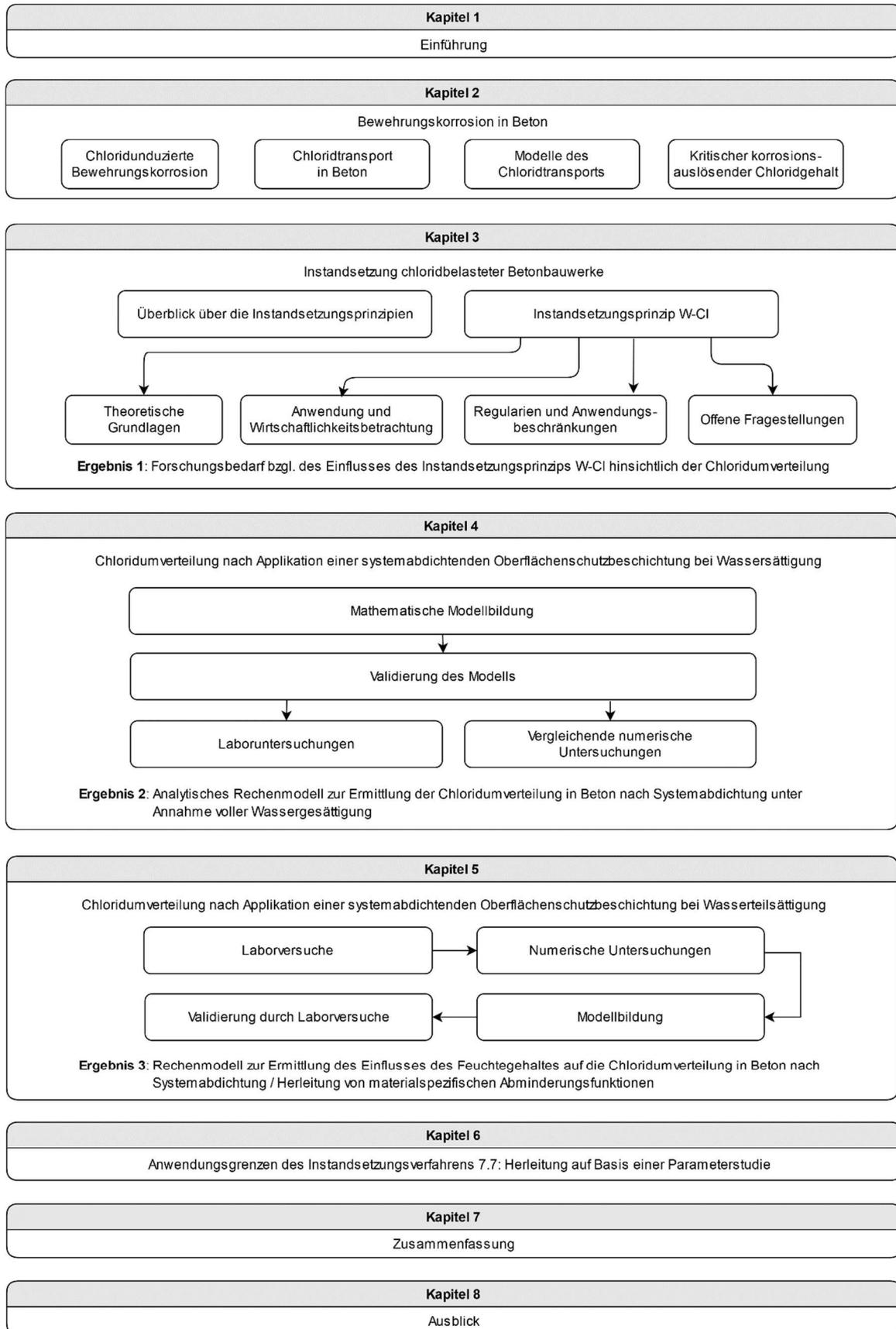


Abb. 1.2: Grafische Darstellung zur Vorgehensweise und zum Aufbau dieser Arbeit

2 Bewehrungskorrosion im Beton

2.1 Grundlagen

Stahlbeton gilt als einer der bedeutendsten Werkstoffe unserer Zeit. Aus konstruktiver Sicht hat der Verbundwerkstoff seinen Erfolg in erster Linie dem abgestimmten Einsatz der jeweiligen Tragfähigkeiten von Beton und Stahl zu verdanken. Die Kombination der Werkstoffe Stahl und Beton ist auch hinsichtlich der Dauerhaftigkeit mit positiven Effekten verbunden. Im Beton ist der Bewehrungsstahl von einer alkalischen Porenlösung umgeben. Dies ist auf das Vorhandensein von großen Mengen an Calciumhydroxid sowie von löslichen Alkalihydroxiden (NaOH und KOH), die bei der Hydratation der im Zementklinker enthaltenen Calciumsilicate C_3S und C_2S gebildet werden, zurückzuführen [6]. Der pH-Wert der Porenlösung wird je nach Literaturquelle zwischen 12,0 bis 13,9 beziffert [6], [7], [8], [9].

Im alkalischen Milieu der Betonporenlösung ist der Stahl, welcher in unlegiertem Zustand bei atmosphärischen Bedingungen unter dem Einfluss der Luftfeuchte rostet, dauerhaft vor Korrosion geschützt. Der Korrosionsschutz resultiert aus der Ausbildung einer Passivschicht auf der Stahloberfläche, die den darunterliegenden Stahl vor einer weiteren Auflösung schützt. Die Passivschicht setzt sich aus einer Art Sandwichstruktur zusammen, die auf der dem Stahl zugewandten Seite aus Fe_3O_4 besteht und auf der Seite des Elektrolyts zu $\gamma-Fe_2O_3$ oxydiert wird [10]. Die Dicke der Passivschicht ist nur wenige Nanometer stark und wurde in [11] mit 13,5 nm beziffert. Maßgeblich für den Korrosionsschutz ist jedoch nicht die Dicke der Passivschicht, sondern die nahezu porenfreie Struktur der Schicht, die den Übergang von Metallionen in den Elektrolyten verhindert [12], [13].

Wird die durch die Alkalität des Betons entstandene Passivschicht zerstört, ist der Stahl depassiviert und liegt zur Korrosion bereit. Die Korrosionsneigung von technischem Stahl ist auf den Herstellungsprozess zurückzuführen, bei dem der Stahl unter großer Energiezufuhr aus dem Ausgangsprodukt Eisenerz gewonnen wird. Unlegierter Stahl hat in der Folge ein natürliches Bestreben in seinen ursprünglichen, stabileren und energieärmeren Zustand zurückzukehren, was bei Vorliegen bestimmter Umgebungsbedingungen unter Bildung von Korrosionsprodukten, die in ihrer Zusammensetzung prinzipiell den natürlich vorkommenden Erzen entsprechen, erfolgt [14].

Nach [15] müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein, damit Stahl in Beton korrodieren kann:

- Die elektrische Leitfähigkeit des Metalls muss gegeben sein.
- Die anodische Eisenauflösung muss möglich sein.
- Die elektrolytische Leitfähigkeit des Betons muss gegeben sein.
- Es müssen Potentialdifferenzen vorhanden sein.
- Es muss Sauerstoff im Beton vorhanden sein.

Die anodische Eisenauflösung kann erst nach Depassivierung der Bewehrung erfolgen. Alle anderen aufgeführten Bedingungen sind i. d. R. für konventionelle Stahlbetonbauteile erfüllt.

Die Depassivierung des Stahls kann zum einen durch das Eindringen von Chloriden und zum anderen durch die Absenkung des pH-Wertes infolge der Karbonatisierung des Betons ausgelöst werden. Bei Letzterem dringt CO_2 aus der Umgebungsluft in den Beton ein und reagiert mit dem im Beton vorhandenen Calciumhydroxid zu Calciumcarbonat [16]. Bei diesem Prozess werden die wesentlichen Eigenschaften des Zementsteins verändert und der pH-Wert des Betons großflächig auf Werte unter 9 abgesenkt [17]. Nachdem die Karbonatisierungsfront die Lage der Bewehrung erreicht hat, wird die

schützende Passivschicht aufgelöst, wodurch der Stahl korrosionsbereit vorliegt. Die Bewehrungskorrosion infolge von Karbonatisierung wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

Im Gegensatz zur Korrosion infolge von Karbonatisierung kann bei chloridinduzierter Korrosion die Depassivierung des Betonstahls an vereinzelt lokalen Bereichen erfolgen, an denen der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten wurde. Die Folge sind Makrokorrosionselemente im Beton, bei denen die korrodierenden Bereiche der Betonstahloberfläche als Anode und die benachbarten Bereiche als Kathode fungieren. Da in diesem Fall eine große Kathodenfläche einer kleinen und lokal begrenzten Anodenfläche gegenübersteht, sind bei chloridinduzierter Lochkorrosion i. d. R. hohe Korrosionsgeschwindigkeiten und große Abtragsraten zu erwarten. So kann es in kurzer Zeit zu einer maßgeblichen Schwächung des Bewehrungsstahlquerschnitts und in der Folge zu Tragfähigkeitsverlusten kommen. Eine besondere Gefahr der chloridinduzierten Lochkorrosion besteht darin, dass der Korrosionsprozess im Gegensatz zur Korrosion durch Karbonatisierung ohne Volumenvergrößerung sowie ohne Betonabplatzungen vonstattengeht und damit im frühen Stadium von außen nicht ohne weiteres ersichtlich ist [18].

Der Schädigungsmechanismus von Stahlbetonwerken wird nach [12] in die Einleitungs- und Schädigungsphase unterteilt (vgl. Abb. 2.1). Grundsätzlich ist eine differenzierte Betrachtung beider Phasen erforderlich, da die beiden Schädigungsphasen von jeweils unterschiedlichen Parametern beeinflusst werden.

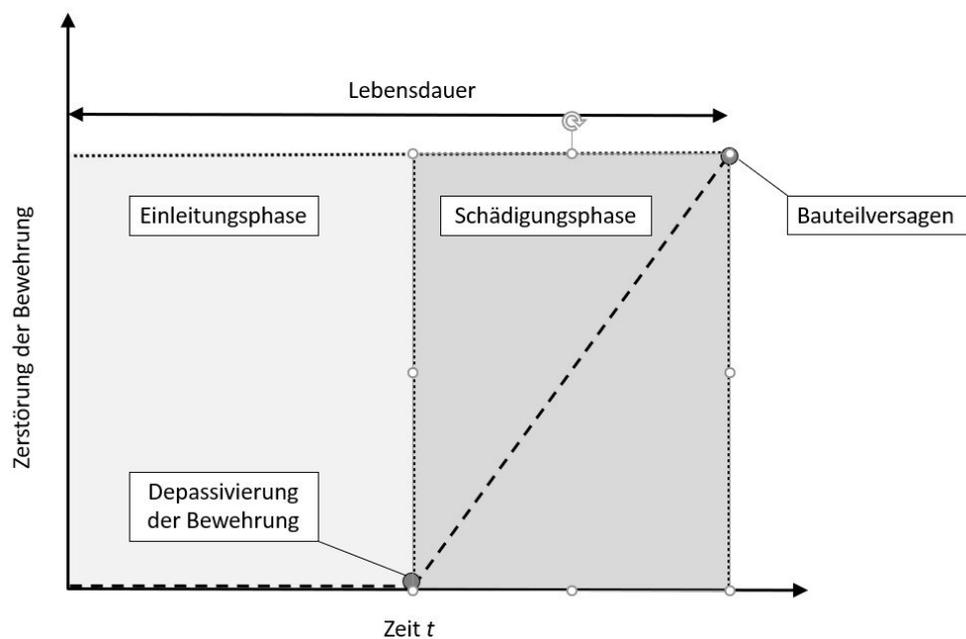


Abb. 2.1: Zeitlicher Ablauf der Schädigungsphasen bei chloridinduzierter Korrosion in Anlehnung an [12]

Die Einleitungsphase beschreibt den Zeitraum, in dem die Chloride von der Betonoberfläche bis zur Bewehrung vordringen. Die Chlorideindringgeschwindigkeit hängt dabei in erste Linie vom Porengefüge und Wassersättigungsgrad des Betons ab. Eine detaillierte Beschreibung über den Einfluss der verschiedenen Material- und Umweltparameter auf den Chlorideindringvorgang erfolgt in Abschnitt 2.4. In der Einleitungsphase findet noch keine Schädigung der Bewehrung statt. Der Einleitungsprozess an sich ist für den Beton auch nicht mit negativen Auswirkungen verbunden. Der Zeitpunkt, zu dem die Depassivierung der Bewehrung eingetreten ist, beschreibt gleichzeitig das Ende

der Einleitungsphase und den Beginn der Zerstörungsphase. Nach dem Auflösen der Passivschicht beginnt der Stahl im Beton zu korrodieren, bis schließlich der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit erreicht ist.

Der Korrosionsprozess von Stahl in Beton kann in örtlich voneinander getrennt ablaufende Teilprozesse untergliedert werden. Der anodische Teilprozess beschreibt den Vorgang der Eisenauflösung. Im Bereich der depassivierten Stahlbewehrung gehen Eisenionen als Fe^{2+} in Lösung, wodurch im Bewehrungsstahl ein Elektronenüberschuss verursacht wird. Die überschüssigen Elektronen bewegen sich zur Kathode und reagieren an der Grenzfläche zwischen Stahl und Elektrolyt mit Sauerstoff und Wasser zu Hydroxidionen (OH^-). Dieser Vorgang wird als kathodischer Teilprozess bezeichnet. Zwischen der Anode und Kathode bildet sich ein elektrisches Feld aus, bei dem die an der Kathode gebildeten Hydroxidionen das Bestreben haben über das Porenwasser im Beton zurück in Richtung Anode zu wandern, um dort mit den positiv geladenen Eisenionen zu Eisenhydroxid zu reagieren. In Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen werden dann schließlich unter Reaktion mit Wasser und Sauerstoff die endgültigen Korrosionsprodukte erzeugt [14]. Der Korrosionsprozess stellt somit in sich einen geschlossenen elektrochemischen Kreislauf dar. In Abb. 2.2 ist ein vereinfachtes Modell zur Beschreibung der chloridinduzierten Korrosion in Beton dargestellt.

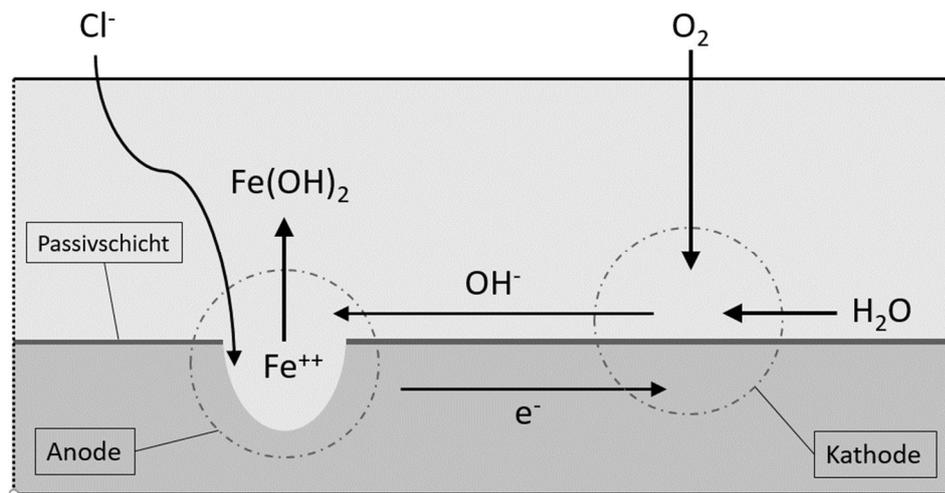


Abb. 2.2: Vereinfachtes Modell zur Beschreibung chloridinduzierter Bewehrungskorrosion in Beton

Eine besondere Eigenschaft der chloridinduzierten Lochkorrosion ist, dass die Tiefe der Korrosionsstelle i. d. R. größer ist als ihr Durchmesser [14]. Das verstärkte Lochwachstum in Richtung des Stahlinnenen ist darauf zurückzuführen, dass bei chloridinduzierter Lochkorrosion üblicherweise eine lokale Depassivierung vorliegt und sich der Stahl um das Loch damit meist weiterhin in einem passivierten Zustand befindet. Für die unmittelbar an das Loch angrenzenden Bereiche bildet sich so ein kathodischer Korrosionsschutz aus, der ein Ausbreiten der Korrosion entlang der Stahloberfläche verhindert [19].

Der pH-Wert innerhalb der Korrosionsnarbe liegt normalerweise bei etwa 5 und ist nach [20] auf die an der Anode stattfindende Hydrolysereaktion von Eisenchlorid zu Eisenhydroxid und auf die Anwesenheit der Chloridionen zurückzuführen. Mit größer werdendem Lochvolumen nimmt die auf das Volumen bezogene Konzentration der Chloridionen im Bereich der Korrosionsnarbe ab, was zu einem Anstieg des pH-Wertes und damit möglicherweise zu einer erneuten Depassivierung des Stahls führen würde. Der Korrosionsprozess kann folglich nur aufrechterhalten werden, wenn die

Chloridmenge in der Lochnarbe stetig größer wird [21]. Damit eine chloridinduzierte Korrosion dauerhaft stattfinden kann, müssen also ausreichend Chloride vorhanden sein und der kontinuierliche Transport der Chloride durch den Beton zum Korrosionsbereich ermöglicht werden.

Zur Abschätzung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken bei Exposition mit Chloriden ist es daher unumgänglich, die Transportmechanismen von Chloridionen in Beton zu verstehen und quantitativ beschreiben zu können.

2.2 Chloridtransport im Beton

Chloride können auf zwei verschiedenen Wegen in den Beton gelangen. Zum einen über die in den Ausgangsstoffen des Betons bereits enthaltenen natürlichen Salze. Zum anderen durch nachträglichen Eintrag über Tausalze oder Meereswasser. Der Eintrag der Chloride erfolgt dabei in erster Linie über das Porengefüge des Betons und ist im Wesentlichen von den Feuchteverhältnissen im Bauteil abhängig, da die Anwesenheit von Wasser eine Grundvoraussetzung für die Mobilität der Chloridionen darstellt. Neben dem Transport über das Porengefüge können Chloride besonders schnell über Risse in das Bauteilinnere eindringen (vgl. [18], [22], [23], [24]). Für die folgenden Ausführungen wird dieser Fall nicht weiter betrachtet und die Annahme eines rissfreien Betons zu Grunde gelegt. Der Chlorideintrag in den Beton lässt sich weitestgehend über folgende Transportmechanismen beschreiben:

- **Diffusion:** Die Diffusion wird durch das physikalische Bestreben zum Konzentrationsausgleich des zu transportierenden Mediums innerhalb und außerhalb des porösen Feststoffes angetrieben und gilt bei wassergesättigten Betonen als die maßgebliche Form des Chloridtransports.
- **Kapillartransport:** Bei intermittierender Beaufschlagung, wie z. B. in Wasserwechselzonen bei dem der Feuchtegehalt im Bauteil variiert und wasserteilgesättigten Bauteilen, findet der Chlorideintrag auch über Kapillartransport statt. Die Chloride werden in diesem Fall mit dem Transportmedium Wasser in gelöster Form über Konvektion in den Beton mit eingetragen.
- **Mikroislinsenpumpe:** Die Mikroislinsenpumpe stellt eine weitere Form des konvektiven Chlorideintrags dar und tritt bei der Exposition von Beton mit Frost-Tausalz-Wechseln auf. Der erstmalig von Setzer in [25] formulierte Mechanismus beschreibt die Feuchteaufnahme durch Pumpeffekte, welche aus dem Wechsel der Aggregatzustände von Wasser im Porengefüge des Betons resultieren.
- **Permeation:** Bei Vorhandensein eines hydrostatischen Druckgefälles können Chloride über Permeation in den Beton eingetragen werden.

Das Eindringen von Chloriden in Beton wird in der Fachliteratur üblicherweise unter vereinfachender Annahme auf Basis des rein diffusionsgesteuerten Stofftransports beschrieben. Die weiteren Transportmechanismen werden in den meisten Modellen nicht erfasst, da eine genaue mathematische Beschreibung der Mechanismen aufgrund der komplex ausgebildeten Porenstruktur von Beton bis dato nicht ohne weiteres möglich ist (vgl. [23], [26], [27] [28], [29], [30]). Die nachfolgenden Ausführungen zum Thema Chloridtransport in Beton erfolgen ebenfalls unter der Annahme diffusionskontrollierter Transportbedingungen.

2.3 Diffusion

2.3.1 Theoretische Grundlagen

Diffusion beschreibt den unabhängig von äußeren Einwirkungen auftretenden physikalischen Prozess des Ausgleichs von Konzentrationsunterschieden auf Basis der brownischen Molekularbewegung, welcher zur vollständigen Durchmischung zweier oder mehrerer Stoffe durch die gleichmäßige Verteilung der beweglichen Teilchen führt [31]. Die Molekularbewegung findet dabei entlang des Konzentrationsgradienten vom Bereich des größeren Konzentrationsniveaus in Richtung des niedrigeren Konzentrationsniveaus statt. Das Bestreben zum Konzentrationsausgleich ist dabei umso größer, je stärker die lokalen Konzentrationsunterschiede der diffusionsfähigen Moleküle ausgeprägt sind [32]. Zur mathematischen Beschreibung des Diffusionsvorganges wird ein homogenes Kontinuum angenommen. Die Inhomogenität des Betons wird also vernachlässigt und eine volle Wassersättigung des Werkstoffs angenommen. Unter diesen Annahmen kann der Diffusionsvorgang von Chloriden im Beton bei stationären Verhältnissen mit Hilfe des 1. Fick'schen Diffusionsgesetzes (Gl. 1) beschrieben werden:

$$J = -D_{ss} \frac{dc}{dx} \quad \text{Gl. 1}$$

J Massenstromdichte [(kg/s)/m²]

D_{ss} stationärer Diffusionskoeffizient [m²/s]

$\frac{dc}{dx}$ Gefälle der Chloridkonzentration über die Tiefe x [(kg/m³)/m]

Bei zeitlich und örtlich variierenden Konzentrationen kann der Transportmechanismus über das 2. Fick'sche Diffusionsgesetz (Gl. 2) beschrieben werden [32], [33], [34]. Der nicht-stationäre Diffusionskoeffizient wird dabei in Anlehnung an [35] und [36] mit D_{nss} (non steady state) gekennzeichnet.

$$\frac{dc(x, t)}{dt} = D_{nss} \frac{d^2c(x, t)}{dx^2} \quad \text{Gl. 2}$$

Zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der Chloridkonzentration im Beton hat Crank in [37] eine Lösung der Differentialgleichung hergeleitet (Gl. 3). Dabei wurden als Randbedingungen ein über den gesamten Expositionszeitraum konstant anstehender Chloridgehalt an der Betonoberfläche sowie zum Start des Betrachtungszeitraums eine Chloridkonzentration von $C = 0$ über den gesamten Bauteilquerschnitt angenommen:

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{nss} \cdot t}} \right] \quad \text{Gl. 3}$$

$C(x, t)$ Chloridkonzentration in der Tiefe x zum Zeitpunkt t [M.-%/z]

D_{nss} nicht-stationärer Diffusionskoeffizient [m²/s]

C_s Chloridkonzentration an der Oberfläche zum Beobachtungszeitpunkt t [M.-%/Zementgehalt]

x Tiefe, ausgehend von der Betonoberfläche [m]

t Auslagerungszeit [s]

erf Gauss'sche Fehlerfunktion [-]

Der nicht-stationäre Diffusionskoeffizient D_{nss} steht dabei nicht für den tatsächlich zum Zeitpunkt t vorhandenen Diffusionskoeffizienten, sondern beschreibt den integralen Mittelwert des Diffusionskoeffizienten über den betrachteten Gesamtzeitraum [38], [39], [40]. Der funktionale Zusammenhang zwischen dem integralen Mittelwert des Diffusionskoeffizienten $D_{nss}(t)$ und dem „quasi-aktuellen“ [29] Diffusionskoeffizienten $D_{nss,\tau}$ ist in Gl. 4 dargestellt.

$$D_{nss}(t) = \frac{1}{t} \cdot \int_0^t D_{nss,\tau}(\tau) d\tau \quad \text{Gl. 4}$$

In der Fachliteratur (z. B. [29], [41], [42]) wird der nicht-stationäre Diffusionskoeffizient oftmals auch scheinbarer Diffusionskoeffizient (D_{app}) bezeichnet. Der Beisatz „scheinbar“ resultiert aus der Tatsache, dass im Rahmen der mathematischen Betrachtung mit Hilfe des 2. Fick’schen Diffusionsgesetzes ein reiner Diffusionsvorgang betrachtet wird, obwohl während des Transportvorgangs zusätzlich eine Bindung von Chloridionen im Beton vonstattengeht, welche einen retardierenden Einfluss auf den Diffusionsprozess hat [29].

Prinzipiell wird bei Chloriden in Beton zwischen freien und gebundenen Chloriden unterschieden. Die Bindung der Chloridionen erfolgt durch adsorptive Anlagerung auf der Geloberfläche der CSH-Phasen des Zementsteins bzw. durch Einbindung in Form von stabilen und größtenteils irreversiblen Phasen. Die Bindung der Chloridionen im Beton kann über Physisorption, Chemisorption sowie über eine chemische Bindung erfolgen. Die Chloridbindekapazität hängt in erster Linie vom pH-Wert der Porenlösung, vom Karbonatisierungsgrad des Betons sowie vom C_3A -Gehalt des Zementes ab [35], [43]. Die Chloridbindung im Beton führt zu einem Herabsinken der freien Chloridkonzentration in der Porenlösung. Dadurch verringert sich der Konzentrationsgradient der Chloridionen über den Bauteilquerschnitt und damit auch die treibende Kraft des Diffusionsprozesses. Folglich kommt es zu so einer Abminderung des scheinbareren Diffusionskoeffizienten [36].

2.3.2 Begrifflichkeiten und Versuchstechnik

Unter Annahme eines diffusionsgesteuerten Transportvorgangs gilt hinsichtlich des Eindringverhaltes von Chloriden in Beton der Chloriddiffusionswiderstand des Betons als maßgeblicher Parameter. Eine konventionelle Methode zur Bestimmung des Chloriddiffusionswiderstandes stellen Diffusionsversuche nach DIN EN 12390-11:2015-11 [44] dar, bei denen Betonprobekörper in einer Lösung mit einem definiertem Chloridgehalt eingelagert werden und nach entsprechenden Expositionszeiträumen tiefengestaffelte Chloridgehalte bestimmt werden. Die Probeentnahme erfolgt dabei durch Schleifen im trockenen Zustand.

Auf Basis der ermittelten Chloridprofile kann unter Zuhilfenahme des 2. Fick’schen Diffusionsgesetzes der Chloriddiffusionskoeffizient D_{eff} bzw. D_{app} über ein Kurvenfitting ermittelt werden. Aufgrund der langen Auslagerungszeiträume (i. d. R. > 90 Tage) ist die Anwendung dieses Verfahrens in der Baupraxis unter Umständen nur bedingt geeignet.

Eine wesentlich schnellere Bestimmung des Chlorideindringwiderstandes wird mit Hilfe des Schnellmigrationsverfahrens (RCM – Rapid Chlorid Migration) ermöglicht. Als Materialvariable wird hierbei der Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM,0}$ herangezogen, der mit Hilfe eines Laborschnelltests ermittelt wird. Die direkte Korrelation zwischen dem Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} und dem Diffusionskoeffizienten D_{nss} wurde in zahlreichen Literaturstellen bewiesen (vgl. [45], [46], [47] [48]).

Die im Vergleich zu Diffusionsversuchen wesentlich verkürzte Versuchsdauer resultiert aus dem Einfluss eines elektrischen Feldes, welches im Versuchsaufbau integriert ist und die Ionenbewegung beschleunigt [49]. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 2.3 dargestellt.

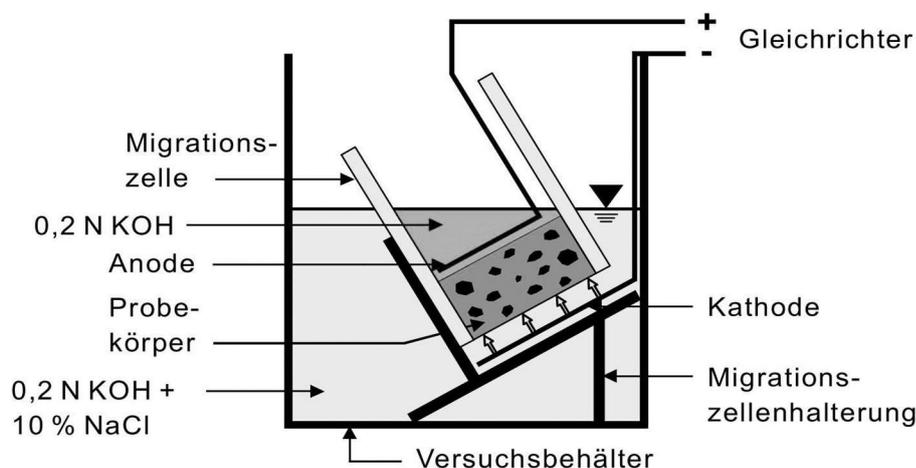


Abb. 2.3: Aufbau des Migrationsapparates nach [49]

Zum Unterbinden des kapillaren Saugens während der Chloridmigrationsprüfung, werden die Probekörper bis zum Prüftermin in einem normtemperierten Wasserbad gelagert. Unmittelbar vor dem Prüfbeginn werden die zylinderförmigen Probekörper in die Versuchsvorrichtung, welche aus einem, in einem Kunststoffbehälter befindlichen, schräg aufgestellten Kathodenständer besteht, eingebaut. Der Kunststoffbehälter wird mit einer Chloridlösung (10 % NaCl in 0,2 normaler Kaliumhydroxidlösung), die Migrationszelle dagegen mit 0,2 normaler Kaliumhydroxidlösung befüllt. Danach erfolgt die Anbringung des Anodenblechs im Prüfcylinder und der elektrische Anschluss der Anode und Kathode an den Gleichrichter.

Durch Aufbringen einer Gleichspannung in Höhe von 30 Volt wird der Migrationsversuch gestartet. Unmittelbar nach dem Versuchsbeginn werden die Spannung und die Stromstärke zwischen Anoden- und Kathodenfläche sowie die Temperatur der Lösung gemessen und aufgezeichnet. Die Versuchsdauer wird jeweils in Abhängigkeit vom gemessenen Anfangsstrom festgelegt. Zur Orientierung dienen dabei die Erfahrungswerte aus Tab. 2.1 aus welchen in Abhängigkeit vom Prüfstrom zu Versuchsbeginn auf die voraussichtliche Versuchsdauer bis zum Eindringen der Chloride bis zur Probekörpermitte geschlossen werden kann.

Tab. 2.1: Versuchsdauer in Abhängigkeit vom gemessenen Anfangsstrom bei einer Prüfspannung von 30 Volt für Probekörper mit $\varnothing = 100$ mm nach [49]

Anfänglicher Strom I_0 [mA]	Versuchsdauer [h]
$I_0 < 5$	168
$5 \leq I_0 < 10$	96
$10 \leq I_0 < 30$	48
$30 \leq I_0 < 60$	24
$60 \leq I_0 < 120$	8
$120 \leq I_0$	4

Nach Ablauf der Versuchsdauer werden die Probekörper aus der Prüfvorrichtung ausgebaut und mittig gespalten. Anschließend werden die Bruchflächen im feuchten Zustand mit einer Silbernitratlösung (0,1 N AgNO_3) besprüht, welche als Indikator zur Bestimmung der Chlorideindringtiefe dient. Nach Applikation der Silbernitratlösung erfolgt eine Reaktion der freien Chloride mit dem Silbernitrat zu Silberchlorid. Dadurch nehmen die chloridbelasteten Bereiche des Betons unter Einwirkung von UV-Strahlung eine deutlich hellere Färbung an. Die Chlorideindringtiefen werden pro Probekörperhälfte an insgesamt neun Stellen im Abstand von jeweils 10 mm gemessen. Die visuelle Bestimmung der Chlorideindringtiefe ist in Abb. 2.4 exemplarisch dargestellt.

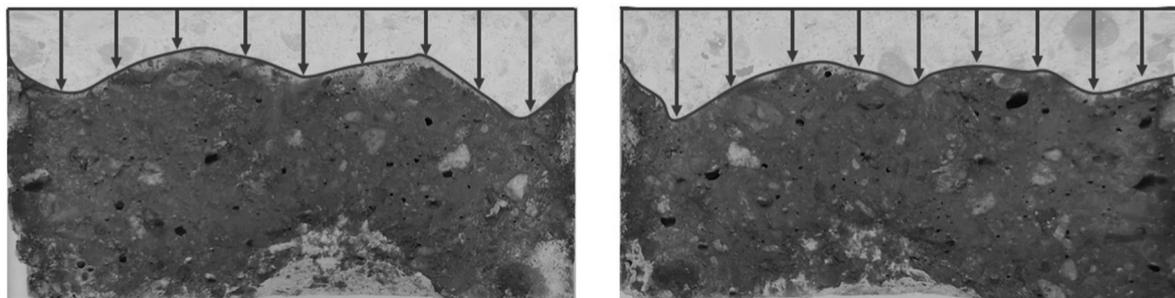


Abb. 2.4: Schematische Darstellung der visuellen Bestimmung der Chlorideindringtiefe

Zur Bestimmung der mittleren Eindringtiefe der Chloridionen werden aus den einzelnen Messwerten der jeweiligen Probekörperhälften das arithmetische Mittel gebildet. Die farbumschlagauslösende Chloridkonzentration wird nach Tang [34] mit $c_d = 0,07$ mol/l festgelegt. Die Berechnung des Chloridmigrationskoeffizienten erfolgt nach den Vorgabe des BAW Merkblattes [49] mit Hilfe von Gl. 5 und Gl. 6.

$$D_{cl} = \frac{RTh}{zFU} * \frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{t} \quad \text{Gl. 5}$$

$$\text{mit } \alpha = 2 * \sqrt{\frac{RTh}{zFU}} * \text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2c_d}{c_o} \right) \quad \text{Gl. 6}$$

mit:

- D_{cl} Chloridmigrationskoeffizient [m^2/s]
- z Ionenladung, für Chloridionen $z = 1$ [-]
- F Faraday'sche Konstante, $F = 9,649 \cdot 10^4$ [$\text{J}/(\text{V} \cdot \text{mol})$]
- U Absolute Potentialdifferenz [V]
- R Gaskonstante, $R = 8,315$ [$\text{J}/(\text{K} \cdot \text{mol})$]
- T absolute, mittlere Temperatur der Lösungen während des Versuchs [K]
- h Höhe des Probekörpers [m]
- x_d mittlere Eindringtiefe der Chloridionen der beiden Probekörperhälften [m]
- t Versuchsdauer [s]
- erf^{-1} Inverse Errorfunktion [-]
- c_d Farbumschlagauslösende Chloridkonzentration, $c_d = 0,07$ [mol/l]
- c_o Chloridkonzentration der Kaliumhydroxidlösung [mol/l]

2.3.3 Einflussfaktoren auf das Diffusionsverhalten

Reine Diffusion kann nur stattfinden, wenn der Beton vollständig mit Wasser gesättigt ist. In der Praxis ist diese Bedingung i. d. R. lediglich bei Unterwasserbauwerken erfüllt. Bei einem Großteil der chloridbelasteten Bauteile (z. B. auf Verkehrsflächen) ist der Beton wasserteilgesättigt und unterliegt damit zusätzlichen Transportmechanismen wie beispielsweise dem Kapillartransport. Um das Diffusionsverhalten gemäß des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes quantifizieren zu können, wird für die nachfolgenden Ausführungen in diesem Abschnitt ein wasservollgesättigter Zustand des Betons angenommen.

Das Diffusionsverhalten von Chloriden in Beton hängt auf der einen Seite von den Eigenschaften des Betons (Materialparameter) sowie auf der anderen Seite von äußeren Einflüssen (Umweltparameter) ab. Neben dem Feuchtegehalt des Betons, welcher im Detail in Kap. 5 thematisiert wird, ist die Gefügestruktur des Betons der maßgebliche Parameter hinsichtlich des Diffusionsverhaltens. Das Porengefüge von Beton ist ein komplexes System mit Poren verschiedener Größen, die jeweils mit Hohlräumen und Zwickeln in unterschiedlichsten Formen versehen sind. Die Porosität des Zementsteins resultiert aus dem Aufbau der Hydratationsprodukte und verändert sich demnach mit dem Grad der Hydratisierung. Die durch die Hydratation ausgelöste Umwandlung der Zementkörner zu Zementgel führt zur Bildung von Gelporen, welche ca. 25 – 30 % des Gelvolumens einnehmen und einen Durchmesser von etwa 10 nm besitzen [6], [7], [50]. Die Transportgeschwindigkeit in den Gelporen ist sehr langsam, weshalb sie keinen großen Einfluss auf das Diffusionsverhalten von Chloriden in Beton haben. Bei Wasserzementwerten über 0,4 führt das überschüssige Wasser, welches nicht zu Hydratationsprodukten reagiert, zur Ausbildung von Kapillarporen. Mit steigenden Wasserzementwerten vergrößert sich dabei die Anzahl und der Durchmesser der Kapillarporen. Die Kapillarporen stellen den wesentlichen Transportweg im Porengefüge des Betons dar [7].

In [51] wird die Gefügestruktur des Betons vereinfacht durch das Zylinderkapillarporenmodell beschrieben (siehe Abb. 2.5). Im Modell ist das Porengefüge des Betons als ein System mit vernetzten Zylinderkapillaren unterschiedlicher Durchmesser dargestellt. Anhand der dargestellten Porenstruktur wird ersichtlich, dass der Stofftransport nicht auf direktem Wege durch den Betonquerschnitt erfolgen kann, sondern in Abhängigkeit von der Porenstruktur entlang der Porenwände über geometrische Umwege erfolgt. Die Gewundenheit des Porensystems, welche als Tortuosität bezeichnet wird, hat eine Verlangsamung des Diffusionsprozesses zur Folge.

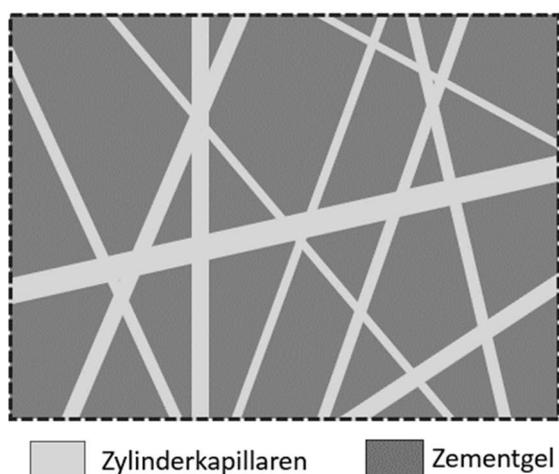


Abb. 2.5: Vereinfachtes Zylinderkapillarporenmodell nach [51]

Der Diffusionsprozess der Chloridionen findet in erster Linie über die größeren Kapillarporen ($> 50 \text{ nm}$) statt [35], [51]. Dabei haben der Kapillarporengehalt und die Kapillarporengröße einen wesentlichen Einfluss auf das Diffusionsverhalten. Prinzipiell gilt, dass mit einer zunehmenden Porenanzahl und größerem Porendurchmesser der Diffusionskoeffizient von Beton steigt. Folgende Material- und Umweltparameter haben einen Einfluss auf das Porengefüge des Betons und damit auf das Diffusionsverhalten:

Bindemittelart:

Betone, hergestellt mit Portlandzement (CEM I), weisen generell die größten Diffusionskoeffizienten und damit die niedrigsten Eindringwiderstände gegen Chloride auf. Die relativ hohe Durchlässigkeit des Materials ist auf die hohe Porosität [52] sowie die geringe Chloridbindekapazität [53], [54] zurückzuführen. Der Chloridtransport bei CEM I-Betonen findet in erster Linie in der Kontaktzone zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein statt, da dieser Bereich mit der größten Porosität versehen ist [35], [36]. Durch die Zugabe von Zusatzstoffen wie beispielsweise Steinkohleflugasche (SFA) kann die Kontaktzone verdichtet werden, was zu einer Verlangsamung der Diffusionsgeschwindigkeit und damit zu einer Vergrößerung des Eindringwiderstandes führt [35]. Eine zusätzliche Verdichtung des Gefüges wird durch die puzzolanische Reaktion der Steinkohleflugasche erreicht. In [54] wurde im Rahmen von Adsorptionsversuchen eine Erhöhung der Chloridbindekapazität durch die Zugabe von Steinkohleflugasche festgestellt, woraus eine weitere Reduzierung des Chloriddiffusionskoeffizienten resultiert. Hochofenzementhaltige Betone (CEM III/A, CEM III/B, CEM II/A-S, CEM II/B-S) weisen tendenziell die niedrigsten Diffusionskoeffizienten und damit die größten Eindringwiderstände gegen Chloride auf [30], [55], [45]. Dies ist auf die erhöhte Chloridbindekapazität des Materials und die feine Struktur des Porengefüges zurückzuführen, welche sich in Folge der latent hydraulischen Reaktion des Hochofenzementbetons ausbildet [56]. In Abb. 2.6 sind die in verschiedenen Versuchsreihen ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten dargestellt.

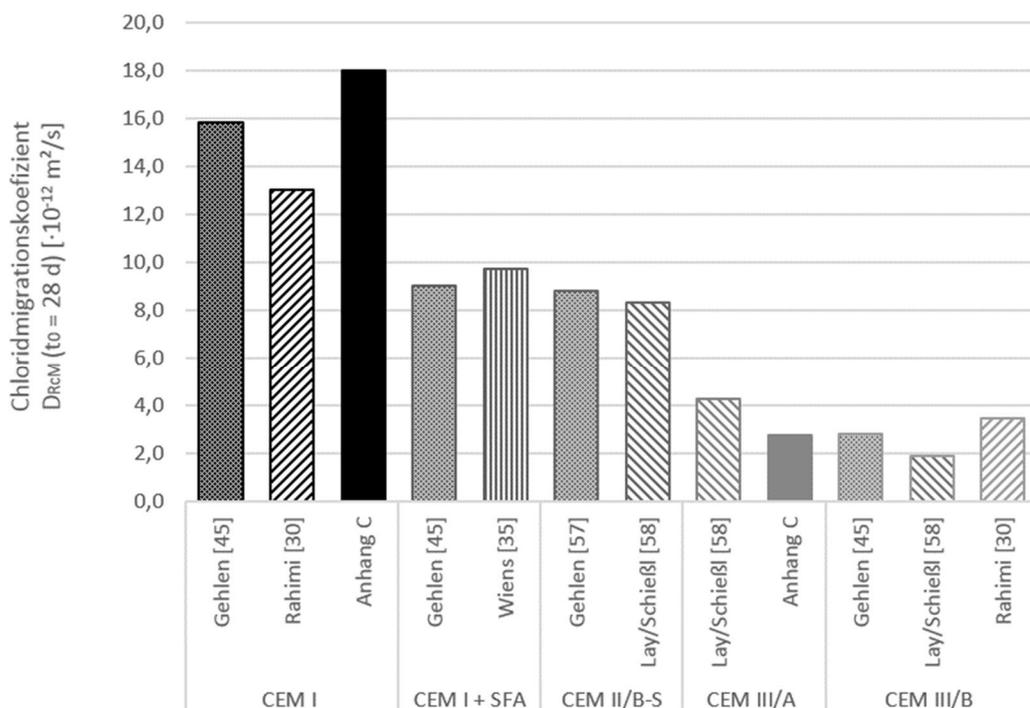


Abb. 2.6: Sammlung von im Laborversuch ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten von verschiedenen Betonen in Abhängigkeit von der Bindemittelart aus [30], [35], [45], [57], [58]

Bindemittelgehalt:

Lay hat in [29] in einer umfangreichen Versuchsserie den Einfluss des Bindemittelgehaltes auf den Chlorideindringwiderstand untersucht. Auf der einen Seite führt die Steigerung des Zementgehaltes zu einer Verkleinerung des Volumens der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix, wodurch theoretisch mit einer Verlangsamung der Chloridtransportgeschwindigkeit zu rechnen wäre. Auf der anderen Seite führt ein höherer Zementgehalt zu einem größeren Gesamtvolumen der durchlässigen Zementsteinmatrix und damit einhergehend zu einer verringerten Tortuosität, was das Chlorideindringen wiederum begünstigt. Die Versuchsergebnisse (siehe Abb. 2.7, links) zeigen, dass die beiden Effekte sich in Summe größtenteils neutralisieren und der Einfluss des Bindemittelgehaltes unabhängig von der Bindemittelart als nicht signifikant einzustufen ist, solange eine ausreichende Verdichtung des Betongefüges durch Zementgehalt zu Hydratisierung des Betons vorausgesetzt ist.

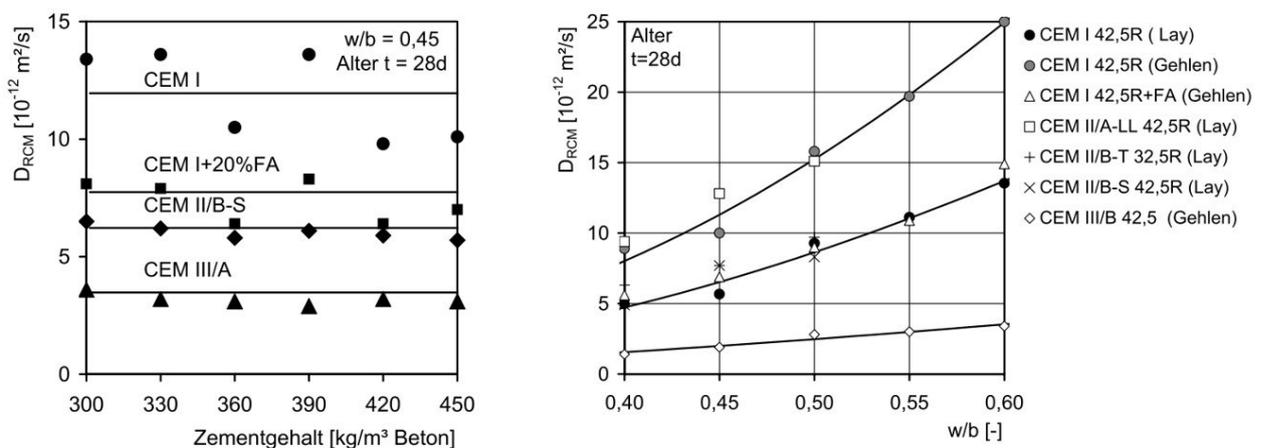


Abb. 2.7: Einfluss des Zementgehaltes auf dem Chloridmigrationskoeffizienten (links) [29]; Einfluss des Wasserzementwertes auf den Chloridmigrationskoeffizienten (rechts) [29]

Wasserzementwert:

Die Ausbildung des Porensystems im Beton wird maßgeblich vom Wasserzementwert beeinflusst. Ein zunehmender Wasserzementwert führt zu einer Erhöhung der Porosität, woraus eine Vergrößerung des Chloridmigrationskoeffizienten resultiert. Bei hohen Wasserzementwerten ($> 0,7$) sind die Kapillarporen im Beton miteinander verbunden [59]. Bei niedrigeren Wasserzementwerten werden die direkten Verbindungen zwischen den Kapillarporen unterbrochen. Der Transport im Porengefüge erfolgt zunehmend über die wesentlich kleineren Gelporen, was zu einer maßgeblichen Abminderung der Permeabilität und damit zur einer Reduktion des Chloridmigrationskoeffizienten führt [35]. In Abb. 2.7, rechts sind die Ergebnisse von Chloridmigrationsversuchen aus verschiedenen Versuchsreihen dargestellt. Bei einer Steigerung des Wasserzementwertes von 0,40 auf 0,60 vergrößert sich der Chloridmigrationskoeffizient von Betonen, hergestellt mit Portlandzement (CEM I), um den Faktor drei. Aus den Versuchsergebnissen wird ersichtlich, dass der Einfluss des Wasserzementwertes auf den Chloridmigrationskoeffizienten bei CEM I Betonen wesentlich ausgeprägter als bei hochfenzementhaltigen Betonen ist, was auf die höhere Gefügedichte der CEM III Betone zurückzuführen ist.

Betonalter:

Der Chlorideindringwiderstand von Beton unterliegt einer zeitlichen Abhängigkeit und nimmt mit steigendem Alter des Betons zu. Im frühen Betonalter ist dieser Effekt in erster Linie auf das Binden der Chloride im Beton und im fortgeschrittenen Betonalter auf die Verdichtung des Porengefüges und der damit verbundenen Abnahme der Porosität des Betons zurückzuführen [34]. Gehlen hat zur Bestimmung des Einflusses des Betonalters auf den Chlorideindringwiderstand in [45] Chloridprofile von Betonproben aus verschiedenen Bauteilen zu unterschiedlichen Zeitpunkten zusammengestellt. Die aus den Chloridprofilen mittels Regression nach dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz ermittelten scheinbaren Diffusionskoeffizienten sind in der von Rahimi in [30] modifizierte Abb. 2.8 dargestellt.

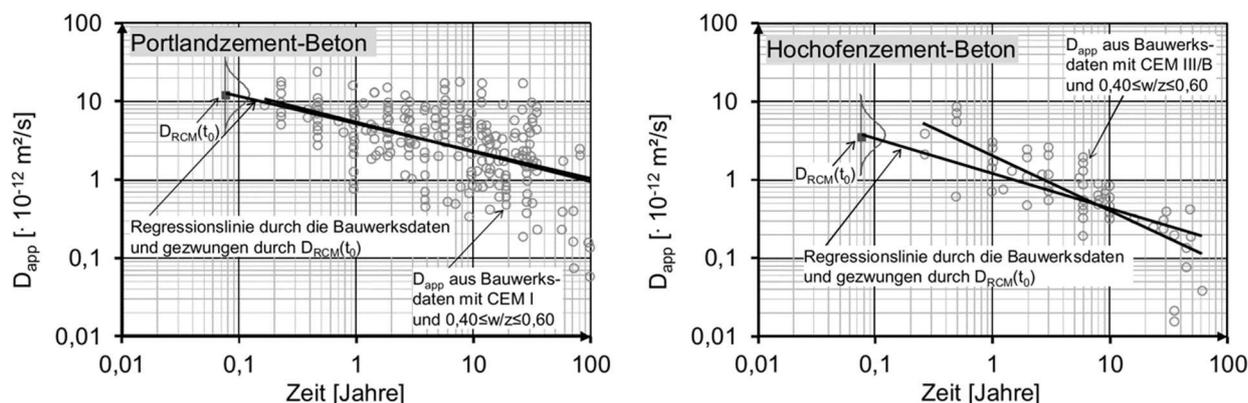


Abb. 2.8: Scheinbarer Diffusionskoeffizient von Portlandzement-Beton (links) und Hochofenzement-Beton in Abhängigkeit vom Bauteilalter (rechts) [30]

Bei hochofenzementhaltigen Betonen (CEM III/B) ist die Abnahme des scheinbaren Diffusionskoeffizienten bzw. die Zunahme des Chlorideindringwiderstandes über die Zeit am größten. Dies ist auf die materialspezifisch besonders ausgeprägte und langanhaltende Nachhydratation der Hochofenzemente und die erhöhte Chloridbindekapazität zurückzuführen. Bei Betonen mit Flugascheanteil (CEM II/A-V und CEM II/B-V) ist in Folge der puzzolanischen Reaktion mit einer anhaltenden Gefügeverdichtung und damit zeitlichen Abnahme des Chloridmigrationskoeffizienten zu rechnen. Portlandzementbetone (CEM I) weisen aufgrund der erhöhten Porosität sowie einer relativ geringen Nachhydratation und Chloridbindekapazität nur eine kleine Vergrößerung des Chlorideindringwiderstandes auf.

Wiens beschreibt in [35] mit der „ionogenen Porenverblockung“ einen weiteren Effekt, aus dem sich die größere Zunahme des Chlorideindringwiderstandes bei flugaschehaltigen Betonen im Vergleich zu Portlandzement-Betonen erklären lässt. In Folge der puzzolanischen Reaktion der Flugasche kommt es zu einer Verdichtung der Porenstruktur. Durch die verringerten Porenquerschnitte wird der Chloridtransport verlangsamt. Unterstützt wird dieser Effekt durch die Ausbildung von elektrischen Doppelschichten, die einen retardierenden Einfluss auf die Chloridtransportgeschwindigkeit zur Folge haben [35].

