

Schlussbericht vom 30.04.2024

zu IGF-Vorhaben Nr. 21789 N

Thema

Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip - Zustandserfassung
(Projekt 1: Objektsammlung)

Berichtszeitraum

01.05.2021 bis 31.10.2023

Forschungsvereinigung

VDZ Technology gGmbH

Forschungseinrichtung(en)

- 1) VDZ Technology gGmbH - Forschungsinstitut der Zementindustrie
- 2) Technische Universität München
School of Engineering and Design
Centrum Baustoffe und Materialprüfung
Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wirtschaft
und Klimaschutz

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

1	Projektbeschreibung	5
1.1	Projekthintergrund	5
1.2	Ziele	6
1.3	Aufbau	6
2	Wissenschaftlich-technischer Ansatz	14
2.1	Stand der Forschung und Entwicklung	14
2.2	Vorgehensweise	15
3	Durchgeführte Arbeiten und Ergebnisse	16
3.1	AP 1: Auswahl der zu untersuchenden Objekte	16
3.1.1	Wasserbauwerke	16
3.1.2	Brückenbauwerke	17
3.1.3	Hochbauten	18
3.2	AP 2: Untersuchung der Bauwerke	19
3.2.1	Wasserbauwerke	19
3.2.1.1	Durchgeführte Arbeiten	19
3.2.1.2	Ergebnisse	21
3.2.2	Brückenbauwerke	25
3.2.2.1	Durchgeführte Arbeiten	25
3.2.2.2	Ergebnisse	25
3.2.3	Hochbauten	30
3.2.3.1	Durchgeführte Arbeiten	30
3.2.3.2	Ergebnisse	31
3.3	AP 3: Untersuchungen an Baustoffproben	35
3.3.1	Wasserbauwerke	35
3.3.1.1	Prüfungen an Bohrkernabschnitten	35
3.3.1.2	Druckfestigkeit und Rohdichte	36
3.3.1.3	Spaltzugfestigkeiten	37
3.3.1.4	Luftporenkennwerte am Festbeton	37
3.3.1.5	Frostwiderstand mit dem CIF-Verfahren	39
3.3.2	Brückenbauwerke	42
3.3.2.1	Prüfungen an Bohrkernabschnitten	42
3.3.2.2	Druckfestigkeit	42
3.3.2.3	Tiefengestaffelter Chloridgehalt	43
3.3.2.4	Chloridmigrationskoeffizient	48
3.3.2.5	Frost-Taumittel-Widerstand mit dem CDF-Test	49
3.3.3	Hochbauten	51
3.3.3.1	Prüfungen an Bohrkernabschnitten	51
3.3.3.2	Druckfestigkeiten	51
3.3.3.3	Chloridmigrationskoeffizient	52
3.3.3.4	Frostwiderstand mit dem CIF-Verfahren	53
3.4	AP 4: Modellberechnungen und zugehörige Datenbank	54
3.4.1	Verwendete Modelle und Vorgehensweise	55
3.4.1.1	Modell für karbonatisierungsinduzierte Depassivierung der Bewehrung	55
3.4.1.2	Modell für chloridinduzierte Depassivierung der Bewehrung	57
3.4.1.3	Berechnung des Zuverlässigkeitsindex	59

3.4.2	Wasserbauwerke	60
3.4.3	Brückenbauwerke	64
3.4.4	Hochbauten	69
3.4.5	Webseite und zugehörige Datenbank	70
4	Zusammenfassung der Ergebnisse	71
5	Empfehlungen für die Regelwerke	73
6	Darstellung des wissenschaftlich-technischen und wirtschaftlichen Nutzens der erzielten Ergebnisse insbesondere für KMU	75
7	Verwendung der Zuwendung	76
8	Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit	77
9	Plan zum Ergebnistransfer in die Wirtschaft	78
10	Förderhinweis	80
11	Literatur	81
12	Anhang	85
A	Tabellen	85

Zusammenfassung

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken wird momentan üblicherweise durch deskriptive Konzepte gewährleistet. Das deskriptive Konzept beinhaltet Angaben zur Zusammensetzung, Herstellung, den Einbau und die Nachbehandlung von Beton. Die am Ort der Verwendung herrschenden Umweltbedingungen werden durch Expositionsklassen berücksichtigt. Die deskriptiven Regeln beruhen auf Erfahrungen, die über Jahrzehnte erworben wurden. Der deskriptive Ansatz ist jedoch nicht auf neue Betone mit Zusatzstoffen übertragbar, für die noch keine Erfahrungswerte vorliegen. Ein alternativer Ansatz zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Beton ist das sogenannte Performance-Konzept. Bei Anwendungen des Performance-Konzepts, wird die Betonmischung nicht anhand ihrer Zusammensetzung beurteilt, sondern über die Prüfung der geforderten Eigenschaften.

In dem Forschungsvorhaben geht es um die Untersuchung eines repräsentativen Bauwerksbestands an Wasserbauwerken, Brücken-/Ingenieurbauwerken und Hochbauten, die nach den deskriptiven Vorgaben der ZTV-W LB 215, der ZTV-ING und DIN EN 1045:2001 geplant und errichtet worden sind. Bei den Bauwerksuntersuchungen und anschließenden Laboruntersuchungen an Baustoffproben werden dauerhaftigkeitsrelevante Kennwerte wie z. B. die Karbonatisierungsrate, der Chlorideindringwiderstand und der Frostwiderstand geprüft. Auf der Basis dieser Untersuchungen kann eine Aussage zur Zuverlässigkeit des deskriptiven Konzepts hinsichtlich der Dauerhaftigkeit gemacht werden. Die Untersuchungen dienen auch dazu, Defizite oder Überdimensionierungen auf Seiten der Materialwiderstände zu identifizieren.

Abstract

The durability of concrete structures is usually guaranteed by descriptive concept. The descriptive concept is based on criteria defining the composition, production, placement and curing of concrete as a building material. The environmental conditions are taken into account by exposure classes. The descriptive rules are based on long-term experience, acquired over decades. However, the descriptive rules cannot be used for concrete made with new materials for which not sufficient experience exists. An alternative approach to ensure the durability of concrete is the performance concept. With the performance concept, the concrete mixture is not defined by its composition, but by testing the required properties.

In this research project a representative sample of hydraulic structures, bridges and normal structures planned and built according to the descriptive concept in ZTV-W LB 215, ZTV-ING and DIN EN 1045:2001 were investigated. During the structure investigations and subsequent laboratory tests on material samples, properties governing durability (such as the carbonation rate, the resistance against chloride ingress and the freeze-thaw-resistance) have been determined. Based on these investigations a conclusion of how reliable the descriptive concept is with regard to durability can be drawn. One aim of the study is also to identify deficits and overdimensioning on material side.

1 Projektbeschreibung

1.1 Projekthintergrund

In Deutschland gültige Normen und Richtlinien zur Planung und Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauwerken enthalten Verfahren, die bei Anwendung eine ausreichende Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken gewährleisten sollen. Tragsysteme unter statischer und dynamischer Beanspruchung werden dabei nach dem sog. Performance-Konzept nachgewiesen. Die Basis für einen solchen Nachweis setzt sich im Wesentlichen aus drei Grundbausteinen zusammen:

- weitgehend abgesicherte Stoffgesetze,
- nachvollziehbar quantifizierte Bauteilbeanspruchungen und
- ein Sicherheitskonzept auf probabilistischer Grundlage.

Hinzu kommt, dass die mit Hilfe von Stoffgesetzen den Bauteilbeanspruchungen gegenüberzustellenden Bauteilwiderstände über Materialprüfung nachgewiesen werden müssen.

Die beim statischen Tragwerksentwurf angesetzten Bauteilwiderstände werden größtenteils als zeitunabhängig betrachtet. Im Allgemeinen unterliegt die Gebrauchstauglichkeit einer Bauteilkomponente aber auch einem Zeiteinfluss. Zeitabhängige Bewehrungskorrosion mit einhergehenden Beeinträchtigungen (z. B. korrosionsinduzierte Rissbildung geht u. U. mit einem Verlust der Verbundfestigkeit einher) kann die Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonbauwerken herabsetzen [1] [2] [3] [4]. In Einzelfällen ist durch Bewehrungskorrosion sogar die Tragfähigkeit, zumindest einzelner Tragwerkskomponenten gefährdet [5] [6]. Ohne genaue Unterscheidung, ob die Gebrauchstauglichkeit oder die Tragfähigkeit einer Konstruktion betroffen ist, wird im Zusammenhang von zeitabhängigen Prozessen allgemein von einem Dauerhaftigkeitsproblem gesprochen.

Erst mit Einführung der europäischen Betonnorm DIN EN 206-1:2001 [7] und der deutschen Anwendungsregeln DIN 1045-2:2001 [8] im Jahr 2001 fand die Dauerhaftigkeitsthematik prominenteren, direkten Eingang in die Normung. In den europäischen Normen DIN EN 1992-1-1:2005 [9] und DIN EN 1990:2002 [10] werden z. B. folgende Anforderungen an die Dauerhaftigkeit gestellt: „Ein Tragwerk ist so zu planen und auszuführen, dass es in der vorgesehenen Nutzungszeit mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit den möglichen Einwirkungen und Einflüssen standhält und die geforderten Gebrauchseigenschaften behält. Die Anforderungen an ein angemessenes dauerhaftes Tragwerk sind erfüllt, wenn dieses während der vorgesehenen Nutzungsdauer seine Funktion hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ohne wesentliche Verluste erfüllt.“

Um eine ausreichende Dauerhaftigkeit von Stahl- und Spannbetonbauwerken gewährleisten zu können, wurden in Regelwerken bisher lediglich Konstruktionsregeln vorgeschrieben. Zur Vermeidung von Bewehrungskorrosion sind in Normen bis heute grob unterteilte Umwelt- bzw. Expositionsklassen, z. B. Vorschriften und Grenzwerte für den Wasserzementwert, den Zementgehalt und die Betondeckung angegeben. Vorschriften zur Nachbehandlung von Betonbauteilen ergänzen diese grob skizzierten deskriptiven Regelungen. Diese Art der Dauerhaftigkeitsbemessung ist historisch gewachsen (d. h., sie beruht auf nicht transparenten Erfahrungswerten der Regelsetzer) und steht im Gegensatz zur Tragwerksbemessung gegenüber statischer und dynamischer Beanspruchung. Bei dieser werden Materialwiderstände Einwirkungen aus mechanischer Belastung gegenübergestellt [11]. Trotz dieser Gegensätzlichkeit wird die

Dauerhaftigkeitsbemessung auf Grundlage von historisch gewachsenen, deskriptiven Bemessungsvorgaben nicht nur in Deutschland, sondern in vergleichbarer Weise weltweit bis heute praktiziert [12].

Ein Nachteil der historisch gewachsenen, oft geänderten Vorschriftenpraxis ist, dass bei der Bemessung gegenüber dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen für den planenden Ingenieur nicht ersichtlich ist, welche Bedeutung und Wertigkeit einzelne Kennwerte haben, die sich in den derzeit gültigen Vorschriften befinden [13].

Nicht nur die mit den deskriptiven Regeln verbundene starre, nicht weiter variierbare Nutzungsdauer, die mit Einhaltung der Regeln erreicht werden sollen (i. d. R. 50 Jahre) bzw. mangelnde Transparenz über die bei Beachtung der Regeln erzielbare Zuverlässigkeit bzw. frühzeitig aufgetretene Dauerhaftigkeitsprobleme und Schäden von volkswirtschaftlicher Bedeutung, z. B. [2] [5], unterstreichen die dringende Notwendigkeit, einen nachvollziehbaren, wahrscheinlichkeits-theoretisch abgestützten Zusammenhang zwischen normativ fixierten Konstruktionsregeln und bislang erarbeiteten, gesicherten Forschungserkenntnissen zum Zwecke einer neuen, transparenten Konzeption hinsichtlich Dauerhaftigkeitsbemessung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken herzustellen. Hinzu kommt, dass in Zukunft auch Zemente und andere Betonausgangsstoffe auf den Markt kommen werden, für die ein entsprechender Erfahrungshorizont mit Blick auf Dauerhaftigkeit komplett fehlt. Damit kommt das bisher angewandte System der deskriptiven Bemessung (aus Erfahrung) an seine Grenze. Dies bedeutet, dass in Zukunft nicht mehr mit den bisherigen Regeln gearbeitet und dafür gesorgt werden kann, dass die geplanten und erstellten Bauwerke in der vorgesehenen Nutzungszeit mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit den möglichen Einwirkungen und Einflüssen standhalten und die geforderten Gebrauchseigenschaften behalten.

1.2 Ziele

Die deutsche Bauwirtschaft besteht zu einem großen Teil aus kleinen und mittleren Unternehmen (KMU). Dies betrifft sowohl die Planungs- als auch die Ausführungsseite. Das Bauen mit Stahlbeton ist die am meisten verwendete Bauweise. Für diese KMUs soll mit Hilfe der hier angedachten repräsentativen Studie geklärt werden, welche Dauerhaftigkeit man mit Beachtung der heute gültigen deskriptiven Regeln erwarten kann.

Mit dem Untersuchungsprogramm soll geklärt werden, welches Widerstandsniveau mit den derzeit gültigen deskriptiven Regeln erreichbar ist. Dies ist eine wichtige Information für Bauherren und Planer. Damit wissen die am Bau Beteiligten, ob das deskriptive Regelwerk ausreichend ist oder ob man sich für die Veränderung der Regeln einsetzen sollte, um den Planungsauftrag auch in Zukunft noch sicher erfüllen zu können. Durch die in der Studie gewonnenen Erkenntnisse können die am Bau Beteiligten zielgenauer planen und ausführen. Ein Ergebnis wird auch sein, dass die Planer über die Bedeutung und Wertigkeit einzelner Kennwerte informiert werden. Damit wird die Planungs- und Ausführungssicherheit der in Zukunft geplanten und errichteten Bauwerke erhöht.

1.3 Aufbau

Die Bearbeitungsschritte sind in vier Arbeitspakete (AP) zusammengefasst:

- AP 1: Auswahl der zu untersuchenden Objekte

- AP 2: Untersuchung der Bauwerke
- AP 3: Untersuchungen an Baustoffproben
- AP 4: Modellberechnungen und zugehörige Datenbank.

Die Struktur des Forschungsvorhabens ist in **Bild 1** dargestellt. Die einzelnen Arbeitsschritte werden nachfolgend erläutert.