Temperatur:

Der Diffusionskoeffizient ist physikalisch gesehen ein Maß zur Beschreibung der Beweglichkeit der Teilchen [60]. Die Ionenbewegung wiederum hängt stark von der Umgebungstemperatur ab. Damit hat die Temperatur auch einen Einfluss auf die Chloridbewegung im Beton. Je höher die Temperatur, desto schneller können Chloridionen in den Beton eindringen. In der Fachliteratur gibt es zahlreiche

Arbeiten, die sich mit dem Einfluss der Temperatur auf den Chloridtransport befassen haben (z. B. [52], [61], [62]). Gehlen hat in [45] auf Basis der Ergebnisse von Page [52] und Raupach [55] den Einfluss der Umgebungstemperatur über einen Arrhenius-Ansatz statistisch quantifiziert (siehe Abschnitt 2.4.2). Für die in der Praxis auftretenden Temperaturbereiche kann der Einfluss der Temperatur jedoch als relativ gering eingestuft werden.

In [29] wurde der Einfluss der Größe und Form der **Gesteinskörnung**, sowie der Zugabe von **künstlichem Luftporenbildner** und Betonzusatzmitteln wie **Betonverflüssiger** oder **Fließmittel** auf den Chlorideindringwiderstand überprüft. Die Untersuchungen konnten keinen maßgeblichen Einfluss feststellen, sodass diese betontechnologischen Parameter als nicht relevant klassifiziert werden können.

2.4 Modelle des Chloridtransports

2.4.1 Allgemeines

Die Chloridbewegung im Beton wird in der Fachliteratur weitestgehend unter vereinfachender Annahme von ungerissenem Beton und diffusionskontrollierten Transportbedingungen beschrieben. Andere Transportmechanismen wie beispielsweise der Kapillartransport werden meist vernachlässigt. Die in der Fachliteratur bis dato vorhandenen Modelle basieren auf der in Abschnitt 2.3.1 beschriebenen und von Crank in [37] hergeleiteten Lösung des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes. Als Randbedingungen werden bei diesem Ansatz ein über den gesamten Expositionszeitraum konstant anstehender Chloridgehalt sowie eine Anfangskonzentration von Null zum Beginn des Betrachtungszeitraums vorausgesetzt.

Prinzipiell kann der Chloridtransport in Beton in zwei Kategorien untergliedert werden. Zum einen der Chlorideintrag in den Beton und zum anderen die Chloridumverteilung. In den folgenden Ausführungen sind die in der Fachliteratur gängigen Modelle beschrieben.

2.4.2 Chlorideintrag

Das erste Modell zur Beschreibung des Chlorideindringvorganges auf Basis der Lösung der Differentialgleichung des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes wurde im Jahr 1970 von **Collepari** in [63] entwickelt.

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{Eff},c} \cdot t}} \right] \quad \text{Gl. 7}$$

mit:

$C(x, t)$ Chloridkonzentration in der Tiefe x zum Zeitpunkt t [M.-%/z]

$D_{\text{Eff},c}$ Effektiver Diffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t [m^2/s]

C_s Chloridkonzentration an der Oberfläche zum Beobachtungszeitpunkt t [M.-%/z]

x Tiefe, ausgehend von der Betonoberfläche [m]

t Auslagerungszeit [s]

erf Gauss'sche Fehlerfunktion [-]

Collepari verwendet in seinem Modell den über die Zeit konstant unveränderlichen effektiven Diffusionskoeffizienten $D_{\text{Eff},c}$. Vor dem Hintergrund der Tatsache, dass der Chlorideindringwiderstand

von Beton über die Zeit zunimmt (vgl. Abschnitt 2.3.3) ist dieser Ansatz hinsichtlich der Lebensdauerbemessung eines Bauwerks zwar als auf der sicheren Seite liegend, jedoch aus heutiger Sicht nicht mehr als ausreichend zielführend zu bewerten, da die mit dem Modell ermittelbaren Eindringtiefen je nach Bindemittelart wesentlich über den in der Realität zu erwartenden Werten liegen und daraus unrealistisch kurze Abschätzungen von Lebensdauern der Betonbauwerke resultieren würden.

Anfang der 90er Jahre beschreibt Østmosen in [64] die im Vergleich zu jungem Beton maßgeblich erhöhten Chlorideindringwiderstände von alten Betonbauteilen. Auf Grundlage systematischer Untersuchungen hinsichtlich der Entwicklung des Chlorideindringwiderstandes in Abhängigkeit vom Betonalter (u. a. von Bamforth [65] und Maage [66]) wurde der bisher über die Zeit konstante und unveränderliche Chloriddiffusionskoeffizient erstmalig im Rahmen des Europäischen Forschungsprojektes **DuraCrete [67]** durch einen zeitabhängigen Chloriddiffusionskoeffizienten auf Basis einer vollprobabilistischen Auswertung ersetzt.

$$D_{\text{Eff,C}}(t) = D_{\text{test}}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^\alpha \quad \text{Gl. 8}$$

mit:

- $D_{\text{Eff,C}}(t)$ Effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t [m^2/s]
- $D_{\text{test}}(t_0)$ Ermittelter Chloriddiffusionskoeffizient zum Referenzzeitpunkt t_0 [m^2/s]
- α Altersexponent zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Abnahme des Diffusionskoeffizienten [-]
- t_0 Referenzzeitpunkt [s]
- t Betonalter [s]

Über den Altersexponent α wird die in Abschnitt 2.3.3 thematisierte Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten in Abhängigkeit von der Zeit berücksichtigt. Die Kenngröße α kann dabei theoretisch Werte zwischen 0 (keine Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten) und 1 (völlige Verdichtung des Betongefüges, sodass keine Chloride mehr eindringen können) annehmen.

Gehlen hat im Rahmen seiner Forschungsarbeiten zur Entwicklung eines probabilistischen Modells zur Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken [45] eine umfangreiche Versuchsreihe zur Ermittlung des Altersexponenten in Abhängigkeit vom verwendeten Bindemittel durchgeführt. Hierzu wurden aus Literaturangaben, selbst durchgeführten Bauwerksuntersuchungen und Laborversuchen zahlreiche Chloridprofile erstellt. Untersucht wurden Betone mit den Bindemittelarten Portlandzement (CEM I), Portlandflugaschezement (CEMII/V) und Hochofenzement (CEM III). Die ermittelten Altersexponenten sind in Tab. 2.2 dargestellt. Die Wasserzementwerte der betrachteten Betone lagen dabei in praxisüblichen Bereichen zwischen 0,40 und 0,60.

Tab. 1.2: Altersexponenten in Abhängigkeit vom Bindemittel nach [45]

Beton	Altersexponent
Portlandzementbeton	0,30
Portlandflugaschezementbeton	0,60
Hochofenzementbeton	0,45

Im Gehlen-Modell wird zudem erstmalig die in der Praxis auftretende Konvektionszone im Bereich der Bauteiloberfläche, welche aus der intermittierenden Chloridbeaufschlagung resultiert, in Form einer Ersatzoberflächenkonzentration berücksichtigt. Das von Gehlen modifizierte mathematische Modell zur Beschreibung des Chlorideindringvorganges ist in der nachfolgenden Gleichung dargestellt.

$$C(x, t) = C_{s,\Delta x} \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{Eff},c}(t) \cdot t}} \right] \quad \text{Gl. 9}$$

mit:

$C(x, t)$ Chloridgehalt des Betons in der Tiefe x (Bauteiloberfläche: $x = 0$ m) zum Zeitpunkt t [M.-%/z]

$D_{\text{Eff},c}(t)$ Effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t [m²/s]

$C_{s,\Delta x}$ Chloridkonzentration in Tiefe Δx in Abhängigkeit von der Chlorideinwirkung, zum Zeitpunkt t [M.-%/z]

x Tiefe mit einem korrespondierenden Chloridgehalt $C(x, t)$ [m]

Δx Tiefenbereich mit abweichende Chloridkonzentrationen durch intermittierende Chlorideinwirkung [m]

t Betonalter [s]

Gehlen verwendet in seinem Modell mit der Kenngröße $D_{\text{Eff},c}$ einen zeitabhängigen Chloriddiffusionskoeffizienten, der sich mit Hilfe folgender Gleichungen ermitteln lässt:

$$D_{\text{Eff},c}(t) = k_e \cdot D_{\text{RCM},0} \cdot k_t \cdot A(t) \quad \text{Gl. 10}$$

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^a \quad \text{Gl. 11}$$

mit:

$D_{\text{RCM},0}$ Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt t_0 [m²/s]

k_e Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit von $D_{\text{Eff},c}(t)$ [-]

k_t Übertragungsparameter zur Berücksichtigung von Abweichungen zwischen im RCM-Versuch ermittelten Migrationskoeffizienten und unter natürlichen Bedingungen bestimmten Diffusionskoeffizienten [-]

$A(t)$ Alterungsterm [-]

t_0 Referenzzeitpunkt [s]

a Altersexponent zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Abnahme des Diffusionskoeffizienten [-]

Zur Berechnung des effektiven zeitabhängigen Diffusionskoeffizienten $D_{\text{Eff},c}$ wird im Gehlen-Modell der **Chloridmigrationskoeffizient** $D_{\text{RCM},0}$ herangezogen. Die Ermittlung des Chloridmigrationskoeffizienten erfolgt mit Hilfe des Schnellmigrationstests RCM nach [49] (vgl. Abschnitt 2.3.2). Die zeitliche Zunahme des Materialwiderstandes wird über den **Alterungsterm** berücksichtigt. Als zusätzliche Parameter, welche Einfluss auf den effektiven Chloriddiffusionskoeffizienten haben, wurden im Gehlen-Modell die Übertragungsparameter k_t und k_e eingeführt.

Der **Übertragungsparameter** k_t berücksichtigt die Abweichungen zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten, der unter beschleunigten Bedingungen mit Hilfe des Schnellmigrationstestes ermittelt wird, und dem Diffusionskoeffizienten, der unter natürlichen Bedingungen bestimmt wird. Zur modelltechnischen Vereinfachung wird i. d. R. $k_t = 1$ angesetzt [45].

Der **Umweltparameter** k_e wurde zur Berücksichtigung des Einflusses der Umgebungstemperatur auf den Chlorideindringvorgang eingeführt. Wie in Abschnitt 2.3.3 beschrieben hat eine erhöhte Temperatur eine beschleunigende Wirkung auf den Diffusionsprozess. Der Einfluss der Temperatur kann mathematisch über die Arrhenius-Gleichung (Gl. 10) beschrieben werden.

$$k_e = \exp\left(b_e \left(\frac{1}{T_{\text{ref}}} - \frac{1}{T_{\text{ist}}}\right)\right) \quad \text{Gl. 12}$$

mit:

k_e Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit von $D_{\text{Eff,C}}(t)$ [-]

b_e Parameter [K]

T_{ref} Referenztemperatur [K]

T_{ist} Umgebungs- bzw. Bauteiltemperatur [K]

Die Referenztemperatur wird mit $T_{\text{ref}} = 293 \text{ K}$ (20°C) beziffert, für T_{ist} wird die über die Expositionsdauer durchschnittlich zu erwartende Umgebungstemperatur, welche im Prinzip der Bauteiltemperatur entspricht, angesetzt. Der Parameter b_e wird in [52] mit Werten im Bereich zwischen 2.130 K und 5.500 K quantifiziert. Gehlen beschreibt in [45] in Anlehnung an die Untersuchungen von Page [52] den Parameter b_e als stochastische Variable mit $b_e = \text{ND}$ ($\mu = 4.800 \text{ K}$; $\alpha = 700 \text{ K}$), mit ND = „normal distribution“. Der Übertragungsparameter k_e in Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur T_{ist} ist in Abb. 2.9 dargestellt.

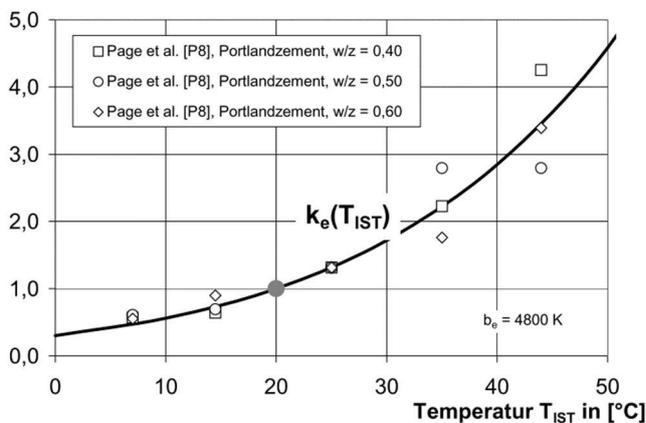


Abb. 2.9: Übertragungsparameter k_e in Abhängigkeit von T_{ist} ($T_{\text{ref}} = 293 \text{ K}$ und $b_e = 4.800 \text{ K}$) [45]

Das in der Praxis am häufigsten verwendete Modell zur Beschreibung des zeitabhängigen Chlorideindringvorganges unter Annahme diffusionsgesteuerter Transportbedingungen ist das von Gehlen modifizierte DuraCrete-Modell, welches im europäischen Forschungsprojekt **DARTS (durable and reliable tunnel structures)** [68] geringfügig überarbeitet und in den **fib Bulletin 34: Model Code for Service Life Design** [69] übernommen wurde. Das überarbeitete Modell wird durch die nachfolgende Gleichung beschrieben.

$$C(x, t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{app}}(t) \cdot t}} \right] \quad \text{Gl. 13}$$

mit:

$C(x, t)$ Chloridgehalt des Betons in der Tiefe x (Bauteiloberfläche: $x = 0 \text{ m}$) zum Zeitpunkt t [M.-%/z]

C_0	Eigenchloridgehalt des Betons [M.-%/z]
$C_{S,\Delta x}$	Chloridkonzentration in Tiefe Δx in Abhängigkeit von der Chlorideinwirkung, zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
$D_{app,C}(t)$	Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t [m^2/s]
x	Tiefe mit einem korrespondierenden Chloridgehalt $C(x,t)$ [m]
Δx	Tiefenbereich mit abweichende Chloridkonzentration durch intermittierende Chlorideinwirkung [m]
t	Betonalter [s]

Das Modell wurde im Vergleich zum Gehlen-Modell um den Parameter **Eigenchloridgehalt des Betons C_0** erweitert. Die in den Ausgangsstoffen des Betons enthaltenen Chloride können damit bei der Berechnung der Chlorideindringtiefe in Abhängigkeit von der Zeit berücksichtigt werden. Eine Übersicht über die zugelassenen Höchstwerte der Chloridgehalte der verschiedenen Ausgangsstoffe ist in [70] gegeben. Zusätzlich wurde der effektive Chloriddiffusionskoeffizient $D_{Eff,C}(t)$ durch den **scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app,C}(t)$** ersetzt.

Der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient stellt dabei einen Mittelwert über den gesamten Betrachtungszeitraum t dar. Die Kenngröße ist mit dem Beisatz „scheinbar“ versehen, da mathematisch ein reiner Diffusionsvorgang der freien Chloride betrachtet wird, praktisch jedoch auch ein konzentrationsabhängiger Vorgang der Chloridbindung vonstattengeht [29].

$$D_{app,C}(t) = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot A(t) \quad \text{Gl. 14}$$

mit:

$D_{app,C}(t)$	Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m^2/s]
$D_{RCM,0}$	Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt t_0 [m^2/s]
k_e	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit von $D_{app,C}(t)$ [-]
k_t	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung von Abweichungen zwischen im RCM-Versuch ermittelten Migrationskoeffizienten und unter natürlichen Bedingungen bestimmten Diffusionskoeffizienten [-]
$A(t)$	Alterungsterm [-]

Das fib Model Code for Service Life Design hat sich aufgrund der einfachen Durchführung sowie der Nachvollziehbarkeit der Berechnungsschritte für den in der Praxis tätigen Ingenieur bewährt und ist heute damit das gängigste Modell zur Beschreibung des diffusionsgesteuerten Chlorideindringvorganges.

Ungricht hat in [28] ein Modell zur Beschreibung des Chlorideindringvorganges von spritzwasserbeanspruchten Verkehrsbauten entwickelt, das neben der Diffusion auch den konvektiven Chlorideintrag durch den Kapillartransport berücksichtigt. Im Modell wird angenommen, dass die beiden Transportmechanismen nacheinander ablaufen. Zunächst wird von einem konvektiven Chlorideintrag in den Wintermonaten ausgegangen (Dezember bis Februar), wodurch sich eine hohe Chloridkonzentration in den oberflächennahen Schichten einstellt. In den restlichen Monaten des Jahres (März bis November) wird dann eine Austrocknungsphase ohne große Wasseraufnahme angenommen, in der der Chloridtransport in das Bauteilinnere über reine Diffusion infolge des in den Wintermonaten entstandenen großen Konzentrationsgradienten dargestellt wird. Dabei wird vorausgesetzt, dass die konvektiv eingetragene Chloridmenge sich gleichmäßig über den Bauteilquerschnitt über die mittlere Eindringtiefe h verteilt. Zur Beschreibung der Chloridumverteilung

in der Trockenphase wird ein zeitunabhängiger Diffusionskoeffizient angenommen. Die Berechnung der Chloridkonzentration erfolgt nach dem Ungricht-Modell auf Basis des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes. Als Anfangsbedingungen wird die Chloridkonzentration im oberflächennahen Bereich ($0 < x < h$) mit der durch den Kapillartransport eingebrachten Chloridmenge gleichgesetzt und für den tieferen Bauteilbereich ($x > h$) eine Chloridkonzentration von Null angenommen, woraus folgende Lösung der Differentialgleichung zur Bestimmung des zeit- und tiefenabhängigen Chloridgehaltes resultiert.

$$C(x, t) = \frac{C_K}{2} \cdot \left[\operatorname{erf} \left(\frac{(h-x)}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{eff}} \cdot t}} \right) + \operatorname{erf} \left(\frac{(h+x)}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{eff}} \cdot t}} \right) \right] \quad \text{Gl. 15}$$

mit:

$C(x, t)$	Chloridgehalt des Betons in der Tiefe x (Bauteiloberfläche: $x = 0$ m) zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
C_K	Chloridkonzentration aus dem Kapillartransport [M.-%/z]
D_{eff}	Effektiver Diffusionskoeffizient [m^2/s]
h	Tiefe des Chlorideintrags aus der Winterphase [m]
x	Abstand von der Betonoberfläche [m]
t	Zeit [s]

Der zur Berechnung des Chloridgehaltes erforderliche Parameter Chlorideindringtiefe h infolge des konvektiven Eintrags im Winter kann auf Basis von in Laborversuchen ermittelten Messwerten abgeschätzt werden. Eine direkte Bestimmung des Eingangsparameters ist in der Praxis bisher ohne weiteres nicht umsetzbar. Mit Hilfe des Ungricht-Modells ist es zudem nicht möglich die Chloridverteilung direkt über einen mehrjährigen Zeitraum zu berechnen. Stattdessen muss die Chloridverteilung eines jeden Winters gesondert berechnet und anschließend aufsummiert werden. Da in dem Modell davon ausgegangen wird, dass der während der Winterzeit eingetragene Chloridgehalt vollständig im Beton verbleibt, führt dies bei längerer Expositionsdauer zu einem starken Anstieg der Chloridkonzentration in den oberflächennahen Schichten, wodurch in der Folge unrealistisch kurze Lebensdauerprognosen resultieren [36].

Ein weiteres Modell zur Berechnung der zeit- und tiefenabhängigen Chloridkonzentration von verkehrsbelasteten Betonbauteilen wurde von **Lay** in [29] entwickelt. Lay berücksichtigt in seinem analytischen Modell neben dem Transportmechanismus der Diffusion und Konvektion zusätzlich noch die hydrodynamische Dispersion. Im Gegensatz zu Ungricht wird im Lay-Modell angenommen, dass die Diffusion und Konvektion simultan ablaufen. Auf Grundlage von zahlreichen Chloridprofilen wird die Konvektionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung, des Auslagerungszeitraums und des Bauteilabstands zur Straße beschrieben. Die Berechnung der Chloridkonzentration erfolgt nach folgender Gleichung.

$$C(x, t) = \frac{C_s - C_0}{2} \left[\left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{(x - v(t) \cdot t)}{2 \cdot \sqrt{D_L(t) \cdot t}} \right) + \exp \left(\frac{v(t) \cdot x}{D_L(t)} \right) \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{(x + v(t) \cdot t)}{2 \cdot \sqrt{D_L(t) \cdot t}} \right) \right) \right) \right] + C_0 \quad \text{Gl. 16}$$

mit:

$C(x, t)$	Gesamtchloridgehalt im Beton zum Zeitpunkt t in einem Abstand zur Betonoberfläche x [M.-%/z]
C_s	Chloridkonzentration an der Betonoberfläche ($x = 0$) [M.-%/z]
C_0	Eigenchloridgehalt des Betons [M.-%/z]

$v(t)$	mittlere Konvektionsgeschwindigkeit von Chlorid zum Zeitpunkt t [mm/a]
$D_L(t)$	longitudinaler, hydrodynamischer Dispersionskoeffizient zum Zeitpunkt t [mm ² /a]
x	Abstand von der Betonoberfläche [mm]
t	Betonalter [a]

Das Modell erlaubt physikalisch gesehen prinzipiell eine exaktere Beschreibung des Chlorideindringverhaltens als rein diffusionsgesteuerte Modelle. Aufgrund der Komplexität und der Vielzahl von Variablen, die nicht ohne weiteres quantifiziert werden können, hat sich eine Anwendung unter Praxisbedingungen bisher nicht bewährt [71].

Eine geschlossene analytische Lösung zur Berechnung des Chlorideintrags bei spritzwasserbelasteten Betonbauteilen wurde von **Kapteina** in [36] vorgestellt. Im Gegensatz zu den Modellen von Lay und Ungricht wird im Kapteina-Modell eine direkte Quantifizierung der Eingangsvariablen ermöglicht. Als physikalischer Grundsatz wurde die von Crank hergeleitete Lösung des 2. Fick'schen Diffusionsansatzes gewählt. Die Berechnung der Chloridkonzentration erfolgt nach Gl. 17.

$$C(x, t_{\text{exp}}) = (C_{\text{Sa}} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{Eff,R}}^*(t_{\text{exp}}) \cdot t_{\text{exp}}}} \right] + C_0 \quad \text{Gl. 17}$$

mit:

$C(x, t_{\text{exp}})$	Chloridkonzentration in der Tiefenlage $x > x_K$ nach einer Expositionsdauer t_{exp} [M.-%/z]
C_{Sa}	Chloridkonzentration an der Betonoberfläche. Ist ein Tiefenbereich x_K vorhanden, so ist dies eine theoretische, durch Extrapolation bestimmte Konzentration [M.-%/z]
C_0	Eigenchloridgehalt des Betons [M.-%/z]
x_K	Tiefenbereich, der, durch ggf. intermittierende Chlorideinwirkung bedingt, eine vom 2. Fick'schen Diffusionsgesetz abweichenden Verlauf der Chloridkonzentrationen zeigt [mm]
$D_{\text{Eff,R}}^*(t_{\text{exp}})$	effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton von Straßenbauwerken nach t_{exp} [mm ² /a]
x	Abstand von der Betonoberfläche [mm]
t_{exp}	Expositionsdauer, Zeitspanne von der ersten Beaufschlagung bis zum Beobachtungszeitpunkt [a]

Der Gehlen-Ansatz wurde um den Eigenchloridgehalt C_0 des Betons ergänzt. Die Exposition durch chloridbelastetes Spritzwasser wird in Form eines speziell für Straßenbauwerke angepassten effektiven Chloriddiffusionskoeffizienten abgebildet, der sich nach folgender Gleichung berechnen lässt.

$$D_{\text{Eff,R}}^*(t_{\text{exp}}) = k_R \cdot D_{\text{RCM},0} \cdot k_t \cdot A_R(t_{\text{exp}}) \quad \text{Gl. 18}$$

mit:

$D_{\text{RCM},0}$	Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt t_0 [mm ² /a]
k_R	Regressionsvariable zur Berücksichtigung von Abweichungen vom effektiven Chloriddiffusionskoeffizienten im Vergleich zu Einlagerungsversuchen infolge geänderter Randbedingungen, welche Abweichungen vom reinen Diffusionsverhalten oder geänderte Diffusionsgeschwindigkeiten hervorrufen [-]

- k_t Übertragungsparameter zur Berücksichtigung von Abweichungen zwischen im RCM-Versuch ermittelten Migrationskoeffizienten und unter natürlichen Bedingungen bestimmten Diffusionskoeffizienten [-]
- $A(t)$ Alterungsterm des effektiven Chloriddiffusionskoeffizienten für verkehrsbedingt mit Spritzwasser beaufschlagten Beton [-]

Der Einfluss des Chlorideintrags durch Spritzwasserexposition wird in erster Linie durch die Regressionsvariable k_R charakterisiert. Die Regressionsvariable wurde durch eine statistische Auswertung von Chloridprofilen von Beton aus Straßenbauwerken und Rückrechnung über den in Laborversuchen ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten ermittelt. Kapteina beziffert die Regressionsvariable k_R für vertikal orientierte Bauteiloberflächen aus CEM I-Beton mit $k_R = 0,45$ bei einer Standardabweichung von 0,12. Das Kapteina-Modell ermöglicht eine anwenderfreundliche Berechnung des Chlorideindringverhaltens für Bauteile im Spritzwasserbereich.

Neben den hier vorgestellten Modellen gibt es noch einige numerische Modelle zur Beschreibung des Chlorideindringverhaltens, die einen physikalischen Modellansatz verfolgen. Die Modelle basieren auf dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz (z. B. ClinConc aus [34]) oder auf der Nernst-Planck-Gleichung (z. B. [72], [73], [74]) und sind in der Anwendung weitestgehend sehr komplex, da alle am Chloridtransport beteiligten physikalischen Mechanismen betrachtet werden. Da eine Berechnung des Chloridtransports nach den physikalischen Modellen nicht ohne entsprechende numerische Software durchführbar ist, haben sich die Ansätze in der Praxis nicht durchgesetzt.

2.4.3 Chloridumverteilung

Rahimi hat in [30] ein Bemessungskonzept zur Bewertung der Dauerhaftigkeit von Instandzusetzenden Stahlbetonbauteilen mittels Betonersatz erstellt. Im Fokus der Arbeit steht dabei die Beschreibung der Chloridumverteilung bei teilweisem Ersatz der Betonüberdeckung mit verbleibenden Restchloriden im Altbeton. Durch den Auftrag des Instandsetzungsmörtels entsteht ein Konzentrationsgradient zwischen dem neu aufgetragenen, zunächst chloridfreien Mörtel und dem chloridbelasteten Altbeton. In Folge des Konzentrationsgradienten und der Feuchtigkeit, resultierend aus der aufgetragenen Instandsetzungsschicht, wird eine Chloridumverteilung initiiert, welche sowohl durch Kapillarsog bedingt in Richtung der Altbetonschicht, als auch diffusionsgesteuert in Richtung der Instandsetzungsschicht erfolgen kann [30]. Der Mechanismus ist in Abb. 2.10 schematisch dargestellt.

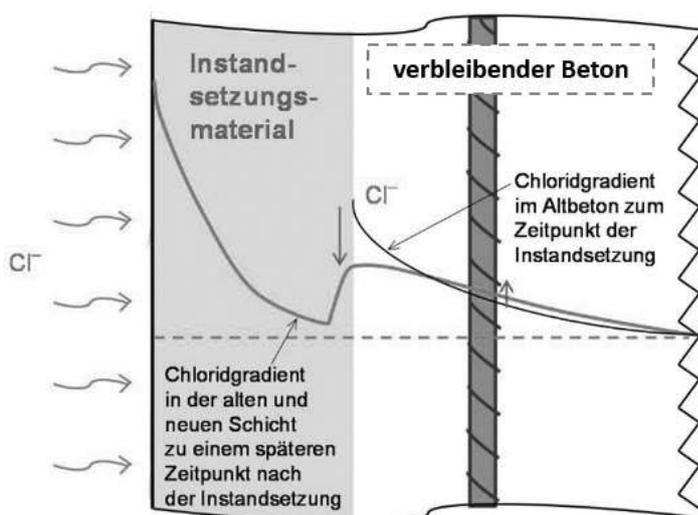


Abb. 2.10: Chloridumverteilung mit teilweiseem Ersatz der Betondeckung mit Verbleiben von Restchloriden [30]

Da die Randbedingung „konstant anstehender Chloridgehalt über den gesamten Expositionszeitraum“ im Vergleich zum herkömmlichen Chlorideindringvorgang in diesem Fall nicht erfüllt ist, kann die in [37] hergeleitete Errorfunktion auf Basis des 2. Fick’schen Diffusionsgesetzes nicht herangezogen werden. Die mathematische Beschreibung der Chloridumverteilung erfolgt mit Hilfe der in [75] hergeleiteten Gl. 19.

$$C(x, t) = \frac{1}{\sqrt{4\pi D_{app}(t) \cdot t}} \int_x^\infty e^{-\frac{(x-y)^2}{4D_{app}(t) \cdot t}} \cdot C_{s,g} \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{y}{\sqrt{4D_{app}(t) \cdot t}}\right) dy \quad \text{Gl. 19}$$

mit:

$D_{app}(t)$ Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m^2/s]

$C_{s,g}$ Restchloridgehalt an der Grenzschicht [$\text{M.}\%/\text{z}$]

k_t Übertragungsparameter zur Berücksichtigung von Abweichungen zwischen im RCM-Versuch ermittelten Migrationskoeffizienten und unter natürlichen Bedingungen bestimmten Diffusionskoeffizienten [-]

t Zeit [a]

Die Gleichung bietet keine direkte Lösung in geschlossener Form. Diese kann durch Approximation, z. B. mit Hilfe des Riemannsches Integrals erreicht werden. Zur Anwendung der Gleichung wird vorausgesetzt, dass die Altbetonschicht und der Instandsetzungsmörtel die gleichen Materialparameter (insbesondere den gleichen Diffusionskoeffizienten) aufweisen, was unter Praxisbedingungen i. d. R. nicht gegeben ist und die Anwendung des Rechenansatzes in der Praxis erschwert.

Für die in der Praxis relevante Konstellation mit unterschiedlichen Diffusionskoeffizienten von Altbetonschicht und Instandsetzungsmaterial wurde in [30] keine analytische Lösung entwickelt. Die Chloridumverteilung im Zwei-Schicht-System mit unterschiedlichen Parametern wurde numerisch mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode untersucht. In Abb. 2.11 und Abb. 2.12 sind die Ergebnisse der numerischen Simulation hinsichtlich der zeitabhängigen Chloridumverteilung exemplarisch für zwei theoretische Fallbetrachtungen dargestellt.

Im ersten Fallbeispiel (Abb. 2.11) ist schon nach einem Jahr eine deutliche Abnahme der Chloridkonzentration im oberflächennahen Bereich und eine Chloridbewegung in Richtung der Instandsetzungsschicht erkennbar. In Folge der diffusionsgesteuerten Chloridumverteilung steigt die Chloridkonzentration im Bauteilinneren im Bereich der Bewehrung leicht an. Der in diesem Fall mit 0,60 M.-%/z festgelegte kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt wird der Prognose nach auch nach 50 Jahren nicht erreicht.

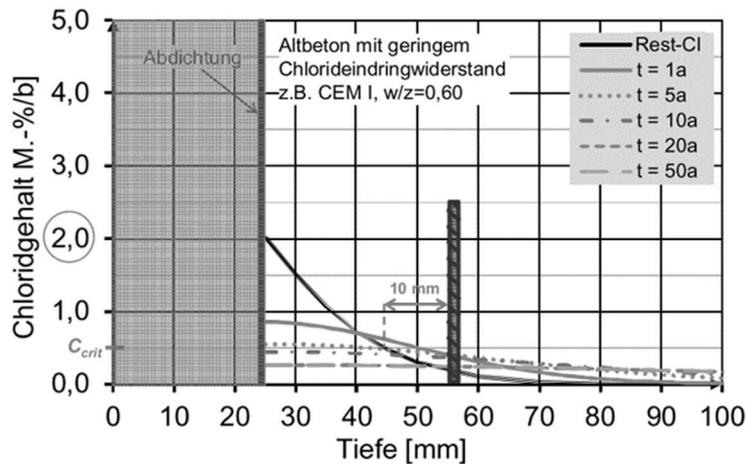


Abb. 2.11: Umverteilung der Restchloride nach Abdichtung und Applikation eines Instandsetzungsmörtels [30]

In Abb. 2.12 ist der in der Praxis gängige Fall einer Betoninstandsetzung mit einem Instandsetzungsmörtel ohne zusätzliche Abdichtung dargestellt. Aus dem Ergebnis der Simulation ist zu entnehmen, dass schon nach einem Zeitraum von fünf Jahren auf Höhe der Bewehrung mit einem Chloridgehalt von mehr als 0,60 M.-%/z zu rechnen ist und damit schon nach kurzer Zeit erneute Korrosionsprozesse auftreten könnten.

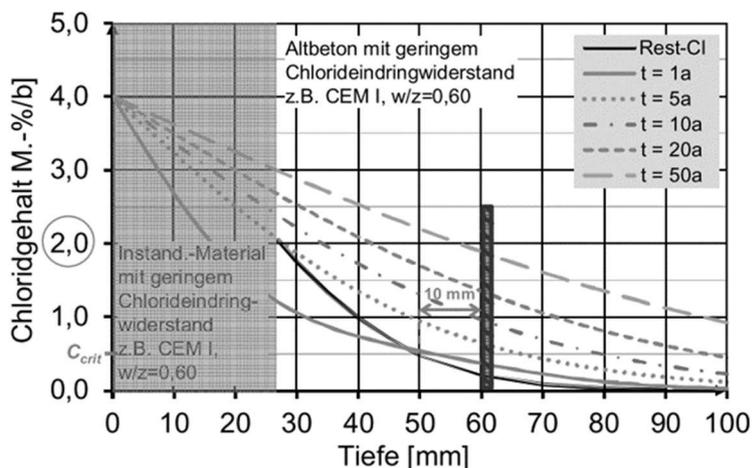


Abb. 2.12: Umverteilung nach Applikation eines Instandsetzungsmörtels ohne Abdichtung [30]

Aus den Ergebnissen der numerischen Fallbetrachtungen leitet Rahimi zwei Randbedingungen ab, welche erfüllt sein müssen, damit in Folge der Chloridumverteilung ein Chloridgehalt von 0,60 M.-%/z nicht überschritten wird. Zum einen muss zum Ausgangzeitpunkt der Betrachtung die Tiefenlage mit einem maximalen Chloridgehalt von 0,60 M.-%/z mindestens 10 mm von der Betonstahloberfläche entfernt sein. Zum anderen darf der maximale Restchloridgehalt in der verbleibenden Betonschicht den Wert von 2,0 M.-%/z nicht überschreiten.

2.5 Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt

Da die Chloridgehalte der Ausgangsstoffe der Betonherstellung nach [76] im Hinblick auf die Bewehrungskorrosion durch Höchstwerte im unkritischen Bereich begrenzt sind, erfolgt die maßgebliche Chloridbelastung von Betonbauteilen durch den äußeren Eintrag von Chloriden. In Abschnitt 2.4 wurden die Mechanismen des Chloridtransports sowie bereits vorhandene Modelle zur mathematischen Beschreibung des Chloreindringverhaltens bzw. der Chloridumverteilung im Detail erläutert. Die Einschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit der Stahlbewehrung im chloridbelasteten Beton erfolgt über die Betrachtung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes.

Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt bezeichnet den unteren Grenzwert der Chloridkonzentration, infolge derer eine Depassivierung der Stahloberfläche eintritt und die Eisenauflösung des Bewehrungsstahls initiiert wird, unabhängig davon, ob diese zu erkenntlichen Korrosionsschäden an der Betonoberfläche führt [77]. Nach dem Modell von Tutti [12] stellt das Erreichen des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes das Ende der Einleitungsphase und gleichzeitig den Beginn der Schädigungsphase dar (vgl. Abb. 2.1). Maßgeblich für die Korrosionsinitiierung ist die Konzentration der freien Chloride in der Porenlösung, die jedoch nur unter sehr großem Aufwand ermittelbar ist. Daher wird in der Baupraxis zur Beurteilung der Bewehrungskorrosion als Kenngröße der Gesamtchloridgehalt im Beton herangezogen [1].

Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt stellt jedoch keinen fest definierten Grenzwert dar, sondern wird von zahlreichen Material- und Umweltparametern beeinflusst. Als ein maßgeblicher Umweltparameter ist die Bauteilfeuchte zu nennen. Wie Abb. 2.13 entnommen werden kann, findet bei niedrigen Bauteilfeuchten auch bei größeren Chloridgehalten keine Korrosionsinitiierung statt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass trockener Beton einen sehr hohen elektrolytischen Widerstand aufweist, wodurch der Korrosionsprozess zum Erliegen kommen können. Auch bei sehr hohen Wassergehalten steigt der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt deutlich an, was in diesem Fall auf die Sauerstoffarmut des Betons zurückzuführen ist.

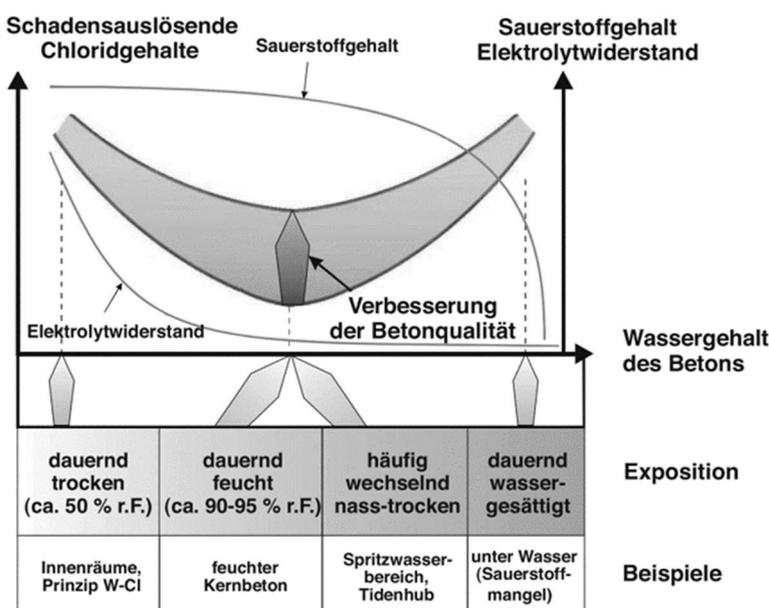


Abb. 2.13: Schematische Darstellung der Abhängigkeit des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes von der Bauteilfeuchte aus [78] in Anlehnung an [79]

Auf der Materialseite hat die Ausbildung der Kontaktzone von Stahl und Beton wesentlichen Einfluss auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt. In Abb. 2.14 sind die Ergebnisse von Glass aus [80] hinsichtlich der Abhängigkeit des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes vom Anteil der Poren an der Stahloberfläche dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt mit abnehmendem Porenanteil an der Stahloberfläche deutlich zunimmt, was darauf zurückzuführen ist, dass durch eine verminderte Porosität der Grenzschicht die Chloridzufuhr zum Stahl gehemmt wird. Zudem ist bei qualitativ hochwertiger Ausbildung der Kontaktzone mit geringer Porosität infolge der Zementleimanreicherung eine gesteigerte Chloridbindekapazität und damit eine verzögerte Abgabe der Chloridionen an die Stahloberfläche zu erwarten, was sich im Hinblick auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt positiv auswirkt [81].

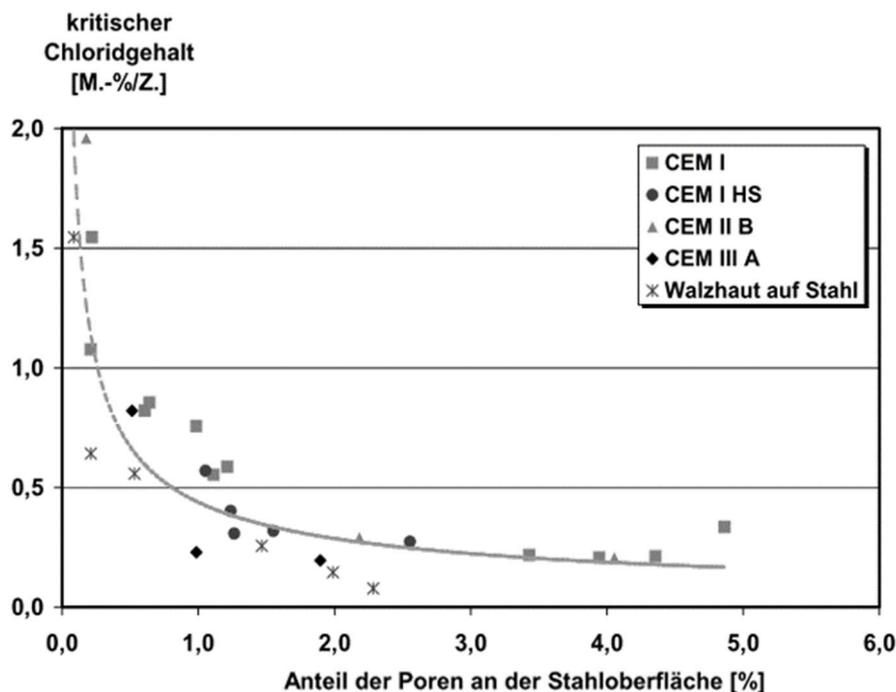


Abb. 2.14: Abhängigkeit des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes vom Anteil der Poren an der Stahloberfläche [78]

Ein weiterer wichtiger Einflussfaktor auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt ist der pH-Wert der Porenlösung. Die Untersuchungsergebnisse von [1], [82], [78] (vgl. Abb. 2.15) zeigen, dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt mit größer werdendem pH-Wert, also mit zunehmender Hydroxidionenkonzentration, überproportional ansteigt. Dies ist auf die korrosionshemmende Wirkung der Hydroxidionen zurückzuführen. Nach [83] ist mit einer Depassivierung der Stahloberfläche zu rechnen, sobald das Cl^-/OH^- -Verhältnis den Wert 0,60 übersteigt.

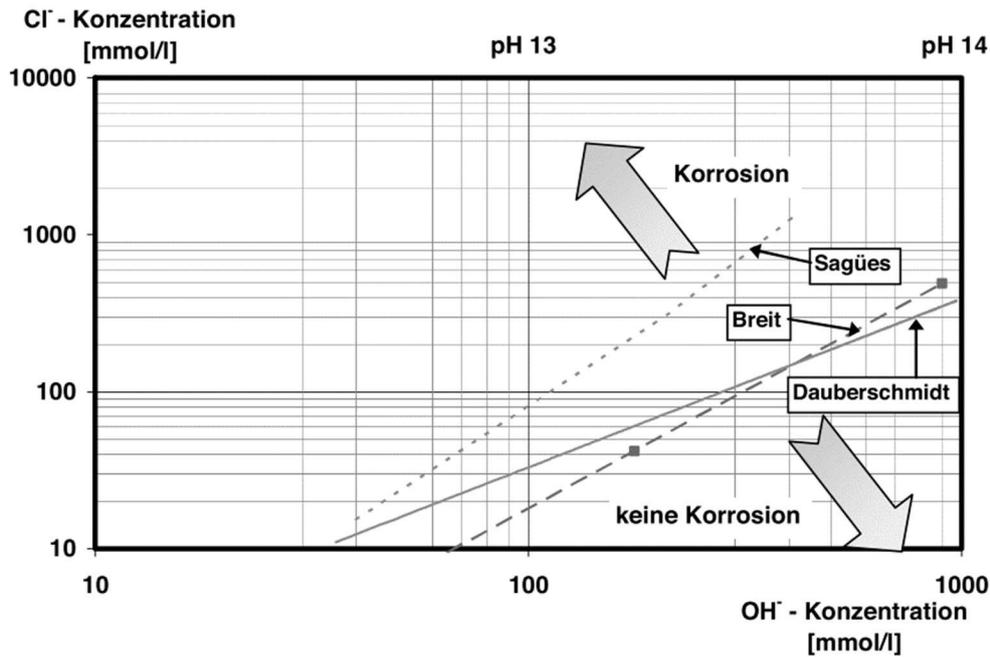


Abb. 2.15: Abhängigkeit des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes vom pH-Wert der Porenlösung (Ergebnisse von [1], [82], [78]) aus [78]

Auch die Beschaffenheit des Bewehrungsstahls hat einen wesentlichen Einfluss auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt. Neben der chemischen Zusammensetzung des Stahls sowie seiner Gefügestruktur und Oberflächenausbildung, welche im Detail von Angst in [84] untersucht wurde, wird der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt maßgeblich von der Polarisation des Stahls beeinflusst. In Abhängigkeit von den Belüftungs- und Feuchtezuständen können sich im Bewehrungsstahl teils sehr unterschiedliche Ruhepotentiale einstellen. Breit hat in [85] eine Versuchsreihe an Mörtелеlektroden durchgeführt und die Elektroden während des Versuchsablaufes mit + 500 mV auf einen sehr hohen Wert polarisiert. Im Rahmen der Laboruntersuchungen lag der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt dabei zwischen 0,35 und 0,50 M.-% und damit auf einem relativ niedrigen Niveau. Laut [86] ist dies darauf zurückzuführen, dass bei einer hohen Polarisation des Bewehrungsstahls schon eine kleine Verletzung der Passivschicht ausreicht, um den Stahl zu depassivieren und damit eine Korrosion zu initiieren.

Im direkten Vergleich der Versuchsergebnisse von Breit und neueren Untersuchungen von Harnisch und Raupach [81] (Abb. 2.16), welche im Zusammenhang mit einer niedrigen Polarisation des Stahls entstanden sind, wird der Einfluss der Polarisation auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt deutlich. Bei einer geringen Polarisation des Stahls ist mit deutlich höheren kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalten zu rechnen. In neueren Untersuchungen von Kosalla [87] und im Rahmen einer aktuellen Prüferie von XD3-Betonen von Raupach [88] konnte dieser Effekt nur bedingt nachgewiesen werden.

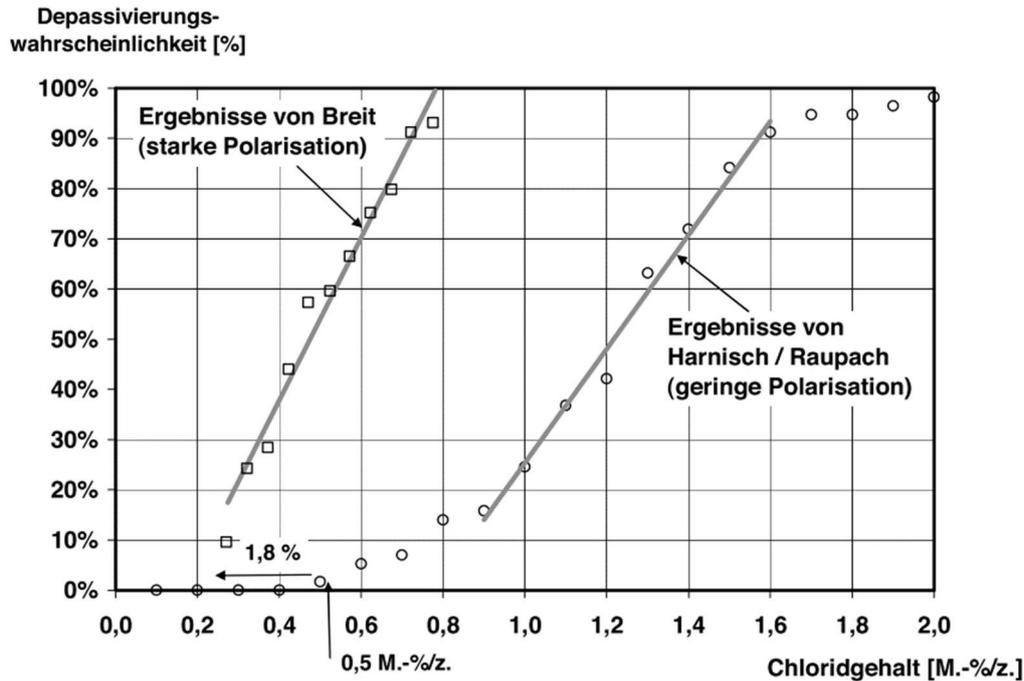


Abb. 2.16: Depassivierungswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit von den Chloridgehalten bei geringer Polarisation und starker Polarisation [81]

Bezüglich der Abhängigkeit des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes von der Bindemittelart gibt es in der Fachliteratur widersprüchliche Meinungen. So wurde z. B. in Untersuchungen in [89] bei Zugabe von Flugasche eine Erhöhung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes festgestellt. Im Gegensatz dazu wurde in Versuchen in [90] und [91] eine Abnahme des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes bei Zugabe von Flugasche beobachtet. Breit hat in [70] die Schlussfolgerung gezogen, dass für den in der Praxis relevanten Fall der nachträglichen Chloridbeaufschlagung keine direkte Korrelation zwischen dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt und der verwendeten Bindemittelart sowie dem Bindemittelgehalt besteht.

Der Schwellenwert bezüglich des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes wird in Fachkreisen zum Teil kontrovers diskutiert. So wird in [92] beschrieben, dass bereits bei sehr niedrigen Chloridwerten ($> 0,1$ M.-%/z) chloridinduzierte Bewehrungskorrosion nicht ausgeschlossen werden könne und die generelle Festlegung eines Grenzwertes hinsichtlich der Korrosionsgefährdung prinzipiell keiner "sachkundigen Vorgehensweise" entspräche.

Im Widerspruch dazu stehen zahlreiche dokumentierte Ergebnisse aus Forschung und Praxis. In den letzten Jahrzehnten wurden vielzählige Versuchsreihen hinsichtlich des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes durchgeführt. In der oben beschriebenen Versuchsreihe an Mörtелеlektroden von Breit in [85] konnte bei keiner der untersuchten Mörtelmischungen Korrosion unterhalb eines Chloridgehalt von $0,25$ M.-% ausgelöst werden.

Eine umfangreiche Literaturschau von Ergebnissen aus Korrosionsversuchen von Breit [1] ergab eine Bandbreite des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes von $0,18$ M.-%/z bis $2,50$ M.-%/z. Die verhältnismäßig große Streuung der Werte ist u. a. darauf zurückzuführen, dass den einzelnen Ergebnissen unterschiedliche Beurteilungskriterien zugrunde gelegt und diese mit Hilfe von verschiedenen Nachweisverfahren ermittelt wurden. Der von Breit aufbereitete Datensatz wurde von Gehlen in [45] statistisch ausgewertet.

Unter zusätzlicher Berücksichtigung relevanter Randbedingungen aus der Baupraxis, wie zum Beispiel der Stärke der Betondeckung, wurde der kritischer korrosionsauslösende Chloridgehalt vom Mittelwert 0,48 M.-%/z auf **0,60 M.-%/z** angehoben.

In einer neueren Literaturlauswertung von Angst [93] wurde für den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt mit Werten zwischen circa **0,10 M.-%/z** und **3,00 M.-%/z** ebenfalls ein großes Spektrum ermittelt. In aktuellen Untersuchungsergebnissen von Angst [94] (vgl. Abb. 2.17), welche aus einer unter Praxisbedingungen angelegten Versuchsreihe an Bohrkernen aus Verkehrsflächen resultieren, konnte auch bei Chloridgehalten über **0,5 M.-%/z** noch keine erhöhte Korrosionswahrscheinlichkeit festgestellt werden. Kosalla hat in [87] auf Grundlage eigener Laboruntersuchungen den korrosionsauslösenden Chloridgehalt zwischen **0,88 M.-%/z** und **1,68 M.-%/z** beziffert.

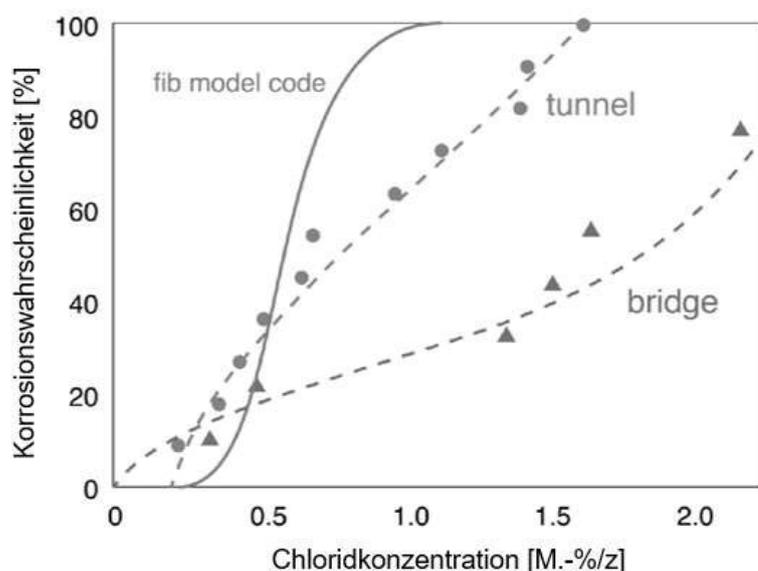


Abb. 2.17: Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit vom Chloridgehalt [94]

Die Versuchsergebnisse aus den letzten Jahren zeigen, dass eine pauschale Aussage bzgl. eines allgemeingültigen kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes prinzipiell nicht ohne weiteres möglich ist, da es zahlreiche Material- und Umweltparameter gibt, die direkte Auswirkungen auf die Korrosionsinitiierung des Bewehrungsstahls haben. In Abhängigkeit von den spezifischen Randbedingungen ist die Höhe des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes für jedes Bauteil individuell zu bestimmen.

Die DAfStb-Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (RL-SIB) [2] enthält einen Schwellenwert für den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von **0,5 M.-%/z**. In der Richtlinie heißt es, dass „zur Beurteilung der erforderlichen Maßnahmen ein Sachkundiger Planer einzuschalten ist“, wenn der Chloridgehalt in der Betondeckung bzw. im Bereich der Bewehrungslage einen Wert von 0,5 M.-%, bezogen auf den Zementgehalt, überschreitet. „Der festgelegte Schwellenwert ist von dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt insofern abzugrenzen, dass bei dessen Überschreitung nicht notwendigerweise der kritische Grenzzustand der Depassivierung eintritt, sondern lediglich eine Ereigniskette, nämlich eine Begutachtung durch den Sachkundigen Planer mit gegebenenfalls anschließenden Maßnahmen, in Gang gesetzt wird.“ [3]

In ÖVBB-Richtlinie Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton [95] wird als Schwellenwert für den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt eine Chloridkonzentration von

0,6 M.-%/z angenommen. Liegt die Chloridkonzentration an der Bewehrungsoberfläche unter diesem Schwellenwert, sind nach der Richtlinie keine Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich. Für einen Chloridgehalt zwischen 0,6 M.-%/z und 1,0 M.-%/z auf Höhe der Bewehrung wird eine regelmäßige Überprüfung (ein bis drei Jahre) der chloridhaltigen Bereiche empfohlen. Bei Chloridgehalten von größer als 1,0 M.-%/z sind verstärkte Kontrollen (mindestens jährlich) und unmittelbar nach dem Auftreten erster Korrosionserscheinungen eine Instandsetzung der entsprechenden Bauteile vorgesehen. Ferner wird in der Richtlinie der Sonderfall „Karbonatisierung bis zur Bewehrung bei gleichzeitiger Chloridbelastung des Bauteils“ betrachtet. Für diese Randbedingungen wird der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt mit 0,2 M.-%/z beziffert.

In den nachfolgenden Ausführungen wird zur Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt mit **0,6 M.-%/z** festgelegt. Insbesondere hinsichtlich der Abschätzung der Restnutzungsdauer nach Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl stellt der gewählte Wert eine konservative und auf der sicheren Seite liegende Wahl dar, da im Rahmen der Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl mit einer langfristigen Austrocknung des Betons und damit tendenziell mit höheren kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalten zu rechnen ist. Nichts desto trotz dient der Wert lediglich zur Orientierung. Bei Anwendung des Modells wird empfohlen, die jeweiligen Umwelt- und Materialparameter stets in die Beurteilung miteinzubeziehen und einen Sachkundigen Planer einzuschalten.

3 Instandsetzung chloridbelasteter Betonbauwerke

3.1 Überblick über die Instandsetzungsprinzipien

Chloridbelastete Bauwerke werden i. d. R. nach den Vorgaben der Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (RL-SIB) [2] instandgesetzt. Zum Unterbinden des Korrosionsprozesses werden dabei zwei prinzipiell unterschiedliche technische Herangehensweisen aufgeführt.

Zum einen kann die Korrosion durch Stoppen des anodischen Teilprozesses unterbunden werden. Durch das Verhindern der Eisenauflösung und Bildung von Fe^{2+} -Ionen kann der Korrosionsprozess zum Erliegen gebracht werden. Die Vermeidung der anodischen Teilreaktion kann in der Praxis durch eine Repassivierung des Betons (R), durch Beschichtung der Betonstahloberflächen in allen Bereichen ohne aktiven Schutz (C) oder durch Kathodischen Korrosionsschutz (KKS) erreicht werden.

Zum anderen ist als zweite technische Möglichkeit des Korrosionsschutzes die Unterbindung des elektrolytischen Teilprozesses (W) durch Absenken des Wassergehaltes gegeben.

Eine weitere technische Möglichkeit des Korrosionsschutzes stellt die Vermeidung des kathodischen Teilprozesses dar. Dies würde man durch Unterbindung von Auftreten von Sauerstoff an der Bewehrung erreichen. Aufgrund der mangelnden Praxistauglichkeit des Verfahrens sieht der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) diese Variante nicht als gängiges Instandsetzungsprinzip vor.

Prinzipiell ist zu beachten, dass die Instandsetzung so geplant werden muss, dass eine erneute Depassivierung der Betonstahloberfläche im Zeitraum der vorgesehenen Restnutzungsdauer verhindert wird [2]. Die verschiedenen Instandsetzungsprinzipien sind in Abb. 3.1 aufgeführt und werden im folgenden Abschnitt näher erläutert.

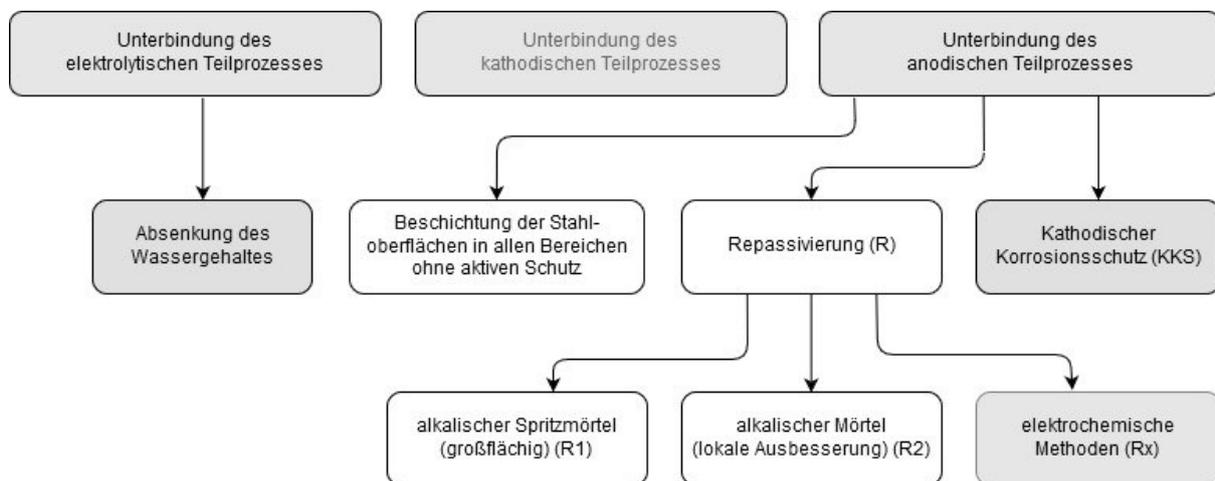


Abb. 3.1: Instandsetzungsprinzipien für chloridbelasteten Beton in Anlehnung an [18]

In der Baupraxis stellt die Repassivierung des Betonstahls (**Korrosionsschutzprinzip R**) durch das Entfernen des chloridbelasteten Betons und die anschließende Reprofilierung mit zementgebundenen Materialien die gängigste Variante der Instandsetzungsprinzipien dar. Durch die Applikation eines Instandsetzungsmaterials und der damit verbundenen Wiederherstellung des alkalischen Milieus im Bereich der Betonstahlbewehrung wird der Stahl vor Korrosion geschützt [2].

Als Instandsetzungsmaterialien werden i. d. R. Instandsetzungsmörtel oder Betone eingesetzt, welche im Handauftrag (Repair Mortar (RM) bzw. Repair Concrete (RC)) oder im Spritzverfahren (Sprayable Repair Concrete (SRM) und Sprayable Repair Mortar (SRC)) appliziert werden können. Zudem hat sich der Einsatz von Polymermörteln (Polymer Repair Mortar (PRM)) und Polymerbetonen (Polymer Repair Concrete (PRC)) bewährt. Normativ werden die Instandsetzungsmaterialien in der DIN EN 1504-3:2006-03 [96] geregelt.

In Abhängigkeit von der im Bauteil vorliegenden Chloridkonzentration und Eindringtiefe wird im Rahmen des Instandsetzungsverfahrens der chloridbelastete Beton teilweise oder sogar vollständig entfernt. Je nach Tiefenlage der Chloridfront kann auch ein Betonabtrag bis hinter die Bewehrung erforderlich sein. In der Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen [2] wird das Verfahren in zwei Grundsatzlösungen (großflächiger Abtrag (R1) und lokale Ausbesserungen (R2)) gegliedert.

Die Instandsetzungsprinzipien R1 und R2 entsprechen zwar den „Anerkannten Regeln der Technik“, sind aber auch mit einigen Nachteilen verbunden. Die Anwendung des Verfahrens ist oft mit einem erhöhten Arbeitsaufwand und damit einhergehend mit hohen Kosten (z. B. in Folge erforderlicher Abstützmaßnahmen bei der Instandsetzung von tragenden Bauteilen) verbunden. Zudem geht der erforderliche Betonabtrag stets mit einer hohen Lärm- und Staubbelastung einher. Weiter besteht die Gefahr, dass beim Betonabtrag chloridbelastete Bereiche ausgelassen werden und dadurch die Korrosion unterhalb des sanierten Betonbereichs unbemerkt weiter fortschreiten kann.

Als ein weiteres Instandsetzungsverfahren, welches mit einem Abtrag des chloridbelasteten Betons verbunden ist, ist das **Korrosionsschutzprinzip C** - die Beschichtung der Stahloberflächen zur Unterbindung des anodischen Teilprozesses - zu nennen. In diesem Verfahren wird der Beton bis hinter die Bewehrung abgetragen und nach der Beschichtung des Stahls mit einem Instandsetzungsmörtel reprofiliert. Die Umsetzung in der Baupraxis ist aufgrund des tiefreichenden Betonabtrags teils mit großen technischen Risiken verbunden [18].

In der Instandhaltungsrichtlinie sind weitere Korrosionsschutzprinzipien aufgeführt, die eine Instandsetzung ohne den Abtrag des chloridbelasteten Betons ermöglichen. Das Instandsetzungsprinzip **Kathodischer Korrosionsschutz (KKS)** beruht auf einer kathodischen Polarisierung der Stahlbewehrung. Durch die Verschiebung des elektrochemischen Potentials in negative Richtung bis in den Immunitätsbereich wird die schädigende Korrosion verhindert bzw. die verbleibende Korrosionsrate auf ein unschädliches Maß reduziert. Die Potentialverschiebung kann durch Anlegen eines Gleichstroms oder durch den Kurzschluss mit einem unedleren Metall (galvanische Anoden) erreicht werden [97]. Das Anlegen des Fremdstroms erfolgt mit Hilfe einer dauerhaft angebrachten Anode, die mit Hilfe einer Zementschicht an den Beton elektrolytisch angekoppelt wird [18]. Der Kathodische Korrosionsschutz entspricht den anerkannten Regeln der Technik und ist in der Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen [2] sowie DIN EN ISO 12696:2017-05 [98] normativ geregelt. Da bis dato jedoch keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vorliegt, ist bei Anwendung des Verfahrens eine projektbezogene Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Ob die Anwendung von KKS wirtschaftlicher als der herkömmliche Betonersatz ist, hängt von den jeweiligen Randbedingungen der Baumaßnahmen ab. So eignet sich das Verfahren besonders für die Sanierung von Betonbauteilen mit schwer zugänglichen, chloridbelasteten Stellen sowie für Instandsetzungsmaßnahmen, die bei herkömmlichem Betonersatz sonst mit umfangreichen Abstützungsmaßnahmen verbunden wären [99].

Eine weitere Variante des Instandsetzungsprinzips R ist der **elektrochemische Chloridentzug (Rx)**. In diesem Verfahren wird auf der Betonoberfläche eine Anode (i. d. R. ein Titannetz in feuchtgehaltener Zellulosefasermasse) angebracht, welche über einen Gleichrichter mit dem Bewehrungsstahl (Kathode) verbunden wird. Durch das Aufbringen einer elektrischen Spannung wandern die negativ geladenen Chloridionen in Richtung der Anode und werden dadurch aus dem Beton extrahiert. Durch die OH⁻-Bildung an der Kathode ist zudem eine Repassivierung der Bewehrung zu erwarten. Im Gegensatz zu einem KKS-System handelt es sich bei dem elektrochemischen Chloridentzug um eine temporäre Instandsetzungsmaßnahme. In [18] wird die Anwendungsdauer des elektrochemischen Chloridentzugs mit vier bis acht Wochen beziffert. Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit werden die reprofilierten Betonbauteile i. d. R. abschließend mit einem Oberflächenschutzsystem versehen [15]. Nach [2] muss die Wirksamkeit des Verfahrens durch einen Nachweis der Chloridextraktion im Einzelfall durch einen Sachkundigen Planer sichergestellt werden. Die Anwendung des elektrochemischen Chloridentzugs begrenzt sich aufgrund der komplexen Umsetzung auf wenige Ausnahmefälle, weshalb diese Variante der Instandsetzung an dieser Stelle nicht weiter ausgeführt wird.

Auch das Korrosionsschutzprinzip **Absenkung des Wassergehaltes (W)** erlaubt durch Unterbindung des elektrolytischen Teilprozesses eine Instandsetzung von chloridbelasteten Stahlbetonbauteilen ohne Betonabtrag. Das Korrosionsschutzprinzip W als ein wesentlicher Bestandteil des Prinzips W-Cl wird in den nachfolgenden Ausführungen näher erläutert.

3.2 Das Instandsetzungsprinzip W-Cl

3.2.1 Theoretische Grundlagen

Das Instandsetzungsprinzip Korrosionsschutz durch Begrenzung des Wassergehaltes (W) basiert auf der Unterbindung des elektrolytischen Teilprozesses. Durch die Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung (z. B. OS 4, OS 8, OS 11) auf die chloridbelastete Bauteiloberfläche wird ein erneuter Chlorid- und Feuchtigkeitseintrag verhindert, was zu einer Austrocknung des Betons und damit in der Folge zu einer Erhöhung des elektrolytischen Bauteilwiderstandes führt. Dadurch kann die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung reduziert werden. Die Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit vom elektrischen Widerstand des Betons wurde in einer Vielzahl von Forschungsarbeiten belegt (z. B. [100], [101], [102]) und kann grundsätzlich als logarithmischer umgekehrt linearer Zusammenhang (siehe Abb. 3.2) beschrieben werden.

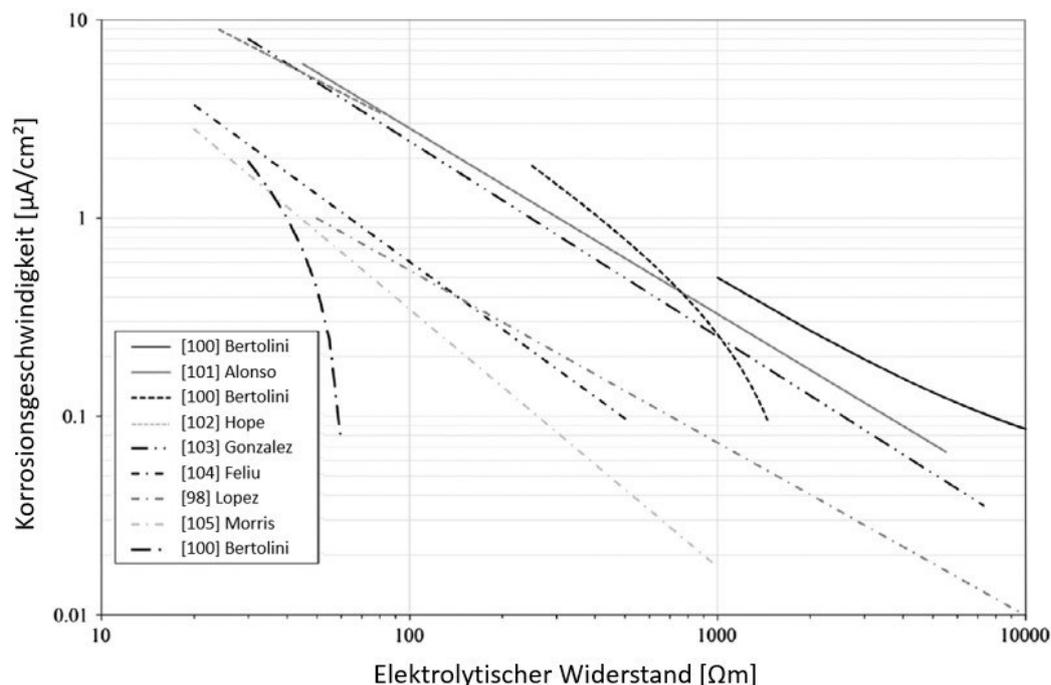


Abb. 3.2: Zusammenhang zwischen der Korrosionsgeschwindigkeit und dem elektrolytischen Widerstand nach [101], [103], [104], [105], [106], [107], [108] aus [100]

Damit bietet es sich an, die einfach messbare Kenngröße des elektrolytischen Bauteilwiderstandes zur Beurteilung der Korrosionsaktivität heranzuziehen. Ein allgemeingültiger Grenzwert des elektrischen Widerstandes, ab dem keine schädliche Korrosion mehr zu erwarten ist, kann nicht definiert werden. Zur Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit können die Forschungsergebnisse von Raupauch u. a. aus [109] herangezogen werden. Demnach ist bei spezifischen Betonwiderständen von über 1.000 Ωm noch mit einer geringen bis mäßigen Korrosion zu rechnen. Bei spezifischen Betonwiderständen zwischen 5.000 Ωm bis 10.000 Ωm sind dagegen nur noch vernachlässigbare Korrosionsstromraten im Bereich der üblichen Passivstromdichte ($< 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) zu erwarten.

Die Austrocknung des Betons hat nicht nur unmittelbaren Einfluss auf den Elektrolytwiderstand, sondern ist auch hinsichtlich des Korrosionsschutzes mit vorteilhaften Auswirkungen auf den kathodischen und anodischen Teilprozess verbunden.

Die Vergrößerung des Elektrolytwiderstandes führt zu einer Verkleinerung der am Korrosionsprozess kathodisch mitwirkenden Bewehrungsfläche. Mit zunehmender Austrocknung des Betons ist ferner in den depassivierten Bereichen ein Anstieg des freien Korrosionspotentials und eine Verkleinerung der Eigen- bzw. Mikroelementkorrosionsrate zu erwarten [109]. Zudem hat die Austrocknung des Betons einen Einfluss auf den anodischen Polarisationswiderstand.

Die in [110] ermittelten Stromdichte-Potentialkurven von Bewehrungsstahl in chloridbelastetem Mörtel (vgl. Abb. 3.3) zeigen, dass die Eigenkorrosionsraten der Stahlbewehrung mit abnehmenden Feuchtegehalten geringere Werte annehmen, während sich beim freien Korrosionspotential der korrodierenden Stahlbetonbewehrung eine Verschiebung in positive Richtung einstellt. Daraus lässt sich schließen, dass die Absenkung des Wassergehaltes zu einer Erhöhung des Polarisationswiderstandes an der Anode führt, was wiederum eine Verlangsamung der Korrosionsgeschwindigkeit zur Folge hat und laut [111] als wesentlicher sekundärer Effekt des Instandsetzungsprinzips W-Cl zu werten ist.

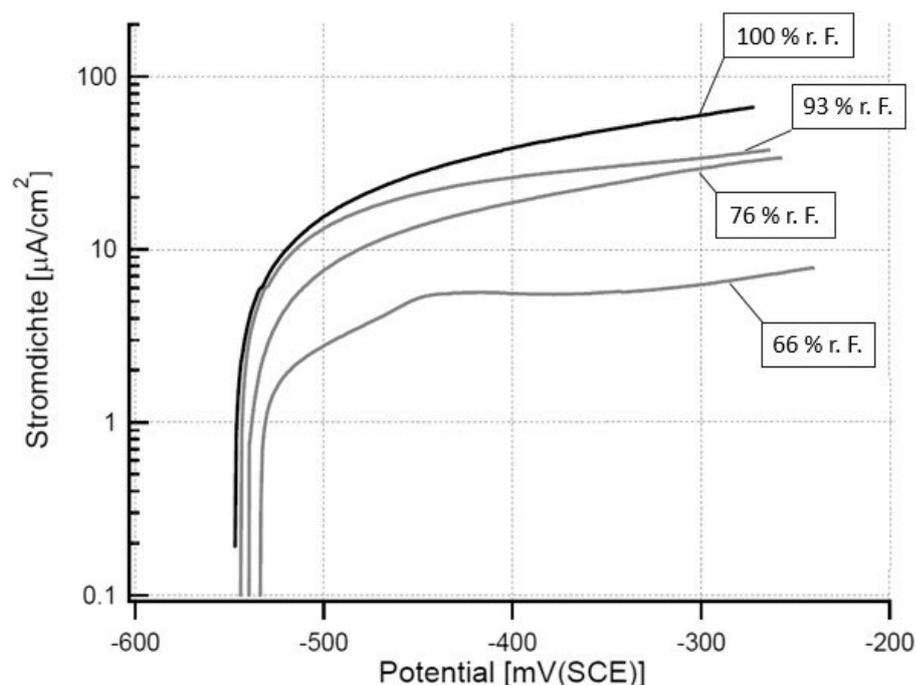


Abb. 3.3: Anodische Polarisationskurven von Bewehrungsstahl, gemessen in chloridbelastetem Mörtel (4 M.-%/z) nach sechs Monaten Auslagerung bei 20 °C in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte

Ein weiterer positiver Effekt des Instandsetzungsprinzips W-Cl hinsichtlich des Korrosionsschutzes ist die zeitliche Abnahme der Treibspannung. In einer Versuchsreihe in [112] konnte bei beschichteten Betonprobekörpern nach einer Auslagerung von knapp zwei Jahren eine Abnahme der Treibspannung um den Faktor drei festgestellt werden. Dies ist primär auf die Austrocknung des Betons und den damit einhergehenden Anstieg des Sauerstoffgehaltes zurückzuführen. Als weitere Gründe für die Abnahme der Treibspannung werden in [112] die Chloridumverteilung ins Betoninnere sowie die Zunahme des ohmschen Widerstandes und der damit einhergehende Spannungsabfall bei der Messung zwischen Bewehrung und Titanelektrode genannt.

3.2.2 Anwendung in der Praxis & Wirtschaftlichkeit

Das Instandsetzungsprinzip Korrosionsschutz durch Begrenzung des Wassergehaltes (W) stellt nicht nur aus technischer, sondern auch aus wirtschaftlicher Sicht ein interessantes Verfahren zur Instandsetzung von chloridbelasteten Betonbauteilen dar, da es im Vergleich zur konventionellen Instandsetzung mit Ersatz des Betons und anschließender Reprofilierung und auch im Vergleich zu den elektrochemischen Instandsetzungsprinzipien mit wesentlich geringerem Aufwand verbunden ist. Verglichen mit den o. g. herkömmlichen Instandsetzungsprinzipien kann mit einer Instandsetzung nach dem Prinzip W-Cl eine deutliche Reduzierung der Instandsetzungskosten, Verkürzung der Instandsetzungsdauer und Reduktion der CO_2 -Emissionen erreicht werden.

Da das Instandsetzungsprinzip W-Cl auf der Austrocknung des Betons beruht, ist die Schutzwirkung des Verfahrens nur gegeben, wenn am instandgesetzten Bauteil keine unvorhergesehenen Feuchtequellen auftreten. Bei der Applikation der Oberflächenschutzbeschichtung muss daher die Ausbildung von wasserdurchlässigen Fehlstellen verhindert werden. Zudem muss bei Anwendung des Prinzips W-Cl eine rückwärtige Durchfeuchtung, wie z. B. bei Bodenplatten mit Grundwasserkontakt

oder Fußpunkten von Wänden unterhalb der Geländekante, sowie die Kondenswasserbildung im Bauteil als Folge mangelnden Wärmeschutzes ausgeschlossen werden.

Das Instandsetzungsprinzip W-Cl bietet sich primär für einen großflächigen Einsatz bei gleichmäßiger Chloridbelastung und Rissfreiheit an. Typische Anwendungsfelder des Prinzips W-Cl sind beispielsweise Stützen- und Wandfüße, Bodenflächen in Tiefgaragen sowie Zwischendecken bei mehrgeschossigen Parkhäusern.

Bei gerissenem Beton ist zu beachten, dass der Chloridtransport zur Bewehrung infolge des Kapillartransport über die Risse i. d. R. wesentlich schneller erfolgt als beim diffusionsgesteuerten Stofftransport in ungerissenem Beton. Untersuchungen in [113] und [114] haben gezeigt, dass durch die Applikation von rissüberbrückenden Beschichtungen ein deutlicher Rückgang bzw. sogar ein Einschlafen der Korrosionsaktivität erreicht werden konnte. Eine Zusammenfassung über den aktuellen Wissensstand zur Anwendung des Instandsetzungsprinzip W-Cl bei Korrosion im Rissbereich findet sich in [115].

3.2.3 Regularien und Anwendungsbeschränkungen

Das Instandsetzungsprinzip W-Cl (Absenkung des Wassergehaltes (W) im Bereich von chloridkontaminiertem Beton (Cl)) ist in der aktuellen Fassung der Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb [2] beschrieben. Zudem findet das Verfahren bereits als „Prinzip 8: Erhöhung des elektrischen Widerstandes“ in der DIN EN 1504-3:2006-03 [5] Erwähnung. In den Entwürfen der neuen Instandhaltungsrichtlinie des DAfStb [3] und der Technischen Regel – Instandhaltung von Bauwerken vom Deutschen Institut für Bautechnik [116] wird das Instandsetzungsprinzip W-Cl in den Verfahren 7.7 „Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität durch Beschichtung“ und 8.3 „Erhöhung des elektrischen Widerstandes durch Beschichtung“ aufgegriffen. Dabei bezieht sich das Verfahren 8.3 explizit auf den Fall, dass bereits eine aktive Bewehrungskorrosion vorliegt. Ist der Bereich der Bewehrung noch passiviert, kann das Verfahren 7.7 angewendet werden. Die Grundvoraussetzung dafür ist, dass sichergestellt werden kann, dass durch die Umverteilung der bereits im Beton enthaltenen Chloride über den Zeitraum der Restnutzungsdauer keine Depassivierung der Bewehrung erreicht wird.

Für karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion ist die Wirksamkeit des Prinzips W-Cl in [4] bereits wissenschaftlich bewiesen worden. Im Hinblick auf die Anwendung des Instandsetzungsverfahrens bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion sind in den beiden o. g. Regelwerken deutliche Warnhinweise gegeben. So wird beispielsweise in [5] beschrieben, dass in chloridbelastetem Beton grundsätzlich eine größere Korrosionsgefahr als in karbonatisiertem Beton besteht und ein Verfahren, das auf der Erhöhung des elektrischen Widerstandes beruht, möglicherweise ohne die Anwendung zusätzlicher Instandsetzungsprinzipien nicht ausreicht, um die Bewehrungskorrosion auf ein unschädliches Maß zu reduzieren.

In der Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen [2] ist bezüglich der Anwendung des Instandsetzungsverfahrens W-Cl folgender Warnhinweis formuliert: *„Das Verfahren sollte nur angewandt werden, wenn durch Probeinstandsetzungen an Referenzflächen bzw. -bauteilen vor Ausführung der Instandsetzungsmaßnahme die Auswirkung der Maßnahme auf den Korrosionsfortschritt der Bewehrung, z. B. durch Einbau geeigneter Korrosionsstrommessvorrichtungen, von einem sachkundigen Planer überprüft worden ist.“*

Dies bedeutet, dass vor der Durchführung der Instandsetzungsmaßnahme eine Probefläche angelegt und nach einem längeren Zeitraum (üblicherweise über zwei Jahre) der erforderliche Erfolg nachgewiesen werden muss. Ein fester Grenzwert an Restchloriden, der durch die Probeinstandsetzung erreicht werden soll, ist darüber hinaus nicht definiert, da dieser von zahlreichen Material- und Umweltparametern abhängig ist. Das Risiko einer solchen Instandsetzung wird damit letztendlich im vollen Umfang vom Bauherrn getragen.

Weiter muss nach der Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen [2] bei Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl während der gesamten Restnutzungsdauer des Bauwerks die Wirksamkeit des Verfahrens durch eine dauerhafte Überprüfung des Korrosionsfortschrittes sichergestellt werden. Eine genauere Aussage bezüglich der konkreten Ausführung des Messsystems und Durchführung des Korrosions-Monitorings wird in der Richtlinie dabei jedoch nicht getroffen.

Zum aktuellen Zeitpunkt werden im Rahmen des Forschungsprojektes „KoMICS“, welches vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie im Rahmen der WIPANO-Richtlinie (Wissens- und Technologietransfer durch Patente und Normen) gefördert wird, die Anwendungsgrenzen der vorhandenen Messmethoden im Detail untersucht und neue Ausführungsarten von Korrosionsmonitoringsystemen entwickelt. Ziel des Forschungsprojektes ist die Erstellung eines neuen Regelwerk-Entwurfes, in dem die Art und der Aufbau von Korrosionsmonitoringsystemen sowie Kriterien zur zuverlässigen Bewertung der Messergebnisse definiert sind, sodass der Instandsetzungserfolg zuverlässig überprüft werden kann.

Da die Austrocknung des Betons nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung generell langsam von statten geht und bisher nicht genauer quantifiziert wurde, muss davon ausgegangen werden, dass ein bereits initiiertes Korrosionsprozess auch nach der Beschichtung einige Zeit weiterläuft. Eine erfolgreiche Instandsetzung nach dem Prinzip W-Cl ist daher vor allem dann zu erreichen, wenn die Bewehrungskorrosion noch nicht eingesetzt hat (Verfahren 7.7) [18].

3.2.4 Bewertung der Anwendungsbeschränkungen

Die in den Regelwerken beschriebene größere Gefahr der Anwendung des Prinzips W-Cl bei chloridbelasteten Betonen im Vergleich zu karbonatisierten Betonen ist u. a. auf folgenden technischen Hintergrund zurückzuführen: Chloride im Beton erhöhen die elektrolytische Leitfähigkeit des Betons und wirken gleichzeitig hygroskopisch, d. h., dass sie Feuchtigkeit aus der Umgebung aufnehmen und speichern. Daraus wird gefolgert, dass die Austrocknung von chloridbelastetem Beton theoretisch langsamer vonstattengeht als bei chloridfreiem Beton.

In der Fachliteratur gibt es zahlreiche Untersuchungen, in denen die Sorptionsisothermen mit den korrelierenden spezifischen Elektrolytwiderständen in Abhängigkeit von der Umgebungfeuchte ermittelt wurden (z. B. [51], [117], [118]). Hinsichtlich des Sorptionsverhaltens von chloridhaltigen Betonen liegen bis dato jedoch nur vereinzelte Untersuchungsergebnisse vor. In [51] wird beschrieben, dass Salze, die keine Hydratstufen ausbilden (u. a. auch Natriumchlorid), den Feuchtehaushalt in porösen Materialien erst nach Einsetzen der hygroskopischen Wirkung beeinflussen. Der Grenzwert, bei dem die hygroskopische Wirkung einsetzt, wird als Deliqueszenz-Luftfeuchte bezeichnet und mit 75 % r. F. beziffert. Übersteigt die relative Luftfeuchte diesen Wert sind nach [28] im chloridbelasteten Beton Poren mit Radien bis zu rd. 100 nm immer wassergefüllt und bei 90 % relativer Luftfeuchte ist der Beton nahezu gesättigt.

Das bedeutet, dass die Austrocknung von chloridbelasteten Betonen oberhalb einer relativen Luftfeuchte von 75 % gebremst wird, während unterhalb dieses Feuchtegehaltes die Chloride keinen Einfluss auf das Feuchtespeicherverhalten haben und die Sorptionsisothermen von chloridfreien und chloridbelasteten Betonen damit übereinstimmen [119], [120]. Dies ist darauf zurückzuführen, dass beim Überschreiten der Deliqueszenz-Luftfeuchte das Kristallgitter des Natriumchlorids zerfällt und die in gelöster Form vorliegenden Ionen einen Teil der Flüssigkeitsoberfläche im Beton benetzen, während unterhalb der Deliqueszenz-Luftfeuchte das Salz in kristalliner Form vorliegt und der Feuchtegehalt damit nur durch sorptive Anlagerungen an den Porenwänden beeinflusst wird, welche jedoch vernachlässigt werden kann [51].

Zur genaueren Quantifizierung des Einflusses des Chloridgehaltes auf das Adsorptionsverhalten bzw. auf den Elektrolytwiderstand wurden im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Projektes „Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsprinzip W-Cl“ nach DIN EN ISO 12571:2013-12 [121] Sorptionsisothermen von chloridfreien und chloridbelasteten Betonen erstellt. Der Chloridgehalt der Probekörper lag dabei mit 2 M.-%/z in einem praxisrelevanten Bereich. Die Ergebnisse der Versuchsreihe sind in Abb. 3.4 zusammengefasst. Eine detaillierte Übersicht über die Versuchsreihe befindet sich in Anhang A.

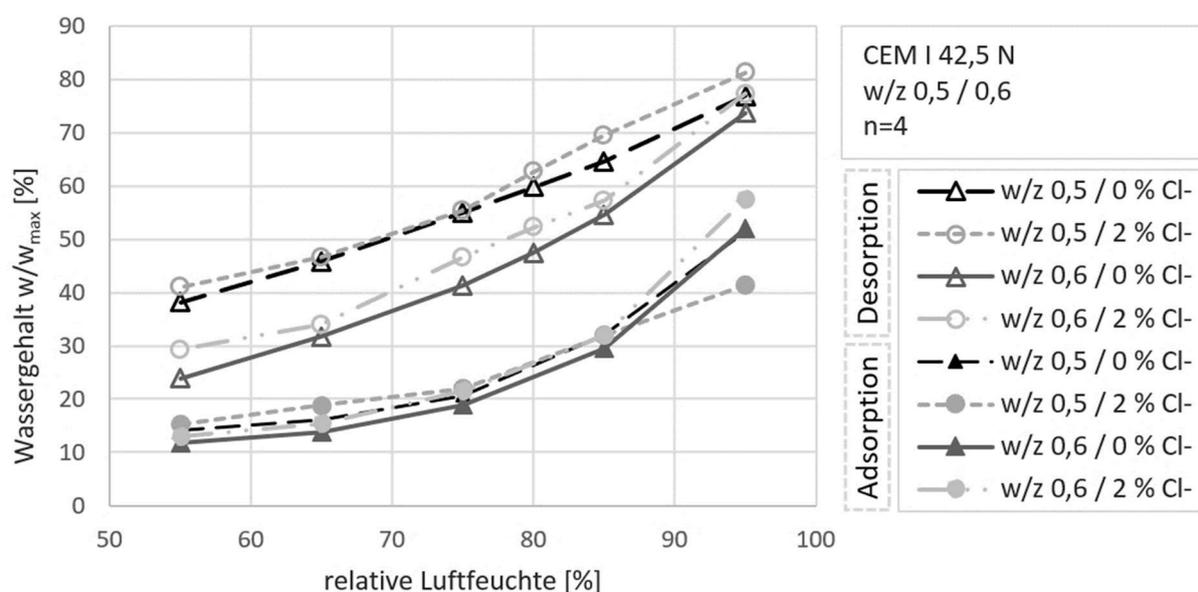


Abb. 3.4: Sorptionsisothermen von chloridfreiem und chloridbelastetem Betonen mit variierenden w/z-Werten

In den Versuchsergebnissen sind grundsätzlich die oben beschriebenen Effekte zu erkennen. Bei einer niedrigen relativen Luftfeuchte entsprechen die Wassergehalte der chloridbelasteten Betone im Wesentlichen den Werten der chloridfreien Betone. Etwas größere Abweichungen hinsichtlich der Wassergehalte stellen sich wie erwartet bei größeren Feuchtegehalten ein. Die Ergebnisse zeigen aber auch, dass unter den gewählten Randbedingungen (Chloridgehalt 2 M.-%/z, w/z-Wert 0,5 - 0,6) die effektive Zunahme des Wassergehaltes bei chloridbelasteten Betonen im Vergleich zu chloridfreien Betonen sich mit maximal circa 10 M.-% in einem begrenzten Rahmen bewegt.

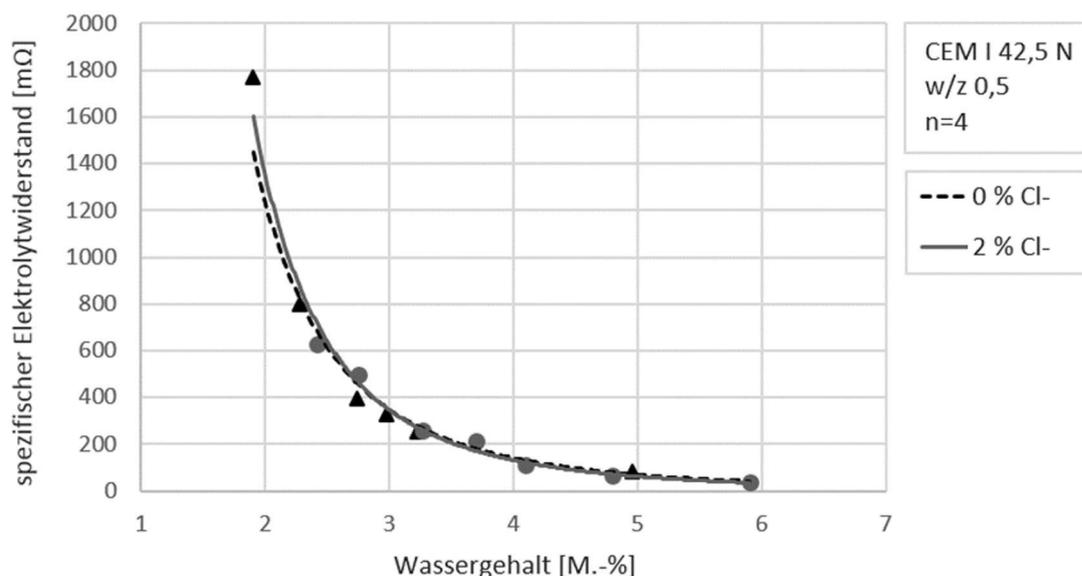


Abb. 3.5: Spezifische Elektrolytwiderstände in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt

Auch die Ergebnisse bezüglich der Elektrolytwiderstände in Abhängigkeit von der relativen Feuchte (vgl. Abb. 3.5) zeigen, dass auch bei höheren Feuchtegehalten die Elektrolytwiderstände der chloridbelasteten Betone nahezu den Elektrolytwiderständen der chloridfreien Betone entsprechen. Daraus lässt sich schließen, dass der Einfluss der Chloride auf das Austrocknungs- bzw. Korrosionsverhalten zumindest unter den gewählten Randbedingungen weniger schwer ins Gewicht fällt als bisher angenommen.

Da die Auswirkungen der hygroskopisch wirkenden Chloridionen auf das Feuchtespeicherverhalten insbesondere im angestrebten niedrigen Feuchtegehalt kaum messbar sind, sind die in [5] pauschal beschriebenen Warnhinweise hinsichtlich der Anwendung des Instandsetzungsprinzip W-Cl bei chloridbelasteten Betonen zumindest im Bereich des untersuchten Chloridgehaltes nicht vollumfänglich zutreffend. Die weiteren Warnhinweise und Anwendungsbeschränkungen der Regelwerke sind im Hinblick auf den aktuellen Kenntnisstand der Wirkungsweisen des Instandsetzungsprinzips W-Cl in vollem Maße angebracht. Das obligatorische Korrosionsmonitoring und insbesondere das Anlegen der Probestfläche im Langzeitversuch machen eine wirtschaftliche Anwendung des Prinzips W-Cl in der Praxis jedoch kaum möglich. Vor diesem Hintergrund besteht dringender Handlungsbedarf, im Rahmen von grundlegenden Untersuchungen die Mechanismen zum Instandsetzungsprinzip W-Cl und die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit zu klären.

3.2.5 Offene Fragestellungen

Um eine weitläufige und praxisgerechte Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 bei chloridbelasteten Betonen zu ermöglichen, müssen grundlegende Fragestellungen hinsichtlich der Wirkungsweisen der Verfahren beantwortet werden. Die zentrale Frage ist dabei, welche Auswirkungen die Applikation eines Oberflächenschutzsystems auf das Korrosionsverhalten von Stahl in Beton und die prognostizierte Lebensdauer eines Bauteils hat. Wie in den vorangegangenen Abschnitten bereits beschrieben, lässt sich diese Frage jedoch nicht pauschal beantworten, da die Korrosion von Stahl in Beton von zahlreichen Umwelt- und Materialparametern abhängig ist.

Grundsätzlich gilt, dass eine Korrosion des Bewehrungsstahls erst nach Überschreiten des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes auf Höhe der Bewehrungslage stattfinden kann. Ein erster Ansatz zur Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit bzw. der Restnutzungsdauer nach Anwendung des Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 ergibt sich folglich aus der mathematischen Beschreibung der Chloridumverteilung in Abhängigkeit von der Zeit nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung.

Liegt zum Zeitpunkt der Instandsetzung bereits eine aktive Korrosion am Bewehrungsstahl vor, könnte mit Hilfe eines mathematischen Modells zur Beschreibung der Chloridumverteilung eine Aussage getroffen werden, ob durch eine Instandsetzung nach dem Verfahren 8.3 der Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung im Verlauf der vorgesehenen Restnutzungsdauer im Zuge der Chloridumverteilung auf ein unschädliches Maß reduziert werden kann. Da die Korrosionsaktivität wie bereits beschrieben von zahlreichen Material- und Umweltparametern abhängt, erlaubt die Betrachtung der Chloridumverteilung für diesen Fall jedoch nur eine grobe Abschätzung.

Wurde der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung zum Zeitpunkt der Instandsetzung jedoch noch nicht überschritten und noch keine Bewehrungskorrosion initiiert, könnte man mit Hilfe eines mathematischen Modells zur Beschreibung der Chloridumverteilung eine zielführende Aussage darüber treffen, ob im Zeitraum der vorgesehenen Restnutzungsdauer durch die Chloridumverteilung eine Depassivierung der Bewehrung zu erwarten ist und ob eine Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 durchgeführt werden kann.

Im Rahmen der nachfolgenden Ausführungen sollen folgende konkrete Fragestellungen beantwortet werden:

- Wie verteilen sich die Chloride im Beton nach der Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung um?
- Welchen Einfluss hat die bei Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 zu erwartende Austrocknung des Betons auf die Chloridumverteilung?
- Bis zu welchen allgemeinen Grenzwerten ist für den Fall, dass noch keine Bewehrungskorrosion initiiert wurde, eine zielsichere Instandsetzung mit dem Verfahren 7.7 durchführbar?

4 Chloridumverteilung nach Abdichtung bei Wassersättigung

4.1 Modellbildung

In der Fachliteratur gibt es mehrere Modelle, mit deren Hilfe der Chlorideindringvorgang in Beton beschrieben werden kann (Abschnitt 2.4.2). Bei den gängigsten analytischen Modellen wird unter vereinfachender Annahme ein rein diffusionsgesteuerter Stofftransport angenommen, wodurch der Chlorideindringvorgang mit Hilfe einer Lösung des zweiten 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes beschrieben werden kann. Als Randbedingungen werden dabei ein über die gesamte Expositionsdauer konstant anstehender Chloridgehalt sowie zum Start des Betrachtungszeitraums eine Anfangskonzentration an Chloriden von Null vorausgesetzt.

Eine erste grobe Abschätzung der Chloridumverteilung nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung erfolgte von Dauberschmidt in [18]. Zum aktuellen Kenntnisstand gibt es jedoch kein analytisches Rechenmodell, mit dessen Hilfe die Chloridumverteilung im Beton nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung beschrieben werden kann. Der Rechenansatz zur Beschreibung des Chlorideindringvorganges, welcher auf der von Crank in [37] hergeleiteten Lösung des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes basiert, kann nicht angewendet werden, da durch die Oberflächenschutzbeschichtung veränderte Randbedingungen vorliegen.

Zur Beschreibung der Chloridumverteilung nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung wird in den nachfolgenden Ausführungen ein analytischer Rechenansatz hergeleitet. Dabei werden folgende Randbedingungen angenommen:

- Das Bauteil wird als geschlossenes System betrachtet. Es wird angenommen, dass durch die Beschichtung keine neuen Chloride in den Beton eingetragen werden können und die bereits im Beton befindlichen Chloride in vollem Umfang verbleiben. Demnach ist die anstehende Chloridkonzentration nach Applikation der Oberflächenschutzbeschichtung gleich Null.
- Für $t \rightarrow \infty$ wird eine homogene Verteilung der Chloride über den gesamten Bauteilquerschnitt angenommen.
- Die Chloridkonzentration zum Zeitpunkt der Beschichtung (t_B) ergibt sich aus dem in Abschnitt 2.4.2 beschriebenen Model Code for Service Life Design.
- Der Diffusionskoeffizient des Betons D wird für den Zeitraum nach der Systemabdichtung als über die Zeit konstant unveränderlicher Wert angenommen.

Die zur Herleitung des analytischen Rechenansatzes festgelegten Randbedingungen sind in Abb. 4.1 visualisiert dargestellt.

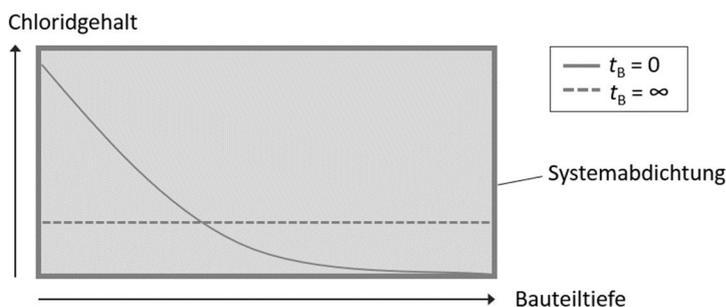


Abb. 4.1: Visualisierte Darstellung der Randbedingungen zur Herleitung eines analytischen Rechenansatzes zur Beschreibung der Chloridumverteilung

Zur mathematischen Beschreibung der Chloridumverteilung nach Abdichtung des Betons wird auch wie bei den bereits vorhandenen Modellen, die den Chlorideindringvorgang beschreiben, unter vereinfachender Annahme ein rein diffusionsgesteuerter Transportvorgang angenommen. Da durch die Abdichtung des Bauteils eine intermittierende Beaufschlagung von Chloriden ausgeschlossen ist, kann davon ausgegangen werden, dass die maßgeblichen Transportvorgänge hinreichend genau über den Diffusionsprozess beschrieben werden können.

Um den Diffusionsvorgang mathematisch beschreiben zu können, wird zur Modellentwicklung zunächst ein wasservollgesättigter Zustand des Betons angenommen. Im Hinblick auf die Lebensdauerprognose bzw. Restnutzungsdauer liegt man mit dieser Annahme auf der sicheren Seite, da bei wasserteilgesättigtem Beton tendenziell eine Verlangsamung der Diffusionsgeschwindigkeit bzw. der Chloridumverteilung zu erwarten ist.

4.2 Mathematische Herleitung

Der Zusammenhang zwischen zeitlichen und örtlichen Konzentrationsunterschieden kann über das 2. Fick'sche Diffusionsgesetz (Gl. 20) dargestellt werden. Damit eignet sich die Differentialgleichung zur mathematischen Beschreibung interstationärer Diffusion und kann als Grundlage zur Berechnung der zeitabhängigen und tiefengestaffelten Chloridkonzentration unter Annahme eines rein diffusionsgesteuerten Transportvorganges herangezogen werden.

$$\frac{dc}{dt} = D \cdot \frac{d^2c}{dx^2} \quad \text{Gl. 20}$$

In Abhängigkeit von den Anfangs- und Randbedingungen können für die Differentialgleichung analytische Lösungsansätze hergeleitet werden. Die in Abschnitt 4.1 beschriebenen Randbedingungen können mathematisch wie folgt formuliert werden:

$$\text{Randbedingung R1: } \frac{dc(0,t)}{dx} = 0, \text{ für } t > 0 \quad \text{Gl. 21}$$

$$\text{Randbedingung R2: } \frac{dc(L,t)}{dx} = 0, \text{ für } t > 0 \quad \text{Gl. 22}$$

$$\text{Randbedingung R3: } c(x,0) = f(x) \quad \text{Gl. 23}$$

Die Randbedingungen R1 und R2 stellen nach [37] und [122] die allgemeine mathematische Beschreibung für eine undurchlässige Systemgrenze dar. Die beiden Ausdrücke beschreiben, dass die Ableitung der Konzentration c nach x zu allen Betrachtungszeiträumen für $t > 0$ an den Rändern des betrachteten Intervalls ($x = 0$ Bauteiloberfläche, $x = L$ innerer Bauteilabschluss) Null ist. Dies ergibt sich aus der Tatsache, dass durch die Applikation der Beschichtung eine vollständige Abdichtung des Bauteils angenommen wird und so keine Chloride das System verlassen können. R3 drückt aus, dass die Chloridkonzentration zum Zeitpunkt der Beschichtung ($t_b = 0$) über den Bauteilquerschnitt aus der Funktion $f(x)$ ermittelt werden kann.

Zur Herleitung des analytischen Berechnungsmodells wird folgender mathematischer Zusammenhang angesetzt:

$$c(x, t) = c_1(x) \cdot c_2(t) \quad \text{Gl. 24}$$

Durch Einsetzen von Gl. 24 in Gl. 20 ergibt sich:

$$c_1(x) \cdot c_2'(t) = D \cdot c_2(t) \cdot c_1''(x) \quad \text{Gl. 25}$$

Durch Umstellung von Gl. 25 erhält man einen Ausdruck, der nur von t und nur von x abhängig ist und daher als Konstante ausgedrückt werden kann.

$$\rightarrow \frac{c_2'(t)}{c_2(t)} = D \cdot \frac{c_1''(x)}{c_1(x)} = k \quad \text{Gl. 26}$$

Daraus ergeben sich Gl. 27 und Gl. 28:

$$\frac{c_2'(t)}{c_2(t)} = k \quad \text{Gl. 27} \qquad D \cdot \frac{c_1''(x)}{c_1(x)} = k \quad \text{Gl. 28}$$

$$\rightarrow c_2'(t) = k \cdot c_2(t) \qquad \rightarrow D \cdot c_1''(x) = k \cdot c_1(x)$$

$$\rightarrow c_2(t) = e^{k \cdot t} \quad \text{Gl. 29} \qquad \rightarrow c_1''(x) - \frac{k}{D} \cdot c_1(x) = 0 \quad \text{Gl. 30}$$

Bei Gl. 30 handelt es sich um eine lineare Differentialgleichung 2. Ordnung mit konstanten Koeffizienten. Die allgemeine Form der linearen Differentialgleichung 2. Ordnung ist in [123] wie folgt beschrieben:

$$y'' + a_1 y' + a_0 y = b \quad \text{Gl. 31}$$

Ausgedrückt in der Form von Gl. 31 ergeben sich für Gl. 30 folgende Variablen:

$$a_1 = 0, \quad a_0 = -\frac{k}{D}, \quad b = 0$$

In Abhängigkeit vom Vorzeichen der Konstanten ($\frac{k}{D}$) werden folgende Fälle unterschieden:

Fall 1: $\frac{k}{D} > 0$

Zunächst wird der Fall 1 mit $\frac{k}{D} > 0$ betrachtet. Da der Diffusionskoeffizient D stets einen positiven Wert annimmt, kann der Fall 1 auch vereinfacht mit $k > 0$ beschrieben werden. Nach [123] gilt für die Lösung von Gl. 30 folgender Ansatz:

$$c_1(x) = A \cdot e^{\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot x} + B \cdot e^{-\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot x} \quad \text{Gl. 32}$$

Durch Einsetzen von Gl. 32 und Gl. 29 in Gl. 24 ergibt sich Gl. 33:

$$c(x, t) = \left(A \cdot e^{\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot x} + B \cdot e^{-\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot x} \right) \cdot e^{k \cdot t} \quad \text{Gl. 33}$$

Durch Ableitung von Gl. 33 nach x und Einsetzen in die Randbedingung R1 ergibt sich:

$$\frac{dc(x,t)}{dx} = e^{k \cdot t} \left(\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot A \cdot e^{\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot x} - \sqrt{\frac{k}{D}} \cdot B \cdot e^{-\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot x} \right) \quad \text{Gl. 34}$$

$$\rightarrow 0 = \frac{dc(0,t)}{dx} = e^{k \cdot t} \left(\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot A \cdot e^{\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot 0} - \sqrt{\frac{k}{D}} \cdot B \cdot e^{-\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot 0} \right)$$

$$\rightarrow 0 = e^{k \cdot t} \left(\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot A - \sqrt{\frac{k}{D}} \cdot B \right)$$

$$\rightarrow 0 = \underbrace{e^{k \cdot t}}_{>0} \cdot \underbrace{\sqrt{\frac{k}{D}}}_{>0} \cdot (A - B)$$

$$\rightarrow A = B \quad \text{Gl. 35}$$

Durch Einsetzen der Randbedingung R2 in Gl. 34 ergibt sich:

$$0 = \frac{dc(L,t)}{dx} = e^{k \cdot t} \left(\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot A \cdot e^{\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot L} - \sqrt{\frac{k}{D}} \cdot B \cdot e^{-\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot L} \right)$$

Aus der Bedingung $A = B$ folgt:

$$0 = e^{k \cdot t} \left(\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot B \cdot e^{\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot L} - \sqrt{\frac{k}{D}} \cdot B \cdot e^{-\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot L} \right)$$

$$\rightarrow 0 = \underbrace{e^{k \cdot t}}_{>0} \cdot \underbrace{\sqrt{\frac{k}{D}}}_{>0} \cdot B \cdot \underbrace{\left(e^{\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot L} - e^{-\sqrt{\frac{k}{D}} \cdot L} \right)}_{\neq 0}$$

$$\rightarrow B = 0 \quad \text{Gl. 36}$$

Nach Gl. 35 ($A = B$) ist demnach auch $A = 0$. Setzt man diese beiden Bedingungen in Gl. 33 ein, folgt daraus:

$$c(x,t) = 0 \quad \text{Gl. 37}$$

Nach Gl. 37 wäre die Chloridkonzentration zu jedem Zeitpunkt t in jeder Bauteiltiefe x Null. Da dies aus physikalischer Sicht keinen Sinn ergibt, ist der Fall 1 mit $k > 0$ damit hinfällig. Im nächsten Schritt wird der Fall 2 mit $\frac{k}{D} = 0$, d. h. $k = 0$ betrachtet.