Bild 1 Struktur des Forschungsvorhabens

Arbeitspaket 1: Auswahl der zu untersuchenden Objekte

In Arbeitspaket 1 werden die zu untersuchenden Objekte identifiziert und ausgewählt. Es wird gleichwertig von den beiden beantragenden Forschungseinrichtungen bearbeitet. Jedes ausgewählte Bauwerk wird im Rahmen einer Bauwerksuntersuchung (Arbeitspaket 2) begutachtet. Um das Widerstandsniveau, das mit den derzeitigen Regeln erreichbar ist, bestimmen zu können, werden nur Bauwerke in die Studie aufgenommen, die nach diesen Regelwerken geplant und ausgeführt wurden. Im Hochbau ist dies die DIN 1045:2001 [14], für die Wasserbauwerke gilt DIN 1045 mit ZTV-W LB 215 [15], für die Brücken sind das DIN 1045 mit ZTV-ING [16]. Weitere Kriterien sind die Expositionsklassen, also die Umwelteinwirkungen. Die Kriterien zur Auswahl der Bauwerke sehen folgendermaßen aus:

- Bauwerke geplant und errichtet nach DIN 1045:2001 [14] (Hochbauten), bzw. DIN 1045 mit ZTV-W LB 215 [15] (Wasserbauwerke) und DIN 1045 mit ZTV-ING [16] (Brücken),
- Informationen zum Bauwerk (Geometrie, statisches System, Alter, Baulastträger),
- Informationen zu Baumaterial und Festigkeitseigenschaften (Zementart, Wasser/Zement-Wert, Zusatzstoffe, Druckfestigkeitsklassen, Betondeckung),
- Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung, Klasse XC4 (wechselnd nass und trocken),
- Bewehrungskorrosion durch Chloride ausgenommen Meerwasser, Klasse XD3 (wechselnd nass und trocken),

- Betonangriff durch Frost ohne Taumittel, Klasse XF3 (hohe Wassersättigung ohne Taumittel)
- Betonangriff durch Frost mit Taumittel, Klasse XF4 (hohe Wassersättigung mit Taumitteln).

Die zu untersuchenden Objekte sollten in ganz Deutschland verteilt sein, um regionale Phänomene auszuschließen und um die ganze klimatische Variabilität innerhalb Deutschlands berücksichtigen zu können. Bei der Auswahl der Bauwerke ist es wichtig, dass nicht notwendigerweise bereits augenscheinlich geschädigte Bauwerke in die Auswahl aufgenommen werden. Ausschlaggebend ist, dass sowohl nicht-geschädigte Bauwerke (augenscheinlich hohe Ausführungsqualität) als auch geschädigte Bauwerke (augenscheinlich geringere Ausführungsqualität) im Rahmen von Bauwerksuntersuchungen begutachtet werden.

Die Auswahl der zu untersuchenden Bauwerke geschieht nach dem Zufallsprinzip. Damit soll sichergestellt werden, dass es z. B. zu keiner Negativauswahl kommt, bei der nur Bauwerke mit Vorschäden betrachtet werden. Die Zugänglichkeit der Bauwerke wird von Baulastträgern wie der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) bzw. der Autobahn GmbH und der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) gesichert. Die repräsentative Auswahl sollte mindestens 3 Bauwerksgruppen (Brückenbauwerke, Wasserbauwerke und Hochbauten) mit je 5 Bauwerken, insgesamt also 15 Bauwerke umfassen. Je Bauwerksgruppe werden 20 Bauwerke, welche den Kriterien Expositionsklassen, Planungsgrundlage und Standort entsprechen, mit dem Baulastträger ausgesucht. Aus diesen 20 Bauwerken pro Gruppe werden 5 Bauwerke nach dem Zufallsprinzip ausgewählt. Unter den insgesamt 15 ausgewählten Bauwerken könnten bspw. 5 Brückenbauwerke aus Beständen der Autobahndirektionen bzw. der Autobahn GmbH, 5 Wasserbauwerke aus Beständen der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes und weitere 5 Hochbauten sein. Damit wären Bauwerke berücksichtigt, die Einwirkungen der Expositionsklassen XC, XD und XF ausgesetzt sind.

Arbeitspaket 2: Durchführung der experimentellen Untersuchungen

Der budget- und zeitintensivste Teil des Vorhabens war das Arbeitspaket 2. Hier geht es um die Durchführung von Bauwerksuntersuchungen. Die Bauwerksuntersuchungen wurden mit Personal und Ausrüstung der VDZ Technology gGmbH durchgeführt. Die zu untersuchenden Bauwerke werden im vorausgehenden Arbeitspaket ausgewählt. Bei den Bauwerksuntersuchungen kommen insbesondere zerstörungsfreie und zerstörungssarme Prüfverfahren zur Anwendung. Die Bauwerksuntersuchungen werden unter Berücksichtigung der fib-state of art reports [17] [18] durchgeführt. Die vorgesehenen Prüfverfahren und Umfang (siehe auch **Tabelle 1**) sind:

- Augenscheinliche Begutachtung der Betonoberflächen und Dokumentation von etwaigen Schäden
- Betondeckungsmessung (Linienscan, Flächenscan, Einzelmessungen) an Bauteiloberflächen
- Herstellen von Sondieröffnungen zur Bestimmung von Karbonatisierungstiefe, Betondeckung, Zustand der Bewehrung bzw. des Stahlrestquerschnittes an repräsentativen Stellen
- Entnahme von Bohrmehlproben in Tiefenstufen zur Bestimmung des Chloridprofils im Bereich möglicher Chlorideinwirkung

- Entnahme von Bohrkernen zur Bestimmung von Festbetonparametern (Druckfestigkeit, Rohdichte evtl. Zugfestigkeit) an repräsentativen Stellen
- Entnahme von Bohrkernen zur Bestimmung des Karbonatisierungsfortschrittes, der Chlorideindringtiefe und der Frost- bzw. Frost-Tausalz-Beständigkeit an repräsentativen Stellen
- Potentialfeldmessung zur Abklärung von aktiver Korrosion am Bewehrungsstahl.

Sowohl am Bauwerk als auch an den aus dem Bauwerk entnommenen Baustoffproben werden Prüfungen durchgeführt. Mit Hilfe der am Bauwerk und im Labor ermittelten Ergebnisse lässt sich a) eine Aussage treffen zur erreichten Ausführungsqualität (Stichworte Betondeckung und Nachbehandlung) und b) eine Abschätzung treffen über die zu erwartende Nutzungsdauer des Bauwerkes bei gleichbleibender Exposition.

Tabelle 1 Übersicht Untersuchungen an Bauwerken

Leistung	Methode	Umfang	Probekörperabmessungen	Prüfungen pro Bauwerk
Bestimmung der Betondeckung	Zerstörungsfrei Elektromagnetisch	Linien- und Flächenscan	-	500-1000 Einzelmesswerte
Sondieröffnungen	Zerstörungsarm Stemmhammer	Karbonatisierung, Betondeckung und Bewehrungszustand	10 x 10 x 5 cm	5-10 Öffnungen
Chloridprofile anhand von Bohrmehlproben	Zerstörungsarm Bohrmehlnentnahme oder Bohrkern	Profil 1: 0-20 mm Profil 2: 20-40 mm Profil 3: 40-60 mm	1,6 x 6 cm oder Bohrkern 5/10 x 10 cm	5-10 Profile
Bestimmung Festbetonparameter	Zerstörungsarm Bohrkern	Druckfestigkeit, Rohdichte, Zugfestigkeit	10 x 20 cm	10-15 Bohrkern
Bestimmung Karbonatisierungsfortschritt	Zerstörungsarm Bohrkern	3 Bohrkern/Serie	10 x 15 cm	2-3 Serien
Bestimmung Chlorideindringtiefe	Zerstörungsarm Bohrkern	3 Bohrkern/Serie	5/10 x 15 cm	2-3 Serien
Bestimmung Frost- bzw. Frost-Tausalz-Beständigkeit	Zerstörungsarm Bohrkern	5 Bohrkern/Serie	15 x 15 cm	2-3 Serien
Potentialfeldmessung	Zerstörungsfrei Kupfersulfatsonde	Linien- und Flächenscan	-	200-500 Einzelmesswerte

Arbeitspaket 3: Untersuchungen an Baustoffproben

Die im Arbeitspaket 2 entnommenen Baustoffproben werden in Arbeitspaket 3 im Labor der VDZ Technology gGmbH untersucht. Die Prüfungen umfassen:

- Bestimmung der Druckfestigkeit an Bohrkernen nach DIN EN 12504-1 [19], evtl. weitere Festbetonparameter an Bohrkernen

- Untersuchung von Bohrmehlproben und Bohrkernen hinsichtlich des tiefengestaffelten Gesamtchloridgehalts
- Bestimmung der Karbonatisierungstiefe an Probekörpern im Labor nach DAfStb Heft 422 [20]
- Bestimmung der Frost- bzw. Frost-Tausalz-Beständigkeit (CDF/CIF-Test) im Labor nach DIN CEN/TS 12390-9 (DIN SPEC 91167) [21] bzw. BAW-Merkblatt Frostprüfung [22].

Mit Hilfe der o.g. Prüfungen werden die am Bauwerk vorliegenden Materialwiderstände ermittelt. Das Bauwerk fungiert hier als Sensor. Die im Labor erfassten Kennwerte sind nach fib-state of art reports [17] [18] wesentlich zur Beurteilung des Bauwerkzustandes. Die Materialwiderstände beschreiben, wie dicht bspw. der Beton gegenüber eindringenden Chloriden und CO₂ ist oder wie widerstandsfähig der Beton gegenüber Frostangriffen mit/ohne Taumittel ist. Die Materialwiderstände werden zum einen durch die Betonzusammensetzung und zum anderen durch die Betonverarbeitung bzw. Nachbehandlung beeinflusst. Auch bei gleichem Bauwerkstyp und gleicher Expositionsklasse werden die ermittelten Materialwiderstände nicht identisch sein. Die Schwankungen der Materialwiderstände lassen hier auch Rückschlüsse auf die Ausführungsqualität zu.

Arbeitspaket 4: Analyse der Instrumente der Produktions- und Konformitätskontrolle

Die systematische Aufnahme der aus der Baudokumentation und Bauwerksinspektion abgeleiteten Eingangsparameter erfolgt in einer zentralen Datenbank, jeweils für die Bereiche Karbonatisierung, Chlorideindringen und Frost-Tau(salz)-Angriff (unterteilt in Angriff mit (CDF) und ohne (CIF) Tausalzbelastung). Der Zugriff auf die Datenbank, welche in einer etablierten SQL-Struktur erstellt wird, mit welcher Forschungseinrichtung 2 (TUM) bereits Erfahrung in der Nutzung hat, ist durch eine webbasierte API (Application Programming Interface) geschaffen. Ziel der Datenbank ist es, mit den Eingangswerten die Dauerhaftigkeit hinsichtlich der jeweils betrachteten Einwirkung zu prognostizieren und die simulierten Materialwiderstände den real am Bauwerk bestimmten Materialwiderständen gegenüberzustellen. Für die Simulation wird eine Vielzahl an Eingangsparametern benötigt. So z. B. Angaben über die Betonrezeptur, zur Nachbehandlung sowie zur Exposition (Niederschlag, Temperatur, relative Luftfeuchte) des Bauteils. Diese Daten werden beispielsweise aus dem Bautagebuch, der Dokumentation der Herstellung der Bauteile oder dem Deutschen Wetterdienst bezogen.

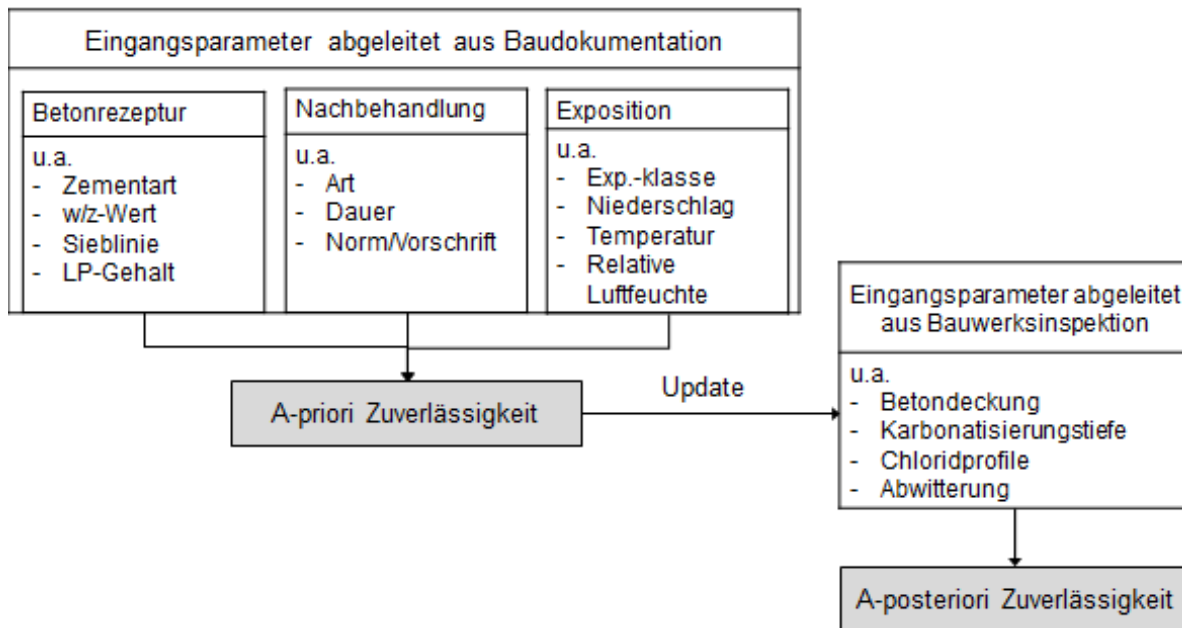


Bild 2 Genereller Aufbau der Datenbank zur Simulation der Materialwiderstände (schematisch)

Die Eingangsparameter für die spätere Simulation stellen Betonrezepturdaten, Nachbehandlung und Exposition dar, woraus sich die a-priori Zuverlässigkeit bestimmen lässt. Der aus der Bauwerksinspektion ermittelte Ist-Zustand dient der Zuschärfung der zuvor prognostizierten a-priori Zuverlässigkeit, woraus die a-posteriori Zuverlässigkeit resultiert (vgl. **Bild 2**). Die Nutzung der Datenbank unterteilt sich grundsätzlich in die nachfolgenden drei Anwendungsbereiche:

- Dateneingabe:

Die Informationen zu Betonrezepturen, Nachbehandlung, Exposition und Bauwerksinspektion werden in der Datenbank in Tabellenform dargestellt. Durch die Bereitstellung von Filterfunktionen können die für die jeweilige Einwirkung relevanten Informationen herausgefiltert werden. Dies dient dem Zweck der zielgerichteten Datensuche.

- Bemessung:

Aufbauend auf dem Bemessungsmodell der jeweiligen Exposition können die Daten in der Datenbank genutzt werden, um die Dauerhaftigkeit der Betone abzuschätzen. Bei XC-exponierten Betonen wird zunächst die natürliche Karbonatisierungsrate K_c unter Referenzbedingungen (20 °C/65 % r.F.) berechnet und anschließend unter Berücksichtigung der expositionsbedingten Übertragungsvariablen der relativen Luftfeuchte k_e , Nachbehandlungsdauer k_c , CO_2 -Konzentration k_a und Bewitterung $W(t)$ abgemindert. Daraus ergibt sich der theoretische expositionsabhängige Materialwiderstand des betrachteten Bauteils. Dieser kann anschließend genutzt werden, um mit zusätzlichen, in der Datenbank vorliegenden, Angaben (beispielsweise zur Betondeckung) die theoretische Lebensdauer (a-priori) zu berechnen.