Fall 2: $\frac{k}{D} = 0$

Für Fall 2 ergibt sich nach [123] folgender Ansatz:

$$c_1(x) = A \cdot e^{-\frac{a_1}{2}x} + B \cdot t \cdot e^{-\frac{a_1}{2}x} \quad \text{Gl. 38}$$

Ausgedrückt in der Form von Gl. 31 ergeben sich für Gl. 38 mit $k = 0$ folgende Variablen:

$$a_1 = 0, \quad a_0 = 0$$

Durch Einsetzen der beiden Variablen in Gl. 38 erhält man:

$$c_1(x) = A \cdot e^0 + B \cdot x \cdot e^0$$

$$\rightarrow c_1(x) = A + B \cdot x \quad \text{Gl. 39}$$

Durch Einsetzen von Gl. 39 und Gl. 29 in Gl. 24 ergibt sich Gl. 40.

$$c(x, t) = (A + B \cdot x) \cdot e^{k \cdot t} \quad \text{Gl. 40}$$

Durch Ableitung von Gl. 40 nach x und Einsetzen in die Randbedingung R1 ergibt sich:

$$\frac{dc}{dx}(x, t) = B \cdot e^{k \cdot t} \quad \text{Gl. 41}$$

$$\rightarrow 0 = \frac{dc}{dx}(0, t) = B \cdot \underbrace{e^{k \cdot t}}_{>0}$$

$$\rightarrow B = 0$$

Durch Einsetzen von $B = 0$ in Gl. 40 ergibt sich:

$$c(x, t) = (A + 0 \cdot x) \cdot e^{k \cdot t}$$

$$\rightarrow c(x, t) = A \cdot e^{k \cdot t} \quad \text{Gl. 42}$$

Nach Gl. 42 wäre die Chloridkonzentration lediglich von der Variable der Zeit abhängig, was aus physikalischer Sicht ebenfalls keinen Sinn ergibt, da die Chloridkonzentration über den Bauteilquerschnitt (Variable x) variiert. Dementsprechend ist der Fall 2 mit $k = 0$ damit auch hinfällig. Im nächsten Schritt wird der Fall 3 mit $\frac{k}{D} < 0$, d. h. $k < 0$ betrachtet.

Fall 3: $\frac{k}{D} < 0$

Für Fall 3 ergibt sich nach [123] folgender Ansatz:

$$c_1(x) = A \cdot e^{-\frac{a_1}{2}x} \cdot \cos\left(\frac{1}{2}\sqrt{4a_0 - a_1^2} \cdot x\right) + B \cdot e^{-\frac{a_1}{2}x} \cdot \sin\left(\frac{1}{2}\sqrt{4a_0 - a_1^2} \cdot x\right) \quad \text{Gl. 43}$$

Ausgedrückt in der Form von Gl. 31 ergeben sich für Gl. 30 mit $k = 0$ folgende Variablen:

$$a_1 = 0, \quad a_0 = -\frac{k}{D}$$

Durch Einsetzen der beiden Variablen in Gl. 43 erhält man:

$$c_1(x) = A \cdot e^{-\frac{0}{2}x} \cdot \cos\left(\frac{1}{2}\sqrt{4\left(-\frac{k}{D}\right) - 0} \cdot x\right) + B \cdot e^{-\frac{0}{2}x} \cdot \sin\left(\frac{1}{2}\sqrt{4\left(-\frac{k}{D}\right) - 0} \cdot x\right) \quad \text{Gl. 44}$$

$$\rightarrow c_1(x) = A \cdot \underbrace{e^{-\frac{0}{2}x}}_{=1} \cdot \cos\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) + B \cdot \underbrace{e^{-\frac{0}{2}x}}_{=1} \cdot \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right)$$

$$\rightarrow c_1(x) = A \cdot \cos\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) + B \cdot \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) \quad \text{Gl. 45}$$

Durch Einsetzen von Gl. 45 und Gl. 29 in Gl. 24 ergibt sich Gl. 46:

$$c(x, t) = \left(A \cdot \cos\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) + B \cdot \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) \right) \cdot e^{k \cdot t} \quad \text{Gl. 46}$$

Zur Betrachtung der Randbedingungen wird die Funktion nach x abgeleitet:

$$\frac{dc}{dx}(x, t) = e^{k \cdot t} \left(-A \cdot \sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) + B \cdot \sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot \cos\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) \right) \quad \text{Gl. 47}$$

Setzt man die Randbedingung R1 in Gl. 47 ein ergibt sich:

$$0 = \frac{dc}{dx}(0, t) = e^{k \cdot t} \left(-A \cdot \sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot \underbrace{\sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot 0\right)}_{=0} + B \cdot \sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot \underbrace{\cos\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot 0\right)}_{=1} \right) \quad \text{Gl. 48}$$

$$\rightarrow 0 = \underbrace{e^{k \cdot t}}_{>0} \left(B \cdot \underbrace{\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)}}_{>0} \right)$$

$$\rightarrow B = 0 \quad \text{Gl. 49}$$

Aus Randbedingung (R2) und der Bedingung $B = 0$ ergibt sich:

$$0 = \frac{dc}{dx}(L, t) = e^{k \cdot t} \left(-A \cdot \sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot L\right) + \underbrace{B \cdot \sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot \cos\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot L\right)}_{=0} \right) \quad \text{Gl. 50}$$

$$\rightarrow 0 = \underbrace{e^{k \cdot t}}_{>0} \left(\underbrace{-A}_{\neq 0} \cdot \underbrace{\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)}}_{>0} \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot L\right) \right) = 0$$

$$\rightarrow 0 = \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot L\right) \quad \text{Gl. 51}$$

Um eine weitere triviale Lösung auszuschließen, wurde angenommen, dass die Variable A ungleich Null ist. Da die Variablen D und L Eingangsparameter der Berechnung darstellen, kann lediglich die Variable k variieren. Der Term aus Gl. 51 wird folglich nach k aufgelöst:

$$\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot L = n \cdot \pi \quad (n \in \mathbb{Z})$$

$$\rightarrow -k = \left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 \cdot D$$

$$\rightarrow k = -\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 \cdot D \quad \text{Gl. 52}$$

Damit folgt aus Gl. 46: für jedes k der Form $k = -\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 \cdot D$ ($n \in \mathbb{Z}$), ist die Formel

$$c(x, t) = \left(A \cdot \cos\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) \cdot e^{k \cdot t} \right) + \underbrace{\left(B \cdot \sin\left(\sqrt{\left(-\frac{k}{D}\right)} \cdot x\right) \cdot e^{k \cdot t} \right)}_{=0, \text{ weil } B=0} \quad \text{Gl. 53}$$

eine Lösung der Differentialgleichung. Damit ist auch die Linearkombination

$$c(x, t) = p + \sum_{n=-\infty}^{\infty} \hat{b}_n \cdot A \cdot e^{-\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 D \cdot t} \cdot \cos\left(\sqrt{\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2} \cdot x\right)$$

mit den Koeffizienten ($\hat{b}_n \in \mathbb{R}, n \in \mathbb{Z}$), eine Lösung der Differentialgleichung. Setzt man ($\tilde{b}_n = \hat{b}_n \cdot A$), so ergibt sich:

$$c(x, t) = p + \sum_{n=-\infty}^{\infty} \tilde{b}_n \cdot e^{-\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 D \cdot t} \cdot \cos\left(\frac{n \cdot \pi}{L} \cdot x\right) \quad \text{Gl. 54}$$

Aufgrund der Achsensymmetrie der Kosinusfunktion können die Summanden mit positiven und negativen Indizes jeweils zusammengefasst werden. Daraus folgt:

$$c(x, t) = p + \sum_{n=0}^{\infty} \underbrace{\tilde{b}_n}_{\tilde{b}_n + \tilde{b}_{-n}} \cdot e^{-\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 D \cdot t} \cdot \cos\left(\frac{n \cdot \pi}{L} \cdot x\right) \quad \text{Gl. 55}$$

Aus der Randbedingung R3 ergibt sich:

$$f(x) = c(x, 0) = p + \sum_{n=0}^{\infty} b_n \cdot \underbrace{e^{-\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 D \cdot 0}}_{=1} \cdot \cos\left(\frac{n \cdot \pi}{L} \cdot x\right)$$

$$\rightarrow f(x) = c(x, 0) = p + \sum_{n=0}^{\infty} b_n \cdot \cos\left(\frac{n \cdot \pi}{L} \cdot x\right) \quad \text{Gl. 56}$$

Nach [122] lässt sich die nach Gl. 56 $2L$ -periodische Funktion f in Form einer Fourierreihe darstellen:

$$f(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot x}{L}\right) + c_n \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot n \cdot x}{L}\right) \quad \text{Gl. 57}$$

mit:

$$c_n = \frac{1}{L} \int_0^{2L} f(z) \sin\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \quad \text{Gl. 58}$$

$$a_n = \frac{1}{L} \int_0^{2L} f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \quad \text{Gl. 59}$$

Da die Koeffizienten in einer Fourierreihe eindeutig sind, erhält man durch Vergleich von Gl. 57 und Gl. 56 für alle n :

$$c_n = 0 \quad \text{Gl. 60}$$

$$b_n = a_n = \frac{1}{L} \int_0^{2L} f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \quad \text{Gl. 61}$$

Aus Gl. 61, der Achsensymmetrie des Integranden und der $2L$ -Periodizität folgt:

$$b_n = \frac{1}{L} \left(\int_0^L f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz + \int_L^{2L} f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \right) \quad \text{Gl. 62}$$

$$\rightarrow b_n = \frac{1}{L} \left(\int_0^L f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz + \int_{-L}^0 f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \right)$$

$$\rightarrow b_n = \frac{1}{L} \left(\int_0^L f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz + \int_0^L f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \right)$$

$$\rightarrow b_n = \frac{2}{L} \left(\int_0^L f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \right) \quad \text{Gl. 63}$$

Durch Koeffizientenvergleich und aus Gl. 59 ergibt sich für $n = 0$:

$$p = \frac{a_0}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{L} \int_0^{2L} f(z) dz \right) \quad \text{Gl. 64}$$

$$\rightarrow p = \frac{1}{2} \left(\frac{2}{L} \int_0^L f(z) dz \right)$$

$$\rightarrow p = \frac{1}{L} \left(\int_0^L f(z) dz \right) \quad \text{Gl. 65}$$

Durch Einsetzen von Gl. 65 in Gl. 55 ergibt sich:

$$c(x, t) = \frac{1}{L} \int_0^L f(z) dz + \sum_{n=0}^{\infty} b_n \cdot e^{-\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 D \cdot t} \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot x}{L}\right) \quad \text{Gl. 66}$$

Setzt man Gl. 63 in Gl. 66 ein, ergibt sich Gl. 67, mit deren Hilfe der tiefengestaffelte Chloridgehalt im Beton nach Abdichtung zu einem geschlossenen System in Abhängigkeit von der Zeit ermittelt werden kann. Das entwickelte Modell mit einer in sich geschlossenen analytischen Lösung ermöglicht die Berechnung der Chloridumverteilung ohne spezielle FEM-Simulations-Software.

$$c(x, t_b) = \frac{1}{L} \int_0^L f(z) dz + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{L} \int_0^L f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \cdot e^{-\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 D_{app,C} \cdot t_b} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot x}{L}\right) \quad \text{Gl. 67}$$

mit:

$c(x, t_b)$	Chloridkonzentration in der Tiefenlage $x > 0$ nach einer Expositionsdauer t [M.-%/z]
L	Gesamt-Bauteiltiefe [m]
$D_{app,C}$	Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt $t_b = 0$ [m ² /s]
x	Abstand von der Betonoberfläche [m]
t_b	Zeit ab dem Zeitpunkt der Bauteilabdichtung [s]
$f(z)$	Chloridverteilung im Beton zum Zeitpunkt der Bauteilabdichtung [M.-%/z]

4.3 Modellparameter

Die **Funktion $f(z)$** beschreibt die Chloridverteilung über den Bauteilquerschnitt zum Zeitpunkt der Applikation der Systemabdichtung. Die Chloridverteilung im Bauteil kann mit Hilfe des in Abschnitt 2.4.2 beschriebenen Model Code for Service Life Design (Gl. 13) berechnet werden. Im Vergleich zu dem in [69] entwickelten Rechenatz wurde zur Implementierung in das neue Rechenmodell die Variable x durch z ersetzt. Zudem wird auf der sicheren Seite liegend für Δz Null angenommen, da ein Vernachlässigen der Chloride in der Konvektionszone in Abhängigkeit der vorliegenden Chloridverteilung zu einem Unterschätzen der Chloridumverteilung führen könnte. Daraus folgt:

$$f(z) = C_0 + (C_{s,\Delta z} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{z - \Delta z}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{app},c}(t) \cdot t}} \right] \quad \text{Gl. 68}$$

mit:

$f(z)$	Chloridgehalt des Betons in der Tiefe z (Bauteiloberfläche: $z = 0$ m) zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
C_0	Eigenchloridgehalt des Betons [M.-%/z]
$C_{s,\Delta z}$	Chloridkonzentration in Tiefe Δz in Abhängigkeit von der Chlorideinwirkung, zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
$D_{\text{app},c}(t)$	Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t [m^2/s]
z	Tiefe mit einem korrespondierenden Chloridgehalt $C(z,t)$ [m]
Δz	Tiefenbereich mit abweichende Chloridkonzentration durch intermittierende Chlorideinwirkung [m]
t	Betonalter [s]

In der Baupraxis erfolgt die Erstellung des **Chloridprofils $f(z)$** zum Zeitpunkt $t_b = 0$ in Anlehnung an [3] auf Basis von tiefengestaffelten Probeentnahmen aus dem betrachteten Bauteil. Für eine realitätsnahe Wiedergabe der Chloridverteilung ist die Probenahme von mindestens drei Messwerten aus unterschiedlichen Tiefenlagen erforderlich. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Probeentnahmen aus Bauteilbereichen erfolgen, die eine homogene Betonzusammensetzung und äquivalente Ausführungsqualität aufweisen sowie vergleichbaren Einwirkungen ausgesetzt waren. Weitere Details zur Probeentnahme können der Entwurfsfassung (06/2018) der DAfStb-Richtlinie „Instandhaltung von Betonbauteilen“ [3] entnommen werden.

Auf Grundlage des am Bauteil ermittelten Chloridprofils können mit Hilfe einer Regressionsanalyse unter Verwendung von Gl. 68 der **scheinbare Diffusionskoeffizient $D_{\text{app},c}$** zum Zeitpunkt der Systemabdichtung sowie der Oberflächenchloridgehalt bzw. die **Ersatzoberflächenkonzentration $C_{s,\Delta z}$** in der Bauteiltiefe Δz ermittelt werden (vgl. Abb. 4.2).

Hierzu werden die Fehlerquadrate (v_i^2) zwischen den experimentell am Bauteil bestimmten Chloridkonzentrationen und den mathematisch nach Gl. 68 prognostizierten Werten gebildet und deren Summe mit Hilfe der Regressionsanalyse minimiert. Auf Basis des in der Regressionsanalyse bestimmten scheinbaren Diffusionskoeffizienten und des Oberflächenchloridgehaltes bzw. der Ersatzoberflächenkonzentration lässt sich das Chloridprofil $f(z)$ zum Zeitpunkt der Systemabdichtung nach Gl. 68 bestimmen.

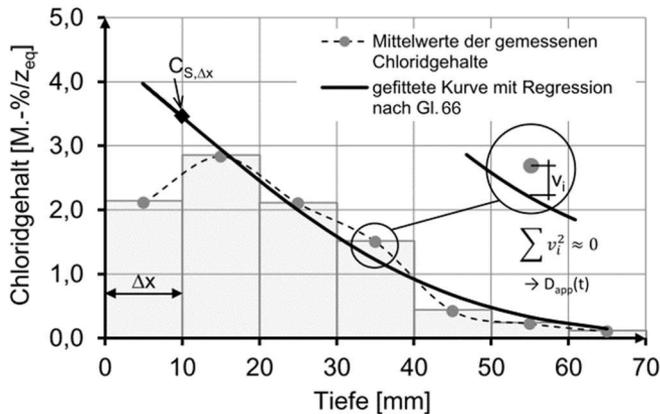


Abb. 4.2: Regressionsanalyse zur Ermittlung der Oberflächenersatzkonzentration und des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten zum Zeitpunkt der Systemabdichtung in Anlehnung an [3]

Die Funktion $f(z)$ und der scheinbare Diffusionskoeffizient $D_{app,c}$ sind maßgebende Eingangsparameter zur Berechnung der Chloridumverteilung nach Gl. 67. Für die Prognose der zeitabhängigen Chloridumverteilung wird dabei der zum Zeitpunkt der Systemabdichtung ermittelte scheinbare Diffusionskoeffizient als konstanter Wert angesetzt, da sich die Abnahme des Diffusionskoeffizienten bei fortgeschrittenem Betonalter in einer vernachlässigbaren Größenordnung bewegt (vgl. Abb. 2.8).

In Abb. 4.3 sind die für das Rechenmodell relevanten **Zeitintervalle** t und t_b schematisch dargestellt. Im Model Code for Service Life Design wird über die gesamte Expositionsdauer ein konstant anstehender Chloridgehalt angenommen. Es wird idealisiert davon ausgegangen, dass die Chloridexposition direkt nach der Betonage beginnt. Demnach beschreibt das **Betonalter** t die Zeitspanne von der Betonage bzw. vom Beginn der Chloridbelastung bis zum Zeitpunkt der Systemabdichtung. Die neu eingeführte **Variable** t_b definiert den Zeitraum ab der Systemabdichtung. Zum Zeitpunkt der Systemabdichtung gilt demnach $t_b = 0$.

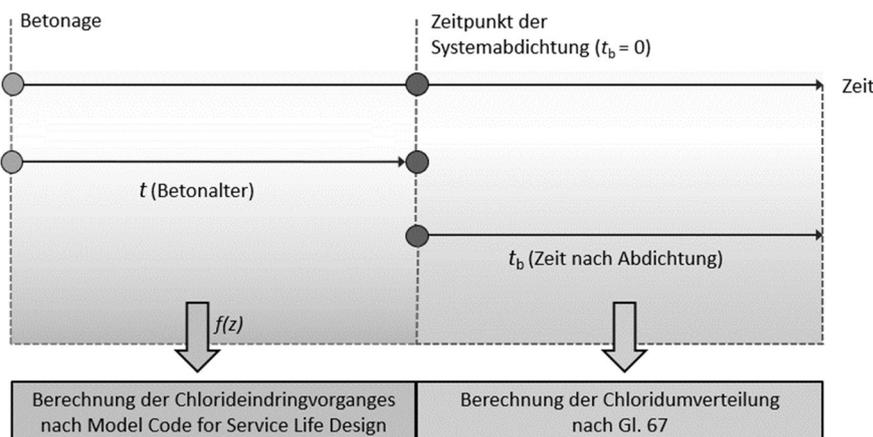


Abb. 4.3: Schematische Darstellung der im mathematischen Modell verwendeten Zeitschienen

Die **Gesamtbauteiltiefe** L bezeichnet den Bauteilbereich in den die Chloride ungehindert eindringen können. Die Kenngröße kann am jeweiligen Bauteil durch Messung vor Ort oder anhand einer Einsicht der Baupläne bestimmt werden.

Die weiteren Modellparameter aus Gl. 67 wurden bereits in den vorausgegangenen Abschnitten beschrieben und werden daher an dieser Stelle nicht weiter behandelt.

4.4 Anwendungsbeispiel

Im folgenden Anwendungsbeispiel wird die Chloridumverteilung nach Abdichtung zu einem geschlossenen System exemplarisch berechnet. Zur vereinfachten Veranschaulichung wurde dabei eine intermittierende Chlorideinwirkung ausgeschlossen ($\Delta z = 0$) und der Eigenchloridgehalt des Betons gleich Null gesetzt. Die zum Zeitpunkt der Systemabdichtung am Bauteil bestimmten Chlorideindringtiefen sind in Tab. 4.1 dargestellt. Das Betonalter des Bauteils betrug zu diesem Zeitpunkt fünf Jahre.

Tab. 4.1: Gemessene Chloridgehalte im Betonalter von fünf Jahren

Mittlere Messtiefe [mm]	5	15	25	35	45
Chloridgehalt (gemittelt) [M.-%/z]	0,78	0,36	0,23	0,10	0,00

Auf Basis der gemessenen Chloridgehalte wurden mit Hilfe der Funktion „Solver“ in Microsoft Excel durch Regressionsanalyse unter Verwendung von Gl. 68 die Oberflächenersatzkonzentration $C_{S,\Delta z}$ und der scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app,C}$ bestimmt. Aus der Berechnung ergeben sich folgende Werte:

Oberflächenersatzkonzentration $C_{S,\Delta z}$: 0,95 M.-%/z
 Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app,C}(t)$: $1,22 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

Das resultierende Chloridprofil $f(z)$ zum Zeitpunkt der Systemabdichtung ist in Abb. 4.4 dargestellt.

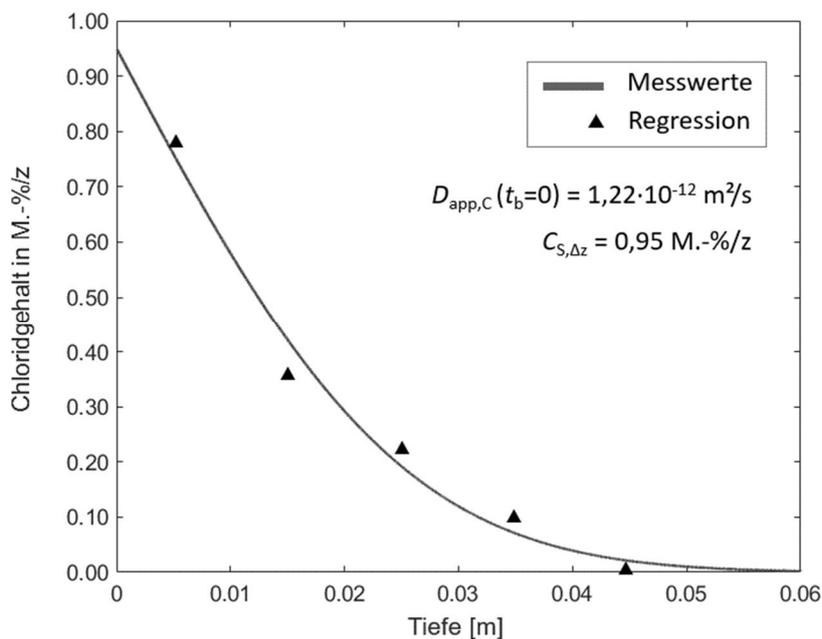


Abb. 4.4: Chloridprofil nach einer Expositionsdauer von fünf Jahren, berechnet durch Regressionsanalyse.

Im nächsten Schritt wird die Chloridumverteilung in Abhängigkeit von der Zeit (t_b) nach der Abdichtung des Systems mit Hilfe von Gl. 67 berechnet. Das in Abb. 4.4 dargestellte Chloridprofil zum Zeitpunkt der Abdichtung stellt dabei einen Eingangsparameter dar und fließt in Form der Funktion $f(z)$ in die Berechnung mit ein. Der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient wird aus der vorhergegangenen

Berechnung übernommen, da dieser den Kennwert zum Zeitpunkt der Systemabdichtung darstellt. Folgende Parameter fließen in die Berechnung der Chloridumverteilung mit ein.

Gesamt-Bauteiltiefe L : 0,6 m
 Zeit nach der Bauteilabdichtung t_b : 5 Jahre / 10 Jahre

Die mit Hilfe von Gl. 67 berechnete Chloridumverteilung nach Abdichtung des Systems und die daraus resultierenden Chloridprofile sind in Abb. 4.5 für die Zeiträume von fünf und zehn Jahren dargestellt.

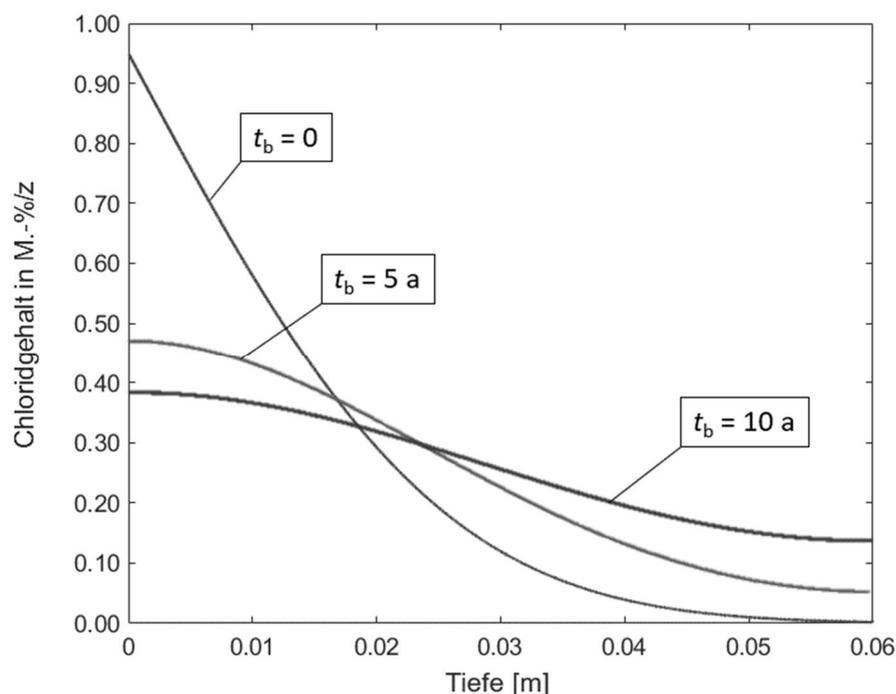


Abb. 4.5: Chloridprofil zum Zeitpunkt der Systemabdichtung und die Chloridumverteilung nach Systemabdichtung nach einem Zeitraum von fünf sowie zehn Jahren

Abb. 4.5 zeigt, dass im Zuge der Chloridumverteilung der Chloridgehalt im oberflächennahen Bereich über die Zeit abnimmt und in einer größeren Bauteiltiefe dafür stetig ansteigt. Aus der Verschiebung der Chloridprofile wird zudem auch ersichtlich, dass unter den in diesem Fall gewählten Randbedingungen der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt (0,60 M.-%/z) auch nach größeren Zeiträumen in keiner Bauteiltiefe überschritten werden kann.

Wie bereits in Abschnitt 4.1 beschrieben, erfolgt die Berechnung der Chloridumverteilung unter Annahme eines über die Zeit unveränderlichen Diffusionskoeffizienten und eines dauerhaft wassergesättigten Zustands des Betons. Da unter realen Bedingungen mit voranschreitendem Bauteilalter mit einer Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten (vgl. Abschnitt 2.3.3) und bei Applikation eines Oberflächenschutzsystems mit über die Zeit abnehmenden Bauteilfeuchten gerechnet werden kann, sind die Ergebnisse der Berechnung als konservativ bzw. als auf der „sicheren Seite liegend“ einzustufen. Unter Praxisbedingungen ist demnach eine langsamere Chloridumverteilung zu erwarten. Vorausgesetzt ist dabei, dass die Beschichtung ohne Fehlstellen ausgeführt wurde und dass das erneute Eindringen von Chloriden über den gesamten Betrachtungszeitraum ausgeschlossen werden kann.

4.5 Vergleichende numerische Untersuchungen

Zur Verifizierung des in Abschnitt 4.2 entwickelten mathematischen Modells wurde die Chloridumverteilung im Beton nach Abdichtung zu einem geschlossenen System mit Hilfe der Software COMSOL Multiphysics® in einem Finite-Elemente-Modell simuliert. Die Finite-Elemente-Methode (FEM) basiert auf dem numerischen Lösen von Differentialgleichungen. Das Berechnungsgebiet wird dabei in eine große Anzahl von Teilgebieten (finite Elemente) aufgeteilt. Für die einzelnen Teilgebiete werden im Programm Approximationsfunktionen gebildet, die das physikalische Verhalten adäquat abbilden. Durch Betrachtung der Randwertproblematik und der Kontinuitätsforderungen an den jeweiligen Elementgrenzen kann mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode eine angenäherte Lösung der Differentialgleichung erreicht werden. Die Genauigkeit der Resultate der Näherungsrechnung kann dabei durch die Verwendung eines dichteren Netzes, also durch eine Unterteilung in eine größere Anzahl von kleineren Teilgebieten, verbessert werden.

Wie bei der Modellbildung des analytischen Ansatzes wurde auch bei der numerischen Modellbildung in COMSOL ein rein diffusionsgesteuerter Transportmechanismus und wassergesättigter Zustand des Betons angenommen. Die Berechnung im Programm erfolgte auf Basis der Differenzialgleichung des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes. Der Vorgehensweise beim analytischen Ansatz entsprechend, wurde auch bei der numerischen Simulation die Berechnung in zwei Teilschritte unterteilt. Zunächst wurde das Chloridprofil in Abhängigkeit von der anstehenden Chloridlösung zum Zeitpunkt unmittelbar vor der Systemabdichtung bestimmt. Danach wurde die Systemabdichtung im FEM-Modell durch Anpassung der Randbedingungen berücksichtigt und die Chloridumverteilung in Abhängigkeit von der Zeit simuliert. Die mit Hilfe der FEM-Simulation ermittelten Chloridprofile sind den Ergebnissen der analytischen Berechnung in Abb. 4.6 gegenübergestellt.

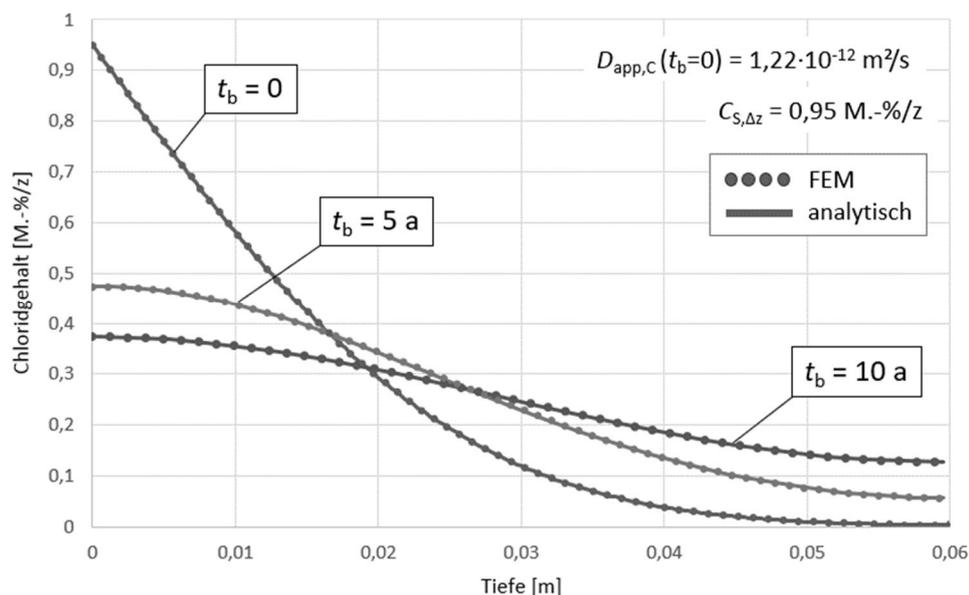


Abb. 4.6: Chloridprofile infolge der Chloridumverteilung nach Systemabdichtung – Vergleich der Ergebnisse der FEM-Simulation und analytischen Berechnung.

Aus Abb. 4.6 kann entnommen werden, dass die Chloridprofile der numerischen Simulation exakt mit den Chloridprofilen der analytischen Berechnung übereinstimmen. Die Richtigkeit des analytischen Rechenmodells (Gl. 67) konnte damit durch die vergleichenden numerischen Berechnungen mathematisch nachgewiesen werden.

4.6 Vergleichende Laborversuche

4.6.1 Einführung

Bei der Modellbildung zur analytischen Berechnung der Chloridumverteilung und bei der Erstellung des FEM-Modells wurden idealisierte Annahmen getroffen, die teilweise nicht vollumfänglich den Bedingungen in der Realität entsprechen. So wurde beispielsweise der Beton als homogenes Gefüge, ein stets wasservollgesättigter Zustand und ein über die Zeit unveränderlicher Diffusionskoeffizient angenommen. Daher sind zwischen den im mathematischen Modell prognostizierten und den sich in der Realität tatsächlich einstellenden Chloridprofilen Abweichungen zu erwarten. Zur Evaluierung der Praxistauglichkeit des entwickelten Modells wurden Laborversuche durchgeführt, bei denen die Chloridumverteilung im Beton nach Abdichtung des Systems über die Zeit ermittelt wurde.

Hierzu wurde ein zweischichtiger Probekörperaufbau mit einem chloridbelasteten Beton und einem zunächst chloridfreien Beton konzipiert. Zur Beschreibung der Chloridumverteilung waren nach elektrolytischer Ankopplung der beiden Betonelemente in fest definierten Zeitabständen tiefengestaffelte Bohrmehlentnahmen und daraus resultierend die Erstellung von Chloridprofilen vorgesehen. Anschließend wurden die Versuchsergebnisse den Ergebnissen der analytischen Berechnung bzw. des FEM-Modells gegenübergestellt.

4.6.2 Mischungszusammensetzungen und Betoneigenschaften

Um die übliche Bandbreite des Anwendungsbereiches wiederzugeben und eine Aussage über den Einfluss des Bindemittels treffen zu können, wurden in der Versuchsserie zwei Betone mit jeweils unterschiedlichen Zementarten (CEM I 42,5 N und CEM III/A 42,5 N) getestet. Die im Rahmen der Forschungsarbeiten untersuchten Betonzusammensetzungen sind in Tab. 4.2 dargestellt.

Tab. 4.2: Betonzusammensetzungen der Probekörper

Bezeichnung	Ausgangsstoffe [kg/m ³]				
	Zement	Kies (2-8 mm)	Sand (0-2 mm)	Wasser	NaCl
WCL-CEM I	300	1144	762	150	(14,83)
WCL-CEM III	300	1042	853	150	(14,83)

Die Herstellung der Betone erfolgte in einem Zwangsmischer mit 60 Liter Volumen, die Mischdauer betrug dabei drei Minuten. Nach dem Mischen wurde das jeweilige Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5:2019-09 [124], der Luftporengehalt nach DIN EN 12350-7:2019-09 [125] sowie die Frischbetonrohddichte nach DIN EN 12350-6:2019-09 [126] bestimmt.

Zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit wurden je Betonzusammensetzung Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm hergestellt. Nach der Betonage wurden die Probekörper zunächst für 24 h in der Schalung belassen und feucht abgedeckt. Anschließend wurden die Probekörper bis zur Druckfestigkeitsprüfung bei 20 °C unter Wasser gelagert. Die Prüfung der Probekörper erfolgte nach DIN EN 12390-3:2019-10 [127] nach 7 und 28 Tagen. Die Ergebnisse der Frisch- und Festbetonuntersuchungen sind in Tab. 4.3 aufgeführt.

Tab. 4.3: Ergebnisse der Frisch- und Festbetonuntersuchungen

Bezeichnung	Frischbetonuntersuchungen			Festbetonuntersuchungen		
	Ausbreitmaß [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	LP-Gehalt [%]	nach 7 d [N/mm ²]	nach 28 d [N/mm ²]	Festigkeitsklasse [-]
WCL-CEM I	430	2,25	3,2	37,1	48,6	C30/37
WCL-CEM III	390	2,24	4,0	36,7	51,6	C35/45

4.6.3 Probekörper und Versuchsprogramm

Zur Erstellung des zweischichtigen Prüfkörpers wurden zunächst Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm betoniert. Für die chloridbelasteten Probekörper wurden die Betone während des Mischvorgangs mit Chloriden beaufschlagt. Hierzu wurden den Mischungen jeweils 14,83 kg/m³ Natriumchlorid hinzugegeben, was einem Chloridgehalt von 3 M.-%/z entspricht. Nach dem Ausschalen wurden die chloridfreien Würfel 6 Tage bei 20 °C unter Wasser und die chloridhaltigen Würfel in einer entsprechenden Chloridlösung gelagert, um die Austrocknung und Karbonatisierung des Betons zu verhindern. Anschließend wurden aus den Betonwürfeln durch Sägen jeweils 2,5 cm dicke Betonscheiben gewonnen (Abb. 4.7). Zur Sicherstellung einer ebenen und homogenen Verbindungsfläche wurden die Probekörper maschinell geschliffen.

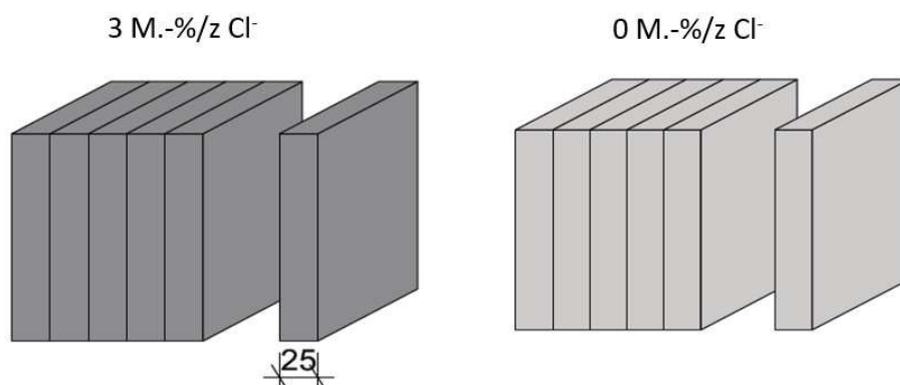


Abb. 4.7: Schematische Darstellung der Probekörperherstellung

Nach der Gewinnung der Betonscheiben erfolgte die Konditionierung der Probekörper bei 98 % r. F. bis zum Erreichen der Massekonstanz. Anschließend wurden die Betonscheiben mittels einer 5 mm dicken Mörtelschicht elektrolytisch angekoppelt. Es wurden jeweils eine chloridfreie und eine chloridbelastete Betonscheibe mit gleicher Betonzusammensetzung miteinander verbunden. Der Mörtel wurde dabei mit dem gleichen w/z-Wert und gleichem Gehalt an Chloriden (3 M.-%/z) wie auch der dazugehörige chloridbelastete Probekörper beaufschlagt, sodass die Verbindungsschicht mit der Schichtdicke von 5 mm zum chloridbelasteten Probekörperbereich dazuzuzählen ist. Der Verbundprüfkörper aus chloridfreiem und chloridbelasteten Beton ist in Abb. 4.8 schematisch dargestellt.

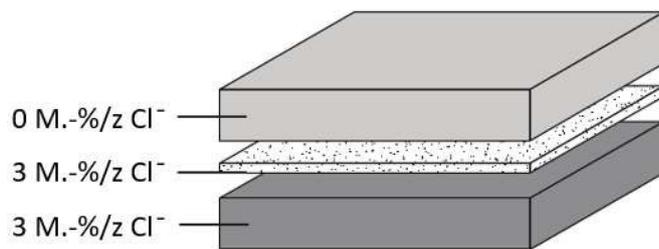


Abb. 4.8: Schematische Darstellung der elektrolytischen Ankopplung der chloridfreien und chloridhaltigen Betonscheiben mit unterschiedlichen Feuchtegehalten (150 mm x 150 mm x 25 mm)

Da die Chloridumverteilung unabhängig vom Einfluss äußerer Einwirkungen ermittelt werden soll, wurden die Verbundprüfkörper anschließend durch Applikation einer 2-Komponenten-Beschichtung auf Polyurethanbasis wasserdampfdicht verschlossen. 24 Stunden nach dem Beschichten wurden die Verbundprobekörper bis zur ersten Probeentnahme wieder in Klimaschränken bei 98 % r. F. gelagert.

4.6.4 Versuchsdurchführung

Der tiefengestaffelte Chloridgehalt im ursprünglich chloridfreien Beton wurde in einem regelmäßigen Abstand von vier Monaten und über einen Expositionszeitraum von insgesamt zwölf Monaten bestimmt. Zur Probenentnahme wurde vom jeweiligen Verbundprobekörper im ersten Schritt eine 2,5 cm breite Betonscheibe abgeschnitten. Um eine Verwaschung des Chloridprofils im Schnittbereich zu verhindern, wurden die Betonscheiben trocken gesägt.

Aus den gewonnenen Betonriegeln wurden zunächst der 2,5 cm dicke Bereich, der anfänglich mit Chloriden beaufschlagt war, sowie die 5 mm dicke Mörtelschicht entfernt. Anschließend wurden parallel zur ursprünglichen Schichtgrenze tiefengestaffelt jeweils 3 mm breite Betonstreifen entnommen (vgl. Abb. 4.9). Bedingt durch die Sägeblattbreite von 3 mm ergaben sich ausgehend von der Systemgrenze „chloridbelasteter Mörtel der Verbindungsschicht – ursprünglich chloridfreier Beton“ folgende Tiefenstaffelungen:

- Bereich 1: 0 – 3 mm
- Bereich 2: 6 – 9 mm
- Bereich 3: 12 – 15 mm
- Bereich 4: 18 – 21 mm

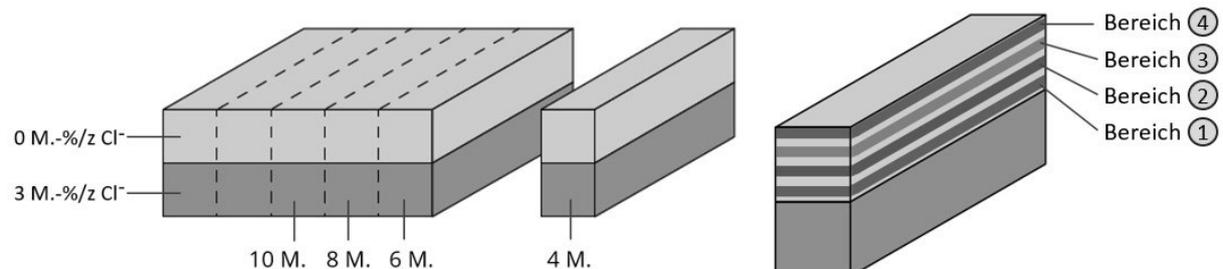


Abb. 4.9: Gewinnung der tiefengestaffelten Bohrmehlproben zur Erstellung der Chloridprofile

Die Betonstreifen wurden manuell zerkleinert und für die Bestimmung des Gesamtchloridgehaltes gemäß den Vorschriften von DIN EN 14629:2007-06 [128] präpariert. Hierfür wurden die Proben im Trockenschrank bei 105 °C bis zur Massekonstanz getrocknet und anschließend maschinell auf Analysefeinheit (Sieb 0,2 mm) gemahlen. Die Chloridgehalte wurden durch potentiometrische Titration mit einer 0,1 M Silbernitratlösung bestimmt. Die Entnahme der Betonproben ist in Abb. 4.9 schematisch dargestellt.

4.6.5 Ergebnisse und Auswertung

Die Ergebnisse der Bohrmehlprüfungen mit den tiefengestaffelten Chloridgehalten zu den verschiedenen Untersuchungszeitpunkten sind im Detail in Anhang B aufgeführt. Zur Einordnung der Versuchsergebnisse wurden die im Laborversuch bestimmten Chloridprofile den mathematisch prognostizierten Chloridprofilen gegenübergestellt. Im mathematischen Modell wurde dafür, wie auch bei den Probekörpern, ein Zwei-Schicht-System, bestehend aus einem chloridbelasteten Beton mit einer konstanten Chloridkonzentration von 3 M.-%/z und einem anfänglich chloridfreien Beton angenommen. Der im Rahmen der Laborversuche betrachtete Probekörperbereich ist in Abb. 4.10 dargestellt.

Die Berechnung der Chloridprofile erfolgte nach Gl. 67. Die zur Berechnung der Chloridumverteilung erforderlichen Migrationskoeffizienten der Betone wurden im RCM-Schnellversuch nach den Vorgaben des BAW-Merkblatts [49] ermittelt. Der Versuchsaufbau und die Ermittlung der Migrationskoeffizienten wurden bereits im Detail in Abschnitt 2.3.2 beschrieben. Abb. 4.9

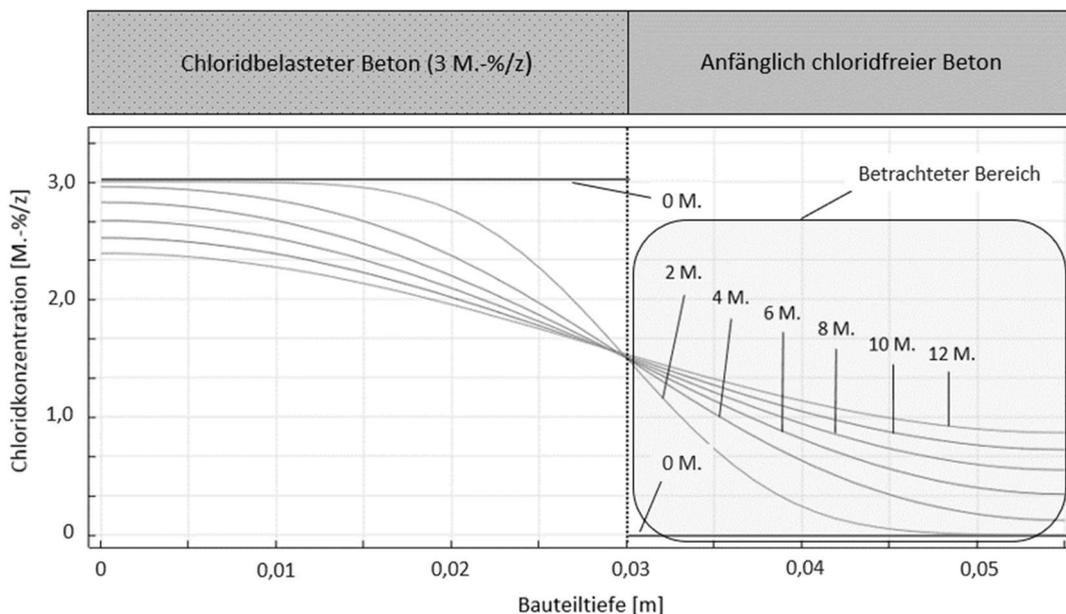


Abb. 4.10: Schematische Darstellung des betrachteten Probekörperbereiches

In Abb. 4.11 sind die im Laborversuch bestimmten Chloridprofile des CEM I-Betons für die Expositionszeiträume von 4, 8 und 12 Monate zusammengefasst und den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten gegenübergestellt.

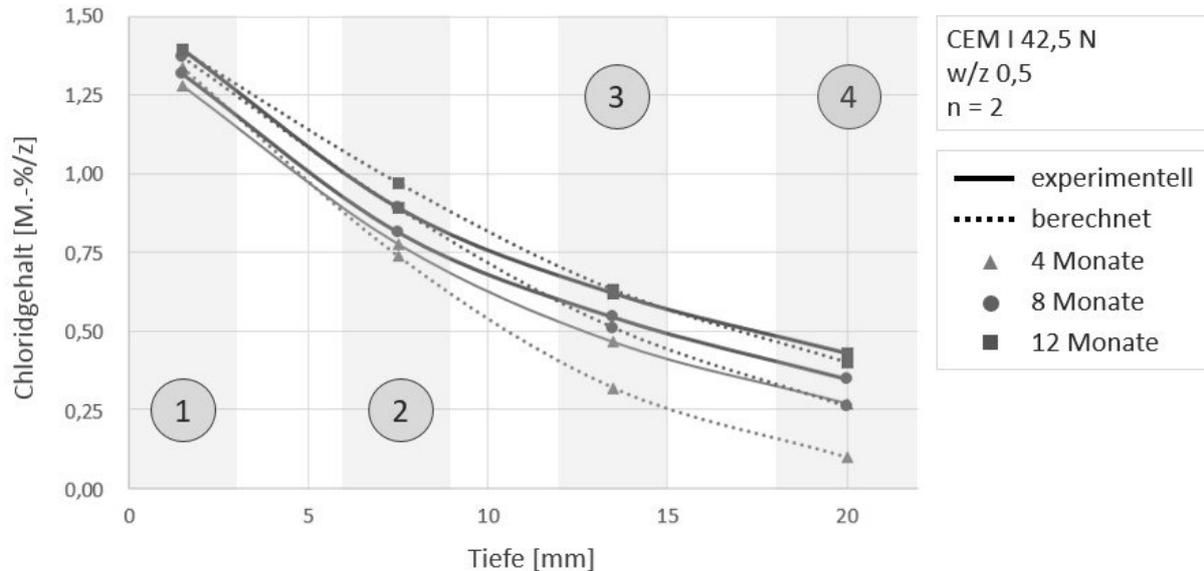


Abb. 4.11: Vergleich der am Probekörper (CEM I-Beton) gemessenen und nach Gl. 67 mathematisch prognostizierten Chloridprofile.

Der Gegenüberstellung der Ergebnisse kann entnommen werden, dass die mathematisch prognostizierten Chloridkonzentrationen bei den CEM I-Betonen in den oberflächennahen Probekörperbereichen etwas größer waren, als die im Laborversuch am Probekörper nach 8 und 12 Monaten gemessenen Chloridgehalte. Eine Ausnahme stellen dabei die gemessenen Chloridgehalte in den tieferen Probekörperbereichen von 12 – 15 mm (Bereich 3) und 18 – 21 mm (Bereich 4) sowie die ermittelten Werte nach einem Expositionszeitraum von vier Monaten dar.

Die erhöhten Chloridkonzentrationen nach kurzer Auslagerungsdauer und in den tieferen Probekörperschichten sind in erster Linie auf den Versuchsaufbau zurückzuführen. Bei der elektrolytischen Ankopplung der einzelnen Betonscheiben wird über die zementbasierte Verbindungsschicht zusätzliche Feuchtigkeit in den Beton eingebracht. In Folge des sich einstellenden Feuchtegradienten und dem daraus resultierenden Feuchtetransport in Richtung Probekörperinneres wird kurzzeitig ein beschleunigter Chloridtransport initiiert. Im Rahmen des Feuchteausgleichs gelangen die Chloride über den „Huckepack-Transport“ so für einen zeitlich begrenzten Zeitraum beschleunigt in tiefere Bauteilschichten. Sobald sich ein Feuchtegleichgewicht eingestellt hat, können durch die Abdichtung der Probekörper konvektive Transportmechanismen infolge von Feuchteänderungen ausgeschlossen und ein diffusionsgesteuerter Chloridtransport angenommen werden. Ein weiterer Grund für die Abweichungen zwischen den berechneten und gemessenen Chloridgehalten resultiert aus der Tatsache, dass bei den Berechnungen vereinfacht ein Eigenchloridgehalt von Null angenommen wurde.

Die Tatsache, dass die mit Hilfe des mathematischen Modells prognostizierten Chloridkonzentrationen bis auf die oben beschriebene Ausnahme stets über den im Laborversuch ermittelten Werten liegen, lässt sich zum einen auf die bei der Modellbildung getroffenen vereinfachten Annahmen und zum anderen auf den Probekörperaufbau zurückführen.

Im mathematischen Modell wird von einem rein diffusionsgesteuerten Stofftransport ausgegangen. Um eine mathematische Beschreibung auf Basis des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes zu ermöglichen, wird hierzu ein wasservollgesättigter Zustand angenommen. Die Probekörper im Laborversuch wurden jedoch auf 98 % r. F. konditioniert. Von einer Wasserlagerung wurde abgesehen, da der

Beschichtungsauftrag zur Systemabdichtung auf einer nassen Betonoberfläche nicht ohne weiteres möglich ist und ein oberflächliches Heruntrocknen zur Ausbildung eines nicht definierbaren Feuchtgradienten geführt hätte. Prinzipiell gilt, dass die Diffusion bzw. der Chloridtransport in wasserteilgesättigten Beton langsamer abläuft als in wasservollgesättigtem Beton (vgl. Kap. 5). Vor diesem Hintergrund ist es plausibel, dass die im Laborversuch ermittelten Chloridkonzentrationen (bei 98 % r. F.) niedriger sind als die im mathematischen Modell prognostizierten Werte, unter Annahme einer vollen Wassersättigung.

In Abb. 4.12 sind die Versuchsergebnisse des CEM III/A-Betons dargestellt und den mathematisch prognostizierten Chloridkonzentrationen gegenübergestellt. Im oberflächennahen Bereich, liegen die prognostizierten Werte absolut betrachtet nahe an den im Laborversuch am Probekörper bestimmten Werten.

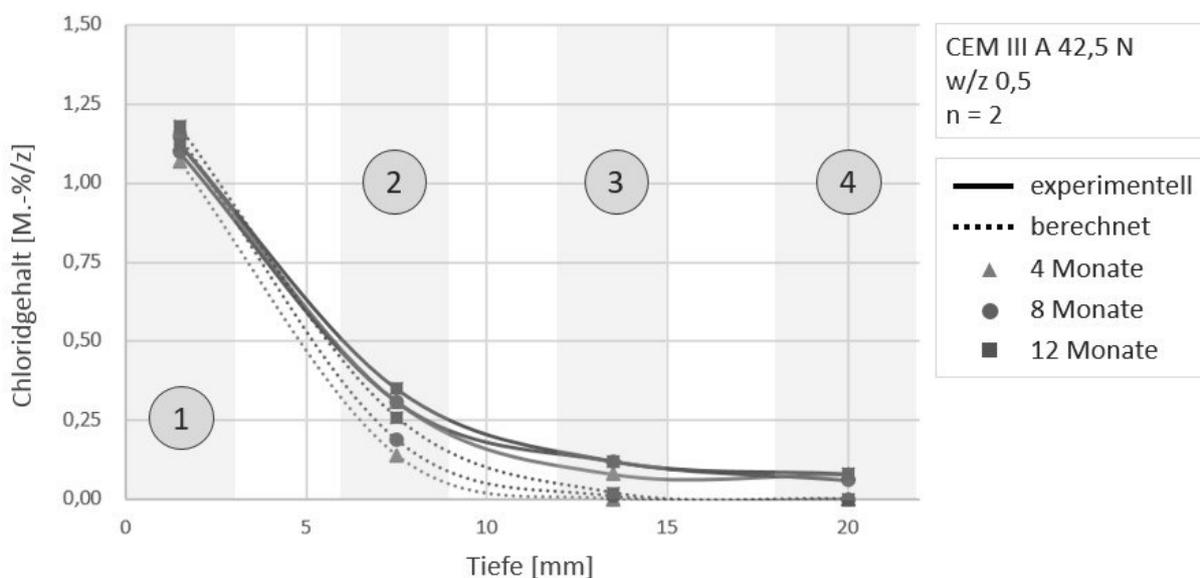


Abb. 4.12: Vergleich der am Probekörper (CEM III A-Beton) gemessenen und nach Gl. 67 mathematisch prognostizierten Chloridprofile.

In den tieferen Bauteilschichten sind wie auch bei dem CEM I-Beton größere Abweichungen zu verzeichnen. In diesem Fall liegen die gemessenen Werte in den Bereichen 2, 3 und 4 sogar zu allen drei Messzeitpunkten über den prognostizierten Werten. Gemäß Modell wäre erst nach zwölf Monaten ein Auftreten von Chloriden in Bereich 3 zu erwarten gewesen. In der Bohrmehlprüfung konnte jedoch schon nach vier Monaten die Anwesenheit von Chloriden in den Bereichen 3 und 4 festgestellt werden, auch wenn die Chloridkonzentration mit 0,07 M.-%/z als vernachlässigbar gering einzustufen ist.

Dieser Umstand ist, wie auch schon beim CEM I-Beton, auf den Feuchtigkeitsaufschlag bei elektrolytischer Ankopplung der Betonplatten und dem daraus resultierenden Feuchtigkeitstransport in Richtung Probekörperinneres zurückzuführen. Die Tatsache, dass sich die Chloridkonzentration in Bereich 4 nach einer Expositionsdauer von acht und zwölf Monaten im Vergleich zu den nach vier Monaten gemessenen Werten kaum verändert hat, ist ein weiteres Indiz dafür, dass es sich bei dem frühzeitigen Chloridtransport in die tieferen Probekörperbereiche um ein temporäres und einmaliges Ereignis handelt, welches auf den Versuchsaufbau zurückzuführen ist und damit keine Relevanz für die Anwendung in der Praxis hat.

In Abb. 4.13 sind die am Prüfkörper gemessenen und die nach Gl. 67 berechneten Chloridprofile des CEM I-Betons und des CEM III-Betons nach einer Expositionsdauer von zwölf Monaten dargestellt.

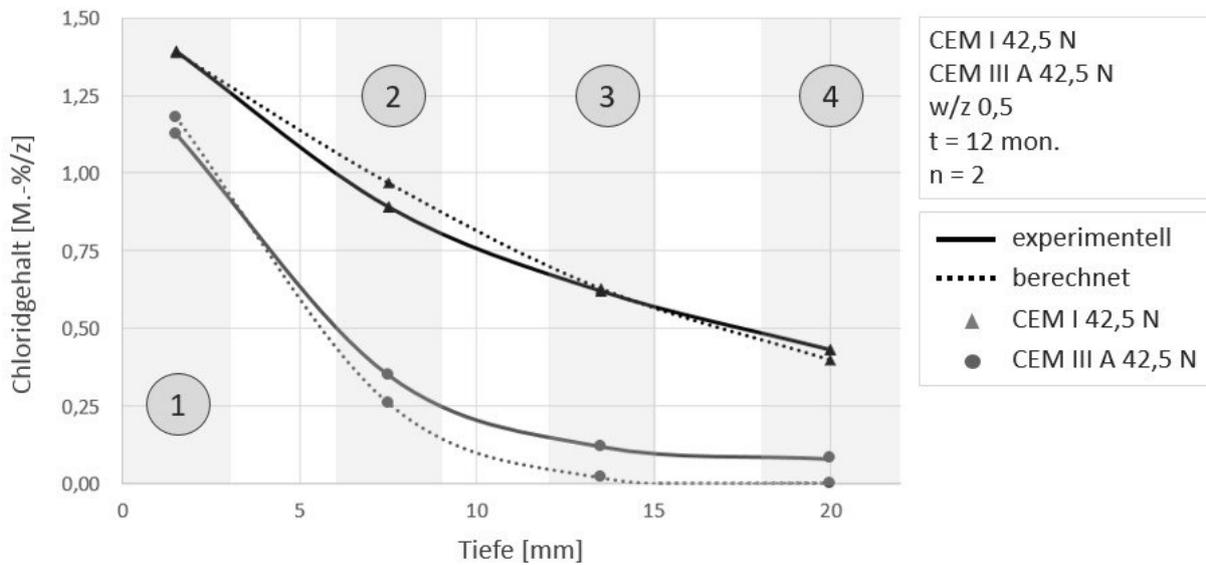


Abb. 4.13: Vergleich der Versuchs- und Berechnungsergebnisse zur tiefengestaffelten Chloridkonzentration von CEM I-Betonen und CEM III A-Betonen nach einer Expositionsdauer von zwölf Monaten.

Im direkten Vergleich der beiden Chloridprofile ist erkennbar, dass die Chloridumverteilung im CEM I-Beton wesentlich schneller abläuft als im CEM III-Beton. Dies ist in erster Linie auf die höhere Gefügedichte des CEM III-Betons und den daraus resultierenden maßgeblich geringeren Chloriddiffusionskoeffizienten zurückzuführen. Dieser Umstand führt auch dazu, dass nach einem Expositionszeitraum von zwölf Monaten die Folgen des versuchsaufbaubedingten kapillaren Chlorideintrags im „Huckepack-Transport“ weiterhin sichtbar sind, während sich beim CEM I-Beton das mathematisch prognostizierte und experimentell bestimmte Chloridprofil bereits deutlich angenähert haben.

4.7 Bewertung der Ergebnisse

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das in Abschnitt 4.2 entwickelte mathematische Modell zur Beschreibung der Chloridumverteilung in Beton nach Abdichtung zu einem abgeschlossenen System in Form von vergleichenden Laborversuchen erfolgreich abgebildet werden konnte.

Die im Laborversuch ermittelten Chloridprofile entsprechen im Wesentlichen den im mathematischen Modell prognostizierten Chloridprofilen. Die Abweichungen zwischen den Chloridkonzentrationen im Modell und in den Laborversuchen liegen in einem vertretbaren Bereich, sodass die Chloridumverteilung im Beton zielsicher mit Hilfe des mathematischen Modells beschrieben werden kann. Tendenziell liegen die im mathematischen Modell prognostizierten Chloridkonzentrationen über den im Laborversuch gemessenen Werten und damit im Hinblick auf die Abschätzung der Restnutzungsdauer auf der sicheren Seite.

Eine Ausnahme zu dieser Tendenz stellen die überhöhten Chloridkonzentrationen in tieferen Probekörperbereichen dar, die auf ein einmaliges und kurzeitiges Eindringen von Chloriden im „Huckepack-Transport“ infolge des zusätzlichen Feuchteintrags bei der elektrolytischen Ankopplung der Probekörper zurückzuführen sind. Die Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass die Auswirkungen des kurzzeitigen kapillaren Chlorideintrags insbesondere bei kurzen Betrachtungszeiträumen zum Tragen kommen und mit steigender Expositionsdauer weniger stark ins Gewicht fallen. Um den Einfluss des „Huckepack-Transports“ zu mindern, würde sich daher einer Versuchsserie mit Langzeitauslagerung von Probekörpern mit größerer Bauteiltiefe anbieten.

Da der Effekt des „Huckepack-Transports“ dem Versuchsaufbau geschuldet ist, hat dieser Umstand jedoch keine Relevanz für die praktische Anwendung des Modells bei Bestandsbauten.

5 Chloridumverteilung nach Abdichtung bei Wasserteilsättigung

5.1 Einleitung

Das Diffusionsverhalten von Chloriden in Beton steht in direkter Abhängigkeit zum Feuchtegehalt des Betons, da der Diffusionsprozess über die mit Wasser beaufschlagten Kapillarporen erfolgt. In Kapitel 4 wurde ein Modell zur Beschreibung der Chloridumverteilung nach Abdichtung erstellt. Zur mathematischen Beschreibung der Chloridumverteilung wurde hierfür der auf der sicheren Seite liegende Zustand der Wassersättigung angenommen. Durch die Applikation eines Oberflächenschutzsystems im Rahmen des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 ist über die Zeit mit einer Austrocknung des Bauteils zu rechnen, welche direkte Auswirkungen auf das Diffusionsverhalten von Chloriden in Beton hat. In der nachfolgenden Ausführung soll das Diffusionsverhalten von Chloriden in Beton im wasserteilgesättigten Zustand untersucht und quantifiziert werden.

5.2 Grundlagen

5.2.1 Sorptionsverhalten von Beton

Poröse Baustoffe wie Beton streben stets einen Gleichgewichtszustand zwischen der Bauteilfeuchte und der Umgebungsfeuchte an. Bei einem Anstieg der relativen Luftfeuchte, steigt demnach auch die Bauteilfeuchte des Betons bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte an. Die Anreicherung des Bauteils mit Wasser wird als Adsorption bezeichnet.

Entsprechend den Feuchteverhältnissen der Umgebungsluft werden Wassermoleküle mit Hilfe der van der Waals'schen Anziehungskräfte an den Porenwandoberflächen gebunden. Zunächst reichert sich an den freien Porenoberflächen nur eine einlagige Schicht von Wassermolekülen an. Nach der BET-Theorie von Brunauer, Emmet und Teller wird angenommen, dass ab einer relativen Luftfeuchte von circa 25 % alle freien Oberflächen mit einer monomolekularen Wasserschicht benetzt sind [120]. Erst wenn dieser Zustand erreicht ist, lagern sich bei steigender relativer Luftfeuchte weitere Molekülschichten an den Porenwandoberflächen an. Erreichen die multimolekularen Wasserschichten eine bestimmte Größe, kommt es zu einer Überlagerung der Adsorbatschichten an den gegenüberliegenden Seiten der Pore, wodurch ein konkaver Meniskus ausgebildet wird. Die konkave Oberfläche des Meniskus führt zu einer Abnahme des Sättigungsdampfdruckes über der Flüssigkeitsoberfläche, wodurch das Füllen der Poren begünstigt und damit die Wasseraufnahme beschleunigt wird. Diese Erscheinung wird als Kapillarkondensation bezeichnet und ist im Beton ab einer relativen Luftfeuchte von etwa 50 % zu erwarten [51].

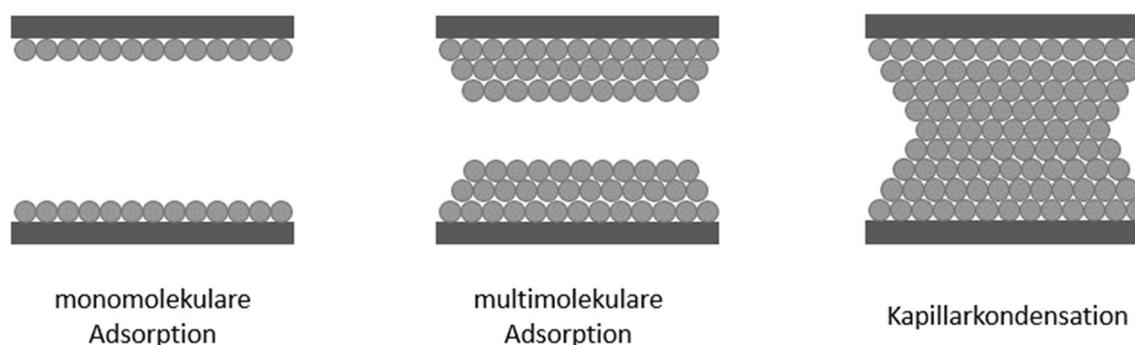


Abb. 5.1: Schematische Darstellung des Adsorptionsverhaltens in einem Porensystem

Bei relativen Luftfeuchten über 50 % gilt die Kapillarkondensation als maßgeblicher Mechanismus im Hinblick auf die Wasseraufnahme von Beton. Die Kapillarkondensation wird in erster Linie von der Porenradienverteilung beeinflusst. So ist der Meniskus bei größeren Poren weniger stark gekrümmt, wodurch die Abnahme des Wassersättigungsdruckes weniger stark ausfällt. Dieser Umstand führt dazu, dass sich im Porengefüge des Betons zunächst die kleineren Poren füllen und die größeren Poren erst bei steigenden Umgebungsfeuchten bzw. durch eine Wasserzufuhr von außen gesättigt werden können. Die Feuchteaufnahme bzw. das Feuchtespeicherverhalten im Beton wird demnach im Wesentlichen vom Porengehalt und von der Porengrößenverteilung bestimmt.

Der Zusammenhang zwischen der relativen Feuchte der Umgebungsluft und der sich im Beton einstellenden Gleichgewichtsfeuchte wird im Allgemeinen über Sorptionsisothermen beschrieben. In Abb. 5.2 sind exemplarisch Sorptionsisothermen für zwei Betone mit unterschiedlichem w/z-Wert dargestellt.

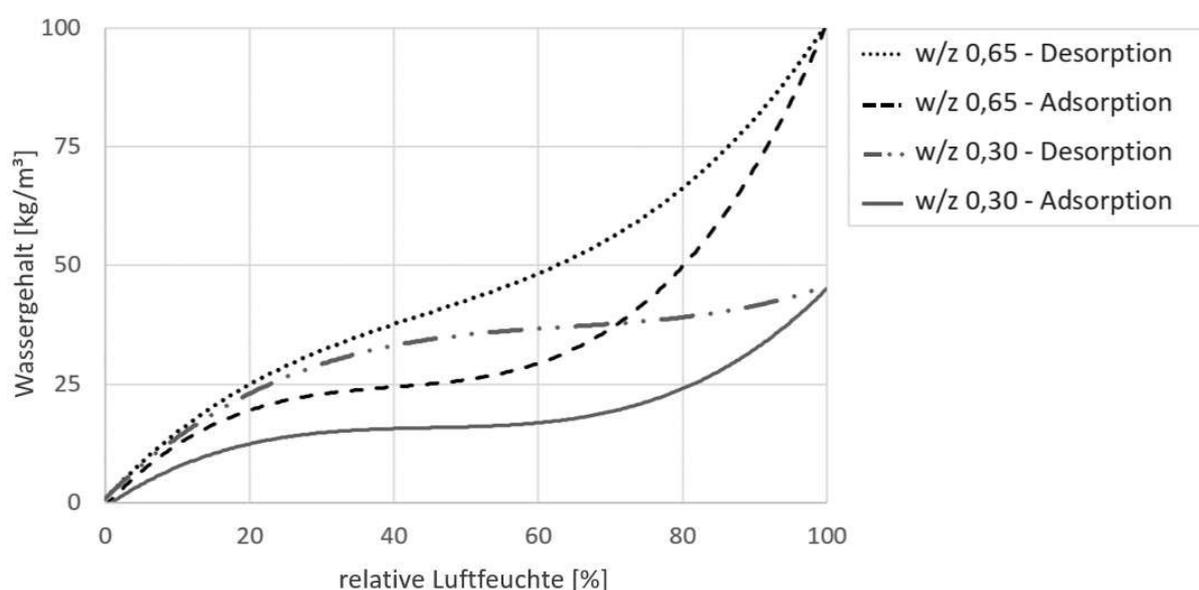


Abb. 5.2: Sorptionsisothermen von Betonen mit unterschiedlichem w/z-Wert im Vergleich in Anlehnung an [51]

Dabei wird ersichtlich, dass der Beton mit dem höheren w/z-Wert deutlich mehr Wasser aufnehmen kann als der Beton mit dem niedrigeren w/z-Wert. Dies ist auf die höhere Gesamtporosität des Betons mit dem höheren w/z-Wert zurückzuführen. Auch der Einfluss der Kapillarporen ist in der Sorptionsisotherme deutlich zu erkennen. Er äußert sich durch einen wesentlichen Anstieg des Wassergehaltes nach dem Überschreiten der relativen Luftfeuchte von etwa 50 %, welcher auf die Kapillarkondensation zurückzuführen ist. Der Beton mit niedrigerem w/z-Wert ist in erster Linie mit kleinen Gelporen versehen, die schon bei niedrigeren relativen Feuchtegehalten durch Adsorption gefüllt werden. Daher ist bei weiterer Zunahme der relativen Feuchte lediglich ein moderater Anstieg des Wassergehaltes festzustellen.

Neben der Adsorptionsisotherme, welche die Wasseraufnahme des Betons beschreibt, ist in Abb. 5.2 auch die Desorptionsisotherme zur Charakterisierung der Wasserabgabe dargestellt. Sinkt die Umgebungsfeuchte unter die Ausgleichsfeuchte des Betons, lösen sich die Wassermoleküle wieder von der inneren Oberfläche des Stoffes ab und diffundieren zurück in die Umgebungsluft. Die Wasserabgabe aus den Poren kann jedoch erst dann erfolgen, wenn der Wasserdampfdruck soweit abgesunken ist, dass das kapillarkondensierte Wasser im Porenzugang verdunstet.

Diese Erscheinung wird als Flaschenhalseffekt bezeichnet und führt dazu, dass zwischen der Adsorptionsisotherme und Desorptionsisotherme von Beton ein Hystereseeffekt eintritt [129]. Bei gleicher Umgebungfeuchte sind bei der Desorption stets höhere Feuchtegehalte im Beton als bei der Adsorption zu erwarten.

In Abb. 5.3 sind die Sorptionsisothermen der im Rahmen dieser Arbeit in den Laborversuchen verwendeten Betone (vgl. Tab. 4.2) aufgeführt. Dabei wurde lediglich der für die Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-CI praxisrelevante Feuchtebereich oberhalb 55 % r. F. untersucht. Der Versuchsaufbau und die detaillierten Ergebnisse sind im Anhang A dokumentiert.

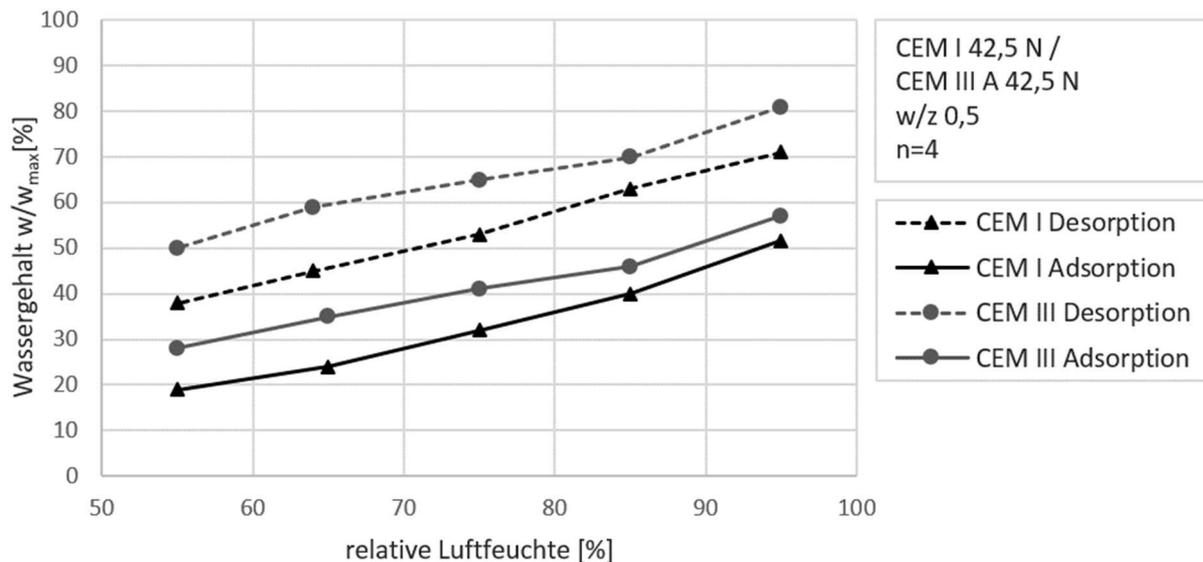


Abb. 5.3: Sorptionsisothermen der in den Laborversuchen verwendeten Betone [130]

Die Versuchsergebnisse zeigen eine direkte Abhängigkeit des Feuchtespeicherverhaltens vom verwendeten Bindemittel. Die Adsorptionsisotherme und Desorptionsisotherme des CEM III-Betons liegen in allen untersuchten Feuchtebereichen über der Adsorptionsisotherme und Desorptionsisotherme des CEM I-Betons. Dies lässt sich auf die größere Gefügedichte bzw. einen verminderten Porenanteil des CEM III-Betons zurückführen. Neben dem w/z-Wert gilt demnach auch die verwendete Bindemittelart als Parameter zur Beeinflussung des Porengefüges und damit des Feuchtespeicherverhaltens.

5.2.2 Diffusion bei Wasserteilsättigung

Grundsätzlich führt eine Austrocknung im Beton zu einer Erhöhung des Chloriddiffusionswiderstandes und damit zu einer Verlangsamung der Chloridumverteilung im Bauteil. Zunächst ist dies darauf zurückzuführen, dass sich die Kapillarporen bei abnehmendem Feuchtegehalt entleeren und lediglich an den Oberflächen der Porenwände ein dünner Wasserfilm verbleibt. Die Chloriddiffusion kann in diesem Fall dann nur noch über die verbleibende Sorbatschicht an den Porenwandoberflächen erfolgen [36].

Dadurch treten die Chloride in eine verstärkte Wechselwirkung mit der Porenoberfläche. Die Chloridionen adsorbieren an der Porenoberfläche, wodurch es zu einer Umverteilung der elektrischen Ladung kommt. Die daraus resultierenden Potentialdifferenzen bewirken die Ausbildung einer elektrolytischen Doppelschicht, welche als eine Art Energiebarriere am Phasenübergang zwischen

Feststoff und Lösung fungiert und einen retardierenden Einfluss auf den Ionentransport hat (vgl. Abb. 5.4). Dieser sogenannte ionogene Porenverschlusseffekt führt folglich zu einer Abminderung des Chloriddiffusionskoeffizienten bei wasserteilgesättigten Betonen [35].

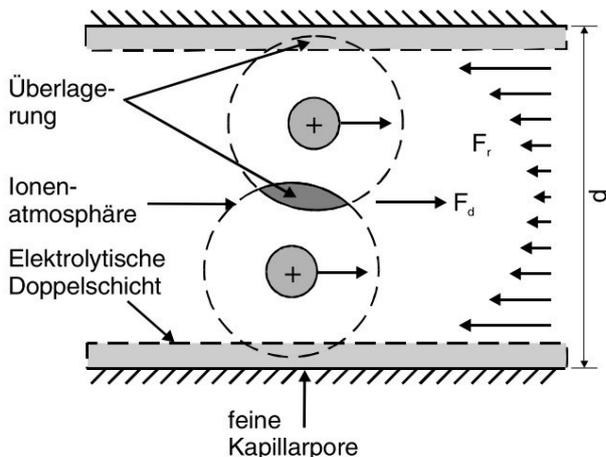


Abb. 5.4: Schematische Darstellung der elektrolytischen Doppelschicht am Phasenübergang zwischen Feststoff und Porenlösung [35]

Ein weiterer Einflussfaktor auf das Chloriddiffusionsverhalten ist die sich bei austrocknenden Bauteilen einstellende zunehmende Tortuosität [131]. Die Tortuosität beschreibt den Grad der Gewundenheit der Transportwege in den Poren poröser Materialien [132]. Grundsätzlich stellen die Kapillarporen den wesentlichen Transportweg im Porengefüge des Betons dar. Anhand der in Abb. 5.5 dargestellten Porenstruktur wird ersichtlich, dass der Chloridtransport nicht auf direktem Wege (L) durch den Betonquerschnitt erfolgen kann, sondern in Abhängigkeit von der Porenstruktur entlang des Porengefüges über geometrische Umwege (L_e) erfolgt.

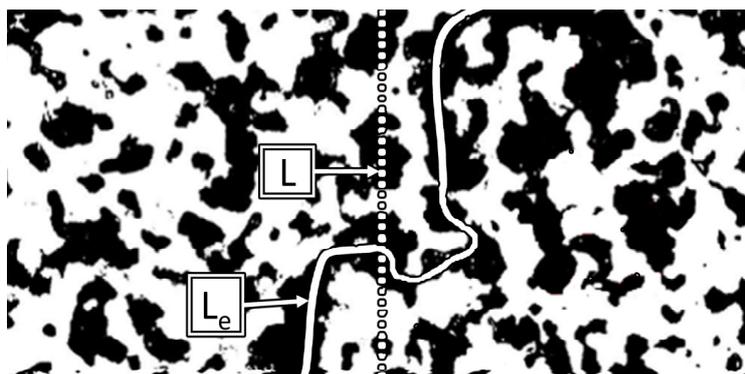


Abb. 5.5: Schematische Darstellung der Tortuosität bzw. des Transportweges im Porengefüge des Betons [133]

Bei Wasserteilsättigung sinkt mit zunehmendem Porendurchmesser im Beton die Wahrscheinlichkeit, dass die Poren mit Wasser gesättigt sind und damit Diffusion in vollem Maße stattfinden kann. Dabei werden zunächst die größeren Poren entleert, während die kleineren Poren noch weiterhin mit Wasser gesättigt sind. Durch partielle Blockaden des Transportweges erfolgt die Chloriddiffusion über einen Umweg über die kleineren Poren, in denen ein größerer Grad der Wassersättigung herrscht, wodurch sich der mittlere Transportweg der Chloride im Beton verlängert. Zusätzlich steigt bei abnehmenden Wassergehalten der Einfluss des oben beschriebenen ionogenen Porenverschlusseffektes. Daraus

resultiert eine Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten und damit einhergehend eine Verlangsamung der Chloridumverteilung bei wasserteilgesättigten Betonen [29], [36].

In der Literatur gibt es lediglich wenige Arbeiten und Ansätze, die den Zusammenhang von Feuchtegehalt und Diffusionskoeffizienten beschreiben. Bazant hat in [134] einen analytischen Ansatz zur Beschreibung der Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten vom Feuchtegehalt entwickelt. Der mathematische Ansatz wurde von Saetta in [135] erweitert und ist in Gl. 69 dargestellt:

$$\frac{D_{\text{Eff}}^{RH}}{D_{\text{Eff}}^{RH=1}} = \left(1 + \frac{(1 - RH)^4}{(1 - RH_C)^4} \right)^{-1} \quad \text{Gl. 69}$$

mit:

- D_{Eff}^{RH} effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton in Abhängigkeit von der rel. Luftfeuchte RH in $[m^2/s]$
- $D_{\text{Eff}}^{RH=1}$ effektiver Chloriddiffusionskoeffizient von Beton bei rel. Luftfeuchte $RH = 1$ in $[m^2/s]$ (Annahme: kapillar wassergesättigter Beton)
- RH relative Luftfeuchte der Umgebungsluft [-]
- RH_C relative Luftfeuchte der Umgebungsluft [-] bei dem der Diffusionskoeffizient halb so groß ist wie bei der relativen Luftfeuchte von $RH = 1$ [-]

Die Praxistauglichkeit dieses Ansatzes ist jedoch nur bedingt gegeben, da der Parameter „relative Luftfeuchte der Umgebungsluft, bei dem der Diffusionskoeffizient halb so groß ist wie bei der relativen Luftfeuchte von $RH = 1$ “ in der Regel nicht ohne weiteres quantifiziert werden kann.

Die Bestimmung des Einflusses der Betonfeuchte auf den Chloriddiffusionskoeffizienten stellt sich grundsätzlich als schwierig dar, da die Beaufschlagung der Probekörper mit Chloriden stets in wassergelöster Form erfolgt. Wird im Rahmen von Laborversuchen ein wasserteilgesättigter Probekörper mit einer Chloridlösung beaufschlagt, findet der Chlorideintrag nämlich nicht nur durch Diffusion, sondern zunächst auch in großen Teilen durch Konvektion statt, wodurch eine präzise Charakterisierung des Diffusionsverhaltens nicht ohne weiteres realisierbar ist. Mit abnehmender Bauteilfeuchte ist dabei tendenziell mit einem zunehmenden Konvektionsanteil zu rechnen, da die kapillare Sogwirkung des Betons bei geringen Feuchtegehalten zunimmt.

Ein erster praktischer Ansatz zur Bestimmung des Einflusses des Feuchtegehaltes auf den Diffusionskoeffizienten von Beton wird von Nielsen in [136] beschrieben. Die Chloridbeaufschlagung von wasserteilgesättigten Betonprobekörpern, welche im Rahmen der Versuchsreihe bei 65 % r. F. und 85 % r. F. konditioniert wurden, erfolgte dabei durch kurzzeitiges Eintauchen der Probekörper in eine hochkonzentrierte Natriumchloridlösung (26 M.-%). Anschließend wurden die Probekörper mit Hilfe eines Haartrockners bis zum Erreichen des ursprünglichen Gewichts heruntergetrocknet. Obwohl durch das Heruntertrocknen der Probekörper das Erreichen der ursprünglichen Bauteilfeuchte angestrebt wurde findet der Eintrag der Chloridionen größtenteils über den Kapillartransport statt.

Climent beschreibt in [137] einen speziell entwickelten Versuchsaufbau, der das kapillare Eindringen von Wasser bei wasserteilgesättigten Probekörpern unterbinden und so eine homogene Feuchteverteilung über den Probequerschnitt erlauben soll. Dadurch soll eine qualitative Aussage über den Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt ermöglicht werden. Hierzu wurden die Probekörper nach Lagerung im Klimaschrank bei verschiedenen Feuchtegehalten (54 %, 75 %, 86 %, >95 %) und Erreichen der Massekonstanz für den Zeitraum von einer Stunde mit Hilfe von PVC-Verbrennungsgasen mit dampfförmiger Salzsäure exponiert. Durch Bohrmehlentnahmen konnte

festgestellt werden, dass sich durch die dampfförmige Beaufschlagung der Probekörper mit Chloriden ein Großteil der Chloride (zwischen 80 % und 95 %) in den äußersten zwei Millimetern der Probekörper angereichert hat. Nach der Beaufschlagung mit Chloriden wurden die Probekörper wieder in den jeweiligen Klimata eingelagert und in definierten Zeitabständen Bohrmehlentnahmen durchgeführt. Die Bestimmung des Chloriddiffusionskoeffizienten erfolgte an mehlfinen Proben mittels potentiometrischer Titration. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass wie erwartet bei hohen Feuchtegehalten die Chloridumverteilung am schnellsten voranschritt. Bei abnehmenden Feuchtegehalten stellte sich entsprechend eine Verlangsamung der Chloridumverteilung ein. Bei 54 % relativer Luftfeuchte fällt der Diffusionskoeffizient auf $0,06 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, sodass in diesem Bereich und bei niedrigeren Feuchtegehalten keine weitere signifikante Umverteilung der Chloride mehr zu erwarten ist. Die Messergebnisse von Climent sind in Abb. 5.6 dargestellt. Der S-förmige Verlauf des Graphen resultiert aus einem nichtlinearen Kurvenfitting nach Gl. 69.

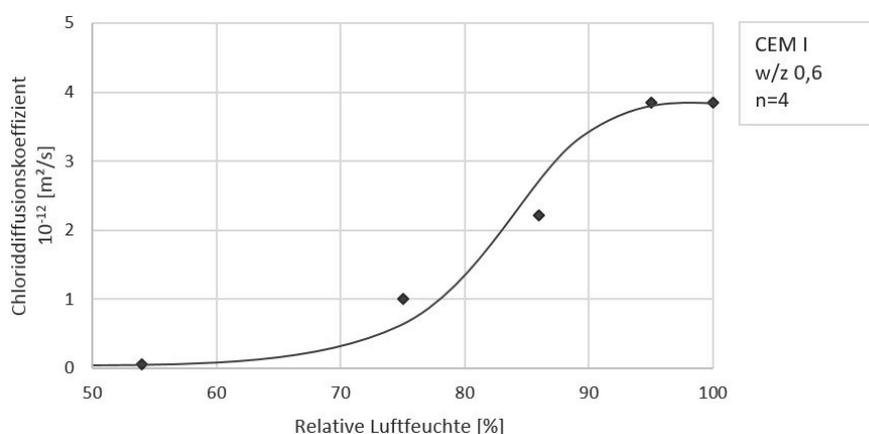


Abb. 5.6: Chloriddiffusionskoeffizient in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte nach Gl. 69

Der Versuchsaufbau ist insofern als kritisch anzusehen, da die lokal konzentrierte Beaufschlagung der Probekörper mit dampfförmiger Salzsäure eine Änderung des Betongefüges im oberflächennahen Bereich nach sich zog. Infolge der konzentrierten Beaufschlagung kam es zu einer lokalen Reduzierung der Chloridbindekapazität des Betons, wodurch das Eindringen der Chloride beschleunigt wurde und zu überhöhten Chloridwerten im Probeninneren führte. Dieser Effekt hat maßgeblichen Einfluss auf die Chloridumverteilung und spiegelte sich teilweise in den Chloridprofilen wider.

Bei hohen Feuchtegehalten sind in den Ergebnissen von Climent jedoch auch Chloridprofile mit einem Maximalwert im Betoninneren zu verzeichnen, welche so nicht durch reine Diffusion (auch nicht als Folge der reduzierten Chloridbindekapazität) physikalisch zu erklären sind. In diesem Fall ist davon auszugehen, dass durch die hygroskopische Wirkung der Chloride zusätzliches Wasser aus der Umgebung absorbiert wurde, wodurch neben der Chloriddiffusion zusätzlich ein konvektiver Eintrag der Chloride begünstigt wurde [29]. Eine zuverlässige Bestimmung des Chloriddiffusionskoeffizienten bei wasserteilsättigten Probekörpern ist damit mit diesem Ansatz nicht ohne weiteres möglich.

Nach aktuellem Wissenstand gibt es also kein allgemeingültiges Modell, das zur zuverlässigen Beschreibung der Chloridumverteilung nach Abdichtung bzw. nach Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl herangezogen werden kann. In den nachfolgenden Abschnitten wird ein neuer praktischer Ansatz zur Beantwortung der Frage, inwieweit sich die Beschichtung bei Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl und die damit zu erwartende Austrocknung des Bauteils sich auf den Diffusionskoeffizienten bzw. konkret auf die Chloridumverteilung auswirkt, vorgestellt.

5.3 Ermittlung der feuchte- und materialspezifischen Chloridmigrationskoeffizienten

5.3.1 Methodik

Ziel der Laboruntersuchungen war die Ermittlung des Einflusses des Feuchtegehaltes auf den Chloriddiffusionskoeffizienten von Beton. Hierzu wurden modifizierte Migrationsversuche in Anlehnung an das BAW Merkblatt „Chlorideindringwiderstand von Beton“ [49] durchgeführt. Zur Verhinderung der kapillaren Wasseraufnahme und dem damit einhergehenden Huckepack-Transport von Chloriden wurden die Probekörper mit einer OS 4 Beschichtung (Klasse I: $s_D < 5$ m) versehen, welche konvektive Transportmechanismen unterbindet, Ionendiffusion aber weiterhin zulässt.

Daraufhin wurden die RCM-Versuche mit Hilfe der Software COMSOL® in einem FEM-Modell nachgebildet. Im Rahmen von numerischen Untersuchungen wurden so der Diffusionskoeffizient der aufgetragenen Beschichtung und darauf aufbauend durch die Modellierung eines Zweischichtsystems, bestehend aus Beschichtung und Beton, die Diffusionskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone numerisch ermittelt.

5.3.2 Probekörperherstellung und Versuchsprogramm

Für die RCM-Versuche wurden, wie auch bei den bereits erfolgten Diffusionsversuchen, zwei Versuchsreihen mit den jeweils unterschiedlichen Zementarten (CEM I 42,5 N und CEM III/A 42,5 N) vorgesehen. Details zur Mischungszusammensetzung (Tab. 4.2), Betonherstellung und -eigenschaften können Abschnitt 4.6.2 entnommen werden.

Die für die Bestimmung des Chlorideindringwiderstandes mittels Schnellmigrationsversuch (RCM) erforderlichen zylindrischen Prüfkörper wurden gemäß den Vorgaben des BAW Merkblatts [49] aus Betonwürfeln mit 150 mm Kantenlänge gewonnen. Nach dem Ausschalen wurden die Würfel zur Unterbindung von Austrocknung und Karbonatisierung zunächst 6 Tage bei 20 °C unter Wasser gelagert. Die zylindrischen Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm wurden anschließend mit Hilfe eines Bohrkerngerätes senkrecht zur Herstellungsoberfläche aus den Betonwürfeln entnommen. Darauffolgend wurden von den zylindrischen Probekörpern durch Sägeschnitt die ersten 10 mm des Probekörpers entfernt. Aus dem verbleibendem Betonzylinder konnten durch zwei weitere Sägeschnitte zwei Probezylinder mit der erforderlichen Bauteilhöhe von 50 mm gewonnen werden. Zur Sicherstellung einer ebenen Prüffläche wurden die Probekörper maschinell geschliffen. Die Gewinnung der Probekörper ist in Abb. 5.7 schematisch dargestellt.

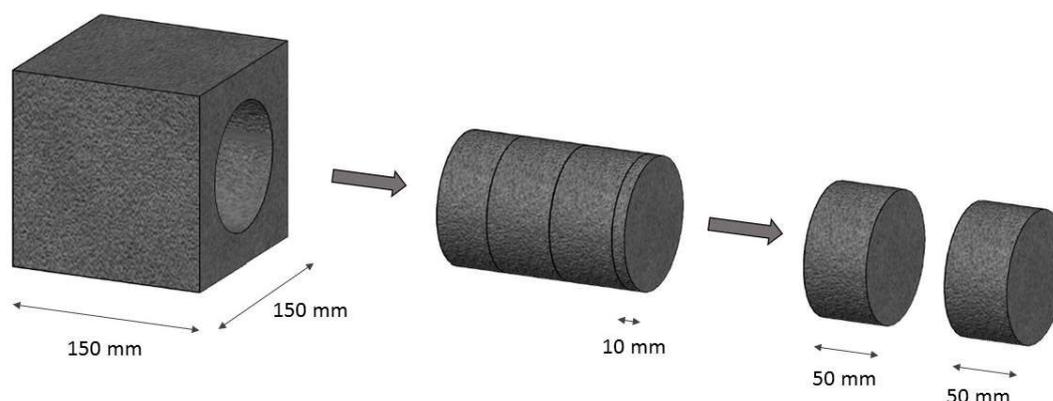


Abb. 5.7: Schematische Darstellung der Probekörpergewinnung für den RCM-Versuch

Nach der Entnahme erfolgte die Lagerung der Probekörper in Klimaschränken mit verschiedenen Feuchtegehalten (98 %, 85 %, 75 %, 65 %). Zudem wurde eine Referenzserie bei 20 °C in Wasser gelagert. Die Auswahl der Feuchtegehalte erfolgte im Hinblick auf eine praxisorientierte Anwendung des Modells. Die mittleren Feuchtegehalte in Deutschland bewegen sich zwischen 70 – 85 % r. F. [138]. Daher wurde im Rahmen der Laboruntersuchungen von einer Betrachtung von niedrigeren Feuchtegehalten als 65 % r. F. abgesehen.

Nach Erreichen der Massekonstanz, welche durch regelmäßiges Wiegen der Probekörper festgestellt wurde, wurden die Probekörper dann anschließend mit einem Oberflächenschutzsystem OS 4 beschichtet. Die Mantelflächen des Zylinders wurden nicht beschichtet, um nach der Beschichtung der Deckflächen weiterhin eine Nachkonditionierung der Probekörper zu ermöglichen.

Zur Vorbereitung des Untergrundes wurden die Probekörper zunächst mit dem kunststoffmodifizierten, 1-komponentigen Zementmörtel versehen, welcher als Ausgleichspachtel fungiert. Bei der Applikation des Materials wurde insbesondere darauf geachtet, dass die auf der Betonoberfläche befindlichen Lunker mit dem Mörtel verfüllt wurden. Nach dem Aufbringen des Ausgleichsspachtels wurden die Probekörper zur sachgemäßen Nachbehandlung für drei Tage mit Plastikfolien feucht abgedeckt.

Im nächsten Schritt wurden die Probekörper mit einer wasserverdünnbaren Beschichtung auf Acrylat-Dispersions-Basis versehen. Das Material zeichnet sich durch eine spannungsarme, netzrissüberbrückende Schutzwirkung aus und wird i. d. R. für die Betoninstandsetzung auf Dünnputzüberzügen und als farbgebende Beschichtung von Betondachpfannen verwendet. Zu den besonderen Merkmalen der Beschichtung zählt die Wasserdichtigkeit bei gleichzeitiger Wasserdampfdurchlässigkeit, was die Bestimmung des Chloriddiffusionskoeffizienten in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt unter Ausschluss konvektiver Strömungen in Form von Kapillartransport ermöglicht.

Das Material wurde verarbeitungsfertig geliefert und unverdünnt mit einer Rolle auf den ausgehärteten Zementmörtel aufgebracht. 24 Stunden nach der Applikation der ersten Schicht wurde der Vorgang wiederholt und die Probekörper mit einer zweiten Lage beschichtet. Um die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse unabhängig von der Dicke der Beschichtung zu ermöglichen, wurde sowohl bei der Applikation des Ausgleichsspachtels als auch beim Auftragen der Acrylat-Beschichtung darauf geachtet, jeweils exakt die gleiche Menge an Material zu verarbeiten, was durch Wägung der Probekörper während des Beschichtungsvorganges sichergestellt wurde. Der Aufbau der OS 4 Beschichtung ist in Abb. 5.8 schematisch dargestellt.

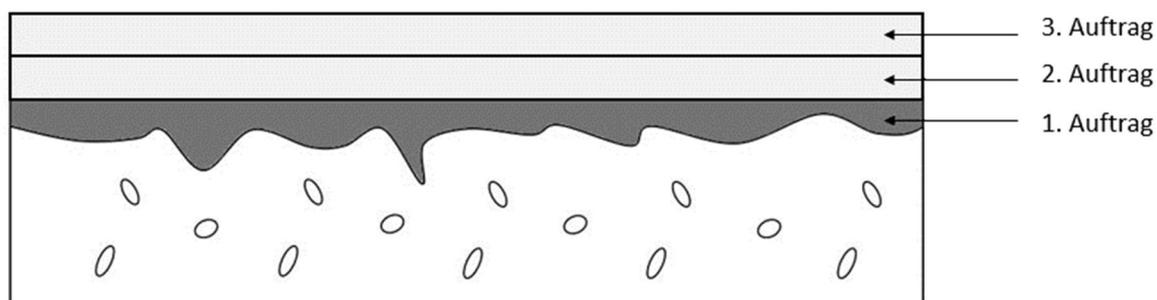


Abb. 5.8: Schematischer Aufbau der Probekörper mit OS 4 Beschichtung

Nach dem Auftrag der Beschichtung wurden die Probekörper erneut bis zum Prüfbeginn (56 Tage nach der Betonherstellung) in Klimaschränken mit verschiedenen Feuchtegehalten (98 %, 85 %, 75 %, 65 %) gelagert. Insgesamt wurden für beide Betone jeweils sechs Probekörper pro Konditionierungsgrad vorgesehen.

Zudem wurde eine Referenzserie von jeweils sechs unbeschichteten und beschichteten Probekörpern bei 20 °C unter Wasser gelagert. Bis zum Prüfbeginn wurde auch bei den wassergelagerten Probekörpern die Massekonstanz erreicht. In Abb. 5.9 ist die Probekörpermatrix der RCM-Versuchsreihe schematisch dargestellt.

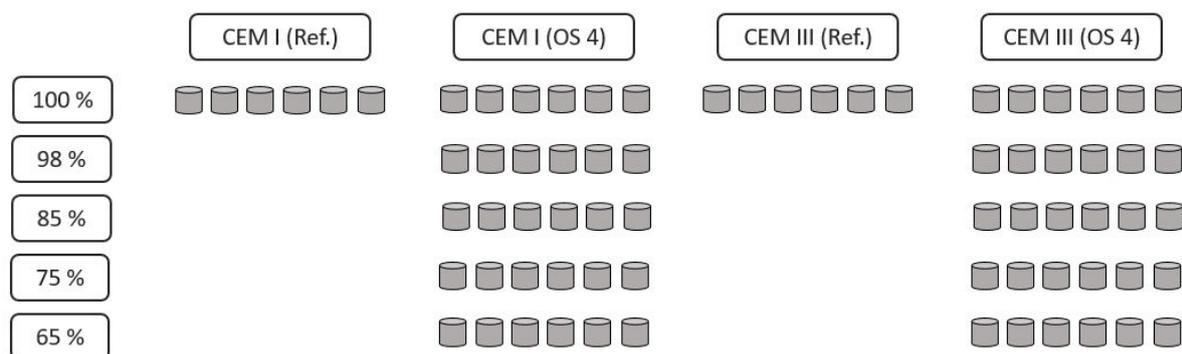


Abb. 5.9: Probekörpermatrix der RCM-Versuche

5.3.3 Versuchsdurchführung

Die Prüfung des Chlorideindringwiderstandes erfolgte 56 Tage nach der Herstellung. Die Probekörper wurden bis unmittelbar vor dem Einbau in die Prüfvorrichtung in den jeweiligen Klimata bzw. im Wasserbad gelagert. Vor der Prüfung wurden die Probekörper auf der Seitenfläche mit flüssigem PVC abgedichtet, um mögliche Lufteinschlüsse und Unebenheiten der Randfläche auszugleichen. Im nächsten Schritt wurden die Probekörper in einen elektrisch nicht leitfähigen Zylinder aus Gummi eingebracht und mit einer außen anliegenden Rohrschelle fixiert und abgedichtet. Anschließend wurden die abgedichteten Probekörper in die Versuchsvorrichtung eingebaut (siehe Abb. 2.3). Der Kunststoffbehälter wurde bis zum oberen Rand der Prüfkörper mit einer Chloridlösung (10 % NaCl in 0,2 normaler Kaliumhydroxidlösung), die Migrationszelle dagegen mit 300 ml 0,2 normaler Kaliumhydroxidlösung befüllt. Danach erfolgte die Anbringung des Anodenblechs im Prüfzylinder und der elektrische Anschluss der Anode und Kathode an den Gleichrichter.

Die Versuchsdurchführung erfolgte gemäß den Vorgaben des BAW Merkblatts Chlorideindringwiderstand von Beton [49] und ist im Detail in Abschnitt 2.3.2 beschrieben.

5.3.4 Ergebnisse und Auswertung

Die Berechnung des Chloridmigrationskoeffizienten erfolgte nach Tang [34] mit Hilfe von Gl. 5 und Gl. 6. Pro Versuchsreihe wurden jeweils sechs Probekörper untersucht. Die detaillierten Prüfergebnisse befinden sich im Anhang C. In Tab. 5.1 sind zusammenfassend die gemittelten Werte der Ergebnisse der Migrationsversuche aufgeführt.

Tab. 5.1: Im RCM-Versuch ermittelte Chloridmigrationskoeffizienten der beschichteten Probekörper in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte

Probekörper		Konditionierung [% r. F.]	D_{RCM} [10^{-12} m/s ²]	Abminderungsfaktor [-]
CEM I-Beton	REF	100	18,04	-
	OS 4	100	13,00	1,00
		95	11,25	0,86
		85	8,04	0,62
		75	6,00	0,46
		65	3,09	0,24
CEM III-Beton	REF	100	2,52	-
	OS 4	100	2,34	1,00
		95	2,03	0,87
		85	1,63	0,69
		75	1,45	0,62
		65	1,08	0,46

Die Versuchsergebnisse der RCM-Prüfung bestätigen den in der Fachliteratur ([36], [137], [136], [139]) beschriebenen Effekt, dass sich mit abnehmendem Feuchtehalt des Betons ein niedrigerer Chloridmigrationskoeffizient einstellt. Die Verlangsamung der Chloridbewegung ist, wie in Kapitel 5.2 beschrieben, in erster Linie auf die Austrocknung des Betons und der damit einhergehenden Zunahme der Tortuosität sowie den ionogenen Porenverschlusseffekt zurückzuführen.

Aus den Versuchsergebnissen wird zudem ersichtlich, dass die Migrationskoeffizienten der Probekörper aus CEM I-Beton bei abnehmenden Feuchtegehalten verhältnismäßig stärker absinken als die Migrationskoeffizienten der Probekörper der CEM III-Betone. So verringert sich bei einer Umgebungsfeuchte von 65 % r. F. der Chloridmigrationskoeffizient des CEM I-Beton Probekörpers im Vergleich zum wassergesättigten Probekörper fast um circa 75 %, während die Abnahme des Migrationskoeffizienten bei den CEM III-Beton Probekörpern mit knapp über 50 % etwas weniger stark ausfällt.