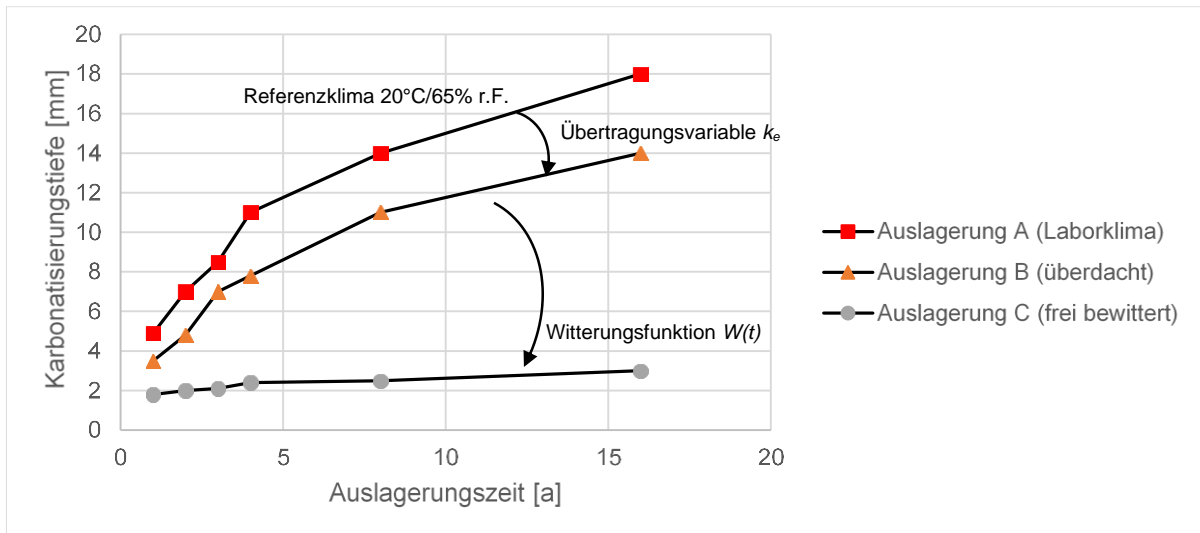


Bild 3 Karbonatisierungstiefen zu unterschiedlichen Lagerungsbedingungen, angelehnt an [23]

Bild 3 zeigt den Karbonatisierungsverlauf unter Referenzbedingungen (Auslagerung A). Dieser wird durch die Übertragungsvariable k_e , welche den Einfluss der relativen Luftfeuchte berücksichtigt, in die Kurve der Auslagerung B (überdachtes Außenlager) überführt. Anschließend wird Kurve B durch die Witterungsfunktion $W(t)$ in die vom theoretischen Wurzel-t-Gesetz abweichende Kurve der Auslagerung C (freie Bewitterung) überführt [23].

- Visualisierung:

Die Ergebnisse des Berechnungsmodells können anschließend mit den gemessenen Inspektionsdaten am Bauteil verglichen werden. **Bild 4** zeigt exemplarisch die auf die Bauwerksalter prognostizierten Karbonatisierungstiefen von zwei Betonsorten entsprechend dem Berechnungsmodell. Ziel der Visualisierung ist die nach Modellberechnungen ermittelten Karbonatisierungstiefen den tatsächlich gemessenen Karbonatisierungstiefen gegenüberzustellen.

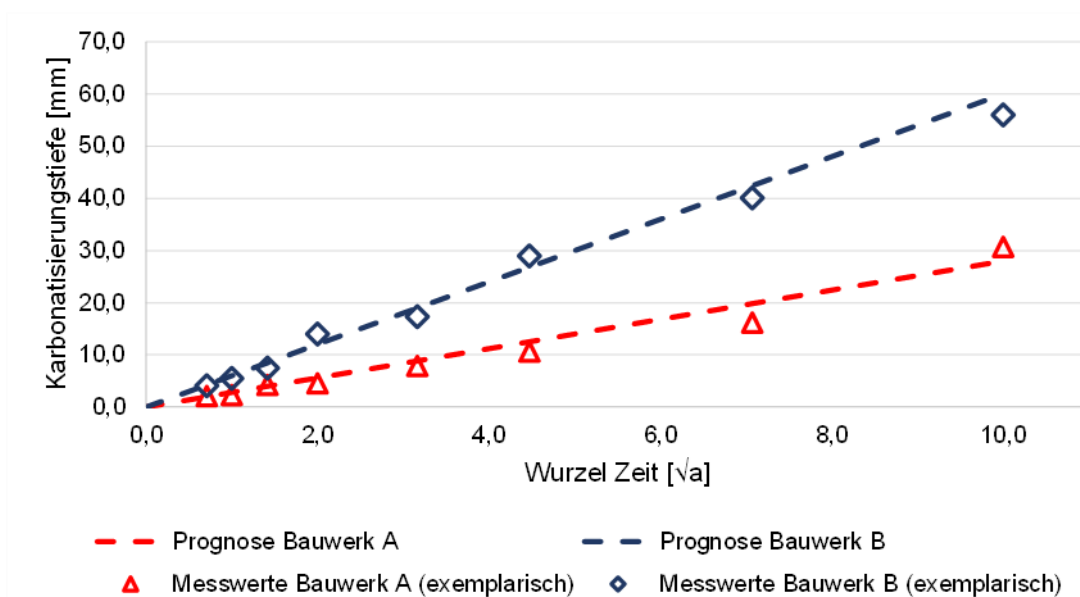


Bild 4 Vergleich Prognose- und Inspektionsdaten unterschiedlicher Betone

Forschungseinrichtung 2 (TUM) hat bereits die erste Entwicklung einer solchen Datenbank für die Exposition XC erstellt und eine zugehörige Website etabliert (<http://carbodb.bgu.tum.de/#/>). In dieser Datenbank können Ergebnisse von Karbonatisierungsversuchen gespeichert und miteinander verglichen werden. Durch gezielte Filterung der Eingangsparameter können die Ergebnisse unterschiedlichster Prüfmethode klassifiziert und ebenfalls miteinander verglichen werden. Des Weiteren können die Daten genutzt werden, um die für die jeweilige Betonrezeptur spezifische natürliche Karbonatisierungsrate k_{NAC} zu berechnen und aufbauend auf diesen Ergebnissen die voraussichtliche Lebensdauer zu der gegebenen Exposition nach probabilistischen Berechnungsmodellen abzuleiten. Bei den meisten Daten handelt es sich derzeit um Daten aus Laborversuchen. Die Karbonatisierungsdatenbank soll mit Hilfe des beantragten Forschungsvorhabens weiter ausgebaut und durch reale Bauwerksdaten erweitert werden. Durch Ergänzung dieser Daten können somit die in Laborversuchen ermittelten Materialwiderstände mit den realen, am Bauwerk vorhandenen, Materialwiderständen verglichen werden. Analog zur Karbonatisierungsdatenbank wird ebenfalls eine Datenbank für chloridinduzierte Bewehrungskorrosion mit ähnlicher Funktionalität aufgebaut. Für den Frost-Tausalz-Angriff soll die Datenbank zunächst nur als Sammlung der Messwerte dienen, als Grundlage für die zukünftige Entwicklung eines Prognosemodells. Forschungseinrichtung 2 (TUM) bearbeitet derzeit ein Forschungsvorhaben, welches die Entwicklung eines solchen Modells zum Ziel hat. Somit wird es in der Zukunft voraussichtlich auch für Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff ein probabilistisches Modell zur Prognose der Dauerhaftigkeit geben. Außerdem verfügt die Forschungseinrichtung 2 über zahlreiche Ergebnisse aus Laborversuchen, die der Datenbank ebenfalls zugefügt werden sollen.

Die zu erstellenden Datenbanken werden den KMU frei zugänglich sein, sodass, mit deren Hilfe, eine gezieltere Dimensionierung zukünftiger Bauwerke, basierend auf der zu erwartenden Lebensdauer, möglich wird. Eine ständige Erweiterung der Datenbank durch ein laufendes Hinzufügen von Materialparametern von Bestandsbauwerken nicht nur durch, jedoch auch mit Hilfe der KMU wird zukünftig dazu beitragen, die dauerhaftigkeitsrelevanten Materialwiderstände weiter zu präzisieren. Dieser Vorgang der Datenergänzung wird mit Hilfe einer zur Verfügung gestellten *Upload*-Funktion auf den Datenbank-Websites automatisiert, um den Aufwand für die KMU zu minimieren.

2 Wissenschaftlich-technischer Ansatz

2.1 Stand der Forschung und Entwicklung

Bisher durchgeführte Studien zur erreichbaren Dauerhaftigkeit stützen sich auf Labordaten [24]. Einigkeit besteht darin, dass die aktuell gültigen, deskriptiven Regeln der Normen DIN EN 206-1 [7] und DIN 1045-2 [8] zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit unserer Stahlbetonbauwerke zum Ziel haben (sollten), eine Mindestlebensdauer von 50 Jahren sicherzustellen.

Die deskriptiven Bemessungsregeln lassen derzeit aber nur bedingt, durch einen meist qualitativen, unvollständigen erhobenen Erfahrungshorizont, Rückschlüsse zu, ob die Mindestlebensdauer mit Beachtung dieser Regeln auch eingehalten werden kann. Eine Überprüfung, ob das Bauwerk auch nach 50 Jahren Lebensdauer noch die Zielzuverlässigkeit einhält, ist nur auf Basis von Ansätzen möglich, die die geprüfte Leistungsfähigkeit der eingesetzten Materialien in geeigneter Modellierung verarbeitet prognostizieren helfen. Zur Abschätzung der Depassivierungswahrscheinlichkeit von karbonatisierungs- und chloridinduzierter Bewehrungskorrosion sind entsprechende voll-probabilistische Prognosemodelle verfügbar [23] [25]. Zudem sind semiprobabilistische Prognosemodelle vorhanden [26] [27] [28].

Die Korrosion der Bewehrung ist ein zeitabhängiger Schädigungsmechanismus, der in zwei Phasen unterteilt werden kann. In der ersten Phase, der Einleitungsphase, dringen entweder Chloride aus Taumitteln oder mariner Exposition in den Beton ein, bis eine kritische korrosionsauslösende Chloridkonzentration an der Bewehrung erreicht wird. Oder das Kohlendioxid aus der Luft diffundiert in den Beton und reagiert mit dem Calciumhydroxid zu Calciumcarbonat, wodurch der alkalische Schutz des Betons verloren geht und die Bewehrung korrosionsbereit vorliegt, sobald die Karbonatisierungsfront die erste Bewehrungslage erreicht. Diese beiden, der sogenannten Einleitungsphase zugeordneten Prozesse können durch die genannten probabilistischen Modelle abgebildet werden.

An die Einleitungsphase schließt die Schädigungsphase an. Korrodiert die Bewehrung, führt dies zu einem Querschnittverlust des Stahls und die freiwerdenden Eisenoxide (Rost) diffundieren in den Beton ein. Steht den Eisenoxiden kein Expansionsraum mehr zur Verfügung, bauen diese einen Sprengdruck auf, der die Zugfestigkeit des Betons überschreitet und zur Rissbildung und in einem späteren Stadium zu Abplatzungen des Betons führt.

Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion bildet Makroelemente aus, d. h. anodische (Eisenauflösung) und kathodische (Sauerstoffreduktion) Flächen sind räumlich getrennt. Dies führt zu lokalem Abtrag des Stahls und zur so genannten Lochfraßkorrosion. Karbonatisierungsinduzierte Korrosion ist dagegen durch Mikrokorrosionselemente charakterisiert, die zu einem gleichmäßigen Abtrag des Stahls führen. Die unterschiedliche Ausbildung von chlorid- und karbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion hat sowohl Auswirkungen auf die Möglichkeiten der Korrosionsinspektion als auch auf den bruchmechanischen Prozess der Rissbildung des Betons.

Erst durch die korrosionsinduzierte Rissbildung kommt es zu einer strukturellen Schädigung des Betons und damit zu einer Verletzung von im Rahmen der Planung/Dimensionierung gemachten Bemessungsannahmen (die Umschnürungswirkung des Betons und damit der Haftverbund zwischen Betonstahl und Beton gehen verloren). In der Praxis wird ein Bauteil meist erst dann instandgesetzt, wenn der Schaden (Rissbildung, Abplatzung) visuell erkennbar ist. Von erfahrenen Tragwerksplanern beraten, meistens von wirtschaftlichen Überlegungen

geleitet, entscheidet der Bauherr individuell, welches Ausmaß der Schaden annehmen kann/darf, bevor eine Instandsetzung eingeleitet wird.

Da die Überschreitung eines Grenzzustandes wie „Depassivierung“ ja noch nicht unmittelbar zu einem strukturellen Schaden führt, ist die Erreichung dieses Grenzzustandes auch nur auf Basis umfassender Inspektionen (z. B. Potentialfeldmessung, Chloridprofile, Karbonatisierungstiefe) detektierbar. Daher hat ein solcher Grenzzustand in der Praxis bislang keine unmittelbare Bedeutung.

Für die Zustandsprognose von korrosionsgefährdeten Bauteilen/Bauwerken ist es daher essentiell, die Einleitungsphase und die sich daran anschließende Schädigungsphase modellierungstechnisch beschreiben zu können, d. h., auch den Zeitpunkt der Rissbildung auf Basis von Bemessungs- und Inspektionsdaten abschätzen zu können. Leider gibt es derzeit keine allgemeingültigen Vorgaben zur Vorgehensweise und zur Auswertung von Inspektionen an Stahlbetonbauwerken, d. h., es liegen i. d. R. keine geeigneten Eingabeparameter zur Abschätzung des Risikos der korrosionsinduzierten Rissbildung vor. Zum anderen konnten die bestehenden Modelle zur Rissbildung [29] nicht ausreichend auf Bauteilebene überprüft werden.

Neben den korrosionsinduzierenden Prozessen besitzt, je nach Exposition, die Frost- bzw. die Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons eine maßgebende Rolle für die Dauerhaftigkeit des gesamten Stahlbetonbauwerks. Im Gegensatz zur karbonatisierungs- und zur chloridinduzierten Korrosion existieren bislang jedoch noch keine probabilistischen Modelle zur Prognose des Schädigungsfortschritts durch den Frost- und Frost-Tausalz-Angriff. So werden zur Sicherstellung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit die innere Schädigung (über den relativen dynamischen E-Modul) und die äußere Schädigung (als mengenmäßige Abwitterung) der exponierten Fläche in Laborversuchen in Frost-Tau-Wechsel-Versuchen mit oder ohne Tausalzeintrag an gesondert hergestellten oder am Bauwerk entnommenen Proben bestimmt und festgesetzten Grenzwerten gegenübergestellt [22]. Für das Forschungsvorhaben stellen am Bauteil entnommene Bohrkerne die Grundlage zur Bestimmung der Frost- bzw. der Frost-Tausalz-Beständigkeit.

2.2 Vorgehensweise

Die Hauptaufgabe dieses Forschungsvorhabens ist die Erfassung der Zuverlässigkeit eines repräsentativen Bauwerksbestandes, geplant und erbaut auf Grundlage der DIN 1045:2001 [14]. Der Bauwerksbestand soll Einwirkungen der Expositionsklassen XC/Karbonatisierung, XD/Chlorideinwirkung und XF/Frosteinwirkung ausgesetzt sein. Die zufällige Auswahl der Bauwerke erlaubt es, die auf Grundlage des bestehenden Regelwerkes am Markt realisierten Bauwerksqualitäten hinsichtlich Dauerhaftigkeit abzubilden. Da die Dauerhaftigkeit eines Stahlbetonbauteils von den Materialwiderständen und der Ausführungsqualität abhängt, ist für eine qualitative Bestimmung dieser Widerstände die Entnahme von Baustoffproben aus dem Bauteil notwendig. An den Baustoffproben werden Festigkeits- und Dauerhaftigkeitsparameter (z. B. Karbonatisierungsrate und Chloridprofile) bestimmt. In einem weiteren Schritt werden die am Bauwerk ermittelten Kennwerte für eine probabilistische Lebensdauerabschätzung genutzt. Hierdurch wird es möglich, sowohl Defizite als auch Überdimensionierungen auf Seiten der Materialwiderstände (geplant nach deskriptivem Konzept der DIN 1045:2001) zu erkennen.

3 Durchgeführte Arbeiten und Ergebnisse

3.1 AP 1: Auswahl der zu untersuchenden Objekte

Im Arbeitspaket 1 ging es um die Identifikation und Auswahl geeigneter Objekte. Hierzu wurden Baulastträger und Betreiber verschiedener Bauwerkstypen kontaktiert. Folgende Bauwerkstypen wurden im Rahmen von Arbeitsschritt 2 untersucht:

- Wasserbauwerke
- Brücken- / Ingenieurbauwerke
- Hochbauten.

Im Nachfolgenden wird die Identifikation und Auswahl geeigneter Bauwerke beschrieben.

3.1.1 Wasserbauwerke

Zur Identifikation geeigneter Wasserbauwerke wurde die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe kontaktiert. Die BAW hat daraufhin in Zusammenarbeit mit der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) den Bestand an geeigneten Bauwerken in einer deutschlandweiten Abfrage identifiziert und der VDZ Technology gGmbH passende Bauwerke benannt.

Vier Wasserbauwerke, die den Kriterien entsprachen, wurden identifiziert (siehe **Tabelle 2**). Die Terminplanung der Untersuchungen erforderte lange Vorlaufzeiten. Die ausgewählten Wasserbauwerke wurden nach DIN 1045:2001 und ZTV-W LB 215 (Ausgabe 2004) errichtet. Mit den zusätzlichen Regelungen der ZTV-W LB 215 werden zum einen die besonders hohen Beanspruchungen der Verkehrswasserbauwerke und zum anderen die höhere Nutzungsdauer von 100 Jahren berücksichtigt [30].

Von den zuständigen Wasser- und Schifffahrtsämtern (WSÄ) wurden Arbeitsboote und Pontons für die Untersuchung der Bauwerke zur Verfügung gestellt.

Tabelle 2 Eckdaten der Wasserbauwerke nach [31]

Merkmal	Bauwerk			
Bezeichnung	Schleuse 1	Schleuse 2	Schleuse 3	Schleuse 4
Lage	Rheinland-Pfalz, Fankel, Mosel	Niedersachsen, Bolzum, Stichkanal Hildesheim	Niedersachsen, Sülfeld, Mittel-landkanal	Rheinland-Pfalz, Zeltingen, Mosel
Bauzeit	2006-2011	2007-2012	2004-2008	2003-2010
Betriebszeit	10 Jahre	9 Jahre	13 Jahre	11 Jahre
Zementart	CEM III/A 32,5 N	CEM III/A 32,5 N-LH/NA	CEM III/A 32,5	CEM III/A 32,5 N
Zementgehalt	280 kg/m ³	290 kg/m ³	330 kg/m ³	280 kg/m ³
Zusatzstoff	40 kg/m ³ Basaltmehl	-	-	40 kg/m ³ Basaltmehl
w/z-Wert	0,55	0,48	0,48	0,55
Zusatzmittel	LP-Mittel und Fließmittel/Betonverflüssiger	LP-Mittel und Fließmittel/Betonverflüssiger	LP-Mittel und Fließmittel/Betonverflüssiger	LP-Mittel und Fließmittel/Betonverflüssiger
Frischbetonroh-dichte SOLL (kg/m ³)	2290	2280	2310	2270

Merkmal	Bauwerk			
Größtkorn (mm)	32	32	32	32
Konsistenzbereich SOLL	F3	F3	F3	F3
Expositionsklassen	XC4, XF3, XM1	XC4, XF3, XM1	XC4, XF3, XM1	XC4, XF3, XM1
Druckfestigkeitsklassen	C 25/30	C 25/30	C 25/30	C 25/30
Besonderheiten				Oberflächen wurden nach dem Ausschalen mit Nachbehandlungsmittel eingesprützt

3.1.2 Brückenbauwerke

Im ersten Schritt des Teilprojektes Brückenbauwerke war es notwendig geeignete Bauwerke zu finden. Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) unterstützte das Projekt mit einer Datenabfrage in der Datenbank SIB-Bauwerke. Die SIB-Datenbank enthält Bestandsunterlagen und Ergebnisse von Brückenprüfungen entsprechend der Richtlinie ASB-ING [32]. Die systematische Brückeninstandhaltung wird hierdurch vereinfacht. Die SIB-Datenbank wurde nach Bauwerken durchsucht, die (1) nach DIN 1045-1/ZTV-ING geplant und gebaut und (2) älter als 10 Jahre waren. Diese Datenbankabfrage wurde für die Bundesländer Hamburg, Nordrhein-Westfalen, Bayern und Mecklenburg-Vorpommern durchgeführt. Das Ziel der Datenbankabfrage war es, eine ausreichend große Anzahl an Bauwerken zu finden, die deutschlandweit verteilt waren und mit unterschiedlichen Zementen hergestellt wurden. Die erste Datenbankabfrage ergab mehr als 200 Objekte, die den Kriterien entsprachen. Diese große Zahl an Objekten wurde durch zwei Schritte reduziert. In einem ersten Schritt wurden nur die ältesten Bauwerke berücksichtigt. Hierdurch halbierte sich in etwa die Anzahl der Bauwerke. In einem zweiten Schritt wurde die Lage des Bauwerks, die tatsächlich auftretenden Expositionsklassen und die Zementart berücksichtigt. Das Ergebnis waren fünf Brückenbauwerke (siehe **Tabelle 3**) in Nord-, West- und Süddeutschland, hergestellt mit unterschiedlichen Zementarten. Drei der fünf Brückenbauwerke überführten Bundes- oder Landstraßen über die Autobahn, während zwei der Bauwerke Autobahnen über Bundesstraßen überführten [33].

Tabelle 3 Eckdaten der Brückenbauwerke

Merkmal	Bauwerk				
Bezeichnung	Brücke 1	Brücke 2	Brücke 3	Brücke 4	Brücke 5
Lage	Nordrhein-Westfalen, BAB A40	Mecklenburg-Vorpommern, BAB A24	Bayern, BAB A6	Bayern, BAB A3	Nordrhein-Westfalen, BAB A33
Baujahr	2011	2008	2007	2008	2011
Alter (a)	11	14	15	14	11
Zementart	CEM III/A und CEM III/B	CEM I und CEM III/A	CEM II/A-LL	CEM I und CEM II/A-S	CEM I
Zementgehalt	Widerlager und Flügel: 355 kg/m ³ CEM III/A	Widerlager und Flügel: 330 kg/m ³ CEM III/A-na	Widerlager, Bogen, Stützen und Überbau:	Widerlager und Flügel: 350 kg/m ³ CEM II/A-S	Widerlager: 360 kg/m ³ CEM I

Merkmal	Bauwerk				
	Überbau: 360 kg/m ³ CEM III/B	Pfeiler: 390 kg/m ³ CEM III/A-na Überbau: 390 kg/m ³ CEM I-na	360 kg/m ³ CEM II/A-LL	Überbau: 400 kg/m ³ CEM I	Pfeiler und Stützen: 390 kg/m ³ CEM I Überbau: 390 kg/m ³ CEM I
Zusatzstoff	-	-	-	-	-
w/z-Wert	0,45 bis 0,49	0,45 bis 0,49	0,49	0,45 bis 0,49	0,45 bis 0,49
Zusatzmittel	Verflüssiger	Verflüssiger	Fließmittel	Verflüssiger	Verflüssiger
Expositions-klassen	Widerlager und Flügel: XC4, XD2, XF3, XA1 Überbau: XC4, XD1, XF2	Widerlager, Flügel und Pfeiler: XC4, XD2, XS2, XF3, XA2 Pfeiler: XC4, XD3, XF2	Widerlager, Bogen, Stützen und Überbau: XC4, XD2, XF2, XA2	Widerlager, Flügel und Überbau: XC4, XD1, XF2	Widerlager, Pfeiler, Stützen und Überbau: XC4, XD2, XF3
Druckfestig-keitsklassen	Widerlager und Flügel: C30/37 Überbau: C35/45	Widerlager, Flügel und Pfeiler: C30/37 Überbau: C35/45	Widerlager, Bogen, Stützen und Überbau: C35/45	Widerlager und Flügel: C30/37 Überbau: C50/60	Widerlager, Pfeiler und Stützen: C30/37 Überbau: C35/45

3.1.3 Hochbauten

Zur Identifikation geeigneter Hochbauten wurden deutschlandweit verschiedene Stellen angesprochen. Dies waren u. a. Stadtwerke, Energieerzeuger, Bundeswehr, Flughäfen, Wohnungsbau-gesellschaften, Universitäten sowie private und öffentliche Immobilienverwaltungsgesell-schaften. Nach der Kontaktaufnahme zeigten einige Bauwerksbetreiber zunächst Interesse an dem Forschungsvorhaben. Nachdem die Betreiber über die durchzuführenden Bauwerksunter-suchungen informiert wurden, nahm die Bereitschaft zur Unterstützung des Vorhabens ab.

Über verschiedene Kanäle erfuhren ein Zementhersteller und ein Fertigteilhersteller von dem Forschungsvorhaben. Beide Unternehmen boten kurzfristig Hochbauten auf ihren Werksgelän-den für das Forschungsvorhaben an. Der Zementhersteller stellte zwei Silobauwerke und der Fertigteilhersteller zwei Produktionshallen zur Verfügung (siehe **Tabelle 4**).

Tabelle 4 Eckdaten der Hochbauten

Merkmal	Bauwerk			
Bezeichnung	Hochbau 1 (Holcim Silo 7)	Hochbau 2 (Holcim Silo 8)	Hochbau 3 (FT-Halle Ronneburg)	Hochbau 4 (FT-Halle Röhrnbach)
Lage	Niedersachsen, Sehnde/Höver	Niedersachsen, Sehnde/Höver	Sachsen, Ronneburg	Bayern, Röhrnbach
Baujahr	2005	2005	2008	2008
Alter (a)	17	17	14	14
Zementart	CEM III/A 42,5 N	CEM I 42,5	CEM I 52,5 R	CEM I 52,5 R
Zementgehalt	380 kg/m ³	380 kg/m ³	Wände: 410 kg/m ³ Stützen: 450 kg/m ³	Wände: 410 kg/m ³ Stützen: 450 kg/m ³

Merkmal	Bauwerk			
Zusatzstoff	40 kg/m ³ Flug- asche	40 kg/m ³ Flug- asche	-	-
w/z-Wert	0,46	0,46	Wände: 0,48 Stützen: 0,47	Wände: 0,48 Stützen: 0,47
Zusatzmittel	Verflüssiger	Verflüssiger	Verflüssiger und Fließmittel	Verflüssiger und Fließmittel
Expositionsklas- sen	XC4, XF1	XC4, XF1	Wände: XC4, XD2, XF1, XA1, XM1 Stützen: XC4, XD3, XF3, XA2, XM1	Wände: XC4, XD2, XF1, XA1, XM1 Stützen: XC4, XD3, XF3, XA2, XM1
Druckfestigkeits- klassen	C 35/45	C 35/45	Wände: C35/45 Stützen: C45/55	Wände: C35/45 Stützen: C45/55
Besonderheiten	Gleitschalungs- bau	Gleitschalungs- bau	Fertigteile	Fertigteile

3.2 AP 2: Untersuchung der Bauwerke

3.2.1 Wasserbauwerke

3.2.1.1 Durchgeführte Arbeiten

Die vier Wasserbauwerke wurden im Zeitraum von Oktober 2021 bis Juni 2022 untersucht (siehe **Tabelle 5**).

Tabelle 5 Untersuchungstermine der Wasserbauwerke

Merkmal	Bauwerk			
Bezeichnung	Schleuse 1	Schleuse 2	Schleuse 3	Schleuse 4
Untersuchung	20.-21.10.2021	10.-11.11.2021	23.-24.11.2021	08.-09.06.2022

Während der Untersuchungen an den Wasserbauwerken kamen sowohl zerstörungsfreie als auch zerstörende Methoden zum Einsatz. Zur Begutachtung der Schleusenammerwände wurden je Kammerwandseite 4-5 Begutachtungstreifen angelegt. Die Betonoberfläche wurde hierzu mit einem Hochdruckreiniger auf einer Breite von 2 bis 3 Metern über die gesamte Höhe der Kammerwand von Bewuchs und Verschmutzungen gereinigt. An den Bauwerken wurden folgende Prüfungen und Arbeiten durchgeführt:

- Visuelle Inspektion der Betonoberflächen (siehe **Bild 5**),
- Bestimmung der Betondeckung mit einem elektromagnetischen Messgerät (Proceq Profometer 650AI) im Bereich der Begutachtungstreifen in drei verschiedenen Höhenlagen (Oberwasser, Mittelwasser, Unterwasser) mit im Ergebnis 1000-1500 Einzelwerten je Bauwerk (siehe **Bild 6**),
- Lokalisierung der Bewehrung mit einem elektromagnetischen Messgerät durch VDZ Technology und ggfs. einem Geo-Radar durch BAW,
- Bohrkernentnahme aus dem Beton der Schleusenammerwände (siehe **Bild 7**),

- Messung der Karbonatisierungstiefe an frischen Bruchstellen im Bereich von Bohrkernentnahmestellen nach RILEM CPC 18 [34] (siehe **Bild 8**),
- Messung der Abwitterungstiefe geschädigter Betonoberflächen am Bauwerk mittels Schublehre,
- Dokumentation von Rissen, Rissweiten, Rissabständen und Schäden an den Kammerwänden (z. B. Schiffsanprall),
- Verschluss der Bohrkernentnahmestellen mit einem Betonersatzsystem (Sakret PCC I BC8) und Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels, örtlich auch Aufdübeln von Schutzplatten über dem Bohrkernverschluss zur Vermeidung von Ausspülungen.