Die in Tab. 5.1 aufgeführten Chloridmigrationskoeffizienten beschreiben jedoch nicht den Chlorideindringwiderstand des Betons, sondern den des Verbundsystems aus Beton und der applizierten OS 4 Beschichtung. Die verwendete Oberflächenbeschichtung hat die Eigenschaft der Wasserdichtigkeit bei gleichzeitiger Wasserdampfdurchlässigkeit. Konvektive Strömungen in Form von kapillarem Transport werden unterbunden, die diffusionsgesteuerten Transportvorgänge können jedoch weiterhin stattfinden. Aus dem Vergleich der beiden wassergesättigten Versuchsreihen mit und ohne OS 4 Beschichtung wird ersichtlich, dass die beschichteten Probekörper durch einen kleineren Migrationskoeffizienten als die unbeschichteten Referenzkörper gekennzeichnet sind. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die OS 4 Beschichtung zwar Diffusion zulässt, jedoch einen geringeren Diffusionswiderstand aufweist als der Beton.

Zur Bestimmung des tatsächlichen Chloridmigrationskoeffizienten des Betons und zur Herleitung einer präzisen Aussage bezüglich des Einflusses des Feuchtegrades auf die Chloriddiffusion im Beton wird im folgenden Abschnitt der durchgeführte Migrationsversuch mit beschichteten Probekörpern in einem Finite-Elemente-Programm modelliert.

5.4 Numerische Modellierung der Chloridmigrationskoeffizienten

5.4.1 Einführung

Wie im vorherigen Abschnitt erläutert, ist die exakte Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten von Beton ohne den Einfluss der applizierten OS 4 Beschichtung im Rahmen des durchgeführten Versuchsprogramms nicht ohne weiteres möglich, da im RCM-Versuch lediglich ein gemeinsamer Migrationskoeffizient des Verbundsystems, der sich aus den jeweiligen Migrationskoeffizienten von Beton und OS 4 Beschichtung zusammensetzt, ermittelt werden kann.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse ist es jedoch möglich, den tatsächlichen Migrationskoeffizienten des wasserteilgesättigten Betons, unabhängig vom Einfluss des aufgetragenen Oberflächenschutzsystems, anhand einer numerischen Simulation herzuleiten. Hierzu wurde mit Hilfe der Software COMSOL Multiphysics® der RCM-Versuch in einem FEM-Modell nachgebildet.

5.4.2 Numerische Simulation des 1-Schicht-Systems

In einem ersten Schritt wurde der im Labor erfolgte Chloridmigrationsversuch im Programm COMSOL modelliert. Die Versuchskörper im Modell wurden dabei jeweils mit den gleichen Abmessungen wie auch beim Laborversuch versehen. Im Gegensatz zum realen Versuchsaufbau wurden die beschichteten Probekörper jedoch zunächst als 1-Schicht-System mit über den gesamten Probekörperquerschnitt einheitlichen Materialeigenschaften modelliert. Diese Vorgehensweise resultiert aus der Tatsache, dass der RCM-Versuch grundsätzlich für 1-Schicht-Systeme vorgesehen ist und daher bei Auswertung auch nur ein konstanter Migrationskoeffizient über den gesamten Probekörperquerschnitt ermittelt werden kann.

Zur Ermittlung der Chlorideindringtiefe wurde das Modul „Transport verdünnter Spezies“, welches die Diffusion bzw. Migration der Ionen beschreibt, gewählt. Das Programm bildet den Diffusionsvorgang mit Hilfe einer Differentialgleichung (Gl. 70) auf Grundlage des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes ab. Da unter realen Bedingungen durch den Auftrag der OS 4 Beschichtung bzw. durch den wassergesättigten Zustand der unbeschichteten Probekörper konvektive Strömungen weitestgehend ausgeschlossen werden konnten, wurde diese Art des Transportmechanismus auch bei der Modellbildung nicht weiter betrachtet.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \nabla(D\nabla c) + R + \nabla V \quad \text{Gl. 70}$$

mit:

- c Konzentration [mol/l]
- D Diffusionskoeffizient [m^2/s]
- R Reaktionsrate [$\text{mol}/(\text{m}^3/\text{s})$]
- V Elektrisches Potential [V]
- T Zeit [s]

Zur Berücksichtigung des im RCM-Versuch aufgetragenen Spannungsfeldes wurde das Modell mit dem Modul „Elektrischer Strom“ erweitert. Dem realen Versuchsaufbau entsprechend wurde dabei auf der Oberseite des Probekörpers die Anode sowie unterhalb des Probekörpers die Kathode vorgesehen. Als Spannung wurde die bei den einzelnen Versuchsdurchläufen angelegte Anfangsspannung angesetzt.

Die dem Modul „Elektrischer Strom“ zu Grunde liegende Gleichung (Gl. 71) beruht auf den Ohm’schen Gesetzen und ist nachfolgend aufgeführt.

$$\nabla \left[\sigma(-\nabla V) + \frac{\partial \cdot \varepsilon \cdot (-\nabla V)}{\partial t} + J_e \right] = Q_{j,v} \quad \text{Gl. 71}$$

mit:

- σ Elektrische Leitfähigkeit [S/m]
- ε Relative Dielektrizitätskonstante [-]
- V Elektrische Spannung [V]
- J_e Extern erzeugte Stromdichte [A/m²]
- $Q_{j,v}$ Elektrischer Strom [A]

Zur Simulation des RCM-Versuches wurden die beiden physikalischen Funktionen, die den Modulen zu Grunde liegen, über die Funktion „Multiphysics“ gekoppelt, wodurch ein gleichzeitiges und gekoppeltes Lösen mehrerer physikalischer Gleichungen ermöglicht wird. Die Software modelliert und verknüpft die physikalischen Prozesse anhand von Differentialgleichungen. Die Lösung erfolgt numerisch anhand der Finite-Elemente-Methode über Näherungslösungen und Randwertbetrachtungen an einem vordefinierten Netz aus endlich vielen Teilgebieten. Der in der Software COMSOL modellierte RCM-Versuchsaufbau ist in Abb. 5.10 dargestellt.

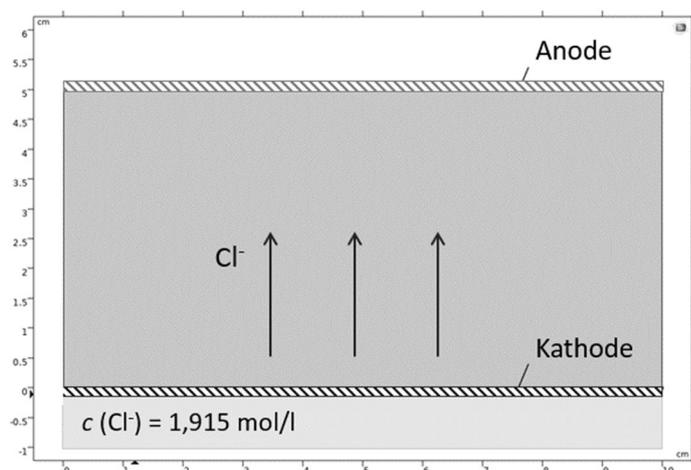


Abb. 5.10: Schematische Darstellung des FEM-Modells der RCM-Versuche

Ein maßgeblicher Eingangsparameter für das FEM-Modell ist der Diffusionskoeffizient, für den der jeweilige im Laborversuch ermittelte Migrationskoeffizient angesetzt wurde. Weitere Parameter, die in die Berechnung miteinfließen, sind die Temperatur der Lösung, die Versuchsdauer, die Spannung des elektrischen Feldes sowie der Chloridgehalt der Lösung. Die Konzentration der im RCM-Versuch verwendeten 10 %-igen NaCl-Lösung in 0,2 N KOH-Lösung entspricht dabei 1,915 mol/l. Die für die Simulation entnommenen Eingangsparameter entsprechen den Werten der jeweiligen RCM-Versuche und können dem Anhang C entnommen werden.

Als Ergebnis der Simulation wird die Chloridverteilung in Abhängigkeit von der Bauteiltiefe nach der jeweiligen Versuchsdauer, wie exemplarisch in Abb. 5.11 dargestellt, herausgegeben.

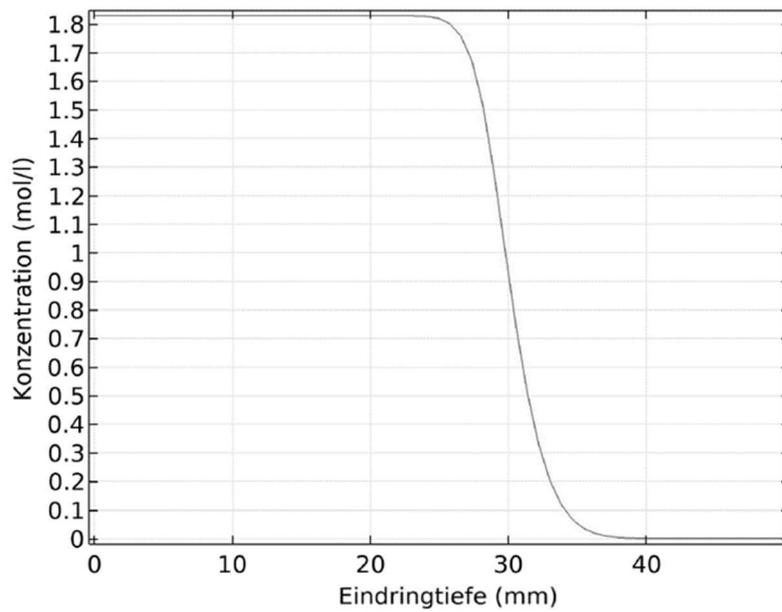


Abb. 5.11: Exemplarisches Ergebnis der FEM-Simulation des RCM-Versuches

Um die Ergebnisse der Simulation mit den Resultaten der Laborversuche vergleichen zu können, wurden anschließend aus den numerisch bestimmten Chloridprofilen die jeweiligen Bauteiltiefen, bei denen der Chloridgehalt die farbumschlagende Konzentration in Höhe von 0,07 mol/l [34] erreicht hat, bestimmt und aus dem Programm exportiert. Eine detaillierte Übersicht über die Ergebnisse der RCM-Versuche und der korrelierenden numerisch ermittelten Eindringtiefen findet sich in Anhang C. In Tab. 5.2 sind für jeden Feuchtegehalt die gemittelten Chlorideindringtiefen aus der RCM-Versuchsreihe (x_d) dargestellt und den Eindringtiefen der FEM-Simulation (x_s) gegenübergestellt.

Tab. 5.2: Gegenüberstellung der Ergebnisse der RCM-Simulation und der RCM-Versuchsreihe

Probekörper	Konditionierung [% r. F.]	D_{RCM} [10^{-12} m/s ²]	Gemessene Eindringtiefe x_d [mm]	Simulierte Eindringtiefe x_s [mm]	Abweichung [%]	
CEM I-Beton	REF	100	18,04	31,16	15	
	OS 4	100	13,00	23,01	25,85	12
		95	11,25	22,85	26,05	14
		85	8,04	20,98	23,91	14
		75	6,00	31,30	34,65	11
		65	3,09	16,50	19,15	16
CEM III-Beton	REF	100	2,52	11,63	13,65	17
	OS 4	100	2,34	10,76	12,57	17
		95	2,03	10,28	11,98	17
		85	1,63	11,20	12,99	16
		75	1,45	11,34	12,94	14
		65	1,08	8,52	10,19	20

Aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse wird ersichtlich, dass die Chlorideindringtiefen der numerischen Simulation zwischen 11 % und 20 % über den Werten der RCM-Laborversuche liegen. Die Abweichung zwischen den Ergebnissen der numerischen Simulation und den im RCM-Versuch ermittelten Eindringtiefen wird exemplarisch an einem Chloridprofil der Versuchsserie in Abb. 5.12 schematisch veranschaulicht.

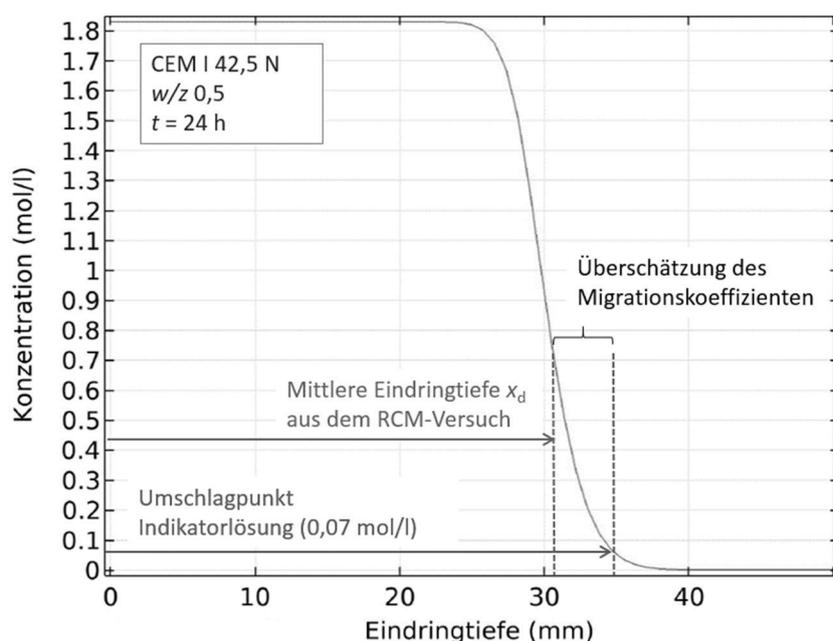


Abb. 5.12: Exemplarische Gegenüberstellung des numerisch simulierten Chloridprofils und der im RCM-Versuch experimentell bestimmten Eindringtiefe

Die systematischen Abweichungen resultieren aus dem in [29] und [34] beschriebenen Umstand, dass die im Rahmen des RCM-Versuches ermittelten Migrationskoeffizienten tendenziell überschätzt werden. Dieser Effekt lässt sich in erster Linie auf die im Rahmen der Versuchsauswertung nicht betrachtete Dispersität des Betons zurückführen. Die Größe der Dispersität hängt dabei hauptsächlich vom w/z-Wert ab, da dieser einen maßgeblichen Einfluss auf die Porenstruktur des Betons hat. Aufgrund von über den Querschnitt variablen Bindekapazitäten und Migrationskoeffizienten ist die Chloridkonzentration im Beton über die Eindringtiefe nicht konstant, sondern S-förmig verzerrt. Die analytische Berechnung des Migrationskoeffizienten ist daher nicht als exakte Lösung, sondern lediglich als mathematisch vertretbare Näherung anzusehen [29].

Grundsätzlich sind die Abweichungen zwischen den simulierten und experimentell bestimmten Ergebnissen auch darauf zurückzuführen, dass im Finite-Elemente-Modell ein über den Querschnitt homogener Werkstoff angenommen wird, der so unter realen Bedingungen im Labor nicht vorliegt. So werden beispielsweise auch auf Makroebene stattfindende Prozesse, wie z. B. der ionogene Porenverschlusseffekt, welcher sich retardierend auf die Chloridumverteilung auswirkt, im Rahmen des Modells nicht in die Berechnung miteinbezogen.

Ein weiterer möglicher Grund für die Differenz zwischen den Versuchs- und Simulationsergebnissen ist die Definition des Umschlagpunktes der Indikatorlösung. Dieser wurde im Rahmen dieser Arbeit von Tang [34] übernommen mit 0,07 mol/l Chloridionen festgelegt. Die Ergebnisse einer Versuchsreihe von Otsuki et al. [140] lagen mit 0,14 mol/l Chloridionen als Grenzwert für den Farbumschlag um einiges

höher. Bei Annahme dieses Wertes würde die sich Differenz zwischen den Versuchs- und Simulationsergebnissen reduzieren.

Da die im Rahmen der numerischen Simulation bestimmten Eindringtiefen im Bezug auf die Lebensdauerbemessung auf der sicheren Seite liegen und die Überschätzungen sich in einem moderaten sowie konstanten Rahmen bewegen, werden die Abweichungen in den weiteren Ausführungen nicht weiter thematisiert. Bei den nachfolgenden Berechnungen der material- und feuchtespezifischen Migrationskoeffizienten werden stets die numerisch ermittelten Eindringtiefen als Referenz angesetzt, wodurch gewährleistet wird, dass die Berechnungen in sich konsistent sind und unabhängig von den oben beschriebenen Abweichungen durchgeführt werden können.

5.4.3 Numerische Herleitung des Migrationskoeffizienten der OS 4 Beschichtung

Um eine Ermittlung der Chloridmigrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone unabhängig vom Einfluss der applizierten OS 4 Beschichtung zu ermöglichen, wurden im nächsten Schritt mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode die Diffusionskoeffizienten der Oberflächenschutzbeschichtung bestimmt.

Hierzu wurde im Gegensatz zur ersten Simulationsreihe der beschichtete und wassergesättigte Probekörper (OS 4 100 %) in COMSOL als 2-Schicht-System mit jeweils unterschiedlichen Migrationskoeffizienten für den Bereich der Beschichtung und des Betons modelliert (vgl. Abb. 5.13). Als Eingangsparameter der numerischen Simulation des 2-Schicht-Systems fungierten dabei der Mittelwert der Migrationskoeffizienten des unbeschichteten und wassergesättigten Betons (OB 100 %), welcher im Rahmen der RCM-Versuche experimentell bestimmt wurde, sowie die am 1-Schicht-System des beschichteten und wassergesättigten Betons (OS 4 100 %) numerisch bestimmte mittlere Eindringtiefe (x_s (OS 4 100 %)).

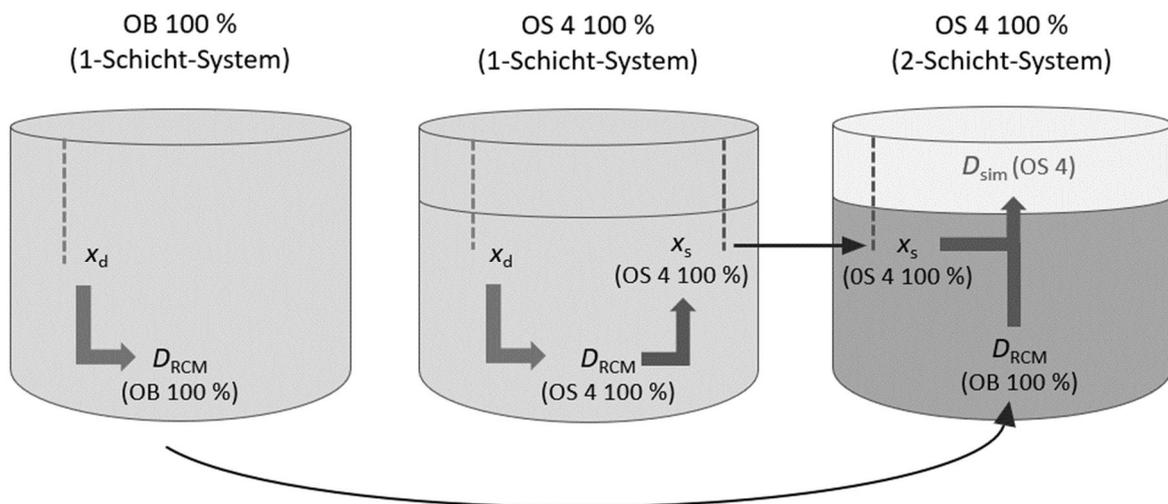


Abb. 5.13: Schematische Darstellung der Vorgehensweise der numerischen Bestimmung des Migrationskoeffizienten der Oberflächenschutzbeschichtung

Der gesuchte Migrationskoeffizient der OS 4 Beschichtung (D_{sim} (OS 4)) wurde anschließend im FEM-Modell iterativ variiert, bis die Chlorideindringtiefe des 2-Schicht-Systems (x_s (OS 4 100 %)) mit dem im 1-Schicht-System numerisch bestimmten Mittelwert der Chlorideindringtiefe übereinstimmte. Die Bestimmung des Diffusionskoeffizienten der Oberflächenschutzbeschichtung erfolgte für die

Versuchsreihen mit dem CEM I-Beton und dem CEM III-Beton jeweils getrennt voneinander, um potentielle materialbedingte Wechselwirkungen zwischen Beschichtung und Beton auszuschließen. Die numerisch bestimmten Migrationskoeffizienten der OS 4 Beschichtung sind in Tab. 5.3 dargestellt.

Tab. 5.3: Numerisch bestimmte Migrationskoeffizienten der OS 4 Beschichtung und Eingangsparameter

	1-Schicht-System				2-Schicht-System		
CEM I-Beton	D_{RCM} (OB 100 %)	$18,04 \cdot 10^{-12}$	[m/s ²]	→	D_{sim} (OS 4)	$1,76 \cdot 10^{-12}$	[m/s ²]
	x_s (OS 4 100 %)	25,85	mm				
CEM III-Beton	D_{RCM} (OB 100 %)	$2,52 \cdot 10^{-12}$	[m/s ²]	→	D_{sim} (OS 4)	$1,57 \cdot 10^{-12}$	[m/s ²]
	x_s (OS 4 100 %)	12,60	mm				

5.4.4 Numerische Ermittlung der Migrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone

Nach der numerischen Berechnung der Migrationskoeffizienten der Oberflächenschutzbeschichtung konnten auf Basis der RCM-Versuche die Migrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode ermittelt werden. Die Berechnung erfolgte durch Nachbildung der Probekörper in einem 2-Schicht-System, bei dem für den Bereich der Oberflächenschutzbeschichtung und den des Betons unterschiedliche Migrationskoeffizienten angesetzt wurden.

Als Migrationskoeffizient für die OS 4 Beschichtung wurden die numerisch ermittelten und in Tab. 5.3 aufgeführten Werte angesetzt. Der zweite maßgebliche Eingangsparameter für die Simulation sind die im 1-Schicht-System numerisch ermittelten Chlorideindringtiefen (x_s), die auf den im RCM-Versuch experimentell bestimmten Eindringtiefen der farbumschlagenden Chloridkonzentration (x_d) und den daraus abgeleiteten Migrationskoeffizienten (D_{RCM}) basieren.

Die Berechnung der Migrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone erfolgte daraufhin iterativ, indem die Werte für den gesuchten Migrationskoeffizienten solange angepasst wurden, bis die sich im 2-Schicht-System einstellenden Eindringtiefen (x_s) mit den Ergebnissen des 1-Schicht-Systems übereinstimmten. Die Vorgehensweise zur numerischen Ermittlung der Migrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone ist in Abb. 5.14 schematisch dargestellt.

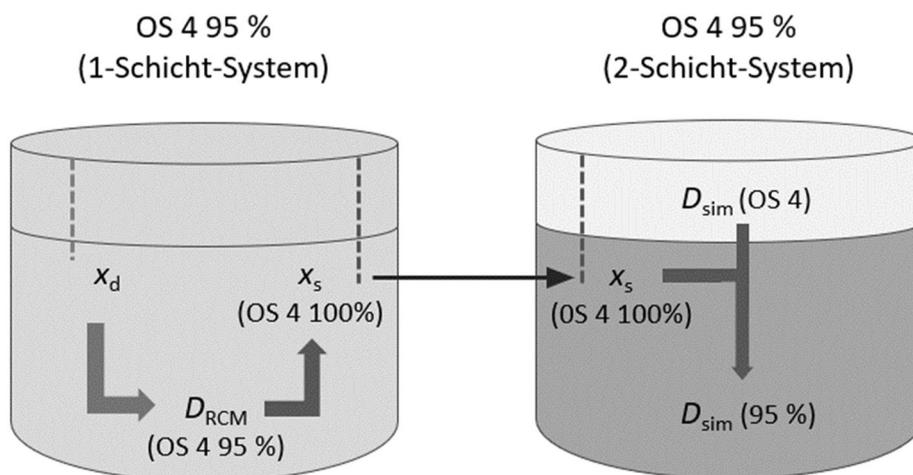


Abb. 5.14: Vorgehensweise zur numerischen Ermittlung der Migrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone

5.4.5 Ergebnisse und Auswertung

Im Rahmen der Simulationsreihe wurde jeder einzelne RCM-Versuch auf Grundlage der jeweiligen Eingangsparameter und Messwerte mit Hilfe der Software Comsol im FEM-Modell nachgebildet. Eine detaillierte Übersicht über die numerisch bestimmten Migrationskoeffizienten der wasserteilgesättigten Betone und die dazugehörigen Eingangsparameter findet sich in Anhang C. Die Migrationskoeffizienten des CEM I-Betons in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte sind in Abb. 5.15 zusammengefasst.

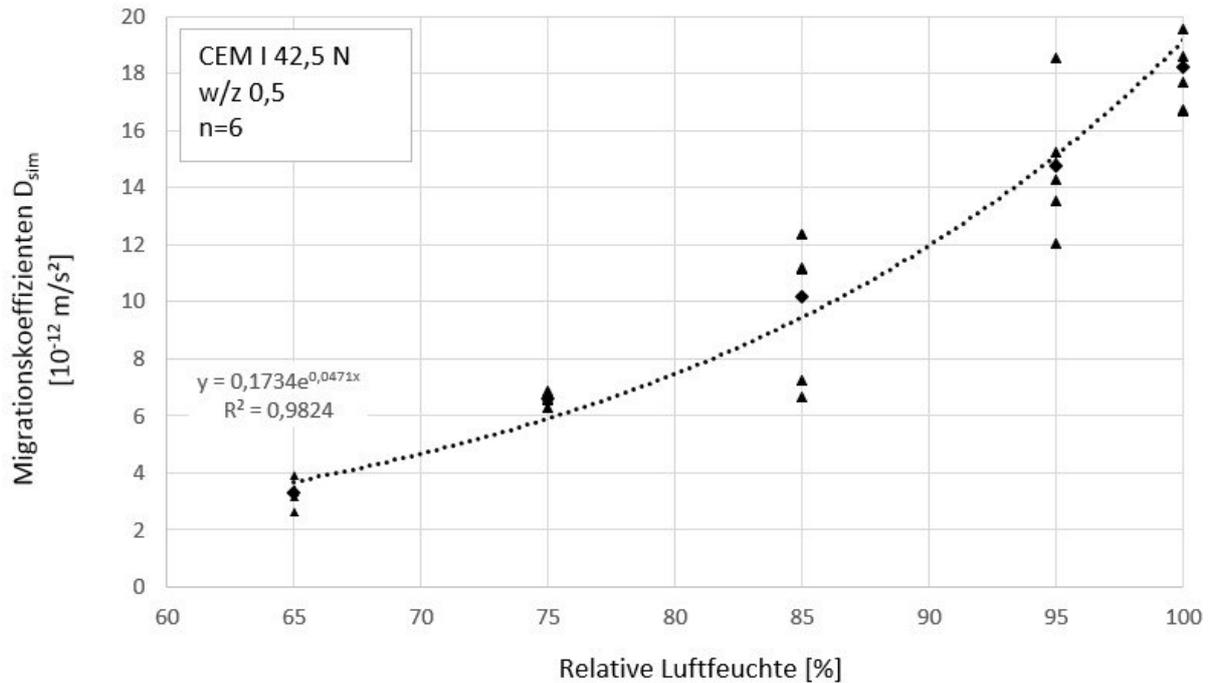


Abb. 5.15: Numerisch bestimmte Migrationskoeffizienten des CEM I-Betons in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte

Die Ergebnisse der numerischen Simulation zeigen, dass sich der Chloridmigrationskoeffizient des Betons bei abnehmender Luftfeuchte bzw. abnehmender Feuchte im Beton signifikant verringert. Bereits bei den auf 95 % r. F. konditionierten Probekörpern ist im Vergleich zu den wassergesättigten Probekörpern eine durchschnittliche Abnahme des Migrationskoeffizienten um 18 % zu verzeichnen. Bei einer relativen Luftfeuchte von 65 % sinkt der Chloridmigrationskoeffizient auf ein Fünftel des im wassergesättigten Zustand des Betons verzeichneten Wertes. Die Abnahme des Migrationskoeffizienten kann im betrachteten Feuchtebereich näherungsweise durch eine Exponentialfunktion beschrieben werden. Auffällig ist, dass die Abweichungen der Versuchsergebnisse zwischen den einzelnen Probekörpern gleicher Konditionierung bei höheren Feuchtegehalten (85 % und 95 % r. F.) deutlich ausgeprägter sind als bei den Ergebnissen bei niedrigen Feuchtegehalten.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass der Feuchtezustand des Betons einen maßgeblichen Einfluss auf den Chloridtransportvorgang hat. Daraus folgt, dass auch die Geschwindigkeit der Chloridumverteilung im Beton in großem Maße vom Feuchtegehalt des Betons abhängig ist. Der sich bei abnehmender Luftfeuchte einstellende erhöhte Diffusionswiderstand und die damit einhergehende Verlangsamung des Chloridtransports ist, wie in den Grundlagen in Kapitel 5.2 beschrieben, in erster Linie auf die mit der Austrocknung des Bauteils einhergehende Erhöhung der Tortuosität des Betongefüges und den ionogenen Porenverschluss effekt zurückzuführen.

Die erhöhten Abweichungen der Migrationskoeffizienten zwischen den einzelnen Prüfkörpern bei höheren Feuchtegehalten, lassen sich auf den in Abschnitt 5.2.1 beschriebenen Flaschenhals-Effekt zurückführen. Je mehr Wasser sich im Beton befindet, desto höher ist die Wahrscheinlichkeit, dass die Porenzugänge noch gefüllt sind und sich die größeren Kapillarporen dadurch nicht entleeren können. Dementsprechend hat die jeweilige Ausbildung des Porengefüges im Beton bei höheren Feuchtegehalten einen größeren Einfluss auf das Desorptionsverhalten als bei niedrigeren Feuchtegehalten, wodurch sich die erhöhten Differenzen zwischen den Migrationskoeffizienten der einzelnen Prüfkörper bei 85 % bzw. 95 % r. F. erklären lassen.

Die numerisch bestimmten Migrationskoeffizienten des CEM III-Betons in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte sind in Abb. 5.16 zusammengefasst.

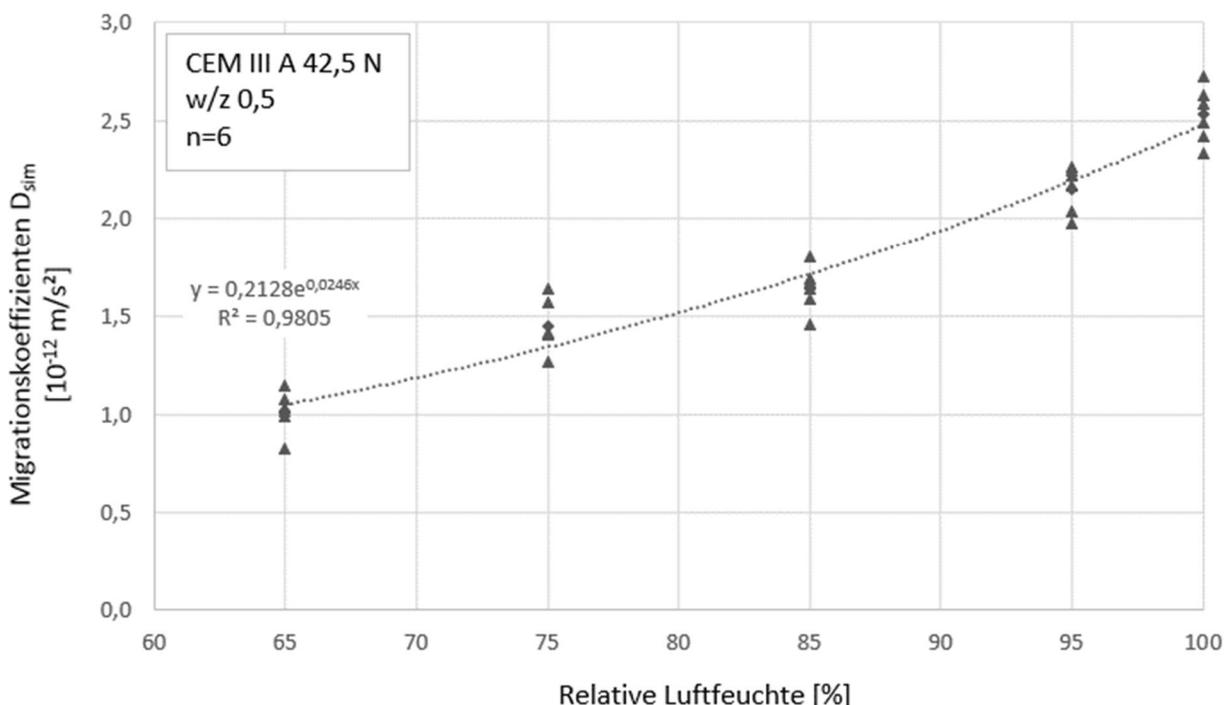


Abb. 5.16: Numerisch bestimmte Migrationskoeffizienten des CEM III-Betons in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte.

Wie beim CEM I-Beton, ist auch beim CEM III-Beton bei abnehmenden Feuchtegehalten eine wesentliche Reduzierung des Migrationskoeffizienten zu verzeichnen. Bei einer relativen Luftfeuchte von 95 % nimmt der Migrationskoeffizient des wasserteilgesättigten Betons im Vergleich zum wassergesättigten Beton durchschnittlich um ca. 15 % ab und sinkt bis zum Erreichen einer relativen Luftfeuchte von 65 % auf ca. $1,0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}^2$ ab. Ebenso kann, wie beim CEM I-Beton, die Abnahme des Migrationskoeffizienten im betrachteten Feuchtebereich näherungsweise durch eine Exponentialfunktion beschrieben werden. Im Gegensatz zum CEM I-Beton gibt es bei den jeweiligen Prüfkörpern mit gleicher Konditionierung bei allen Feuchtegraden lediglich geringe Abweichungen zwischen den ermittelten Migrationskoeffizienten.

Im direkten Vergleich von Abb. 5.15 und Abb. 5.16 ist erkennbar, dass die Abnahme des Migrationskoeffizienten beim CEM III-Beton weniger signifikant ausfällt als beim CEM I-Beton. Dies ist auf die höhere Gefügedichte bzw. Porenradialverteilung des CEM III-Betons zurückzuführen.

CEM III-Betone sind grundsätzlich mit weniger großen Kapillarporen versehen und können daher weniger Wasser aufnehmen als CEM I-Betone. Die in Abb. 5.3 dargestellten Versuchsergebnisse hinsichtlich des Feuchtespeicherverhaltens in Abhängigkeit vom verwendeten Bindemittel verdeutlichen diesen Effekt. Aus der Sorptionsisotherme wird zudem ersichtlich, dass bei der Desorption des CEM III-Betons prozentual weniger Wasser abgegeben wird als bei der Desorption des CEM I-Betons. Dementsprechend ist es nachvollziehbar, dass die Abnahme der Migrationskoeffizienten der CEM III-Betone bei abnehmender relativer Luftfeuchte weniger signifikant ausfällt als bei den CEM I-Betonen.

Die im Vergleich zu den Probekörpern der CEM I-Betone geringeren Abweichungen der Migrationskoeffizienten gleicher Konditionierung resultieren aus der Porenradienverteilung des CEM III-Betons. Der geringere Anteil an größeren Kapillarporen hat zur Folge, dass der Flaschenhals-Effekt weniger ausgeprägt ausfällt als beim CEM I-Beton, da das Verbleiben von großen Mengen Wasser in großen Kapillarporen durch einen versperrten Porenzugang weniger wahrscheinlich ist. Infolgedessen sind bei den CEM III-Probekörpern gleicher Konditionierung kleinere Abweichungen der Wassergehalte zu erwarten, wodurch wiederum auch die näher beieinanderliegenden Migrationskoeffizienten erklärt werden können.

Zur allgemeinen Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dem Migrationskoeffizienten des Betons und der Umgebungfeuchte bietet sich die Betrachtung eines relativen Abminderungsfaktors an. Als Referenzwert gilt hierbei der Migrationskoeffizient des wassergesättigten Betons. In Tab. 5.4 sind für die betrachteten Feuchtegehalte die jeweiligen Mittelwerte der simulierten Migrationskoeffizienten und die daraus abgeleiteten Abminderungsfaktoren der wasserteilgesättigten Betone im Vergleich zu den wassergesättigten Referenzbetonen dargestellt.

Tab. 5.4: Mittelwerte der numerisch bestimmten Migrationskoeffizienten und die daraus abgeleiteten Abminderungsfaktoren der wasserteilgesättigten Betone im Vergleich zu den wassergesättigten Referenzbetonen

Probekörper		Konditionierung [% r. F.]	Migrationskoeffizient D_{sim} [10^{-12} m/s ²]	Abminderungsfaktor zu REF [-]
CEM I-Beton	REF	100	18,04	-
	OS 4	100	18,23	1,00
		95	14,75	0,82
		85	10,17	0,56
		75	6,62	0,37
		65	3,32	0,18
CEM III-Beton	REF	100	2,52	-
	OS 4	100	2,53	1,00
		95	2,15	0,85
		85	1,64	0,65
		75	1,45	0,57
		65	1,02	0,40

Die Betrachtung der Abminderungsfaktoren verdeutlicht den bereits beschriebenen Effekt, dass die Migrationskoeffizienten des CEM I-Betons bei abnehmenden Feuchtegehalten stärker absinken als die Migrationskoeffizienten der CEM III-Betone.

In Abb. 5.17 sind für die beiden untersuchten Betone die Abminderungsfaktoren für die Migrationskoeffizienten in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte grafisch dargestellt. Zudem wurden die Ergebnisse von Nielsen aus [136] und Climent aus [137] ergänzt. Um eine Vergleichbarkeit der verschiedenen Versuchsreihen zu ermöglichen, wurden alle Versuchsergebnisse auf einen Abminderungsfaktor in Bezug auf den Referenzwert der wassergesättigten Probekörper umgerechnet.

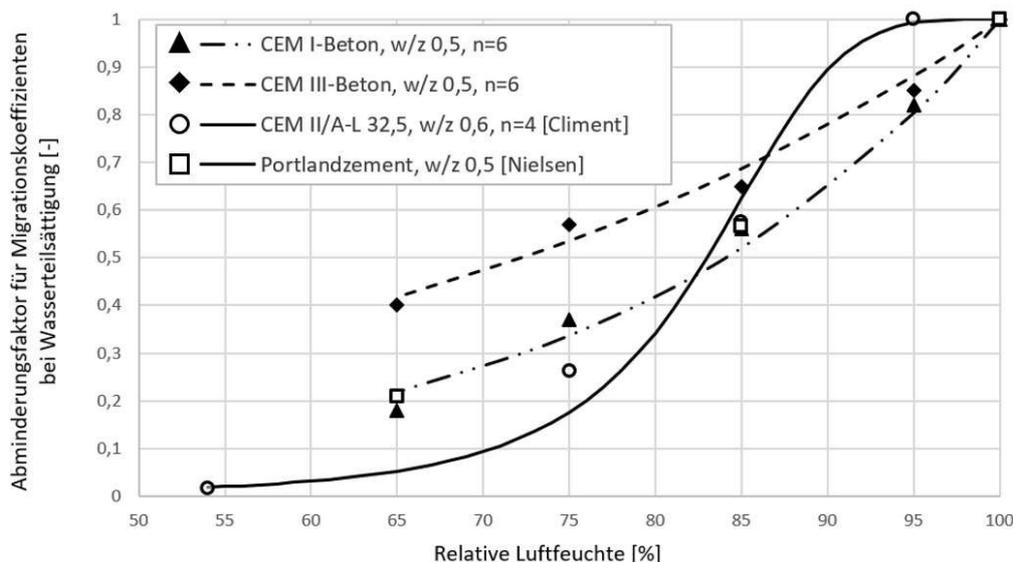


Abb. 5.17: Numerisch ermittelte Abminderungsfaktoren für Migrationskoeffizienten bei Wasserteilsättigung im Vergleich mit den in [136] und [137] experimentell bestimmten Migrationskoeffizienten

Ein direkter Vergleich der auf Basis der RCM-Versuchsreihe numerisch ermittelten Abminderungsfaktoren für Migrationskoeffizienten bei Wasserteilsättigung und den in [136] und [137] experimentell bestimmten Diffusionskoeffizienten ist nur bedingt möglich, da bei den verschiedenen Versuchsreihen Betone mit unterschiedlichen Bindemittelarten sowie w/z-Werte untersucht wurden und diese beiden Parameter, wie bereits beschrieben, einen wesentlichen Einfluss auf die Porenradialverteilung im Beton und damit auch auf den Migrationskoeffizienten haben.

Abgesehen davon liegen die Abminderungsfaktoren beider Untersuchungen im Feuchtebereich zwischen 65 % bis 85 % in einem vergleichbaren Größenbereich. Signifikante Differenzen zeichnen sich im Feuchtebereich von 95 % ab. Während bei den Untersuchungen von Climent fast der gleiche Diffusionskoeffizient wie bei der wassergesättigten Referenz ermittelt wurde, konnte bei den Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit eine Abminderung des Diffusionskoeffizienten um durchschnittlich 18 % (CEM I-Beton) bzw. 15 % (CEM III-Beton) in Bezug auf die wassergesättigte Referenz festgestellt werden. Die unterschiedlichen Ergebnisse bei hoher Luftfeuchte bzw. die überhöhten Diffusionskoeffizienten in der Versuchsreihe von Climent lassen sich auf die konzentrierte Beaufschlagung der Probekörper mit dampfförmiger Salzsäure zurückführen. Wie bereits in Abschnitt 5.2 erläutert, führt das Verfahren zu einer Änderung des Betongefüges im oberflächennahen Bereich. Durch die konzentrierte Beaufschlagung wird die Chloridbindekapazität des Betons lokal reduziert, was zu überhöhten Chloridwerten im Bauteilinneren führt. Besonders bei hohen Feuchtegehalten führt die hygroskopische Wirkung der Chloride zu einer Absorption von zusätzlichem Wasser aus der Umgebung, wodurch zusätzlich ein konvektives Eindringen der Chloride begünstigt wird. Vor diesem Hintergrund und auf Grundlage der Ergebnisse der eigenen Untersuchungen sind die erhöhten Diffusionskoeffizienten bei 95 % r. F. aus der Versuchsreihe von Climent kritisch zu bewerten.

5.5 Modellbildung

Wie bereits im vorausgegangenen Abschnitt beschrieben, kann die Abnahme des Migrationskoeffizienten für die beiden untersuchten Betonarten im betrachteten Feuchtebereich näherungsweise durch eine Exponentialfunktion beschrieben werden. Die Funktionsverläufe variieren dabei in Abhängigkeit vom verwendeten Bindemittel. Da die Verringerung des Migrationskoeffizienten bei abnehmender Luftfeuchte beim CEM III-Beton weniger signifikant ausfällt als beim CEM I-Beton, verläuft die Kurve der Abminderungsfunktion beim CEM III-Beton entsprechend flacher als beim CEM I-Beton.

Auf Grundlage der durchgeführten Laborversuche und der darauf aufbauenden numerischen Simulationen ergeben sich für die untersuchten Betone folgende materialspezifischen Funktionen zur Beschreibung der Abminderungsfaktoren für Migrationskoeffizienten von wasserteilgesättigten Betonen im Vergleich zum wassergesättigten Referenzbeton in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte.

Für CEM I-Beton (CEM I 42,5 N, w/z 0,5):

$$\varphi_{RH} = 0,013 e^{0,0434 \cdot RH} \quad \text{Gl. 72}$$

Für CEM III-Beton (CEM III A 42,5 N, w/z 0,5):

$$\varphi_{RH} = 0,082 e^{0,025 \cdot RH} \quad \text{Gl. 73}$$

mit:

φ_{RH} Abminderungsfaktor des Migrationskoeffizienten von wasserteilgesättigtem Beton im Vergleich zu wassergesättigtem Referenzbeton [-]

RH relative Luftfeuchte der Umgebungsluft [%]

In Abschnitt 4.2 wurde ein analytisches Modell (Gl. 67) zur Beschreibung der Chloridumverteilung nach Applikation einer systemabdichtenden Oberflächenschutzbeschichtung entwickelt. Dabei wurde zur Modellbildung über den gesamten Betrachtungszeitraum ein vollständig wassergesättigter Zustand des Betons angenommen.

Durch die Erweiterung von Gl. 67 mit dem materialspezifischen Abminderungsfaktor φ_{RH} kann für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Betone die Chloridumverteilung nach Abdichtung zu einem geschlossenem System in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte der Umgebungsluft mathematisch mit Hilfe von Gl. 74 beschrieben werden.

$$c(x, t_b) = \frac{1}{L} \int_0^L f(z) dz + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{L} \int_0^L f(z) \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{L}\right) dz \cdot e^{-\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 \varphi_{RH} \cdot D_{app,C} \cdot t_b} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot n \cdot x}{L}\right) \quad \text{Gl. 74}$$

mit:

$c(x, t_b)$ Chloridkonzentration in der Tiefenlage $x > 0$ nach einer Expositionsdauer t [M.-%/z]

L Gesamt-Bauteiltiefe [m]

$D_{app,C}$ Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient von Beton zum Beobachtungszeitpunkt $t_b = 0$ [m²/s]

x	Abstand von der Betonoberfläche [m]
t_b	Zeit ab dem Zeitpunkt der Bauteilabdichtung [s]
$f(z)$	Chloridverteilung im Beton zum Zeitpunkt der Bauteilabdichtung [M.-%/z]
φ_{RH}	Abminderungsfaktor des Migrationskoeffizienten von wasserteilgesättigtem Beton im Vergleich zu wassergesättigtem Referenzbeton [-]

Durch den Auftrag einer OS 4 Beschichtung im Rahmen des Instandsetzungsprinzips W-Cl kann auf Grundlage der Laboruntersuchungen von [130] von einer Austrocknung des Betons ausgegangen werden, wodurch mit Bezug auf die Versuchsergebnisse aus Tab. 5.4 eine Abminderung des Diffusionskoeffizienten des Betons und dadurch eine Verlangsamung der Chloridumverteilung zu erwarten ist. Ein verlangsamte Chloridumverteilung wiederum führt grundsätzlich zu einer Verlängerung der Restnutzungsdauer. Bei Anwendung dieses Ansatzes gilt zu beachten, dass die Austrocknung des Betons i. d. R. erst einige Zeit nach der Applikation der Beschichtung eintritt und die Chloridumverteilung bis dahin schneller vonstattengeht. Zudem ist zu erwarten, dass die Austrocknung im Bauteil in verschiedenen Tiefenbereichen in Abhängigkeit der jeweiligen Chloridkonzentration unterschiedlich stark ausfällt. Für eine präzise Beschreibung der Chloridumverteilung bei Wasserteilsättigung wird daher eine numerische Berechnung mit Berücksichtigung von - in Abhängigkeit der jeweiligen Bauteilfeuchte - tiefengestaffelten Diffusionskoeffizienten empfohlen.

5.6 Validierung durch Laborversuche

5.6.1 Einführung

Zur Validierung der in Abschnitt 5.5 entwickelten materialspezifischen Abminderungsfunktionen für Migrationskoeffizienten von wasserteilgesättigten Betonen und des darauf aufbauenden analytischen Modells zur Beschreibung der feuchteabhängigen Chloridumverteilung nach Applikation einer systemabdichtenden Oberflächenschutzbeschichtung wurden in einer weiteren Versuchsreihe Diffusionsversuche durchgeführt. Das Ziel der Untersuchungen war dabei, die auf Basis des mathematischen Modells und mit Hilfe der numerisch bestimmten Abminderungsfunktionen prognostizierten Chloridprofile mit im Laborversuch experimentell bestimmten Chloridprofilen zu vergleichen und damit die Praxistauglichkeit des Modells zu bewerten.

Hierzu wurde, in Übereinstimmung mit den in Abschnitt 4.6 durchgeführten Diffusionsversuchen zur Verifizierung des mathematischen Modells unter Annahme einer vollen Wassersättigung, der gleiche zweischichtige Probekörperaufbau mit einem chloridbelasteten Beton und einem zunächst chloridfreien Beton vorgesehen. Die Probekörper wurden auf zwei weitere verschiedene Feuchtegehalte (85 %, 75 % r. F.) konditioniert. Zur Ermittlung der feuchteabhängigen Chloridumverteilung wurden anschließend in fest definierten Zeitabständen Bohrmehlproben entnommen und auf Grundlage der ermittelten Werte Chloridprofile erstellt. Abschließend wurden die Versuchsergebnisse den Ergebnissen der analytischen Berechnung bzw. des FEM-Modells gegenübergestellt.

Im Rahmen der Versuchsreihe wurden der CEM I-Beton und der CEM III-Beton untersucht. Die genaue Mischungszusammensetzung kann Tab. 4.2 entnommen werden. Der Probekörperaufbau, die Probekörperherstellung sowie die Versuchsdurchführung erfolgten analog zu den in Abschnitt 4.6 beschriebenen Diffusionsversuchen und wird in den folgenden Ausführungen daher nicht weiter erläutert.

5.6.2 Probekörper und Versuchsprogramm

Im Rahmen der Laboruntersuchungen wurden Versuchsreihen mit zwei weiteren Feuchtegehalten vorgesehen. Entsprechend der Vorgehensweise aus Abschnitt 4.6 wurden zur Unterbindung von Austrocknung und Karbonatisierung die chloridfreien Probekörper nach der Betonherstellung sechs Tage bei 20 °C unter Wasser sowie die chloridhaltigen Betonscheiben in einer entsprechenden Chloridlösung gelagert. Anschließend wurden die Probekörper in Klimaschränken auf 85 % und 75 % r. F. konditioniert. Nach Erreichen der Massekonstanz wurden die Betonscheiben über eine 5 mm dicke Mörtelschicht elektrolytisch angekoppelt. Dabei wurden jeweils eine chloridfreie und eine chloridbelastete Betonscheibe mit gleicher Betonzusammensetzung und gleicher Feuchteconditionierung miteinander verbunden (vgl. Abb. 5.18).

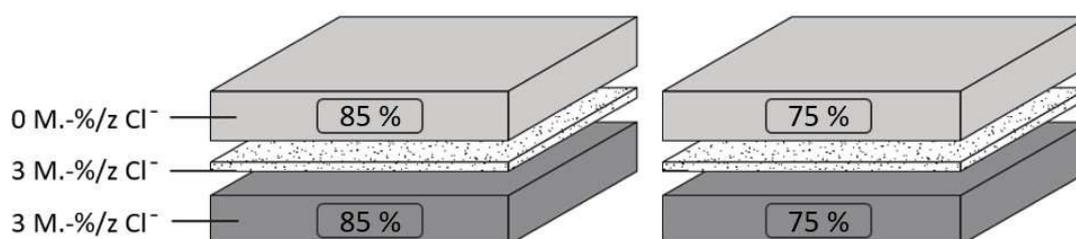


Abb. 5.18: Schematische Darstellung der elektrolytischen Ankopplung der chloridfreien und chloridhaltigen Betonscheiben mit unterschiedlichen Feuchtegehalten

Abschließend wurden die verbundenen Probekörper durch Applikation einer 2-Komponenten-Beschichtung auf Polyurethanbasis wasserdampfdicht verschlossen. 24 Stunden nach dem Beschichten wurden die Verbundprobekörper bis zur ersten Probeentnahme wieder in den jeweiligen Klimaschränken eingelagert.

Für beide Betonarten wurden je Feuchtegehalt jeweils zwei Probekörper vorgesehen. Die Bohrmehlentnahme erfolgte nach 4, 8 und 12 Monaten nach der elektrolytischen Ankopplung der beiden Betonscheiben. Von der Durchführung einer weiteren Versuchsserie für den im Rahmen der Migrationsversuche und numerischen Simulation betrachteten Feuchtebereich von 65 % r. F. wurde abgesehen, da sich bei Tastversuchen herausgestellt hat, dass der bereits in Abschnitt 4.6.5 beschriebene „Huckepack-Transport“ in Folge des zusätzlichen Feuchteintrags während der elektrolytischen Ankopplung der Betonscheiben bei 65 % r. F. die Messergebnisse sehr stark verfälscht und damit schwer bewertbar macht.

5.6.3 Ergebnisse und Auswertung

Die Ergebnisse der Bohrmehlprüfungen und die daraus resultierenden Chloridprofile zu den verschiedenen Untersuchungszeitpunkten sind im Detail in Anhang B aufgeführt. Zur Validierung des Modells wurde die Chloridumverteilung unter Berücksichtigung der im Laborversuch vorherrschenden Randbedingungen und der ermittelten materialspezifischen Abminderungsfunktionen (Gl. 72 und Gl. 73) in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte mit Hilfe von Gl. 74 mathematisch bestimmt. Zudem wurden die in Abschnitt 4.6 unter vereinfachter Annahme einer vollen Wassersättigung berechneten Chlorideindringtiefen der auf 98 % r. F. konditionierten Probekörper mit Hilfe der jeweiligen Abminderungsfaktoren angepasst und in die Betrachtung mit aufgenommen. Die detaillierten Ergebnisse der mathematisch prognostizierten Chlorideindringtiefen können Anhang B entnommen werden.