Bild 5 Stark abgewitterte Oberfläche im Bereich der Wasserwechselzone Schleuse 2



Bild 6 Bestimmung der Betondeckung an der Schleuse 1



Bild 7 Bohrkernentnahme aus einer Kammerwand der Schleuse 1



Bild 8 Bestimmung der Karbonatisierungstiefe an einer Bohrkernentnahmestelle der Schleuse 1

3.2.1.2 Ergebnisse

Visuelle Inspektion

Bei der visuellen Inspektion der Kammerwände wurden deutliche Unterschiede hinsichtlich Oberflächenqualität und Frostbeständigkeit zwischen den Bauwerken festgestellt. Die Betonoberflächen in der Wasserwechselzone von Schleusen 1 und 3 wiesen örtlich tiefe und großflächige Frostschäden auf. Die Kammerwände der Schleusen 1 und 3 wiesen Abwitterungstiefen aufgrund Frostangriff von 10 mm und mehr auf (siehe **Bild 9**). Örtlich konnte die oberflächen-nahe Zementmörtelschicht der Kammerwände von Schleuse 3 von Hand entfernt werden (siehe **Bild 10**). Die Schleuse 2 wies weniger Frostschäden auf als die Schleusen 1 und 3. Von allen untersuchten Bauwerken zeigte Schleuse 4 die am geringsten geschädigten Kammerwände (siehe **Bild 11**). Die Kammerwandflächen von Schleuse 4 zeigten noch deutlich sichtbar die Schalbrettstruktur auf. Einige Bereiche sahen aus, als wären sie erst vor kurzem ausgeschalt worden. Die Betonoberflächen von Schleuse 4 wurden unmittelbar nach dem Ausschalen mit einem Nachbehandlungsmittel eingesprüht. Jedoch zeigten alle untersuchten Schleusen vertikale Zwangsrisse (aufgrund Hydratationswärmeentwicklung) mit Rissbreiten von 0,1 bis 0,3 mm, in einigen wenigen Fällen bis zu 0,6 mm (siehe **Bild 12**).



Bild 9 Bestimmung der Abwitterungstiefe an einer Kammerwand von Schleuse 3



Bild 10 Durch Frostangriff geschädigte Betonoberfläche einer Kammerwand von Schleuse 3



Bild 11 Nach 11 Jahren Betriebsdauer völlig ungeschädigte Betonoberfläche einer Kammerwand von Schleuse 4



Bild 12 Vertikalriss in einer Kammerwand von Schleuse 1 mit einer Rissbreite bis 0,6 mm

Die Beobachtungen an den Wasserbauwerken sind in **Tabelle 6** zusammengefasst.

Tabelle 6 Zusammenfassung der visuellen Inspektion an Wasserbauwerken mit Ranking

Ranking	Bauwerk	Beobachtungen
1	Schleuse 4	- Viele völlig ungeschädigte Bereiche - Viele Bereiche, die die Schalbrettstruktur noch zeigen - Wenige Risse und Netzrisse mit Rissbreiten von 0,1 bis 0,3 mm
2	Schleuse 2	- Viele völlig ungeschädigte Bereiche - Wenige Risse und Netzrisse mit Rissbreiten von 0,1 bis 0,3 mm
3	Schleuse 1	- Variiert zwischen völlig ungeschädigten und geschädigten Bereichen - Risse und Netzrisse mit Rissbreiten von 0,1 bis 0,3 mm
4	Schleuse 3	- Viele geschädigte Bereiche - Tiefe Abwitterungen (oberflächennaher Beton kann teilweise von Hand entfernt werden) - Viele Risse und Netzrisse mit Rissbreiten von 0,1 bis 0,3 mm

Betondeckung

Die Betondeckung der vier Bauwerke ist in **Bild 13** dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Vorgaben hinsichtlich Mindestbetondeckung und Nominaldeckung (ZTV-W LB 215) gut eingehalten wurden. Die geringste Standardabweichung und damit auch die geringste Schwankung beim Verlege-Maß der Bewehrung wurde an Schleuse 4 beobachtet.

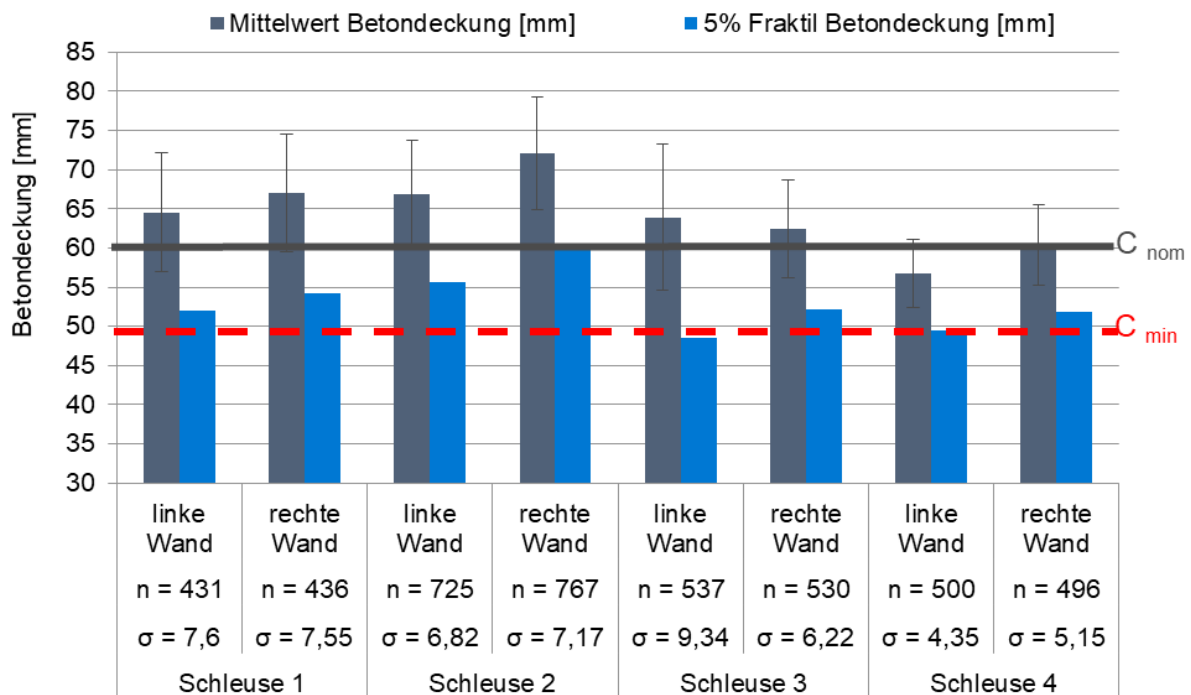


Bild 13 Betondeckung der Kammerwände

Karbonatisierungstiefe und Karbonatisierungsrate

Die Karbonatisierungstiefe wurde nach RILEM CPC 18 [34] an frischen Bruchflächen bestimmt. Mit der gemessenen Karbonatisierungstiefe wurde die natürliche Karbonatisierungsrate K_{NAC} in mm/\sqrt{a} berechnet. Die natürlichen Karbonatisierungsraten der Kammerwände sind in **Bild 14** gegeben.

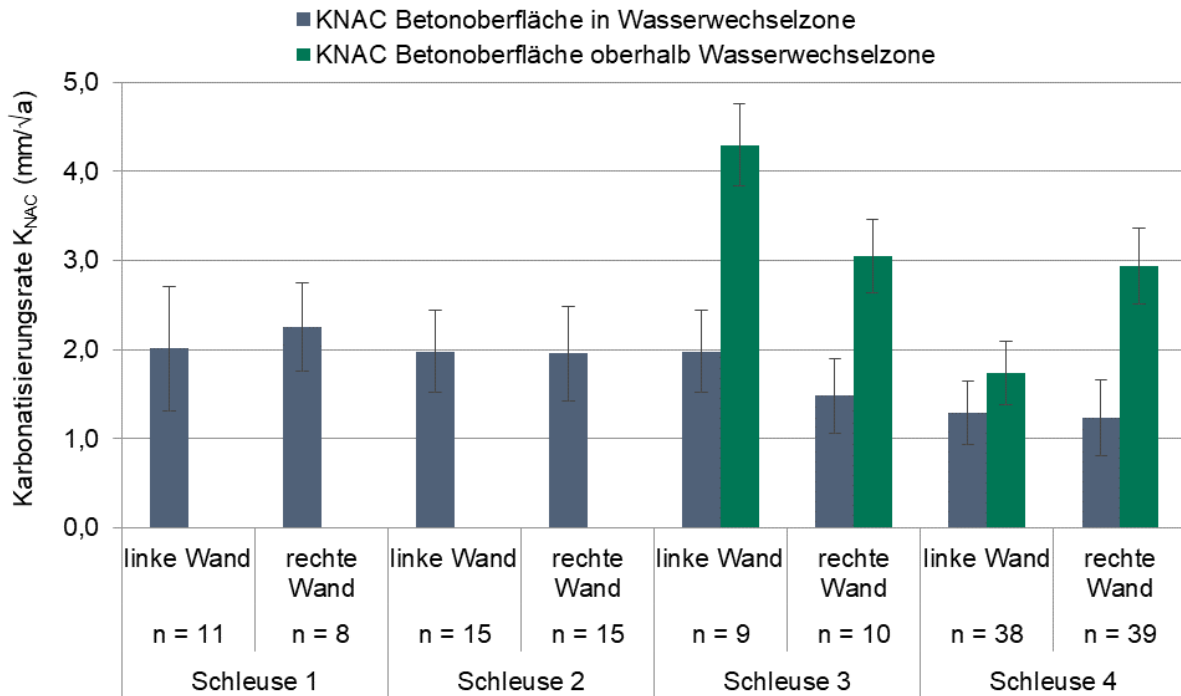


Bild 14 Natürliche Karbonatisierungsrate K_{NAC} (mm/\sqrt{a}) der Kammerwände

An den Kammerwänden der Schleuse 1 wurden die höchsten Karbonatisierungsraten (in Wasserwechselzone) bestimmt. Der Beton von Schleuse 1 wurde mit CEM III/A und Basaltmehl bei einem w/z-Wert von 0,55 hergestellt. Die niedrigsten Karbonatisierungsraten wurden an Schleuse 4 beobachtet, welche mit der gleichen Betonrezeptur wie Schleuse 1 errichtet wurde. Der einzige Unterschied ist, dass beim Bau der Schleuse 4 unmittelbar nach dem Ausschalen ein Nachbehandlungsmittel aufgebracht wurde.

Aus **Bild 14** ist auch erkennbar, dass Beton in der Wasserwechselzone geringere Karbonatisierungsraten aufweist als Beton oberhalb der Wasserwechselzone. Die berechneten Karbonatisierungsraten lagen zwischen 1,2 und 4,3 mm/\sqrt{a} . Die Ergebnisse zeigen, dass der CO_2 -Transport in feuchtem Beton deutlich langsamer abläuft als in trockenem Beton. Die in der Wasserwechselzone gemessenen Karbonatisierungstiefen konnten sich wahrscheinlich nur im Zeitraum zwischen Ausschalen und Beginn der Wasserbeaufschlagung (Inbetriebnahme der Schleusenkammer) einstellen.

Die Karbonatisierungsrate in Abhängigkeit der Himmelsrichtung ist in **Bild 15** dargestellt. Die höchste Karbonatisierungsrate wurde an Flächen in Nord-West-Richtung erfasst. In Deutschland ist die Wetterseite normalerweise Westen, d. h. der Niederschlag kommt üblicherweise aus westlicher Richtung. Demnach sollten die Karbonatisierungsraten in West-Richtung am

niedrigsten sein. Die geringsten Karbonatisierungsraten wurden in Richtung Süd-West beobachtet.

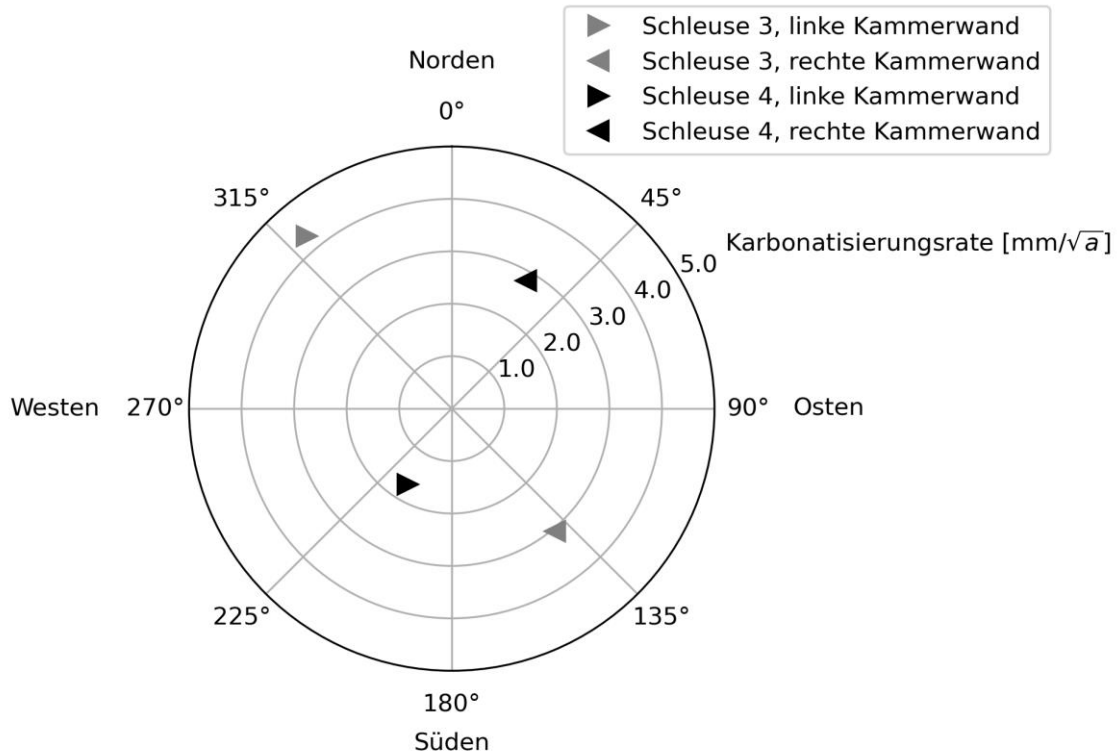


Bild 15 Natürliche Karbonatisierungsrate oberhalb der Wasserwechselzone ($\text{mm}/\sqrt{\text{a}}$) der Kammerwände von Schleusen 3 und 4 unter Berücksichtigung der Himmelsrichtung

3.2.2 Brückenbauwerke

3.2.2.1 Durchgeführte Arbeiten

Fünf Brückenbauwerke wurden von Mai 2022 bis September 2022 untersucht (siehe **Tabelle 7**).

Tabelle 7 Untersuchungstermine der Brückenbauwerke

Merkmal	Bauwerk				
	Brücke 1	Brücke 2	Brücke 3	Brücke 4	Brücke 5
Untersuchungs-termin	10.05. bis 12.05.2022	31.05. bis 01.06.2022	21.06. bis 22.06.2022	27.06. bis 29.06.2022	13.09. bis 15.09.2022

Die Bauwerksuntersuchungen dauerten zwischen zwei und drei Tagen. Alle untersuchten Bauwerke befanden sich entlang von stark befahrenen Fernstraßen. Die Brücken 1, 4 und 5 wurden bei laufendem Verkehr in Nachtschichten, die Brücken 2 und 3 bei laufendem Verkehr tagsüber untersucht. Die Verkehrssicherung wurde durch lokale Straßenbehörden oder die Autobahn GmbH übernommen [33].

Bei den Untersuchungen an den Brückenbauwerken kamen zerstörungsfreie und zerstörungsarme Methoden zum Einsatz. An den Bauwerken wurden folgende Arbeiten durchgeführt:

- Visuelle Inspektion der Brückenbauteile mit Dokumentation von Poren, Lunkern, Rissen und Frost- bzw. Frost-Tausalz-Schäden,
- Bestimmung der Betondeckung mit einem elektromagnetischen Messgerät (Proceq Profometer 650AI) an Widerlagerwänden, Flügelwänden, Stützen, Pfeilern, Bögen und Überbauten,
- Lokalisierung der Spannbewehrung in den Überbauten mit einem Bodenradargerät (Proceq GP8000) vor Bohrkernentnahme,
- Festlegung von Bohrkernentnahmestellen,
- Messung des spezifischen elektrischen Widerstands der Betonrandzone nach DIN EN 12390-19 [35] (Proceq Resipod),
- Bohrkernentnahme aus Brückenbauteilen,
- Messung der Karbonatisierungstiefe an frischen Bruchstellen im Bereich von Bohrkernentnahmestellen nach RILEM CPC 18 [34],
- Entnahme von tiefengestaffelten Bohrmehlproben aus Brückenbauteilen zur Aufstellung von Chloridprofilen,
- Verschluss der Bohrkernentnahmestellen mit einem Betonersatzsystem (Sakret PCC I BC8) und Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels.

3.2.2.2 Ergebnisse

Visuelle Inspektion

Am häufigsten wurden große Poren, Lunker, Risse und Verdichtungsprobleme in der Betonoberfläche beobachtet (siehe **Bild 16** und **Bild 17**). Die beobachtete Rissbreite lag i. d. R. unterhalb von 0,3 mm (siehe **Bild 16** und **Bild 18**). An keinem der untersuchten

Brückenbauwerke konnten nach 11 bis 15 Jahren Nutzungsdauer Abplatzungen über korrodierter Bewehrung oder Frost-Tausalz-Schäden beobachtet werden. Die Unterseite des Überbaus von Brücke 1 wies ein wellenförmiges Muster auf. Der auf der Deckschalung liegende Bewehrungskorb bzw. der frisch eingebrachte Beton war offenbar zu schwer für die Schalung, so dass die einzelnen Schalbretter nach unten ausbauchten (siehe **Bild 19**). Hierdurch entstand eine wellenförmige Überbauunterseite mit Stichmaßen zwischen Hoch- und Tiefpunkt des Wellenmusters von 1 bis 1,5 cm (siehe **Bild 19**). An diesen Stellen wurden dann später auch zu geringe Betondeckungen gemessen.

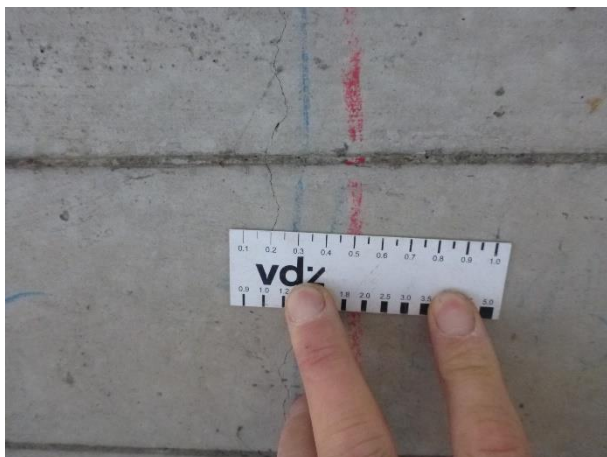


Bild 16 Risse mit Rissbreiten $< 0,3$ mm im Widerlager von Brücke 4

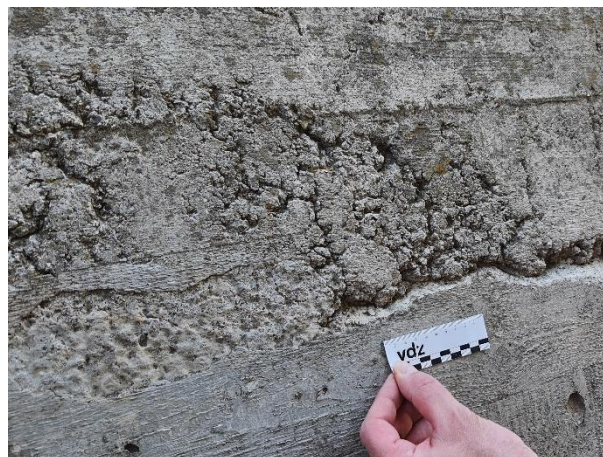


Bild 17 Verdichtungsprobleme an einem Bauteil von Brücke 3



Bild 18 Risse mit Rissbreiten $< 0,3$ mm in der Bogenkonstruktion von Brücke 3



Bild 19 Wellenförmige Untersicht des Überbaus von Brücke 1

Betondeckung

Die Betondeckung der Brückenbauwerke ist **Bild 20** zu entnehmen. Es ist erkennbar, dass die Nennmaße c_{nom} und Mindestmaße c_{min} der Betondeckung fast überall eingehalten wurden. Der einzige Ausreißer ist der Überbau der Brücke 1. Hier lag das 5 %-Fraktile der gemessenen Betondeckung bei 16 mm. Laut Plan sollte die Mindestbetondeckung 30 mm betragen (siehe

Bild 20). Eine Ursache für das niedrige 5 %-Fraktile der Betondeckung ist die wellenförmige Unterseite des Plattenbalkens. Offensichtlich war der Bewehrungskorb des Plattenbalkens oder der frisch eingebrachte Beton zu schwer für die Holzschalung. Hierdurch kam es zu einem wellenförmigen Verdrücken der Schalungsbretter. Im Ergebnis liegt die Betondeckung örtlich unter der Mindestbetondeckung c_{\min} [33].

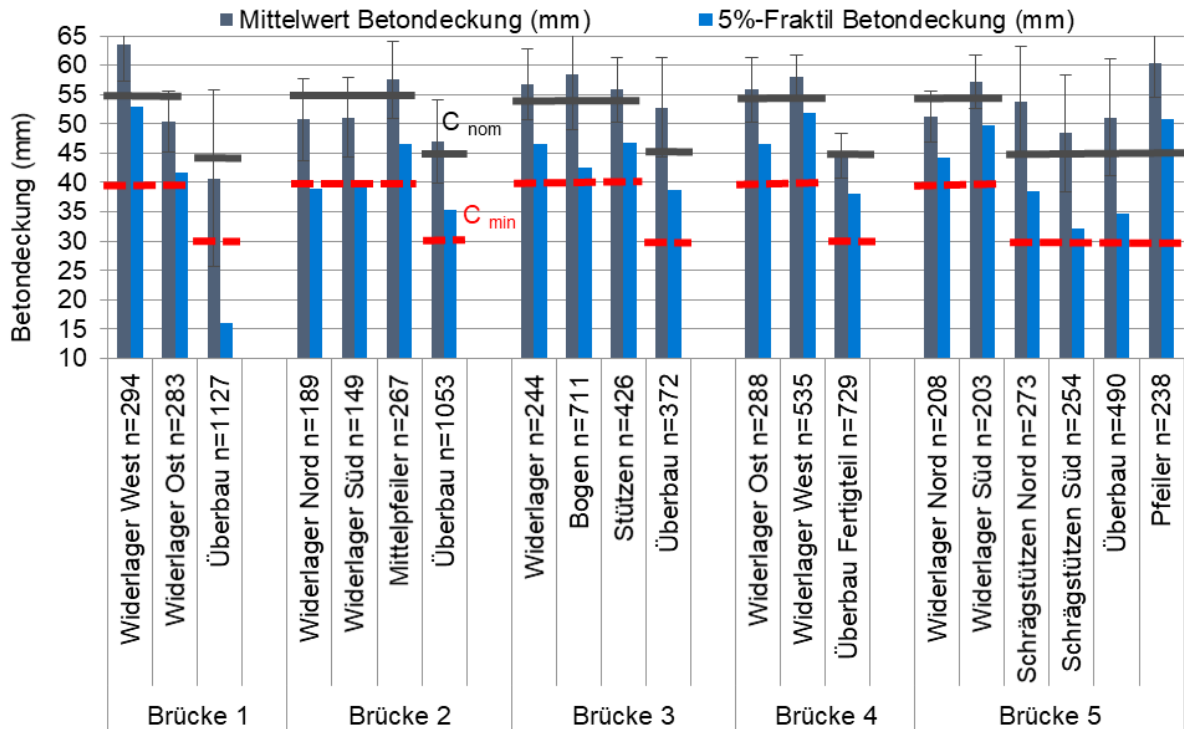


Bild 20 Betondeckung der Brückenbauwerke

Spezifischer elektrischer Widerstand der Betonrandzone

Der spezifische elektrische Widerstand der Betonrandzone ist in **Bild 21** dargestellt. Es ist gut zu erkennen, dass die Brücke 1 den höchsten spezifischen elektrischen Widerstand aufweist. Die Widerlager der Brücke 2 zeigen ebenfalls relativ hohe spezifische elektrische Widerstände. Diese Bauteile wurden mit CEM III/A hergestellt. **Bild 21** zeigt deutlich, dass die Zementart einen großen Einfluss auf den spezifischen elektrischen Widerstand des Bauteils hat. Bauteile aus CEM III/A und CEM III/B (Hochofenzemente) weisen i. d. R. deutlich höhere spezifische elektrische Widerstände auf als Bauteile aus CEM I (Portlandzement). Je höher der spezifische elektrische Widerstand eines Bauteils, desto geringer seine Korrosionswahrscheinlichkeit. Dies bedeutet, dass die Brücken hergestellt mit CEM III eine geringere Korrosionswahrscheinlichkeit aufweisen als die Brücken mit CEM I [33].

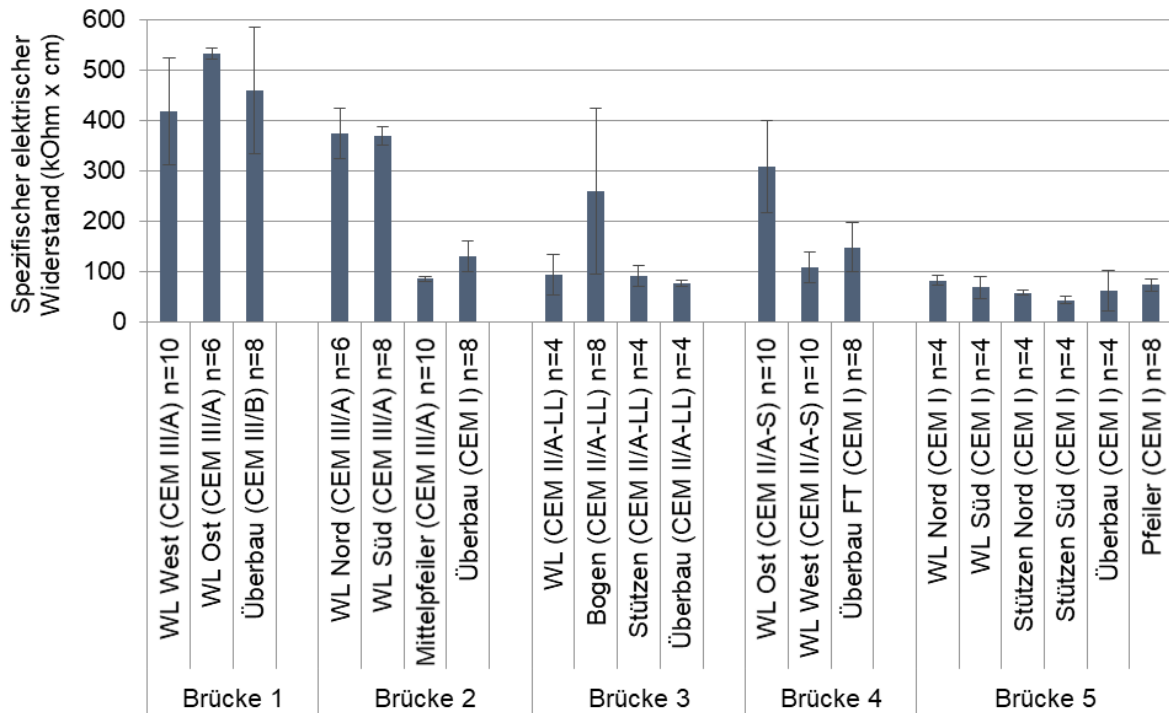


Bild 21 Spezifischer elektrischer Widerstand der Betonrandzone

Karbonatisierungstiefe und Karbonatisierungsrate

Die natürlichen Karbonatisierungsraten K_{NAC} sind in **Bild 22** dargestellt.

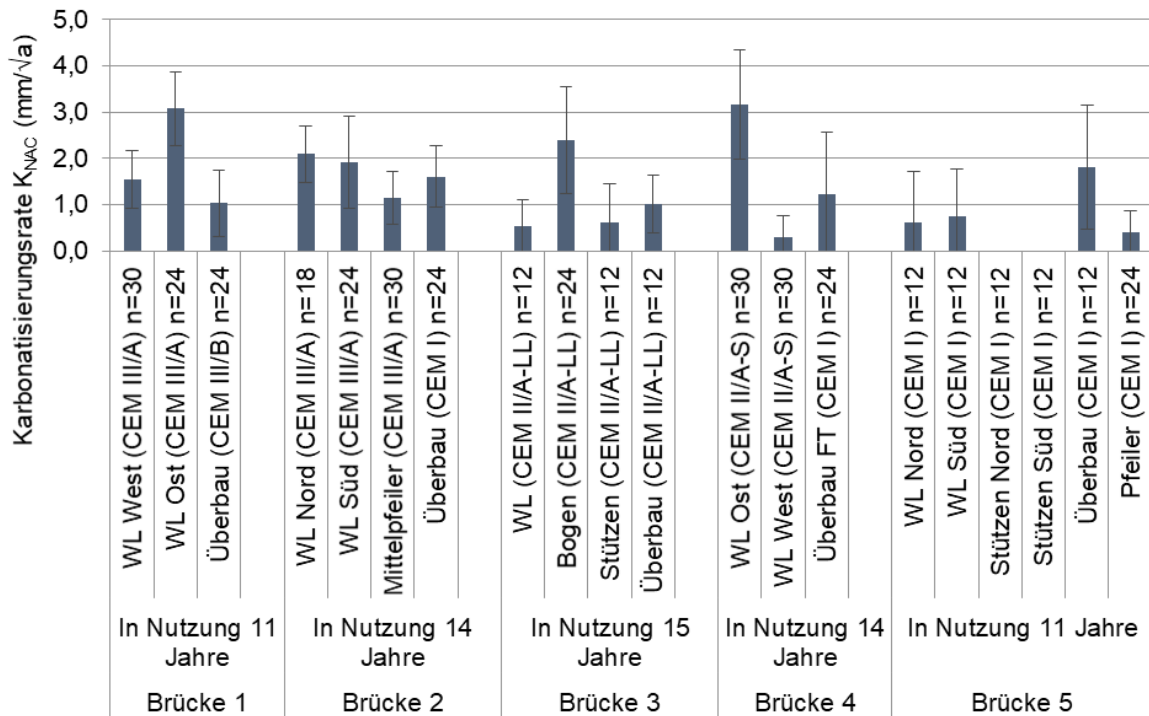


Bild 22 Karbonatisierungsrate (mm/√a) der Brückenbauteile

Die Karbonatisierungstiefe wurde an frischen Bruchstellen im Randbereich der Bohrkernentnahmestellen bestimmt. Mit der Karbonatisierungstiefe wurde unter Berücksichtigung des Bauwerksalters die natürliche Karbonatisierungsrate K_{NAC} (mm/\sqrt{a}) berechnet. Die höchsten Karbonatisierungsraten wurden an Beton aus CEM III/A und CEM II/A-S beobachtet (siehe **Bild 22**). Beide Zemente enthalten Hochofenschlacke. Die niedrigsten Karbonatisierungsraten wurden an Bauteilen aus CEM I bestimmt.