In Abb. 5.19 sind die im Laborversuch bestimmten Chloridprofile des CEM I-Betons für den Expositionszeitraum nach zwölf Monaten für alle drei betrachteten Feuchtegehalte zusammengefasst und den jeweiligen nach Gl. 74 mathematisch prognostizierten Chloridprofilen gegenübergestellt.

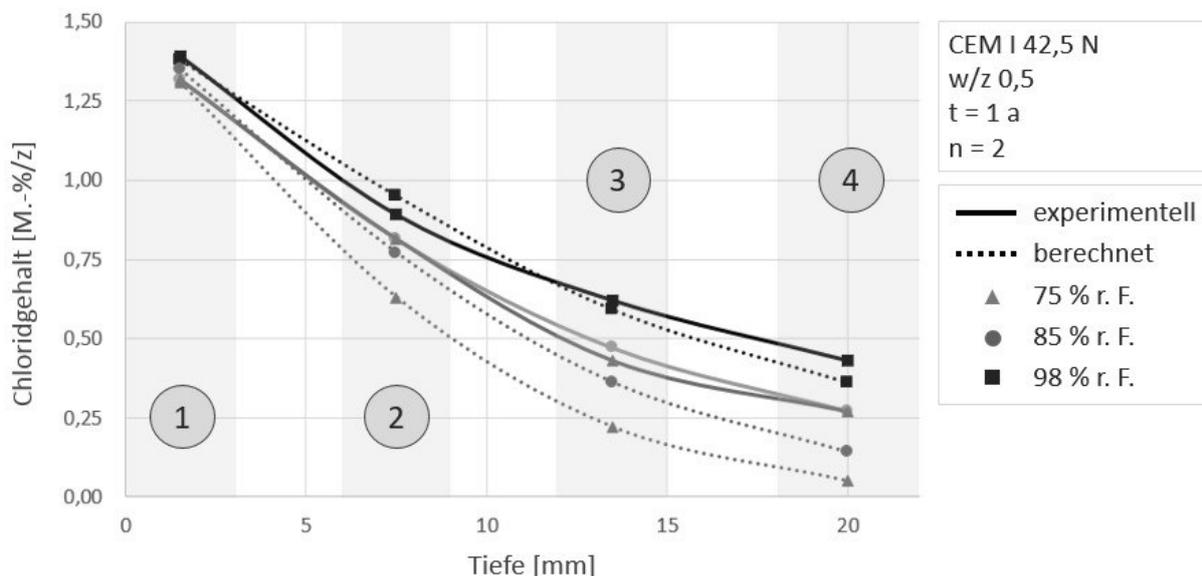


Abb. 5.19: Vergleich der an Probekörpern (CEM I-Beton) mit verschiedenen Feuchtegehalten gemessenen und nach Gl. 74 mathematisch prognostizierten Chloridprofile nach zwölf Monaten

Aus Abb. 5.19 ist zu entnehmen, dass bei dem auf 98 % r. F. konditionierten Beton das mathematisch prognostizierte Chloridprofil in Folge der Berücksichtigung des Abminderungsfaktors φ_{RH} in den Bereichen 1 und 2 nun näher an dem experimentell bestimmten Chloridprofil liegt als beim direkten Vergleich ohne Abminderungsfaktor in Abschnitt 4.6.5. Die mathematisch ermittelten Eindringtiefen für den Beton mit einer Konditionierung bei 98 % r. F. liegen dabei weiterhin über den im Laborversuch bestimmten Eindringtiefen. Bei den Versuchen bei 85 % r. F. stimmen die experimentell ermittelten Werte im oberflächennahen Bereich nach zwölf Monaten annähernd mit den mathematisch prognostizierten Werten überein. Wesentlich über den mathematisch prognostizierten Werten liegen die experimentell ermittelten Eindringtiefen des auf 75 % r. F. konditionierten Betons.

Diese Erscheinung ist auf den bereits thematisierten „Huckepack-Transport“, der beim elektrolytischen Ankoppeln der beiden Betonscheiben initiiert wird, zurückzuführen. Bei Probekörpern, die bei geringen Feuchtegehalten konditioniert wurden, kommen die Auswirkungen des „Huckepack-Transports“ in einer stärkeren Form zum Tragen, da sich in diesem Fall ein relativ großer Feuchtegradient zwischen der frisch aufgetragenen zementbasierten Verbindungsschicht und dem trockenen Beton einstellt. Dadurch gelangen die Chloride mit der kapillar eindringenden Feuchtigkeit wesentlich schneller in tiefe Bauteilschichten, als dies bei einem diffusionsgesteuerten Stofftransport der Fall wäre. Der direkte Vergleich der Chloridprofile gleicher Betonart und gleicher Feuchteconditionierung zu verschiedenen Zeitpunkten zeigt, dass es sich bei dem kapillaren „Huckepack-Transport“ um eine zeitlich begrenzte Erscheinung handelt, bei dem einmalig eine gewisse Menge an Chloriden über Kapillartransport im Probekörper bis zum Erreichen des Feuchtegleichgewichts verteilt wird. Zur Verdeutlichung des Effekts sind in Abb. 5.20 die Chloridprofile des auf 85 % r. F. konditionierten CEM I-Betons nach 4, 8 und 12 Monaten in einem Diagramm aufgeführt und den nach Gl. 74 prognostizierten Chloridprofilen gegenübergestellt.

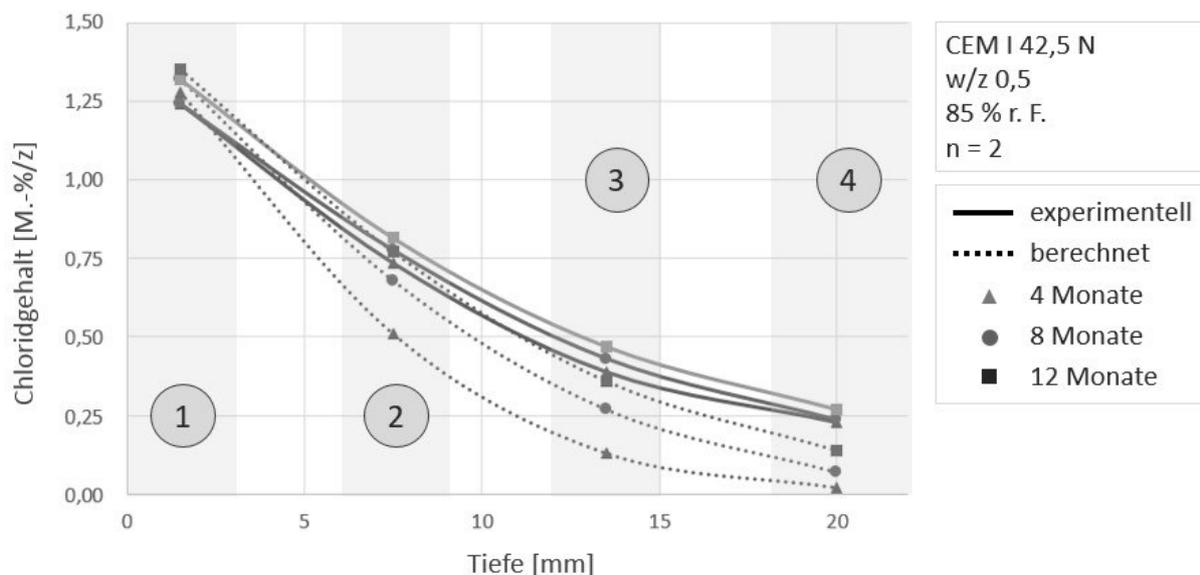


Abb. 5.20: Vergleich der an Probekörpern (CEM I-Beton) bei einer Konditionierung von 85 % r. F. gemessenen und nach Gl. 74 mathematisch prognostizierten Chloridprofile nach 4, 8 und 12 Monaten

Im Vergleich der Chloridprofile ist deutlich zu erkennen, dass infolge des zeitlich begrenzten „Huckepack-Transports“ nach elektrolitischer Ankopplung der Betonscheiben die experimentell bestimmten Chlorideindringtiefen nach einer Expositionsdauer von vier Monaten deutlich über den mathematisch berechneten Werten liegen. Aus der Gegenüberstellung der Chloridprofile wird jedoch auch ersichtlich, dass sich die experimentell bestimmten Chloridprofile mit zunehmender Expositionsdauer den mathematisch prognostizierten Chloridprofilen annähern.

In Abb. 5.21 sind die im Laborversuch bestimmten Chloridprofile des CEM III-Betons für den Expositionszeitraum nach zwölf Monaten für alle drei betrachteten Feuchtegehalte zusammengefasst und den jeweiligen nach Gl. 74 mathematisch prognostizierten Chloridprofilen gegenübergestellt.

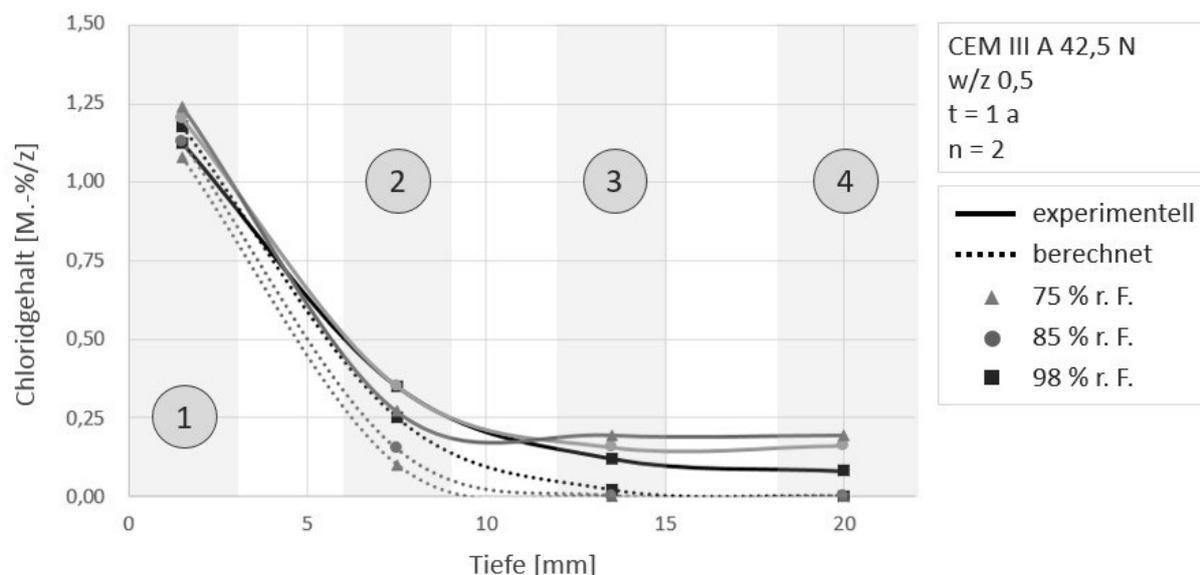


Abb. 5.21: Vergleich der an Probekörpern (CEM III-Beton) mit verschiedenen Feuchtegehalten gemessenen und nach Gl. 74 mathematisch prognostizierten Chloridprofile nach zwölf Monaten

Die Gegenüberstellung in Abb. 5.21 zeigt, dass die experimentell bestimmten Chloridprofile in den oberflächennahen Bereichen 1 und 2 grundsätzlich relativ nah an den mathematisch prognostizierten Chloridprofilen liegen. Deutliche Abweichungen sind wiederum in den tieferen Probekörperbereichen 3 und 4 sowie über den gesamten Probekörperquerschnitt bei den auf 75 % r. F. konditionierten Betonen zu erkennen. Nach einer Expositionsdauer von zwölf Monaten wurde im Tiefenbereich von 20 mm bereits eine Chloridkonzentration von 0,20 M.-%/z gemessen, obwohl nach Gl. 74 noch keine Chloride in dieser Tiefenlage zu erwarten gewesen wären.

Die Betrachtung der Chloridprofile des bei 75 % r. F. konditionierten CEM III-Betons zu den verschiedenen Betrachtungszeiträumen (Abb. 5.22) unterstreicht die getroffene Annahme, dass die erhöhte Chloridkonzentration in tieferen Probekörperschichten auf den „Huckepack-Transport“ zurückzuführen ist und dass es sich dabei um ein einmaliges Ereignis handelt.

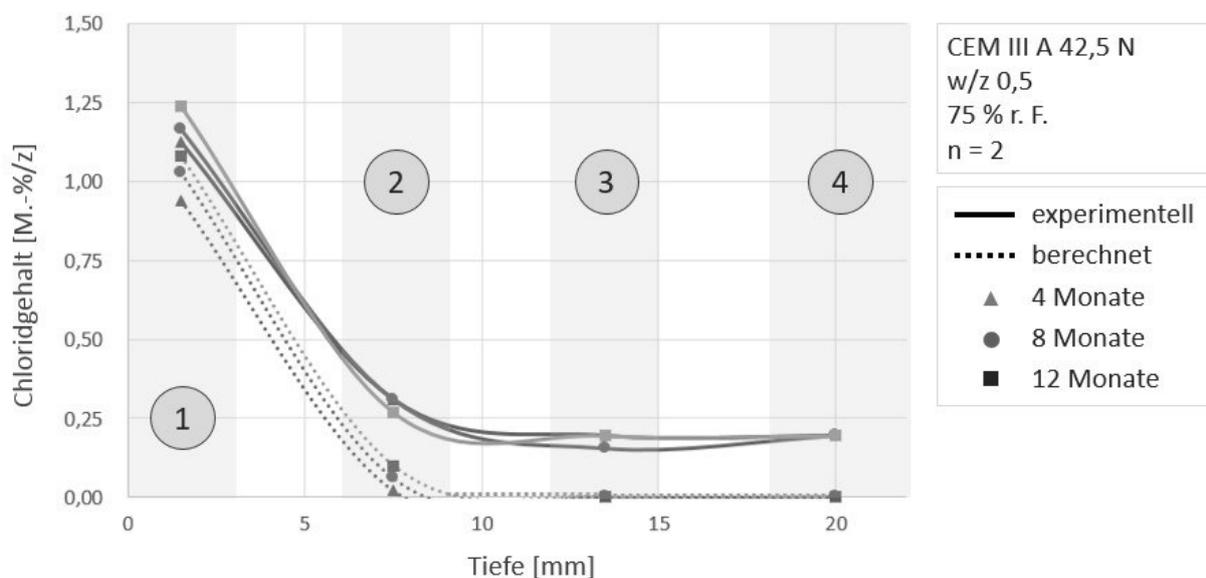


Abb. 5.22: Vergleich der an Probekörpern (CEM III-Beton) bei einer Konditionierung von 75 % r. F. gemessenen und nach Gl. 74 mathematisch prognostizierten Chloridprofile nach 4, 8 und 12 Monaten.

Im Vergleich der Chloridprofile ist deutlich zu erkennen, dass schon nach vier Monaten eine gewisse Menge an Chloriden in tiefere Probekörperschichten vorgedrungen ist und in den darauffolgenden Monaten lediglich eine vernachlässigbare kleine Änderung des Chloridgehaltes im tieferen Probekörperbereich erfolgt ist. Daraus resultiert mit steigender Expositionsdauer der Probekörper eine stetige Annäherung der mathematisch prognostizierten Chloridprofile an die experimentell bestimmten Chloridprofile.

5.6.4 Bewertung der Ergebnisse

Die Ergebnisse der Diffusionsversuche haben gezeigt, dass mit Hilfe der in Abschnitt 5.5 entwickelten materialspezifischen Abminderungsfunktionen die Chloridumverteilung in wasserteilgesättigten Betonen nach Applikation einer systemabdichtenden Oberflächenschutzbeschichtung hinlänglich genau beschrieben werden kann.

Die insbesondere bei Betonen mit niedriger Feuchteconditionierung registrierten Abweichungen zwischen den mathematisch prognostizierten und experimentell bestimmten Chloridprofilen können auf Grundlage der Versuchsergebnisse auf ein einmaliges und kurzeitiges Eindringen von Chloriden im Huckepack-Transport unmittelbar nach der elektrolytischen Ankopplung der Probekörper zurückgeführt werden. Der infolge des zusätzlichen Feuchteintrags initiierte kapillare Chloridtransport kommt dabei vor allem bei Betonen mit niedriger Feuchteconditionierung in besonders ausgeprägter Form zum Tragen. Der Versuchsaufbau eignet sich daher für Betone mit niedriger Feuchteconditionierung im Hinblick auf eine zielsichere Prognose der Chloridumverteilung nur bedingt.

Da bei der Anwendung in der Praxis ein zusätzlicher Feuchteintrag bzw. Kapillartransport nach Applikation einer systemabdichtenden Beschichtung ausgeschlossen werden kann, hat dieser Umstand jedoch keine Relevanz für die praktische Anwendung des Modells bei Bestandsbauten.

6 Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7

6.1 Einführung

Auf Basis der in dieser Arbeit entwickelten mathematischen Modelle werden im Folgenden, in Abhängigkeit von Umwelt- und Materialparametern, die Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7 betrachtet. Als Grenzzustand wird dabei das Überschreiten des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes auf Höhe der Bewehrung angenommen. Der Wert wurde für die Betrachtungen in dieser Arbeit mit 0,6 M.-%/z angesetzt und liegt damit, vor dem Hintergrund der im Rahmen des Instandsetzungsverfahrens 7.7 zu erwartenden Austrocknung der beschichteten Betone, im Hinblick auf die Abschätzung der Restnutzungsdauer auf der sicheren Seite. Zudem wird davon ausgegangen, dass die Applikation des Oberflächenschutzsystems zur einer vollständigen Systemabdichtung führt und der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt zum Zeitpunkt der Systemabdichtung den Bewehrungsstahl noch nicht erreicht hat.

Konkret soll die Frage beantwortet werden, bis zu welchen allgemeinen Randbedingungen eine Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 angewendet werden kann, ohne dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung im geplanten Restnutzungszeitraum überschritten wird.

In Abb. 6.1 ist exemplarisch die Entwicklung der Chloridumverteilung nach Systemabdichtung bis zum Ende einer vorgesehenen Restnutzungsdauer nach 50 Jahren dargestellt.

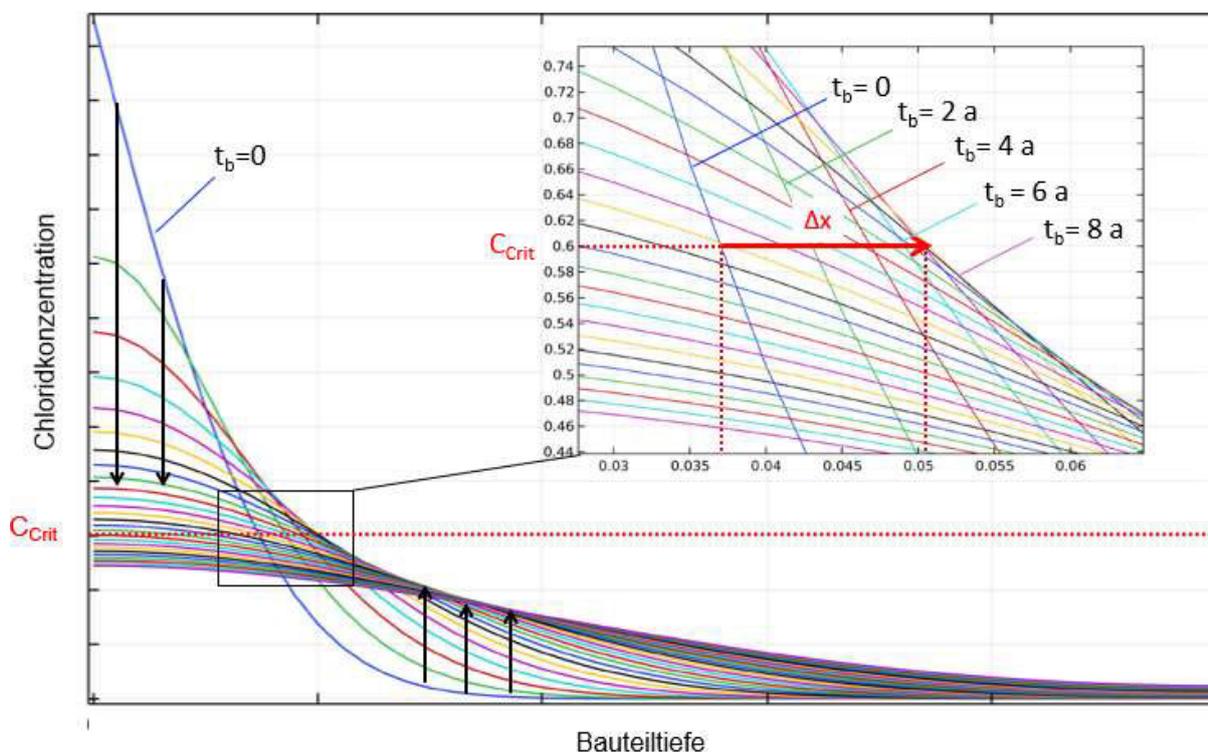


Abb. 6.1: Mathematisch prognostizierte Chloridumverteilung im Zeitraum von zwei bis 50 Jahren nach Applikation einer systemabdichtenden Oberflächenschutzbeschichtung

In der Darstellung ist grundsätzlich zu erkennen, dass es in Folge des diffusionsgesteuerten Konzentrationsausgleichs im oberflächennahen Bereich zu einem Absinken der Chloridgehalte kommt,

während in tieferen Bauteilschichten die Chloridkonzentration mit zunehmender Expositionsdauer ansteigt.

Zudem ist ersichtlich, dass in dem in Abb. 6.1 vergrößert dargestellten Bauteilbereich der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt in tiefere Bauteilschichten vordringt. Ob der definierte Grenzzustand im Rahmen der vorgesehenen Restnutzungsdauer erreicht wird, hängt maßgeblich von dieser Verschiebung ab. Zur Herleitung von praxisbezogenen Anwendungsgrenzen wurde die Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Abhängigkeit von den maßgebenden Material- und Umweltparametern im Rahmen einer Parameterstudie untersucht.

6.2 Parameterstudie

Die Parameterstudie wurde mit variierenden Diffusionskoeffizienten, Oberflächenkonzentrationen und Betonaltern durchgeführt. Der Betrachtungszeitraum für die Chloridumverteilung nach Systemabdichtung wurde auf maximal 50 Jahre festgelegt. Des Weiteren wurde angenommen, dass die Bauteiltiefe mindestens 0,25 m beträgt und der Chloridtransport rein diffusionsgesteuert erfolgt.

Im Folgenden sind ausgewählte Chloridprofile der Parameterstudie zur Betrachtung der Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7 dargestellt. Die Chloridumverteilung wurde für einen Zeitraum von zwei bis 50 Jahren nach der Systemabdichtung in einem Intervall von zwei Jahren abgebildet. Im Hinblick auf die Abschätzung der Restnutzungsdauer wurde zunächst der auf der sicheren Seite liegende Zustand der Wassersättigung angenommen. In Abb. 6.2 ist das Ergebnis der berechneten Chloridumverteilung der ersten Fallstudie dargestellt. Als Eingangsparameter wurden eine relativ hohe Oberflächenkonzentration (3,0 M.-%/z) mit einer Expositionsdauer von zehn Jahren sowie ein durchschnittlicher Diffusionskoeffizient in Höhe von $1,5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ angenommen.

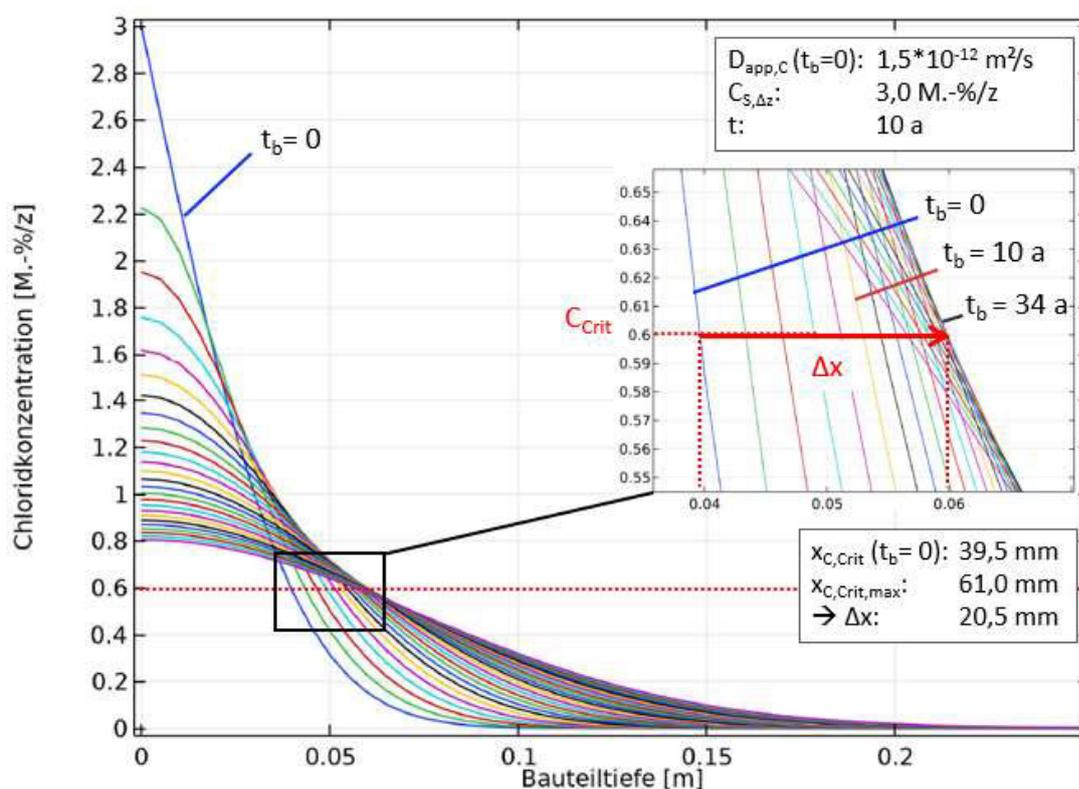


Abb. 6.2: Fallstudie 1: Chloridumverteilung nach Systemabdichtung im Zeitraum von zwei bis 50 Jahren mit hoher Oberflächenkonzentration und durchschnittlichem Diffusionskoeffizienten

Die Ergebnisse zeigen, dass sich der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt mit 20,5 mm um einen relativen großen Wert in Richtung Bauteilinneres verschoben hat. Zudem werden auch im Bauteilinneren durch die Umverteilung relative hohe Chloridkonzentrationen erreicht. Die im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten Variationen der Eingangsparameter haben gezeigt, dass die Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in x-Richtung im Wesentlichen von der Steigung des Chloridprofils im oberflächennahen Bereich sowie von der Oberflächenkonzentration abhängen.

Infolgedessen wurde ab der zweiten Fallstudie die Oberflächenkonzentration auf 2,0 M.-%/z reduziert und für das instanzzusetzende Bauteil ein Mindestalter von fünf Jahren angenommen. Trotz einer wesentlichen Erhöhung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten auf $8,5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ist in den Ergebnissen der Chloridumverteilung (Abb. 6.3) zu erkennen, dass sich das Chloridniveau durch die gewählten Anpassungen deutlich nach unten verschoben hat.

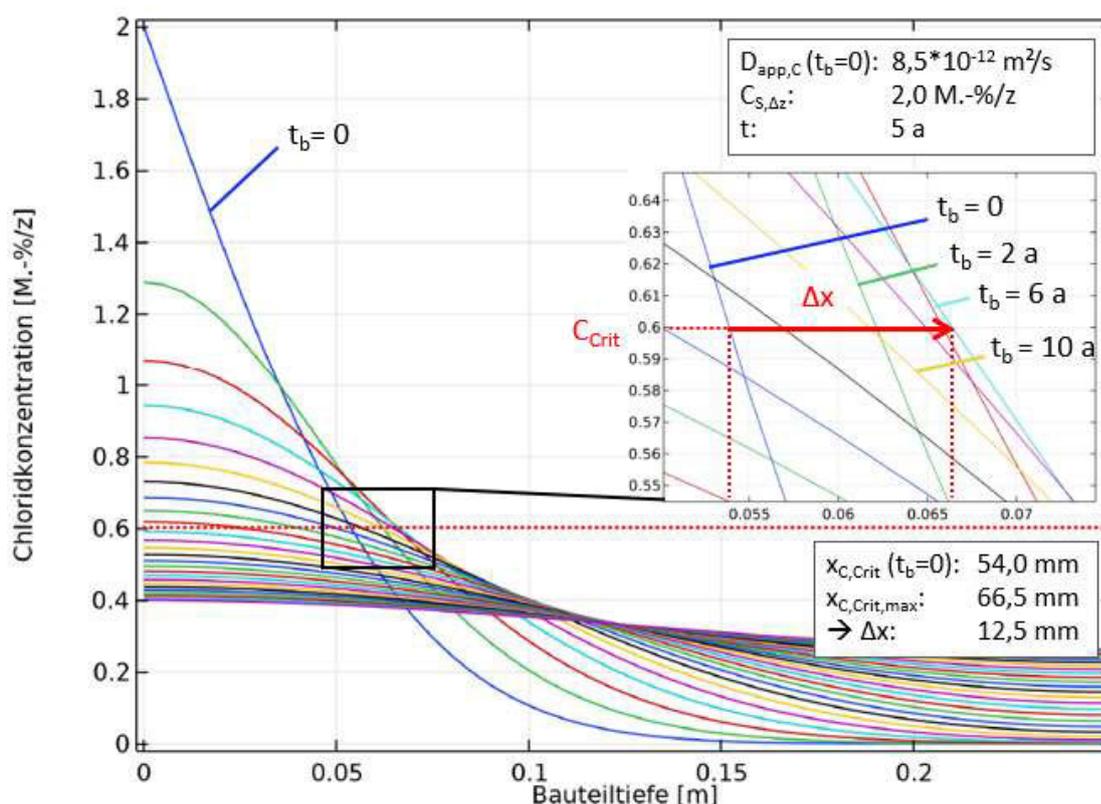


Abb. 6.3: Fallstudie 2: Chloridumverteilung nach Systemabdichtung im Zeitraum von zwei bis 50 Jahren mit niedrigerer Oberflächenkonzentration und relativ hohem Diffusionskoeffizienten

In Folge der Absenkung der Oberflächenkonzentration hat sich der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt im betrachteten Zeitraum mit 12,5 mm auch deutlich weniger in Richtung Bauteilinneres verschoben. Durch den relativ hoch angesetzten Diffusionskoeffizienten ist der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt absolut betrachtet nach der mit fünf Jahren angesetzten Expositionsdauer mit 54 mm jedoch bereits relativ weit in das Bauteilinnere vorgedrungen und hat je nach Ausführung des Bauteils die erste Lage der Bewehrung mutmaßlich schon erreicht.

Da die Betrachtung der Anwendungsgrenzen auf den Fall, dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt die Höhe der Bewehrung noch nicht erreicht hat, beschränkt werden soll, wurden in den aufbauenden Fallstudien ein niedrigerer Diffusionskoeffizient angesetzt.

In Abb. 6.4 sind die Ergebnisse der berechneten Chloridumverteilung der Fallstudie 3 dargestellt. Im Vergleich zur Fallstudie 2 wurde dabei lediglich ein kleinerer Diffusionskoeffizient ($4,8 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) angenommen.

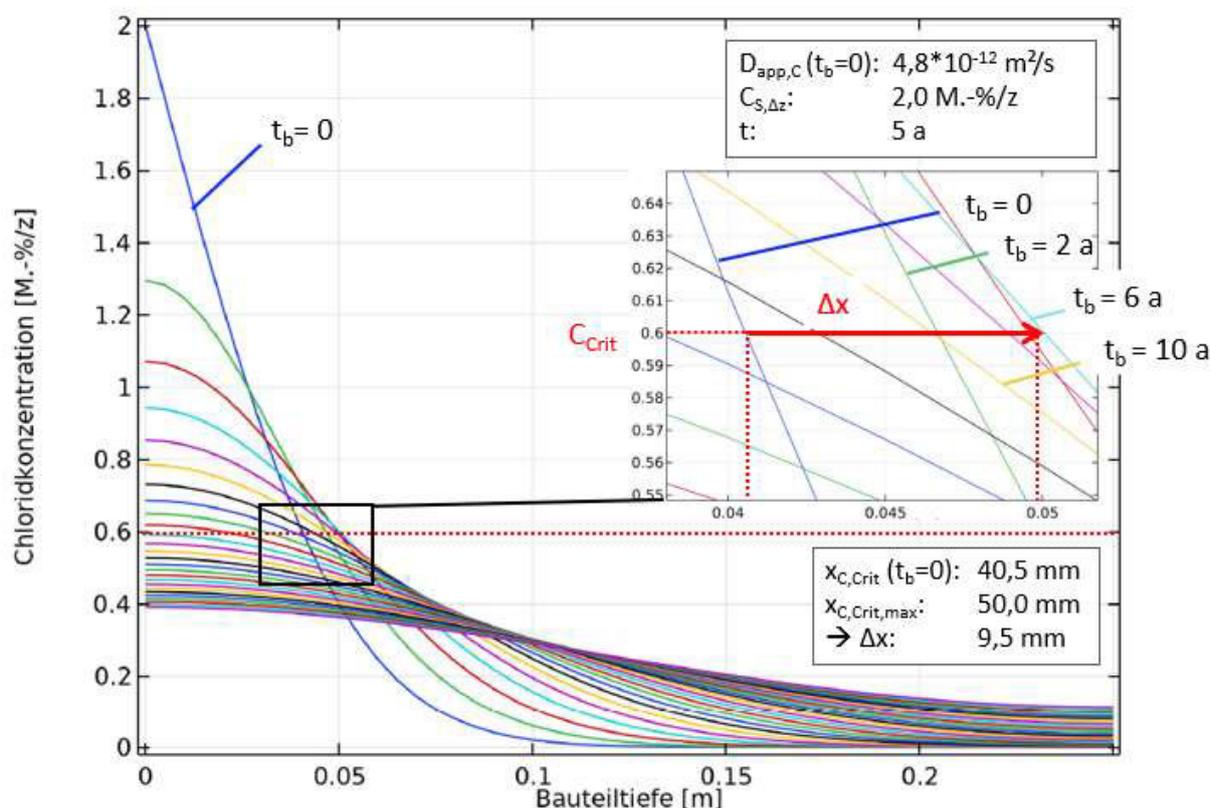


Abb. 6.4: Fallstudie 3: Chloridumverteilung nach Systemabdichtung im Zeitraum von zwei bis 50 Jahren mit niedrigerer Oberflächenkonzentration und durchschnittlichem Diffusionskoeffizienten.

Infolge der Absenkung des Diffusionskoeffizienten ist der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt im Vergleich zur Fallstudie 2 zum Zeitpunkt der Systemabdichtung mit 40,5 mm weniger tief in das Bauteil eingedrungen. Die Ergebnisse der Fallstudie 3 zeigen auch, dass infolgedessen die Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes im Rahmen der Umverteilung nach Systemabdichtung mit maximal 9,5 mm im betrachteten Zeitraum weniger signifikant ausfällt.

Auf Basis dieser Erkenntnis wurden die Randbedingungen dahingehend angepasst, dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt in Höhe von 0,60 M.-%/z maximal bis zu 4 cm tief in das Bauteil eingedrungen sein darf. Unter dieser Annahme konnte in keiner der darauf aufbauenden Fallstudien eine Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes größer als 10 mm in Richtung Bauteilinneres erreicht werden.

6.3 Anwendungsgrenzen bei Wassersättigung

Auf Grundlage der durchgeführten Parameterstudien wurden zur Entwicklung von allgemeingültigen Anwendungsgrenzen für das Instandsetzungsverfahren 7.7 folgende Randbedingungen hergeleitet:

- Bauteilalter: > 5 Jahre
- Bauteiltiefe: > 25 cm
- Oberflächenkonzentration: < 2,0 M.-%/z
- Chloridgehalt in 4 cm Tiefe: < 0,60 M.-%/z

Bei Einhaltung dieser Randbedingungen kann folgende allgemeingültige Aussage getroffen werden:

Wenn der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt (0,6 M.-%/z) zum Zeitpunkt der Systemabdichtung mindestens **10 mm** von der ersten Lage der Bewehrung entfernt ist, wird der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung, infolge der Chloridumverteilung nach Applikation einer systemabdichtenden Oberflächenschutzbeschichtung, zu keinem Zeitpunkt der vorgesehenen Restnutzungsdauer (maximal 50 Jahre) überschritten.

Diese Aussage korreliert mit den von Rahimi in [30] entwickelten Anwendungsgrenzen zur Ermittlung der erforderlichen Mindestabtragtiefe der Betondeckung im Rahmen des Instandsetzungsprinzips R, obgleich in diesem Fall die Randbedingungen weiter gefasst wurden.

Eine Abweichung von den oben aufgeführten Randbedingungen hat auf die Anwendungsgrenzen folgende Auswirkungen:

Bauteilalter:

Zu Beginn des Expositionszeitraums sind chloridbelastete Bauteile durch einen relativ großen Konzentrationsgradienten über den Bauteilquerschnitt gekennzeichnet. Ein großer Konzentrationsgradient im Bauteil zum Zeitpunkt der Anwendung des Instandsetzungsverfahrens 7.7 führt im Rahmen der Chloridumverteilung zu einer verstärkten Verlagerung der Chloridionen in Richtung Bauteilinneres. Bei Betonbauteilen, die bereits über einen größeren Zeitraum mit Chloriden exponiert sind, liegt i. d. R. ein kleiner Konzentrationsgradient vor, wodurch nach Anwendung des Instandsetzungsverfahrens 7.7 im Vergleich zu sehr jungen Betonbauteilen tendenziell mit einer geringeren Chloridumverteilung in Richtung Bauteilinneres zu rechnen ist. Hinsichtlich der Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7 lässt sich dadurch schlussfolgern, dass mit steigenden Expositionsdauern vor der Instandsetzung tendenziell von einer verringerten Chloridumverteilung ausgegangen werden kann. Aus diesem Grund wurde auf Basis der durchgeführten Parameterstudie als Randbedingung eine Expositionsdauer von mindestens 5 Jahren vor der Durchführung der Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 festgelegt. Die Fragestellung, ob bei größeren Expositionszeiträumen die Möglichkeit einer Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 damit auch bei Bauteilen, bei denen der Abstand der Lage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes und der Bewehrung bereits kleiner als 10 mm ist, gegeben ist, kann aufgrund der Abhängigkeit der Chloridumverteilung von den weiteren Parametern nicht pauschal beantwortet werden und erfordert jeweils eine Prüfung im Einzelfall. So ist in Abb. 6.5 das Ergebnis der Chloridumverteilung eines zum Zeitpunkt der Instandsetzung 30 Jahre alten Betonbauteils dargestellt. Trotz einer Expositionsdauer von 30 Jahren vor dem Zeitpunkt der Instandsetzung stellt sich eine Verschiebung der Chloridfront in Höhe des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres von 9,5 mm ein.

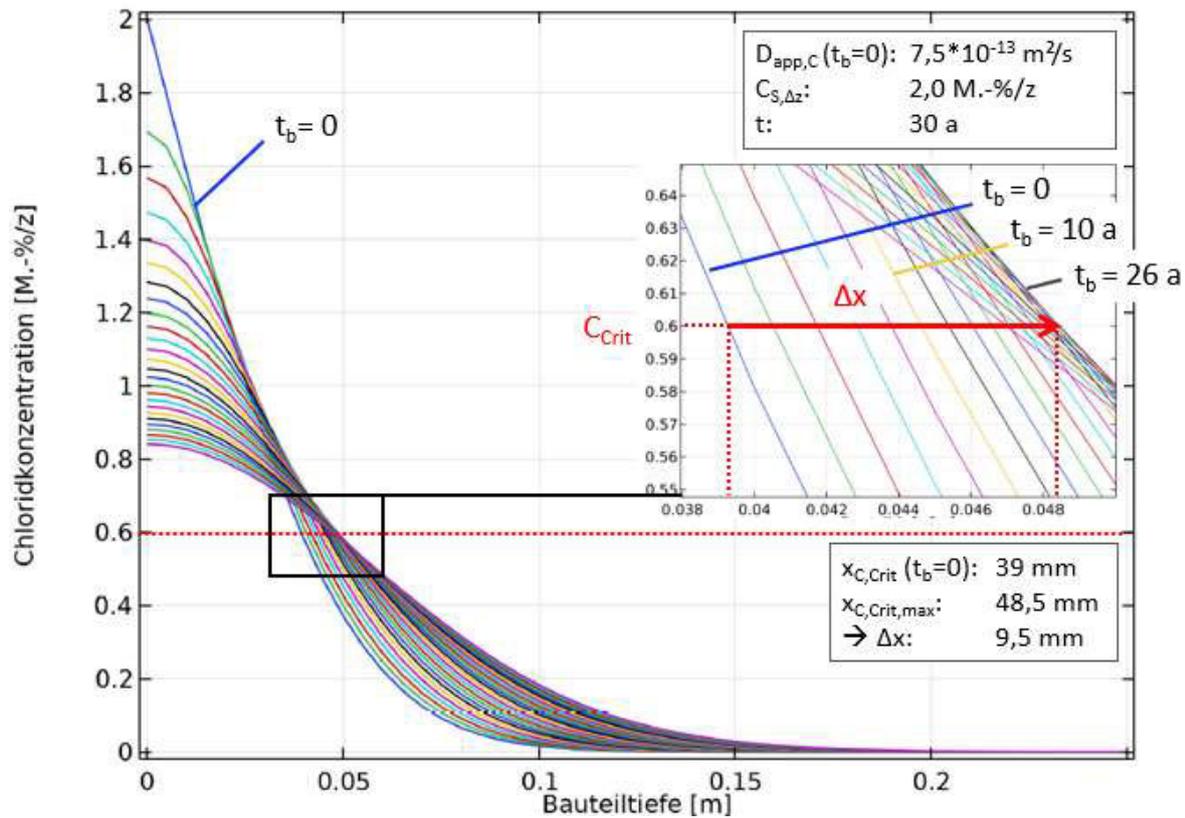


Abb. 6.5: Fallstudie 4: Chloridumverteilung nach Systemabdichtung im Zeitraum von zwei bis 50 Jahren mit niedrigerer Oberflächenkonzentration und 30-jähriger Expositionsdauer vor der Instandsetzung.

Bauteiltiefe:

Nach Anwendung des Instandsetzungsverfahrens 7.7 und der damit eintretenden Abdichtung des Bauteils zu einem geschlossenen System, ist infolge der diffusionsgesteuerten Chloridumverteilung bei Betrachtung des Grenzwertes $t_b \rightarrow \infty$ ein vollständiger Konzentrationsausgleich über den gesamten Bauteilquerschnitt zu erwarten. Unter Annahme einer homogenen Verteilung der Chloride, hängt die Höhe der Chloridkonzentration zum Zeitpunkt $t_b \rightarrow \infty$ demnach maßgeblich von der Bauteiltiefe ab. Mit steigender Bauteiltiefe stellt sich ein niedrigeres Konzentrationsniveau ein. Dieser Effekt fällt unter Praxisbedingungen jedoch erst nach langen Betrachtungszeiträumen und in Kombination mit großen Oberflächenkonzentrationen ins Gewicht, da in jungem Betonalter die Chloridfront keine vollständige Durchdringung des Bauteils erreicht. Unter praktischen Gesichtspunkten ist demnach die Chloridverteilung im oberflächennahen Bereich (bis circa 0,10 m Tiefe) maßgebend für die Chloridumverteilung. Große Bauteildicken als die als Randbedingung festgelegte Mindestdicke von 0,25 m haben demnach in den relevanten Betrachtungszeiträumen keinen erkennbaren Einfluss.

Oberflächenkonzentration:

Die Oberflächenkonzentration hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Chloridumverteilung im Beton. Auf Grundlage der Ergebnisse der Parameterstudie, lässt sich schlussfolgern, dass die Definition allgemeingültiger Anwendungsgrenzen zur Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 für Chloridkonzentrationen $> 2 \text{ M.-%/z}$ nicht zielführend sind, da erfahrungsgemäß zum Zeitpunkt der Beschichtung der Chloridgehalt auf Höhe bzw. in der Nähe der Bewehrung meist schon im Bereich des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes liegt und zusätzlich nach der Applikation der Beschichtung im Rahmen der Chloridumverteilung eine relativ große Verschiebung der Chloridionen

in Richtung Bauteilinneres zu erwarten ist. Inwiefern eine Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 bei Oberflächenkonzentrationen von größer als 2 M.-%/z möglich ist bedarf einer rechnerischen Überprüfung im Einzelfall.

Lage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes:

Zur Definition der allgemeingültigen Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7 wurde als Randbedingung festgelegt, dass die Chloridfront mit der Konzentration des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes nicht tiefer als 4 cm in das Bauteil eingedrungen sein darf. Die Festlegung dieser Randbedingung resultiert zunächst aus praktischen Gesichtspunkten, da nach [141] die Lage der Bewehrung je nach Expositionsklasse zwischen 3,0 bis 5,5 cm Entfernung von der Bauteiloberfläche vorzufinden ist. Überdies konnte im Rahmen der Parameterstudie (vgl. Fallstudie 2) festgestellt werden, dass eine Überschreitung des korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Bauteiltiefen größer als 4 cm mit einer größeren Verschiebung des Grenzwertes in Richtung Bauteilinneres verbunden ist. Für Betonbauteile, bei denen der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt bereits tiefer als 4 cm in den Beton eingedrungen ist, stellt sich eine Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 daher in den meisten Fällen als schwierig dar und erfordert eine Überprüfung im Einzelfall. Liegt der Grenzwert wesentlich näher an der Betonoberfläche bedeutet dies im Umkehrschluss jedoch nicht, dass eine Anwendung des Instandsetzungsverfahrens 7.7 grundsätzlich mit größeren Sicherheitsreserven erfolgen kann.

Um die Darstellung einer möglichst großen Bandbreite von Betonarten zu ermöglichen, wurde bei der Formulierung der Randbedingungen von einer Eingrenzung des Diffusionskoeffizienten abgesehen.

6.4 Anwendungsgrenzen bei Wasserteilsättigung

Die in Abschnitt 6.3 ermittelten Anwendungsgrenzen gelten unter Annahme eines rein diffusionsgesteuerten Stofftransports sowie einer vollständigen Wassersättigung des Betons über die gesamte Restnutzungsdauer. Die im Rahmen der Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 tendenziell zu erwartende Austrocknung des Betons führt prinzipiell zu einer Verlangsamung der Chloridumverteilung und damit zu einer Verlängerung der Restnutzungsdauer.

Die Ergebnisse der Parameterstudien haben gezeigt, dass die maximale Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres jedoch nicht zwingend zum Ende der Restnutzungsdauer, sondern in Abhängigkeit von den gegebenen Randbedingungen, durchaus zu einem beliebigen Zeitpunkt des Restnutzungszeitraums erfolgen kann. So wird beispielsweise in Fallstudie 3 (vgl. Abb. 6.4) die maximale Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres bei einem Beton mit vollständiger Wassersättigung bereits sechs Jahre nach der Systemabdichtung erreicht. Danach kommt es durch die Chloridumverteilung bis zum Ende der anvisierten Restnutzungsdauer von 50 Jahren zu einer Rückverschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteiloberfläche. Die zeitabhängige Verschiebung der Chloridfront in Höhe des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres und zurück Richtung Bauteiloberfläche ist für den Zeitraum von 0 bis 14 Jahren in Abb. 6.6 dargestellt.

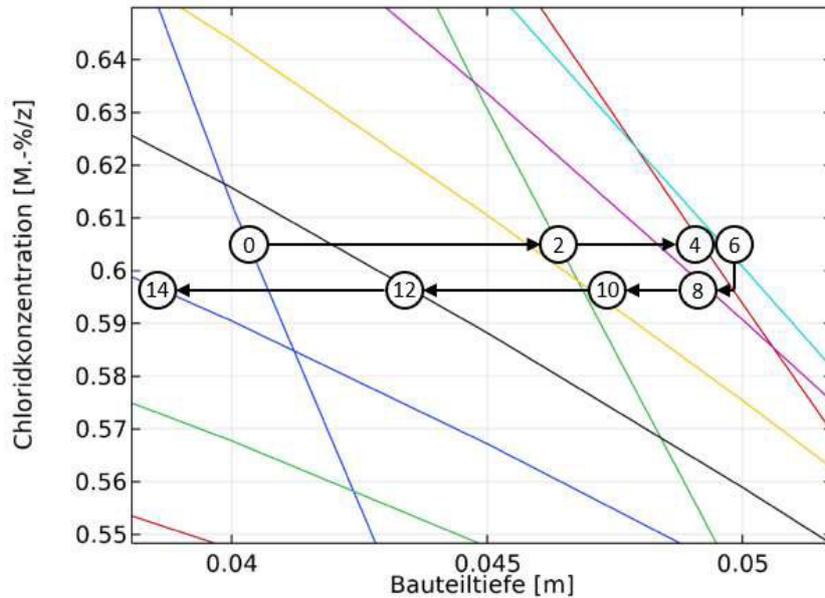


Abb. 6.6: Zeitabhängige Verschiebung der Chloridfront mit dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt der Fallstudie 3 im Zeitraum von 0 bis 14 Jahre nach der Instandsetzung mit dem Verfahren 7.7

Eine Austrocknung des Betons, welche im entwickelten Berechnungsmodell mathematisch durch eine Abminderung des Diffusionskoeffizienten berücksichtigt wird, wirkt sich retardierend auf die Chloridumverteilung aus, hat aber keinen Einfluss auf die Größe Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres. Zur Verdeutlichung dieses Effektes ist in Abb. 6.7 das Ergebnis der Chloridumverteilung von Fallstudie 3 unter Berücksichtigung eines modifizierten Diffusionskoeffizienten dargestellt. Dabei wurde der Diffusionskoeffizient unter Annahme einer durchschnittlichen relativen Feuchte von 65 % entsprechend den Ergebnissen von Tab. 5.4 um den Faktor 0,18 exemplarisch abgemindert.

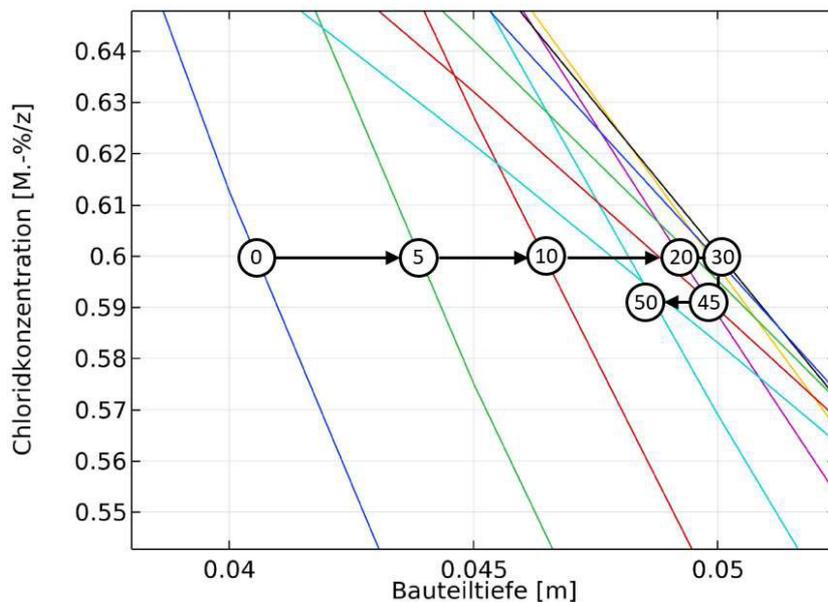


Abb. 6.7: Zeitabhängige Verschiebung der Chloridfront mit dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt der Fallstudie 3 mit abgemindertem Diffusionskoeffizienten (Faktor 0,18) im Zeitraum von 0 bis 50 Jahre (Intervall 5 Jahre) nach der Instandsetzung mit dem Verfahren 7.7

Das Ergebnis zeigt, dass sich durch die Abminderung des Diffusionskoeffizienten die Zeitspanne bis zum Erreichen der maximalen Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres von sechs Jahren auf 30 Jahre um den Faktor fünf vergrößert, die absolute Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres aber genauso groß ist wie in Fallstudie 3 mit nicht abgemindertem Diffusionskoeffizienten (vgl. Abb. 6.6).