Die Karbonatisierungsraten aus **Bild 22** wurden dazu verwendet die theoretischen Karbonatisierungstiefen während einer Nutzungsdauer von 100 Jahren zu berechnen. Hierzu wurde der ingenieurmäßige Ansatz (\sqrt{t} -Gesetz) verwendet. In **Bild 23** bis **Bild 27** ist der theoretische Karbonatisierungsverlauf der Brücken 1 bis 5 gegeben. Man kann erkennen, dass die Karbonatisierungsfront in keinem Fall die äußere Bewehrungslage erreicht. Nach diesen Ergebnissen ist das Risiko der Bewehrungskorrosion aufgrund Karbonatisierung an den hier untersuchten Brücken als sehr gering einzuschätzen. Von ähnlichen Ergebnissen wird in [36] und [37] berichtet.

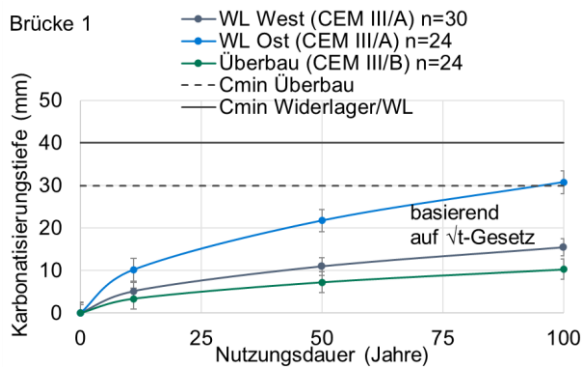


Bild 23 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Brücke 1

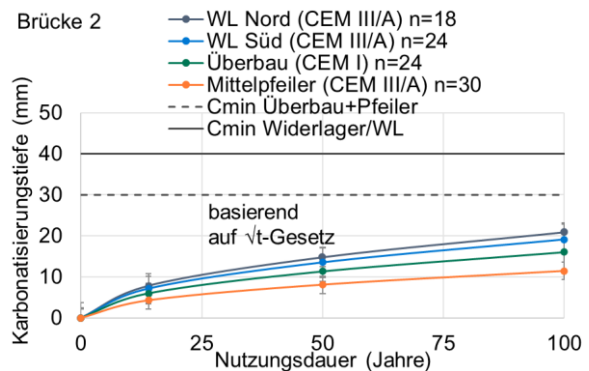


Bild 24 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Brücke 2

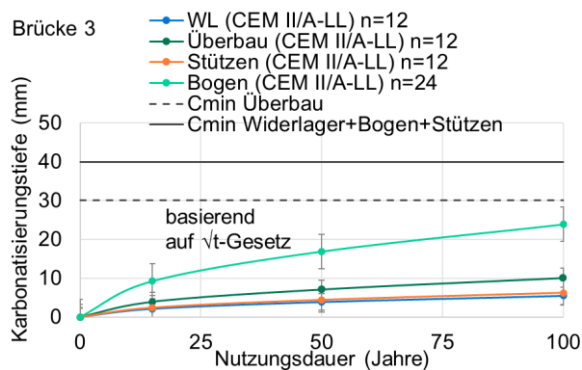


Bild 25 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Brücke 3

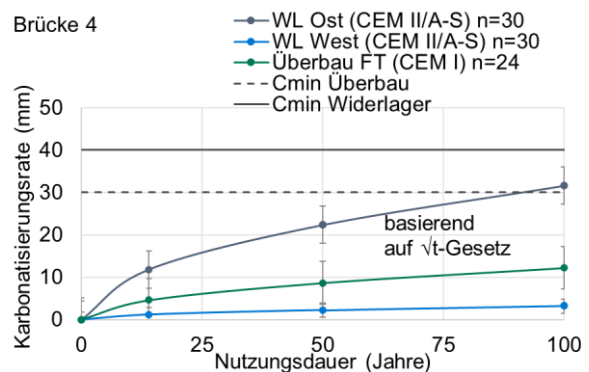


Bild 26 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Brücke 4

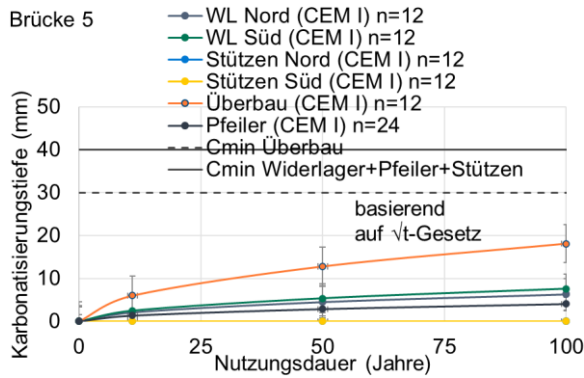


Bild 27 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Brücke 5

3.2.3 Hochbauten

3.2.3.1 Durchgeführte Arbeiten

Vier Hochbauten wurden von November 2022 bis Februar 2023 untersucht (siehe **Tabelle 8**).

Tabelle 8 Untersuchungstermine der Hochbauten

Merkmal	Bauwerk			
Bezeichnung	Hochbau 1 (Holcim Silo 7)	Hochbau 2 (Holcim Silo 8)	Hochbau 3 (FT-Halle Ronneburg)	Hochbau 4 (FT-Halle Röhrnbach)
Untersuchungs-termin	25.11.2022	26.11.2022	30.11.-01.12.2022	23.-24.02.2023

Die Bauwerksuntersuchungen dauerten je Bauwerk zwischen ein und zwei Tagen. Die Hochbauten befanden sich auf Gelände von Produktionsfirmen. Die Untersuchungen fanden parallel zum Produktionsbetrieb statt. Für die beiden Silos auf dem Gelände der Firma Holcim wurde eine Gefährdungsbeurteilung durchgeführt. Dies war notwendig, da beide Silos in bis zu 70 m Höhe befahren werden sollten. Zur Befahrung der Betonflächen und zur Bohrkernentnahme aus bis zu 30 m Höhe über Gelände war zudem eine spezielle Arbeitsbühne notwendig. Bei beiden Silos handelt es sich um radial vorgespannte Konstruktionen. Die beiden Produktionshallen in Fertigteilbauweise konnten ohne Arbeitsbühnen untersucht werden. Die Arbeiten in den Hallen erforderten besondere Sorgfalt und Vorsicht, da während der Untersuchungen, selbstfahrende Staplersysteme im Einsatz waren.

Bei den Untersuchungen an den Hochbauten kamen zerstörungsfreie und zerstörungsarme Methoden zum Einsatz. An den Bauwerken wurden folgende Arbeiten durchgeführt:

- Visuelle Inspektion der Hochbauten mit Dokumentation von Poren, Lunkern, Rissen und Frost- bzw. Frost-Tausalz-Schäden an den Bauteilen,
- Bestimmung der Betondeckung mit einem elektromagnetischen Messgerät (Proceq Profometer 650AI) an Siloaußenwänden, Lisenen, Fertigteilstützen und Fertigteilwandelementen im Innen- und Außenbereich,
- Lokalisierung der Spannbewehrung in den Silowänden und Lisenen mit einem Bodenradargerät (Proceq GP8000) vor Bohrkernentnahme,

- Lokalisierung von Stabstahl- und Mattenbewehrung in Stützen und Wandelementen mit einem Bodenradargerät (Proceq GP8000) vor Bohrkernentnahme,
- Festlegung von Bohrkernentnahmestellen,
- Messung des spezifischen elektrischen Widerstands der Betonrandzone nach DIN EN 12390-19 [35] (Proceq Resipod),
- Bohrkernentnahme aus den Bauteilen,
- Messung der Karbonatisierungstiefe an frischen Bruchstellen im Bereich von Bohrkernentnahmestellen nach RILEM CPC 18 [34],
- Verschluss der Bohrkernentnahmestellen mit einem Betonersatzsystem (Sakret PCC I BC8) und Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels.

3.2.3.2 Ergebnisse

Visuelle Inspektion

Die visuelle Inspektion der Silobauwerke ergab kaum Auffälligkeiten. Es konnten keine Poren und Lunker in der Wandoberfläche der Silos beobachtet werden. Stellenweise war die Oberfläche der Silowände jedoch sehr rau. Örtlich konnten Netzrisstrukturen mit Rissbreiten von 0,05 bis 0,1 mm in den Siloaußenwänden beobachtet werden (siehe **Bild 28**). Hierbei handelt es sich wahrscheinlich um Schwindrisse, die aufgrund der Bauweise (Gleitschalungsbau) entstanden sind.

Die Fertigteile waren frei von Poren und Lunkern. Einige der Stützen wiesen Netzrisse und Horizontalrisse mit Rissbreiten von 0,05 bis 0,1 mm auf (siehe **Bild 29**), die wahrscheinlich auf Schwindvorgänge zurückzuführen sind.



Bild 28 Netzrisse mit Rissbreiten von 0,05 bis 0,1 mm in Wandflächen von Hochbau 1



Bild 29 Risse mit Rissbreiten von 0,05 bis 0,1 mm an Außenstützen von Hochbau 4

Betondeckung

Die Betondeckung der Hochbauten ist in **Bild 30** gegeben. Die an den Silobauwerken (Hochbauten 1 und 2) bestimmten Betondeckungen stimmen sehr gut mit den Angaben auf den Plänen überein. Die an den Silos bestimmten Betondeckungen sprechen für eine sehr gute Ausführungsqualität. Die Betondeckungen an den Fertigteilen (Hochbauten 3 und 4) liegen unter den normativen Anforderungen. Bei einigen Bauteilen liegen die 5 %-Fraktile nur bei 15 bis 20 mm.

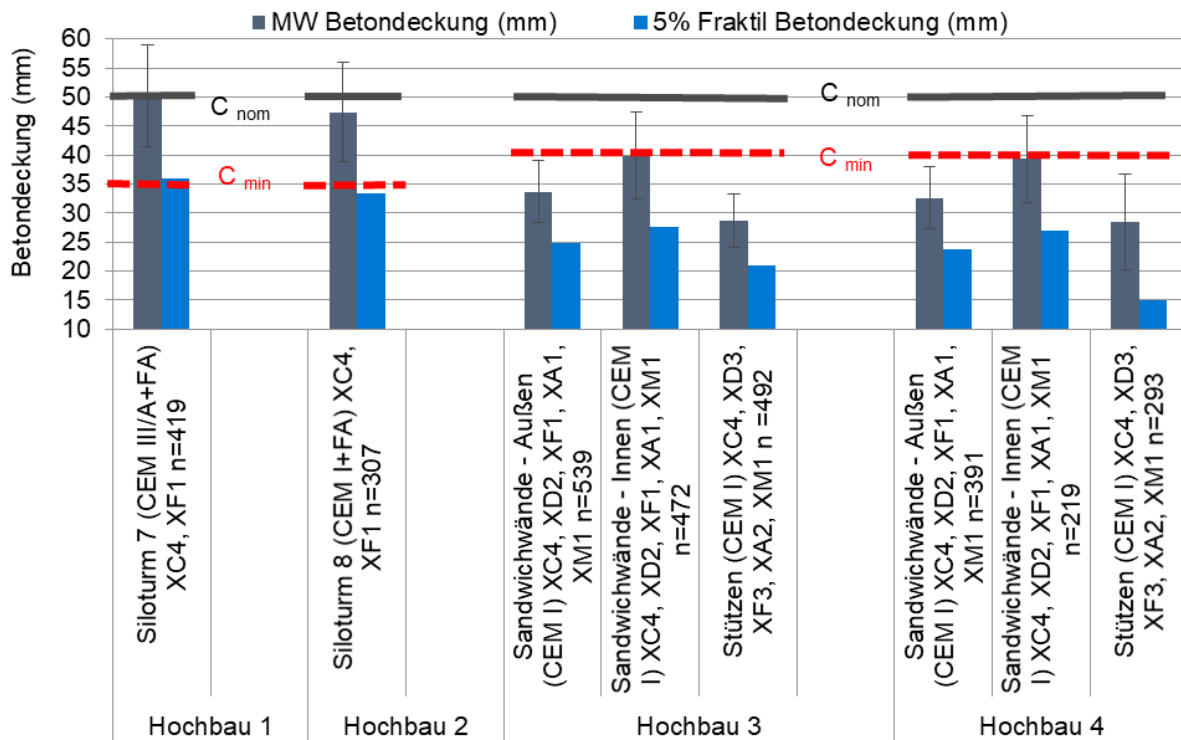


Bild 30 Betondeckung der Hochbauten

Spezifischer elektrischer Widerstand der Betonrandzone

Der spezifische elektrische Widerstand der Betonrandzone an den Hochbauten ist in **Bild 31** dargestellt. Die höchsten spezifischen elektrischen Widerstände wurden an Hochbau 1 bestimmt. Für Hochbau 1 wurde ein Beton mit CEM III/A und Flugasche verwendet. Die niedrigsten spezifischen elektrischen Widerstände wurden an Bauteilen mit CEM I gemessen. Die Messungen zeigen einen deutlichen Einfluss der Zementart auf den spezifischen elektrischen Widerstand. Je höher der spezifische elektrische Widerstand eines Bauteils, desto geringer seine Korrosionswahrscheinlichkeit. Dies bedeutet, dass Bauteile hergestellt mit CEM III eine geringere Korrosionswahrscheinlichkeit aufweisen als Bauteile, welche mit CEM I hergestellt wurden. Bei der Auswertung der Ergebnisse ist zu beachten, dass der Feuchtegehalt im Bauteil einen großen Einfluss auf die Messwerte hat. Bauteile im beheizten und trockenen Innenbereich wiesen deutlich höhere spezifische elektrische Widerstände (siehe Hochbau 3 Stütze – Innen und Hochbau 4 Sandwichwand – Innen) auf als Bauteile im Außenbereich (siehe Hochbau 4 Stütze – Außen), obwohl es sich hierbei um identische Betonmischungen handelte.