Das bedeutet, dass die Chloridfront bei wasserteilgesättigten Betonen genauso weit in das Bauteilinnere vordringt wie bei wassergesättigten Betonen. Unter Einhaltung der in Abschnitt 6.3 definierten Randbedingungen bewegt sich die Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres stets im Bereich < 10 mm. Die maximale Verschiebung in Richtung Bauteilinneres wird in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt jedoch zu einem späteren Zeitpunkt erreicht.

Aufgrund der bereits beschriebene Tatsache, dass die maximale Verschiebung in Richtung Bauteilinneres i. d. R. nicht zum Ende der anvisierten Restnutzungsdauer erfolgt, sondern in Abhängigkeit der Material- und Umweltparameter (vgl. Fallstudie 3) bereits kurze Zeit nach der Instandsetzung erreicht werden kann, ist die Überführung der in Abschnitt 5.5 entwickelten Abminderungsfunktionen zur Berücksichtigung des Sättigungsgrades des Betons in allgemeingültige Anwendungsgrenzen mit Bezug auf die Lage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes nicht ohne weiteres möglich. Zur Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren für wasserteilgesättigte Betone empfiehlt sich daher eine Berechnung der Chloridumverteilung im Einzelfall.

7 Zusammenfassung

Das Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. die Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 sind im Vergleich zu konventionellen Instandsetzungsverfahren, wie beispielsweise das Entfernen des chloridbelasteten Betons und anschließender Reprofilierung mit einer deutlichen Reduzierung der Instandsetzungskosten, Verkürzung der Instandsetzungsdauern und Reduktion der CO₂-Emissionen verbunden.

Für karbonatisierungsinduzierte Korrosion wurde die Wirksamkeit des Instandsetzungsprinzips W-Cl bereits wissenschaftlich nachgewiesen. Für die Anwendung des Prinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion sind in den bestimmenden Regelwerken aufgrund von ungeklärten Fragen im Hinblick auf die Wirksamkeit des Verfahrens deutliche Warnhinweise gegeben und entsprechende Anwendungsbeschränkungen konstituiert, die eine praxisgerechte Anwendung der Verfahren kaum möglich machen.

Ziel dieser Arbeit war es im Rahmen von grundlegenden Untersuchungen die Wirkungsweisen und Mechanismen des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 besser zu verstehen, um damit einen Beitrag zur Schaffung der erforderlichen Grundlagen für eine breitere Anwendung der Verfahren in der Praxis zu leisten.

Korrosion in Stahlbeton kann erst nach Überschreiten des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes auf Höhe der Bewehrungslage initiiert werden. Um die Wirksamkeit des Prinzips W-Cl, der Verfahren 7.7 und 8.3 bzw. die Restnutzungsdauer eines Bauteils nach Anwendung der Instandsetzungsverfahren prognostizieren zu können, ist es daher zwingend notwendig die Chloridumverteilung nach der Anwendung der Instandsetzungsverfahren beschreiben zu können.

Im Fokus dieser Arbeit stand daher die Entwicklung eines allgemeingültigen Modells zur Beschreibung der Chloridumverteilung in Beton nach der Instandsetzung nach dem Prinzip W-Cl bzw. nach den Verfahren 7.7 und 8.3.

Chloridumverteilung bei Wassersättigung

Hierzu wurden zunächst vereinfachend eine vollständige Wassersättigung des Betons und ein rein diffusionsgesteuerter Stofftransport angenommen. Im Rahmen der getroffenen Annahmen kann die Chloridumverteilung im Beton auf Basis des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes beschrieben werden.

Weiter wurde angenommen, dass die im Rahmen der Instandsetzung nach dem Prinzip W-Cl bzw. nach den Verfahren 7.7 und 8.3 vorgesehene Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung zu einer vollständigen Abdichtung des Bauteils führt. Unter Betrachtung der sich einstellenden Randbedingungen wurde eine Lösung der Differentialgleichung hergeleitet. Das entwickelte mathematische Modell mit einer in sich geschlossenen analytischen Lösung ermöglicht unter Annahme einer vollen Wassersättigung die Berechnung der Chloridumverteilung nach Applikation einer systemabdichtenden Oberflächenschutzbeschichtung ohne spezielle FEM-Simulations-Software.

Abschließend wurde das mathematische Modell mit Hilfe der Software COMSOL® durch numerische Simulationen sowie durch Laborversuche validiert.

Chloridumverteilung bei Wasserteilsättigung

Durch die Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung im Rahmen des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Instandsetzungsverfahren 7.7 und 8.3 ist über die Zeit mit einer Austrocknung des

Betons zu rechnen, welche direkte Auswirkungen auf das Diffusionsverhalten von Chloriden in Beton hat. Im Rahmen von Laborversuchen wurde der Einfluss des Feuchtegehaltes auf den Diffusionskoeffizienten des Betons untersucht.

Hierzu wurden Migrationsversuche von wasserteilgesättigten Probekörpern vorgesehen, die zur Verhinderung der kapillaren Wasseraufnahme und dem damit einhergehenden Huckepack-Transport von Chloriden mit einer Beschichtung versehen wurden, welche konvektive Transportmechanismen unterbindet, Ionendiffusion aber weiterhin zulässt.

Die im Laborversuch ermittelten Ergebnisse wurden anschließend in ein FEM-Modell überführt. Mit Hilfe von numerischen Berechnungen wurden die Migrationskoeffizienten des Betons ermittelt und auf Basis dieser Ergebnisse materialspezifische Abminderungsfunktionen zur Berücksichtigung des Einflusses des Feuchtegehaltes auf das Diffusionsverhalten des Betons entwickelt. Die entwickelten Abminderungsfunktionen wurden abschließend im Rahmen von Laboruntersuchungen mit Hilfe von Diffusionsversuchen validiert.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Austrocknung des Betons die Chloridumverteilung im Beton maßgeblich verlangsamt und damit unter der Voraussetzung, dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt die Höhe der Bewehrung noch nicht erreicht hat, zu einer deutlichen Verlängerung der Restnutzungsdauer führen kann. So wurde im Rahmen der in Abschnitt 5.4 beschriebenen Versuchsserie für den untersuchten CEM I-Beton bei einer Konditionierung von 65 % r. F. eine Abminderung des Diffusionskoeffizienten auf 0,18 % in Bezug auf den wassergesättigten Referenzprobekörper festgestellt, woraus in Abhängigkeit der weiteren Umwelt- und Materialparameter eine Verlängerung der Restnutzungsdauer um etwa den Faktor fünf zu erwarten ist.

Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsprinzips 7.7

Auf Basis der entwickelten analytischen Lösung zur Beschreibung der Chloridumverteilung bei vollständiger Wassersättigung wurden die Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7 betrachtet. Als Grenzzustand wurde dabei das Erreichen des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes auf Höhe der Bewehrung angenommen.

Im Rahmen einer Parameterstudie mit Variation der im Hinblick auf die Chloridumverteilung maßgeblichen Material- und Umweltparameter wurden allgemeingültige Grenzwerte für Randbedingungen hergeleitet, bis zu denen eine Instandsetzung nach dem Verfahren 7.7 angewendet werden kann, ohne dass im Zuge der Chloridumverteilung der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung im geplanten Restnutzungszeitraum überschritten wird.

Von einer Aussage bezüglich allgemeinen Anwendungsgrenzen von wasserteilgesättigten Betonen wurde abgesehen. Der Grund dafür ist, dass die Austrocknung lediglich zu einer Verlängerung der Restnutzungsdauer führt, jedoch keinen Einfluss auf die maximale Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in Richtung Bauteilinneres hat, die in Abhängigkeit von den Randbedingungen bereits auch schon in frühen Phasen der anvisierten Restnutzungsdauer erfolgen kann.

8 Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Modelle zur Beschreibung der Chloridumverteilung in abgedichteten Systemen bilden eine fundierte Grundlage zur Abschätzung von Restnutzungsdauern von chloridbelasteten Betonbauteilen nach Applikation eines Oberflächenschutzsystems im Rahmen des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3.

Zum Ermöglichen einer vereinfachten Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 in der Baupraxis werden nach den Ergebnissen dieser Arbeit fortführende Untersuchungen zu folgenden Fragestellungen als zielführend erachtet:

Quantifizierung des Austrocknungsverhaltens von Beton nach Beschichtung mit einem OS-System

Durch die bei Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bzw. der Verfahren 7.7 und 8.3 vorgesehene Applikation eines Oberflächenschutzsystems wird ein intermittierender Feuchteeintrag in den Beton verhindert, woraus in der Folge langfristig mit einer Austrocknung des Betons gerechnet werden kann. Im Rahmen dieser Arbeit wurden Abminderungsfunktionen entwickelt, mit deren Hilfe der Einfluss des Feuchtegehaltes des Betons auf den Diffusionskoeffizienten und die Chloridumverteilung beschrieben werden kann.

In welcher Größenordnung die Austrocknung nach Applikation der Oberflächenschutzbeschichtung von statten geht und welche Wassergehalte im Beton verbleiben, wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht. Die Entwicklung eines Modells zur Quantifizierung des Austrocknungsverhaltens des Betons in Abhängigkeit vom verwendeten Oberflächenschutzsystem, Materialparametern sowie Umgebungsbedingungen würde eine Anwendung der entwickelten Abminderungsfunktionen in der Baupraxis ermöglichen und eine sinnvolle Ergänzung zu dieser Arbeit darstellen.

Untersuchung des Korrosionsverhaltes in austrocknenden Betonen:

Die Austrocknung des Betons nach Applikation einer Oberflächenschutzbeschichtung hat nicht nur eine retardierende Wirkung auf die Chloridumverteilung, sondern wirkt sich auch auf die Korrosionsaktivität der Bewehrung im Beton aus. Im Rahmen dieser Arbeit wurden grundlegende Untersuchungsergebnisse zur Korrelation von Bauteilfeuchte und Korrosionsverhalten vorgestellt. Aufbauend auf den Modellentwicklungen dieser Arbeit und im Hinblick auf das Austrocknungsverhaltens des Betons nach Applikation der Oberflächenschutzbeschichtung stellt sich abschließend die Frage welche Auswirkungen die Instandsetzung nach dem Prinzip W-Cl bzw. nach den Verfahren 7.7 und 8.3 auf den Korrosionsprozess hat. Die Entwicklung eines allgemeingültigen Modells zur Beschreibung der Korrosionsaktivität bei Instandsetzung nach dem Prinzip W-Cl bzw. nach den Verfahren 7.7 und 8.3 würde die Anwendung der Verfahren in der Praxis erleichtern und könnte die bis dato bestehenden Anwendungsbeschränkungen sowie die umfassenden Vorgaben zur Überwachung der Wirksamkeit des Verfahrens reduzieren.

Darüber hinaus ergeben sich aus den gewonnenen Erkenntnissen potentielle Modifikationen für das Verfahren, um das Instandsetzungsprinzip W-Cl bzw. die Verfahren 7.7 und 8.3 effizienter in der Praxis umzusetzen. Denkbar wäre beispielsweise das Verfahren derart anzupassen, dass vor der eigentlichen Beschichtungsmaßnahme der Beton großflächig mit Hilfe thermischer Elemente heruntergetrocknet wird, um so den Wirkungsgrad des Verfahrens zu erhöhen und eventuell damit die Anwendungsgrenzen des Verfahrens weiter auszuweiten.

9 Literaturverzeichnis

- [1] **Breit, W.:** Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. Dissertation, RWTH Aachen, 1997.
- [2] **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb):** DAfStb-Richtlinie "Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (RL-SIB)", Berlin, Beuth, 2001.
- [3] **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb):** DAfStb-Richtlinie "Instandhaltung von Betonbauteilen" - Entwurf (Stand: 2018-06-08), 2018
- [4] **Weydert, R.:** Randbedingungen bei der Instandsetzung nach dem Schutzprinzip W bei Bewehrungskorrosion im karbonatisierten Beton. Materials and Corrosion, Volume 54, Issue 6, S. 447–453, 2003.
- [5] **DIN EN 1504-9:2008-11:** Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen.
- [6] **Locher, F. W.:** Zement - Grundlagen der Herstellung und Verwendung. Verlag Bau+Technik, 2015.
- [7] **Verein Deutscher Zementwerke e.V. (VDZ):** Zement-Taschenbuch: 50. Ausgabe, Verlag Bau+Technik, 2002.
- [8] **Vassie, P.:** The influence of chlorides on the alkalinity of concrete. Research Laboratory, Crowthorne, UK. Laboratory Report 915, 1979.
- [9] **Hope, B. B.; Ip, A. K. C.:** Chloride corrosion threshold in concrete. ACI Materials Journal, Volume 84, Issue 4, S. 306–314, 1987.
- [10] **Kaesche, H.:** Die Korrosion der Metalle: Physikalisch-chemische Prinzipien und aktuelle Probleme. Berlin, Springer, 2011.
- [11] **Rechberger, P.:** Mechanismen der Korrosion von Stahl in Beton. ACI Materials Journal, Volume 36, Issue 5, S. 65-78, 1983.
- [12] **Tuutti, K.:** Corrosion of Steel in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.
- [13] **Kaesche, H.:** Elektrochemische Untersuchungen über die Korrosion des Eisens in sulfathaltigen Lösungen. Werkstoffe und Korrosion, Volume 3, S. 185–195, 1970.
- [14] **Nürnbergger, U.:** Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Berlin, Bauverlag, 1995.
- [15] **Raupach, M.; Orlowski, J.:** Schutz und Instandsetzung von Betontragwerken. Düsseldorf, Bau + Technik, 2008.
- [16] **Kropp, J.:** Karbonatisierung und Transportvorgänge in Zementstein. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1983.
- [17] **Weydert, R.:** Randbedingungen bei der Instandsetzung nach dem Schutzprinzip W bei Bewehrungskorrosion im karbonatisierten Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 552, Dissertation, Berlin, Beuth, 2005.
- [18] **Dauberschmidt, C.:** Chloridbelasteter Beton – immer ein Entsorgungsfall? Regionaltagung des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, München, 23. Februar 2010.
- [19] **Schießl, P.:** Einfluss der Betonzusammensetzung auf den Korrosionsschutz der Bewehrung. Baustoffe 1985, Bauverlag, 1985.
- [20] **Treadaway, K.:** Corrosion Period: Report of the Technical Committee 60 - CSC RILEM. Corrosion of steel in concrete, S. 56–69, 1988.

- [22] **Page, C.; Havdahl, J.:** Electrochemical monitoring of corrosion of steel in microsilica cement pastes. *Materials and Constructions*, Volume 18, Issue 103, S. 41–47, 1985.
- [23] **Schießl, P.:** Corrosion of steel in concrete: Report of the Technical Committee 60-CSC RILEM. London, Chapman and Hall, 1988.
- [23] **Gehlen, C.; Sodeikat, C.:** Gerissener Stahlbeton: Wie korrosionsgefährdet ist die Bewehrung? *Materials and Corrosion*, Volume 54, Issue 6, S. 424–429, 2003.
- [24] **Raupach, M.; Gulikers, J.:** A simplified method of estimate corrosion rates - a new approach based on investigations of macrocells. *Durability of Building Materials and Components, Proceedings of the 8th International Conference, Vancouver, 1999.*
- [25] **Setzer, M.:** Die Mikroislinsenpumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. Tagungsbericht Bd.1. ibausil, 14. Internationale Baustofftagung Weimar, 20.-23. September 2000.
- [26] **Bamforth, P. B.:** The Derivation of Input Data for Modelling Chloride Ingress from Eight-Year UK Coastal Exposure Trials. *Magazine of Concrete Research*, Volume 51, Issue 2, S. 87-96, 1999.
- [27] **Costa, A.; Appleton, J.:** Chloride Penetration into Concrete in Marine Environment - Part II: Prediction of Long-Term Chloride Penetration. *Materials and Structures*, Volume 32, Issue 5, S. 354–359, 1999.
- [28] **Ungricht, H.:** Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton - Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung. Dissertation, ETH Zürich, 2004.
- [29] **Lay, S.:** Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion - Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 568, Dissertation, Beuth, Berlin, 2007.
- [30] **Rahimi, A.:** Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 626, Dissertation, Beuth, Berlin, 2017.
- [32] **Ühlein, E.:** Römpps chemisches Wörterbuch. Franckh'sche Verlagshandlung, 1969.
- [31] **Klopfer, H.:** Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen: Insbesondere in Baustoffen, Kunststoffen, Beschichtungen. Wiesbaden, Berlin, Bauverlag, 1974.
- [33] **Tang, L.; Nilsson, L.:** On relationships between different chloride diffusion and/or migration coefficients in concrete. Third RILEM workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete, Madrid, 2002.
- [34] **Tang, L.:** Chloride Transport in Concrete - Measurement and Prediction. Dissertation, Chalmers University of Technology, Gothenburg, 1996.
- [35] **Wiens, U.:** Zur Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 551, Dissertation, Beuth, Berlin, 2005.
- [36] **Kapteina, G.:** Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauwerken. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 607, Dissertation, Beuth, Berlin, 2013.
- [37] **Crank, J.:** The Mathematics of Diffusion. Oxford Science Publication, 1975.
- [38] **Schießl, P.; Lay, S.:** Instructions on methodology and application of models for the prediction of the residual service life for classified environmental loads and types of structures in Europe. Bericht zum Forschungsprojekt: Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability, 2003.

- [39] **Poulsen, E.:** On a model of chloride ingress into concrete having time-dependent diffusion coefficient. Nordic Miniseminar on Chloride Penetration into Concrete Structures. Report P-93:1, Göteborg, 1993.
- [40] **Mangat, P. S.; Molloy, B.T.:** Prediction of long-term chloride concentration in concrete. Materials and Structures, Volume 27, S. 338-346, 1994.
- [41] **Bamforth, P. B.:** Enhancing reinforced concrete durability: Guidance on selecting measures for minimising the risk of corrosion of reinforcement in concrete. The Concrete Society technical report no. 61, Slough, England, 2006.
- [42] **Lindvall, A.:** Duracrete - Probabilistic Performance Based Durability Design Of Concrete Structures. 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, 1998.
- [43] **Tang, L.; Nilsson, L.:** Chloride Binding Isotherms – An approach by Applying the Modified BET-Equation. Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, Saint-Remy-lès-Chevreuse, 1995.
- [44] **DIN EN 12390-11:2015-11:** Prüfung von Festbeton - Teil 11: Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton - Einseitig gerichtete Diffusion.
- [45] **Gehlen, C.:** Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken: Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 510, Dissertation, Beuth, Berlin, 2000.
- [46] **Andrade, C.; Whiting, D.:** A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady state accelerated ionic migration. Materials and Structures, Volume 29, S. 476–484, 1996.
- [47] **Tang, L.; Utgenannt, P.; Lindvall, A.; Boubitsas, D.:** Validation of models and test methods for assessment of durability of concrete structures in road environment. Uppdragsrapport No. P802606, CBI Betonginstitutet AB, Stockholm, 2010.
- [48] **Breit, W.; Schulze, J.:** Untersuchungen zu Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von R4-Produkten nach EN 1504-3. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 636, Beuth, Berlin, 2020.
- [49] **Bundesanstalt für Wasserbau (BAW):** BAW Merkblatt Chlorideindringwiderstand von Beton (MCL). Karlsruhe, 2012.
- [50] **Gräf, H.; Bonzel, J.:** Über den Einfluß der Porosität des erhärteten Betons auf seine Gebrauchseigenschaften. Beton, Volume 8, 1990.
- [51] **Rucker-Gramm, P.:** Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 579, Dissertation, Beuth, Berlin, 2010.
- [52] **Page, C. L.; Short, N. R.; El Tarras, A.:** Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes. Cement and Concrete Research, Volume 11, Issue 3, S. 395-406, 1981.
- [53] **Frey, R.:** Untersuchung des Wanderungsmechanismus und Ermittlung der Kenngrößen von Streusalz-Chlorid in Betonen. TIZ 115, Nr. 10, S. 405–414, 1991.
- [54] **Tang, L.; Nilsson, L.:** Chloride Binding Capacity, Penetration and Pore Structures of Blended Cement Pastes with Slag and Flyash. International Conference University of Sheffield, September 1991, S. 377-388, 1991.
- [55] **Raupach, M.:** Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 433, Dissertation, Beuth, Berlin, 1992.

- [56] **Osterminski, K.:** Zur voll-probabilistischen Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton. Ein Beitrag zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Technische Universität München, 2013.
- [57] **Gehlen, C.; Osterminski, K.:** Zuverlässigkeit Wasserbauwerke - Chlorideindringwiderstand. Forschungsbericht Nr.: 30-F-0019, Technische Universität München, 2009.
- [58] **Lay, S.; Schießl, P.:** Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen. Forschungsbericht AiF/DBV-Nr. 12525/225, Technische Universität München, 2006.
- [59] **Romberg, H.:** Zementsteinporen und Betoneigenschaften. Beton-Informationen, Volume 18, Issue 5, S. 50-55, 1978.
- [60] **Einstein, A.:** Eine neue Bestimmung der Moleküldimensionen. Dissertation, Universität Zürich, 1905.
- [61] **Touil, B.; Ghomari, F.; Bezzar, A.; Khelidj, A.; Bonnet, S.:** Effect of Temperature on Chloride Diffusion in Saturated Concrete. ACI Materials Journal, Volume 114, Issue 5, 2017.
- [62] **Yuan, Q.; Shi, C.; Schutter, G.; Audenaert, K.:** Effect of temperature on transport of chloride ions in concrete. 2nd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Cape Town, South Africa, S. 345-351, 2009.
- [63] **Collepardi, M.; Marcialis, A.; Turriziani, R.:** The kinetics of chloride ions penetration in concrete. Im Cemento, Volume 67, S. 157-164, 1970.
- [64] **Østmosen, T.; Liestol, G.; Grefstad, K. A.; Sand, B. T.; Farstad, T.:** Chloride durability of coastal bridges in concrete. Report from Norwegian Administration. Oslo, Norway, 1993.
- [66] **Bamforth, P. B.:** Concrete classification for r.c. structures exposed to marine and other salt laden environments. In: Structural Faults and Repair 93, S. 31-40, 1993.
- [66] **Maage, M.; Helland, S.; Carlsen, J. E.:** Chloride Penetration in high performance concrete exposed to marine environment. International RILEM Workshop on Durability of High-Performance Concrete, Wien, Austria, September, 1994.
- [67] **Duracrete:** Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures: Deterioration Modelling. Report No.: BE 95-1347, Brussels: European Union - Brite EuRam, - Contract BRPR-CT95-0132, 1997.
- [68] **Edvardsen, C.:** DARTS - Durable and Reliable Tunnel Structures. Nordic concrete research meeting 2002, S. 302-304, 2002.
- [69] **fib Bulletin No. 34:** Model Code for Service Life Design. Prepared by fib Task Group 5.6., 2006.
- [70] **Breit, W.:** Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen. Betontechnische Berichte 1998-2000, S. 145-167, 2001.
- [71] **Gehlen, C.; Schießl, P.; Schießl-Pecka, A.:** Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen. Beton- und Stahlbetonbau, Volume 103, Issue 12, S. 840-851, 2008.
- [72] **Li, L. Y.; Page, C. L.:** Modelling of electrochemical chloride extraction from concrete: influence of ionic activity coefficients. Computational Materials Science Volume 9, Issue 9, S. 303-308, 1998.
- [73] **Johannesson, B.:** Transport and sorption phenomena in concrete and others porous media. Dissertation, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 2000.
- [74] **Marchand, J.; Samson, E.; Snyder, A. K.; Beaudoin, J. J.:** Modeling ion transport mechanisms in unsaturated porous media. National Research Council Canada, NRCC-48720, 2004.

- [75] **Kostadinov, D.:** Prognose der Restnutzungsdauer von instand gesetzten Betonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Masterarbeit, Technische Universität München, 2014.
- [76] **DIN EN 206:2017-01:** Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
- [77] **Schießl, P. Raupach, M.:** Influence of concrete composition and microclimate on the critical chloride content in concrete. Corrosion of Reinforcement in Concrete, International Symposium, Wishaw, Warwickshire, UK, 1990.
- [78] **Dauberschmidt, C.:** Untersuchungen zu den Korrosionsmechanismen von Stahlfasern in chloridhaltigem Beton. Dissertation, RWTH Aachen, 2006.
- [79] **Comité Euro-International du Béton (CEB):** Durable Concrete Structures CEB Design Guide Second Edition. Bulletin d'Information, Volume 182, 1989.
- [80] **Glass, G. K.:** The Influence of the Steel Concrete Interface on the Risk of Chloride-Induced Corrosion Initiation. Final workshop, COST 521: corrosion of steel in reinforced concrete structures, Luxembourg, September, 2002.
- [81] **Breit, W.; Dauberschmidt, C.; Gehlen, C.; Sodeikat, C.; Taffe, A.; Wiens, U.:** Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehaltes bei Stahlbetonbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau, Volume 106, Issue 5, S. 290–298, 2011.
- [82] **Sagües, A.; Li, L.:** Metallurgical Effects on Chloride Ion Corrosion Threshold of Steel in Concrete. Report Nr. WPI 0510806, Tampa, 2001.
- [83] **Hausmann, D. A.:** Steel corrosion in concrete - How does it occur? Materials Protection, Volume 6, Issue 11, S. 19–23, 1967.
- [84] **Angst, U.; Elsener, B.:** Forecasting chloride-induced reinforcement corrosion in concrete— effect of realistic reinforcement steel surface conditions. 4th International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR), Leipzig, 2015.
- [85] **Breit, W.:** Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt - Untersuchungen an Mörtelelektroden in chloridhaltigen alkalischen Lösungen. Materials and Corrosion, Volume 54, Issue 6, S. 430–439, 2003.
- [86] **Dauberschmidt, C.; Vestner, S.:** Bauwerksdiagnose bei chloridbelastetem Beton – mit dem Mix der Methoden zur erfolgreichen Planung. DBV-Arbeitstagung: Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Deutscher Beton- und Bautechnikverein, München, 08.12.2010.
- [87] **Kosalla, M.:** Critical chloride content of reinforcing steel in concrete – Influence of anodic polarization, steel/concrete interface quality and sampling accuracy. Dissertation, RWTH Aachen, 2018.
- [88] **Kosalla, M.; Raupach, M.:** Einfluss der Polarisierung der Bewehrung auf den kritischen Chloridgehalt für Stahl in Beton. 5. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken. Technische Akademie Esslingen, 24. - 25.01.2017.
- [89] **Schießl, P.; Breit, W.:** Local repair measures at concrete structures damaged by reinforcement corrosion - aspects of durability. Proceedings of 4th Int. Symp. Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, The Royal Society of Chemistry, Cambridge, 1996.
- [90] **Thomas, M.:** Chloride Thresholds in Marine Concrete. Cement and Concrete Research, Volume 26, Issue 4, S. 513-519, 1996.
- [91] **Oh, B. H.; Jang, S. Y.; Shin, Y. S.:** Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures. Magazine of Concrete Research, Volume 55, S. 117–124, 2003.

- [92] **Schöppel, K.:** Tiefgaragen - Im Spannungsfeld zwischen Bauherren, Planern, Sachverständigen und Juristen. 1. Auflage, Eigenverlag München, 2014.
- [93] **Angst, U.; Elsener, B.; Larsen, C. K.; Vennesland, Ø.:** Critical chloride content in reinforced concrete — A review. *Cement and Concrete Research*, Volume 39, Issue 12, S. 1122–1138, 2009.
- [94] **Angst, U.:** Aktuelle Erkenntnisse zum kritischen Chloridgehalt für Bewehrungskorrosion. *Tecnopodium #9*, Institut für Baustoffe, ETH Zürich, November, 2018.
- [95] **Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV):** Richtlinie Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton, 2014.
- [96] **DIN EN 1504-3:2006-03:** Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 3: Statisch und nicht statisch relevante Instandsetzung.
- [97] **Eichler, T.:** Zu den sekundären Schutzmechanismen beim kathodischen Korrosionsschutz von Stahl in alkalischen Medien. Dissertation, RWTH Aachen, 2012.
- [98] **DIN EN ISO 12696:2017-05:** Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton (ISO 12696:2016).
- [99] **Dauberschmidt, C.; Vestner, S.:** Grundlagen des Kathodischen Korrosionsschutzes von Stahl in Beton. TAE-Symposium „KKS von Stahlbetonbauwerken“, Ostfildern, 26. – 27. November 2009.
- [100] **Hornbostel, K.; Larsen, C. K.; Geiker, M. R.:** Relationship between concrete resistivity and corrosion rate – A literature review. *Cement and Concrete Composites*, Volume 39, S. 60–72, 2013.
- [101] **López, W.; González, J. A.:** Influence of the degree of pore saturation on the resistivity of concrete and the corrosion rate of steel reinforcement. *Cement and Concrete Research*, Volume 23, Issue 2, S. 368–376, 1993.
- [102] **Andrade, C.; Alonso, C.:** Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method. RILEM TC 154-EMC: "Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion". *Materials and Structures*, Volume 37, S. 623–643, 2004.
- [103] **Bertolini, L.; Polder, R.:** TNO report – concrete resistivity and reinforcement corrosion rate as a function of temperature and humidity of the environment. TNO Building and Construction Research, 1997.
- [104] **Alonso, C.; Andrade, C.; Gonzalez, J.:** Relation between resistivity and corrosion rate of reinforcements in carbonated mortar made with several cement types. *Cement and Concrete Research*, Volume 18, Issue 5, 687-698, 1988.
- [105] **Hope, B. B.; Ip, A. K. C.:** Corrosion of steel in concrete made with slag cement. *ACI Materials Journal*, Volume 84, Issue 6, S. 525–531, 1987.
- [106] **Gonzalez, J. A.; Miranda, J. M.; Feliu, S.:** Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete. *Corrosion Science*, Volume 46, Issue 10, S. 2467–2485, 2004.
- [107] **Feliu, S.; Gonzalez, J. A.; Feliu, S. J.; Andrade, C.:** Relationship between conductivity of concrete and corrosion of reinforcing bars. *British Corrosion Journal*, Volume 24, Issue 3, S. 195–198, 1989.
- [108] **Morris, W.; Vico, A.; Vazquez, M.; Sanchez, S. R.:** Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements. *Corrosion Science*, Volume 44, Issue 1, S. 81–99, 2002.

- [109] **Raupach, M.; Harnisch, J.; Bruns, M.:** Instandsetzungsprinzip W-Cl nach RL-SIB für die Anwendung bei chloridkontaminieren Parkdecks. Forschungsbericht F889, RWTH Aachen, 2009.
- [110] **Brem, M.:** Numerische Modellierung der Korrosion in Stahlbetonbauten: Anwendung der Boundary Element Methode. Dissertation, ETH Zürich, 2004.
- [111] **Raupach, M.:** Prinzip W bei Chloridangriff. Beton, Volume 10, S. 380–383, 2017.
- [112] **Lay, S.; Brandes, C.; Rucker-Gramm, P.:** Praxisbericht zum Korrosionsmonitoring in Rissen mit Behandlung nach dem Prinzip W-Cl. 5. Kolloquium Verkehrsbauten – Schwerpunkt Parkbauten, Technische Akademie Esslingen, 2012.
- [113] **Kosalla, M.; Raupach, M.:** Korrosion der Bewehrung im Bereich von Trennrissen nach kurzzeitiger Chlorideinwirkung – Erste Ergebnisse eines DBV-Forschungsvorhabens. DBV-Heft 27, 2013.
- [114] **Keßler, S.; Hiemer, F.; Gehlen, C.:** Einfluss einer Betonbeschichtung auf die Mechanismen der Bewehrungskorrosion in gerissenem Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau, Volume 112, Issue 4, S. 198–206, 2017.
- [115] **Mayer, T. F.; Dauberschmidt, C.; Bruns, M.; Eichler, T.; Wiens, U.; Mietz, J.; Gehlen, C.; Ebell, G.; Gerhard, G.; Osterminski, K.:** Das Instandsetzungsprinzip W-Cl. Bautechnik, Volume 97, Issue 1, S. 2–10, 2020.
- [116] **Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt):** Technische Regel Instandhaltung von Betonbauwerken (TR Instandhaltung) - Teil 1 und Teil 2. Berlin, Entwurf (November 2019), 2019.
- [117] **Beck, M.; Burkert, A.; Faulhaber, A.; Gehlen, C.; Harnisch, J.; Isecke, B.; Lehmann, J.; Osterminski, K.; Raupach, M.; Schießl, P.; Tian, W.; Warkus, J.:** Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen auf Bewehrungskorrosion : Teil 1: Systemparameter der Bewehrungskorrosion. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft Nr. 601, Beuth, Berlin, 2012.
- [118] **Ungricht, H.; Hunkeler, F.:** Maßnahmen gegen chloridinduzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit. TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, UVEK, 2008.
- [119] **Pihlajavaara, S. E.:** On the main features and methods of investigation of drying and related phenomena in concrete. Dissertation, The state institute for technical research Helsinki, Finland, 1965.
- [120] **Wittmann, F. H.:** Feuchtigkeitsaufnahme und Feuchtigkeitstransport in porösen Baustoffen. Bautenschutz und Bausanierung, Volume 2, Issue 4, S. 115–124, 1979.
- [121] **DIN EN ISO 12571:2013-12:** Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung der hygroskopischen Sorptionseigenschaften (ISO 12571:2013).
- [122] **Carslaw, H. S.:** Introduction to the theory of Fourier's series and integrals, 1921.
- [123] **Eschmeier, J.:** Mathematik für Naturwissenschaftler II. Skript, Universität des Saarlandes, 2018.
- [124] **DIN EN 12350-5:2019-09:** Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß.
- [125] **DIN EN 12350-7:2019-09:** Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren.
- [126] **DIN EN 12350-6:2019-09:** Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte.
- [127] **DIN EN 12390-3:2019-10:** Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.
- [128] **DIN EN 14629:2007-06:** Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Bestimmung des Chloridgehaltes in Festbeton.

- [129] **Metz, F.; Knöfel, D.:** Systematic mercury porosimetry investigations on sandstones. *Materials and Structures*, Volume 25, S. 127–136, 1992.
- [130] **Breit, W.; Dauberschmidt, C.; Becker, F.; Celebi, A.:** Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsprinzips W-Cl. Abschlussbericht DFG-Forschungsprojekt BR 4026/2-1, 2019.
- [131] **Nilsson, L. O.; Poulsen, E.; Sandberg, P.; Sørensen, H. E.; Klinghoffer, O.:** HETEK, Chloride penetration into concrete, State-of-the-Art. Transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models. Danish Road Directorate, Report No. 53, 1996.
- [132] **Epstein, N.:** On tortuosity and the tortuosity factor in flow and diffusion through porous media. *Chemical Engineering Science*, Volume 44, Issue 3, S. 777–779, 1989.
- [133] **Zhong, R.; Xu, M.; Netto, V.; Wille, K.:** Influence of pore tortuosity on hydraulic conductivity of pervious concrete: Characterization and modeling. *Construction and Building Materials*, Volume 125, S. 1158–1168, 2016.
- [134] **Bazant, Z.; Najjar, L.:** Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete. *Materials and Structures*, Volume 5, Issue 1, S. 3–20, 1972.
- [135] **Saetta, A. V.; Scotta, R. V.; Vitaliani, R. V.:** Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete. *ACI Materials Journal*, Volume 90, Issue 5, S. 441–451, 1993.
- [136] **Nielsen, E. P.; Geiker, M. R.:** Chloride diffusion in partially saturated cementitious material. *Cement and Concrete Research*, Volume 33, Issue 1, S. 133–138, 2003.
- [137] **Climent, M. A.:** A test method for measuring chloride diffusion coefficients through nonsaturated concrete Part I. The instantaneous plane source diffusion case. *Cement and Concrete Research*, Volume 32, S. 1113–1123, 2002.
- [138] **Laenderdaten.info:** Das Klima in Deutschland, 2019. Abgerufen am 20.07.2018, von: <https://www.laenderdaten.info/Europa/Deutschland/Klima.php>
- [139] **Vera, G.; Climent, M. A.; Estanislao, V.; Carlos, A.; Carmen, A.:** A test method for measuring chloride diffusion coefficients through partially saturated concrete. Part II: The instantaneous plane source diffusion case with chloride binding consideration. *Cement and Concrete Research*, Volume 37, S. 714–724, 2007.
- [140] **Otsuki, N.; Nagataki, S.; Nakashita, K.:** Evaluation on AgNO₃ solution spray method for measurement of chloride penetration into hardened cementitious matrix materials. *ACI Materials Journal*, Volume 89, S. 5587–5592, 1992.
- [141] **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.

10 Lebenslauf des Verfassers

Persönliche Daten

Name: Ayhan René Çelebi

Ausbildung

10/2008 – 07/2014 **Diplomstudiengang Bauingenieurwesen**
Technische Universität Kaiserslautern
Fachrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau

Berufspraxis

08/2014 – 12/2020 **Wissenschaftlicher Mitarbeiter**
Fachgebiet Werkstoffe im Bauwesen, Technische Universität Kaiserslautern
Direktor: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit

Werkstudentische Tätigkeit

04/2010 – 07/2014 **Studentische Hilfskraft**
Fachgebiet Werkstoffe im Bauwesen, Technische Universität Kaiserslautern
Direktor: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit

02/2011 – 12/2011 **Studentische Hilfskraft**
IG Bauplan GmbH, Kaiserslautern

Kaiserslautern, 02.12.2020

Feuchtespeicherverhalten von Beton

Anhang A – Feuchtespeicherverhalten von Beton

Tab. A 1: Feuchtespeicherverhalten bei Desorption. Wassergehalt im Beton in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte für Betone mit verschiedenen w/z-Werten und Chloridgehalten bei abnehmender Feuchte

	w/z 0,5 0 % Cl-	w/z 0,5 2 % Cl-	w/z 0,6 0 % Cl-	w/z 0,6 2 % Cl-
Relative Luftfeuchte [%]	Wassergehalt in Bezug zu REF 100 [%]			
REF 100	100	100	100	100
95	77	81	74	77
85	65	69	55	57
80	60	63	47	52
75	55	55	41	47
65	46	47	32	34
55	38	41	24	29

Tab. A 2: Feuchtespeicherverhalten bei Adsorption. Wassergehalt im Beton in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte für Betone mit verschiedenen w/z-Werten und Chloridgehalten bei zunehmender Feuchte.

	w/z 0,5 0 % Cl-	w/z 0,5 2 % Cl-	w/z 0,6 0 % Cl-	w/z 0,6 2 % Cl-
Relative Luftfeuchte [%]	Wassergehalt in Bezug zu REF 100 [%]			
REF 100	100	100	100	100
55	14	15	12	13
65	16	19	14	15
75	21	22	19	22
85	32	32	30	32
95	52	41	52	57

Anhang B – Diffusionsversuche

Tab. B 1: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM I-Beton (CEM I 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 98 % r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten bei Annahme vollständiger Wassersättigung

CEM I 42,5 N – w/z 0,5 – 98 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,55	0,85	0,54	0,31
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,01	0,70	0,39	0,23
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,28	0,78	0,47	0,27
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,34	0,74	0,32	0,10
	Abweichung [%]	4,74	-4,69	-31,18	-62,97
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,47	0,85	0,62	0,39
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,16	0,78	0,47	0,31
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,32	0,82	0,55	0,35
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,37	0,89	0,51	0,26
	Abweichung [%]	3,94	9,20	-6,42	-25,47
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,47	0,93	0,62	0,47
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,32	0,85	0,62	0,39
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,39	0,89	0,62	0,43
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,39	0,97	0,63	0,40
	Abweichung [%]	-0,29	8,81	1,61	-6,98

Tab. B 2: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM III-Beton (CEM III/A 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 98 % r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten bei Annahme vollständiger Wassersättigung

CEM III/A 42,5 N – w/z 0,5 – 98 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,24	0,39	0,08	0,08
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,01	0,23	0,08	0,08
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,13	0,31	0,08	0,08
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,07	0,14	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-4,89	-54,84	-100,00	-100,00
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,16	0,39	0,16	0,08
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,04	0,23	0,08	0,04
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,10	0,31	0,12	0,06
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,15	0,19	0,01	0,00
	Abweichung [%]	4,55	-38,71	-91,67	-100,00
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,24	0,39	0,16	0,08
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,01	0,31	0,08	0,08
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,13	0,35	0,12	0,08
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,18	0,26	0,02	0,00
	Abweichung [%]	4,89	-25,71	-83,33	-100,00

Tab. B 3: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM I-Beton (CEM I 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 98 % r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten unter Berücksichtigung der Abminderungsfunktion φ_{RH}

CEM I 42,5 N – w/z 0,5 – 98 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,55	0,85	0,54	0,31
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,01	0,70	0,39	0,23
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,28	0,78	0,47	0,27
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,33	0,71	0,29	0,09
	Abweichung [%]	3,96	-8,56	-37,63	-66,67
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,47	0,85	0,62	0,39
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,16	0,78	0,47	0,31
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,32	0,82	0,55	0,35
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,37	0,87	0,47	0,23
	Abweichung [%]	3,94	6,75	-13,76	-34,07
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,47	0,93	0,62	0,47
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,32	0,85	0,62	0,39
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,39	0,89	0,62	0,43
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,38	0,95	0,59	0,36
	Abweichung [%]	-1,01	6,57	-4,84	-16,28

Tab. B 4: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM III-Beton (CEM III/A 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 98 % r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten unter Berücksichtigung der Abminderungsfunktion φ_{RH}

CEM III/A 42,5 N – w/z 0,5 – 98 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,24	0,39	0,08	0,08
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,01	0,23	0,08	0,08
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,13	0,31	0,08	0,08
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,05	0,08	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-6,67	-74,19	-100,00	-100,00
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,16	0,39	0,16	0,08
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,04	0,23	0,08	0,04
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,10	0,31	0,12	0,06
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,14	0,17	0,00	0,00
	Abweichung [%]	3,64	-45,16	-100,00	-100,00
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,24	0,39	0,16	0,08
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,01	0,31	0,08	0,08
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,13	0,35	0,12	0,08
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,18	0,25	0,02	0,00
	Abweichung [%]	4,89	-28,57	-83,33	-100,00

Tab. B 5: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM I-Beton (CEM I 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 85 % r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten unter Berücksichtigung der Abminderungsfunktion φ_{RH}

CEM I 42,5 N – w/z 0,5 – 85 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,16	0,85	0,47	0,23
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,32	0,62	0,31	0,23
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,24	0,74	0,39	0,23
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,28	0,51	0,13	0,02
	Abweichung [%]	3,23	-30,61	-66,67	-91,30
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,16	0,85	0,47	0,31
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,32	0,70	0,39	0,16
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,24	0,78	0,43	0,24
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,32	0,68	0,27	0,07
	Abweichung [%]	6,45	-12,26	-37,21	-70,21
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,24	0,85	0,47	0,31
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,40	0,78	0,47	0,23
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,32	0,82	0,47	0,27
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,35	0,77	0,36	0,14
	Abweichung [%]	2,27	-5,52	-23,40	-48,15

Tab. B 6: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM III-Beton (CEM III/A 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 85% r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten unter Berücksichtigung der Abminderungsfunktion φ_{RH}

CEM III/A 42,5 N – w/z 0,5 – 85 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,09	0,31	0,16	0,16
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,24	0,31	0,08	0,16
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,17	0,31	0,12	0,16
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	0,99	0,04	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-15,02	-87,10	-100,00	-100,00
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,09	0,39	0,16	0,16
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,24	0,23	0,16	0,08
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,17	0,31	0,16	0,12
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,08	0,10	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-7,30	-67,74	-100,00	-100,00
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,09	0,39	0,23	0,16
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,32	0,31	0,08	0,16
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,21	0,35	0,16	0,16
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,13	0,15	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-6,22	-57,14	-100,00	-100,00

Tab. B 7: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM I-Beton (CEM I 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 75 % r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten unter Berücksichtigung der Abminderungsfunktion φ_{RH}

CEM I 42,5 N – w/z 0,5 – 75 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,16	0,85	0,16	0,23
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,47	0,70	0,31	0,31
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,32	0,78	0,24	0,27
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,23	0,36	0,05	0,00
	Abweichung [%]	-6,46	-53,55	-78,72	-100,00
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,16	0,85	0,23	0,23
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,40	0,78	0,47	0,23
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,28	0,82	0,35	0,23
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,28	0,53	0,14	0,02
	Abweichung [%]	0,00	-34,97	-60,00	-91,30
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,32	0,85	0,39	0,31
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,32	0,78	0,47	0,23
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,32	0,82	0,43	0,27
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,31	0,63	0,22	0,05
	Abweichung [%]	-0,76	-22,70	-48,84	-81,48

Tab. B 8: Tiefengestaffelte Chloridgehalte der Bohrmehlproben von CEM III-Beton (CEM III/A 42,5 N) mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 4, 8 und 12 Monaten Auslagerungszeit bei 75% r. F im Vergleich zu den mathematisch prognostizierten Chloridgehalten unter Berücksichtigung der Abminderungsfunktion φ_{RH}

CEM III/A 42,5 N – w/z 0,5 – 75 % r. F.					
Probekörperbereich		1	2	3	4
Mittlere Tiefe [mm]		1,5	7,5	13,5	20
4 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,09	0,23	0,23	0,23
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,16	0,39	0,16	0,16
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,13	0,31	0,20	0,20
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	0,94	0,02	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-16,44	-93,55	-100,00	-100,00
8 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,09	0,31	0,23	0,23
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,24	0,31	0,08	0,16
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,17	0,31	0,16	0,20
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,03	0,06	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-11,59	-80,65	-100,00	-100,00
12 Monate	Chloridgehalt Probe 1 [M.-%/z]	1,24	0,31	0,23	0,23
	Chloridgehalt Probe 2 [M.-%/z]	1,24	0,23	0,16	0,16
	Mittelwert von Probe 1 u. 2 [M.-%/z]	1,24	0,27	0,20	0,20
	Berechneter Chloridgehalt [M.-%/z]	1,08	0,10	0,00	0,00
	Abweichung [%]	-12,90	-62,96	-100,00	-100,00

Anhang C – Migrationsversuche

Tab. C 1: Im RCM-Versuch bestimmte Messwerte und berechnete Migrationskoeffizienten von CEM I-Beton (CEM I 42,5 N / w/z-Wert 0,5) sowie numerisch bestimmte Eindringtiefen und Migrationskoeffizienten des wassergesättigten und wasserteilgesättigten Betons

Probe-körper	No°	D_{RCM} [$10^{-12}m^2/s$]	t_{OS} [mm]	U [V]	Zeit [h]	x_d [mm]	x_s [mm]	Δx [%]	$D_{B,Sim}$ [$10^{-12}m^2/s$]	$\varnothing D_{B,Sim}$ [$10^{-12}m^2/s$]
OB 100 %	1	17,40	0	25	24	30,78	34,60	11	17,40	18,04
	2	17,37	0	25	24	30,50	34,55	12	17,37	
	3	17,22	0	25	24	31,44	34,30	8	17,22	
	4	17,78	0	25	24	28,94	35,30	18	17,78	
	5	21,23	0	25	24	35,39	41,60	15	21,23	
	6	17,24	0	25	24	29,89	34,35	13	17,24	
OS 4 100 %	1	13,81	1,5	25	24	24,50	27,28	10	19,54	18,23
	2	13,23	1,5	25	24	23,05	26,27	12	18,62	
	3	12,08	1,5	25	24	21,33	24,20	12	16,70	
	4	12,63	1,5	25	24	22,32	25,20	11	17,68	
	5	12,12	1,5	25	24	22,10	24,25	9	16,76	
	6	14,14	1,5	25	24	24,73	27,90	11	20,08	
OS 4 95 %	1	9,31	1,5	25	28	19,94	22,04	10	12,05	14,75
	2	10,95	1,5	25	28	21,17	25,40	17	14,30	
	3	10,39	1,5	25	28	21,94	24,25	10	13,55	
	4	13,77	1,5	25	28	27,44	31,30	12	18,55	
	5	11,75	1,5	25	28	23,61	27,13	13	15,22	
	6	11,31	1,5	25	28	23,00	26,20	12	14,85	
OS 4 85 %	1	5,50	1,5	30	29	16,22	16,84	4	6,67	10,17
	2	5,99	1,5	30	29	16,28	18,10	10	7,27	
	3	7,85	1,5	30	29	20,22	25,93	22	11,15	
	4	9,92	1,5	30	29	25,06	28,25	11	12,34	
	5	9,06	1,5	30	29	23,00	26,03	12	11,21	
	6	9,95	1,5	30	29	25,11	28,30	11	12,37	
OS 4 75 %	1	5,94	1,5	30	60	30,28	34,10	11	6,55	6,61
	2	6,00	1,5	30	60	31,28	34,66	10	6,69	
	3	5,74	1,5	30	60	29,89	33,33	10	6,28	
	4	6,14	1,5	30	60	32,39	35,45	9	6,86	
	5	5,93	1,5	30	60	31,72	34,33	8	6,61	
	6	6,25	1,5	30	60	32,22	36,01	11	6,70	
OS 4 65 %	1	3,63	1,5	30	60	19,35	22,04	12	3,94	3,32
	2	3,19	1,5	30	60	17,00	19,72	14	3,43	
	3	2,51	1,5	30	60	13,39	16,06	17	2,66	
	4	2,94	1,5	30	60	16,11	18,39	12	3,16	
	5	3,08	1,5	30	60	16,69	19,14	13	3,32	
	6	3,16	1,5	30	60	16,44	19,55	16	3,40	

Tab. C 2: Im RCM-Versuch bestimmte Messwerte und berechnete Migrationskoeffizienten von CEM III-Beton (CEM III/A 42,5 N / w/z-Wert 0,5) sowie numerisch bestimmte Eindringtiefen und Migrationskoeffizienten des wassergesättigten und wasserteilgesättigten Betons

Probe-körper	No°	D_{RCM} [$10^{-12}m^2/s$]	t_{OS} [mm]	U [V]	Zeit [h]	x_d [mm]	x_s [mm]	Δx [%]	$D_{B,Sim}$ [$10^{-12}m^2/s$]	$\varnothing D_{B,Sim}$ [$10^{-12}m^2/s$]
OB 100 %	1	2,42	0	30	48	11,22	13,22	15	2,42	2,52
	2	2,65	0	30	48	12,22	14,27	14	2,65	
	3	2,71	0	30	48	12,33	14,52	15	2,71	
	4	2,73	0	30	48	12,56	14,57	14	2,73	
	5	2,39	0	30	48	11,06	13,04	15	2,39	
	6	2,22	0	30	48	10,39	12,29	15	2,22	
OS 4 100 %	1	2,50	1,5	30	48	11,39	13,29	14	2,72	2,53
	2	2,42	1,5	30	48	11,11	12,90	14	2,63	
	3	2,18	1,5	30	48	10,12	11,90	15	2,33	
	4	2,26	1,5	30	48	10,39	12,14	14	2,42	
	5	2,30	1,5	30	48	10,56	12,40	15	2,49	
	6	2,39	1,5	30	48	11,00	12,80	14	2,58	
OS 4 95 %	1	1,95	1,5	30	52	9,78	11,54	15	2,04	2,15
	2	1,89	1,5	30	52	9,78	11,24	13	1,98	
	3	2,12	1,5	30	52	10,61	12,37	14	2,24	
	4	2,10	1,5	30	52	10,56	12,23	14	2,22	
	5	2,13	1,5	30	52	10,67	12,42	14	2,26	
	6	2,04	1,5	30	52	10,28	12,05	15	2,17	
OS 4 85 %	1	1,46	1,5	30	72	10,17	11,92	15%	1,46	1,64
	2	1,65	1,5	30	72	11,39	13,20	14%	1,68	
	3	1,62	1,5	30	72	11,17	12,95	14%	1,64	
	4	1,58	1,5	30	72	11,06	12,70	13%	1,59	
	5	1,76	1,5	30	72	12,06	13,90	13%	1,81	
	6	1,67	1,5	30	72	11,39	13,28	14%	1,69	
OS 4 75 %	1	1,30	1,5	30	80	10,00	11,81	15%	1,27	1,45
	2	1,42	1,5	30	80	12,33	12,68	3%	1,41	
	3	1,56	1,5	30	80	11,89	13,68	13%	1,57	
	4	1,43	1,5	30	80	11,00	12,75	14%	1,42	
	5	1,60	1,5	30	80	12,06	14,04	14%	1,64	
	6	1,42	1,5	30	80	10,78	12,70	15%	1,41	
OS 4 65 %	1	0,93	1,5	30	80	7,39	8,96	18%	0,83	1,02
	2	1,14	1,5	30	80	8,94	10,57	15%	1,08	
	3	1,09	1,5	30	80	8,61	10,28	16%	1,03	
	4	1,08	1,5	30	80	8,56	10,2	16%	1,02	
	5	1,20	1,5	30	80	9,22	11,04	16%	1,15	
	6	1,07	1,5	30	80	8,39	10,09	17%	1,00	