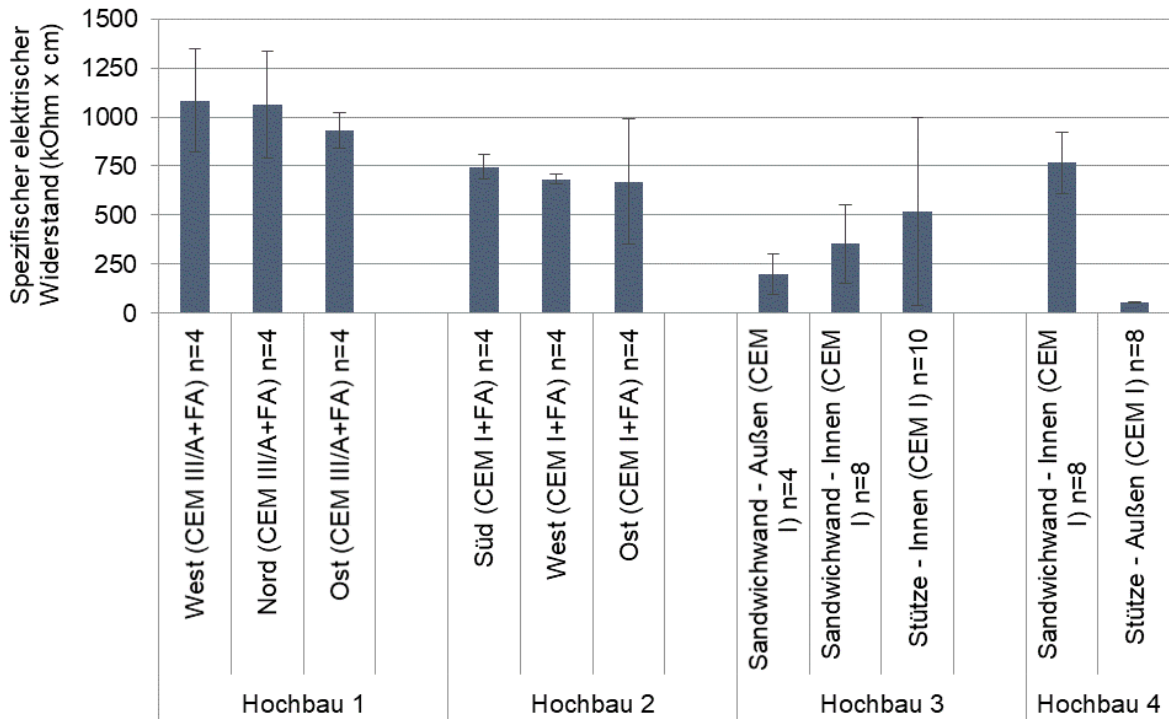


Bild 31 Spezifischer elektrischer Widerstand der Betonrandzone an den Hochbauten

Karbonatisierungstiefe und Karbonatisierungsrate

Die an den Hochbauten bestimmten natürlichen Karbonatisierungsraten K_{NAC} sind in **Bild 32** dargestellt.

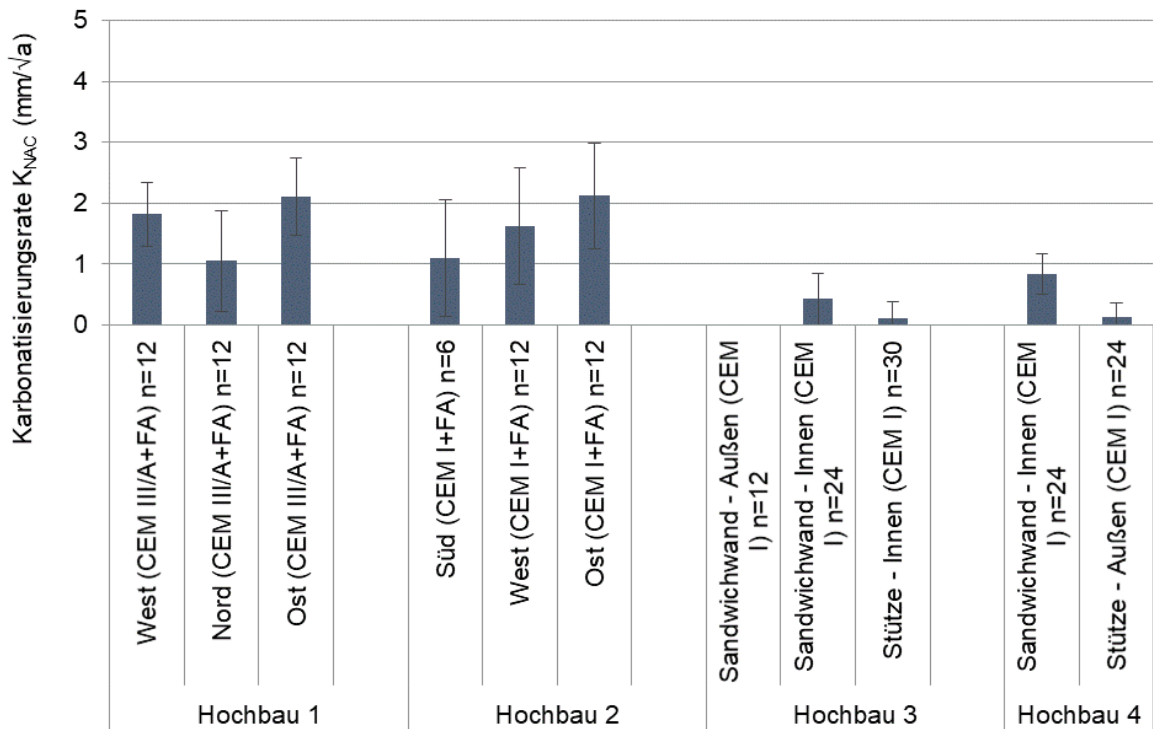


Bild 32 Karbonatisierungsrate (mm/ \sqrt{a}) der Hochbauten

Die Karbonatisierungstiefe an den Hochbauten wurde an frischen Bruchstellen im Randbereich von Bohrkernentnahmestellen bestimmt. Mit der Karbonatisierungstiefe wurde unter Berücksichtigung des Bauwerksalters die natürliche Karbonatisierungsrate K_{NAC} (mm/\sqrt{a}) berechnet. Die höchsten Karbonatisierungsraten wurden mit Beton aus CEM III/A mit Flugasche und CEM I mit Flugasche beobachtet. Die relativ hohen Karbonatisierungsraten an den Silos sind möglicherweise auch auf das Herstellverfahren (Gleitschalungsbau) zurückzuführen. Der Betonquerschnitt war nur relativ kurz in der Schalung und wurde nach dem Aufgleiten der Schalung mit abgehängten Folien nachbehandelt. Die niedrigsten Karbonatisierungsraten wurden an Stahlbetonstützen aus CEM I bestimmt.

Die Karbonatisierungsraten aus **Bild 32** wurden dazu verwendet die theoretischen Karbonatisierungstiefen an den Hochbauten nach 100 Jahren zu berechnen. Wie bei den Brückenbauwerken wurde hierzu der ingenieurmäßige Ansatz (\sqrt{t} -Gesetz) verwendet. In **Bild 33** bis **Bild 36** ist der theoretische Karbonatisierungsverlauf für die Hochbauten 1 bis 4 gegeben. Man kann erkennen, dass die Karbonatisierungsfront in keinem Fall die äußere Bewehrungslage erreicht. Nach diesen Ergebnissen ist das Risiko der Bewehrungskorrosion aufgrund Karbonatisierung an den hier untersuchten Hochbauten als sehr gering einzuschätzen.

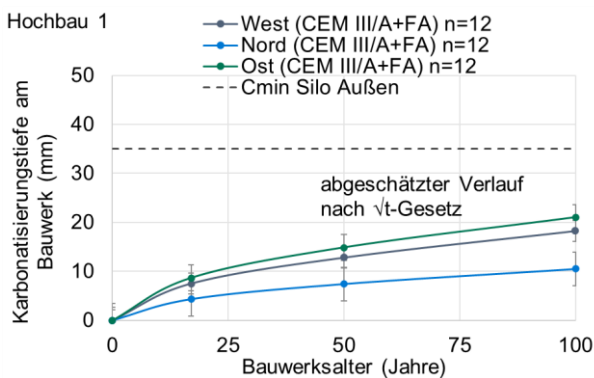


Bild 33 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Hochbau 1

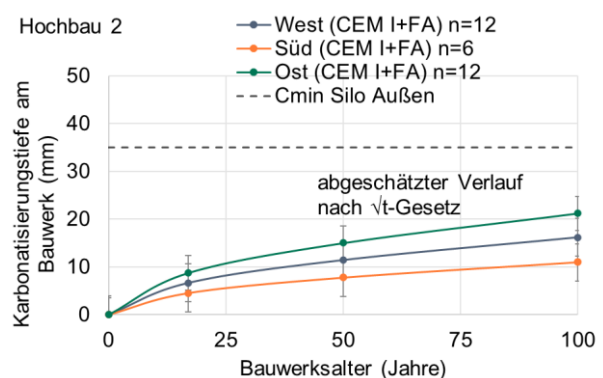


Bild 34 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Hochbau 2

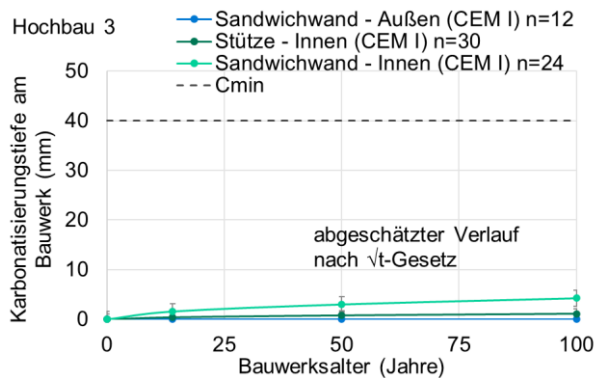


Bild 35 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Hochbau 3

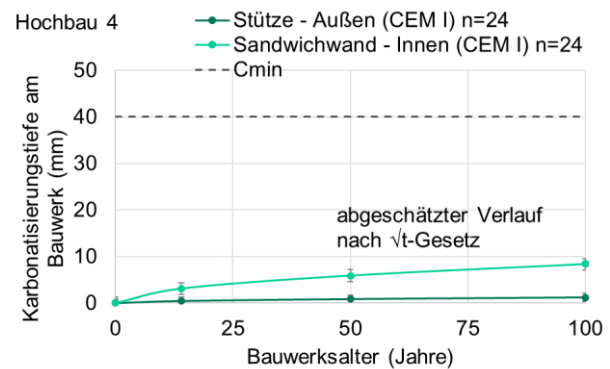


Bild 36 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf für Hochbau 4

Die Karbonatisierungsrate an den Hochbauten 1 und 2 in Abhängigkeit der Himmelsrichtung ist in **Bild 37** dargestellt. Die höchste Karbonatisierungsrate wurde an Flächen in Ost-Richtung erfasst. Die Wetterseite wies, wie zu erwarten, geringere Karbonatisierungstiefen auf. In Deutschland ist die Wetterseite normalerweise Westen, d. h. der Niederschlag kommt üblicherweise aus westlicher Richtung. Theoretisch sollten die Karbonatisierungsraten in West-Richtung am niedrigsten sein. Die geringsten Karbonatisierungsraten wurden in Richtung Norden und Süden beobachtet.

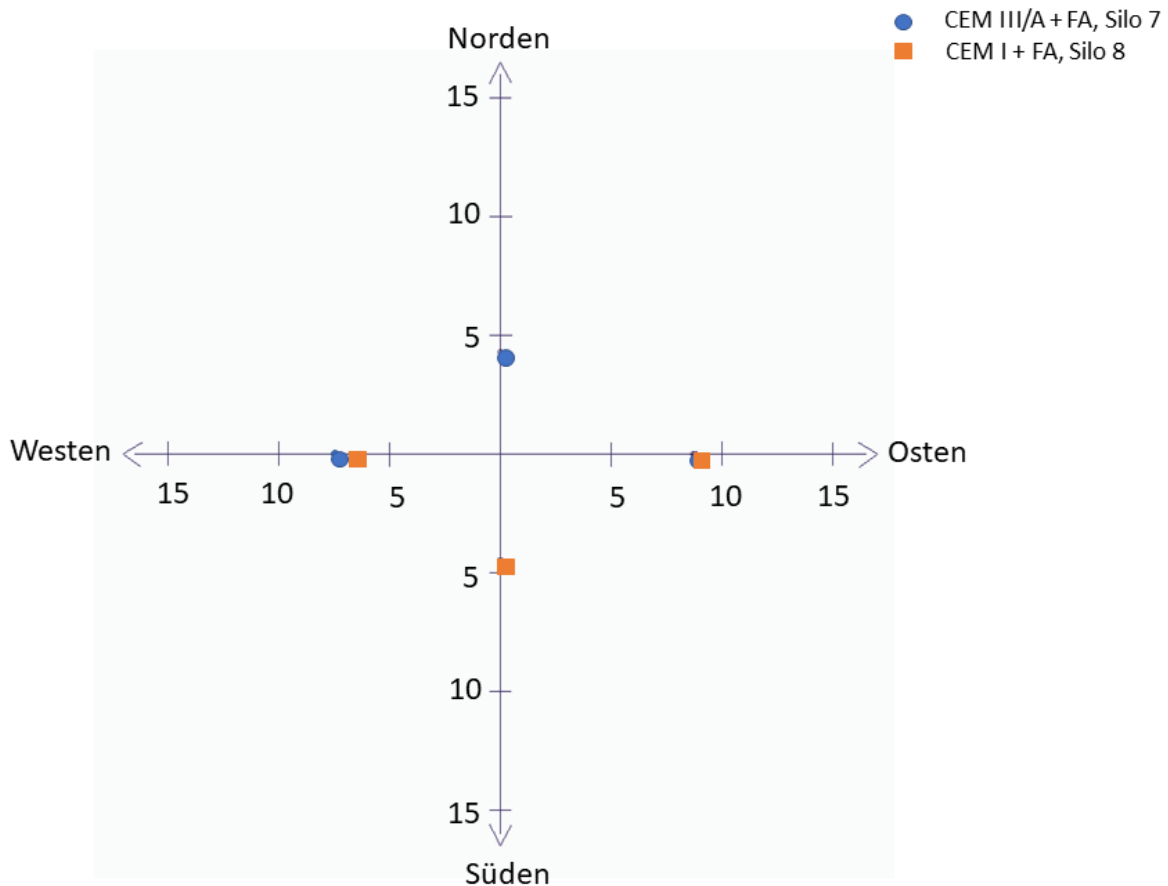


Bild 37 Karbonatisierungstiefen (mm) an den Hochbauten 1 und 2 unter Berücksichtigung der Himmelsrichtung

3.3 AP 3: Untersuchungen an Baustoffproben

3.3.1 Wasserbauwerke

3.3.1.1 Prüfungen an Bohrkernabschnitten

Für die Laboruntersuchungen wurden Bohrkern aus den Kammerwänden entnommen. Die Bohrkern hatten einen Außendurchmesser von 95-100 mm und eine Länge von 30 bis 35 cm. An Bohrkernabschnitten wurden sowohl Festigkeiten als auch Dauerhaftigkeitsparameter bestimmt (siehe **Bild 38**). Der erste Abschnitt hatte eine Länge von 70 mm und wurde für Frostversuche, die Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und ggfs. Spaltzugversuche verwendet. Der zweite Abschnitt enthielt oftmals Bewehrungsstahl und konnte daher nicht für Laborprüfungen verwendet werden. Falls kein Stahl angebohrt wurde, konnte der zweite Abschnitt für Laborprüfungen genutzt werden. Der dritte Abschnitt mit einer Länge von 60 mm wurde

üblicherweise für die Bestimmung der Luftporenkennwerte am Festbeton herangezogen. Am vierten Abschnitt wurde die Druckfestigkeit bestimmt.

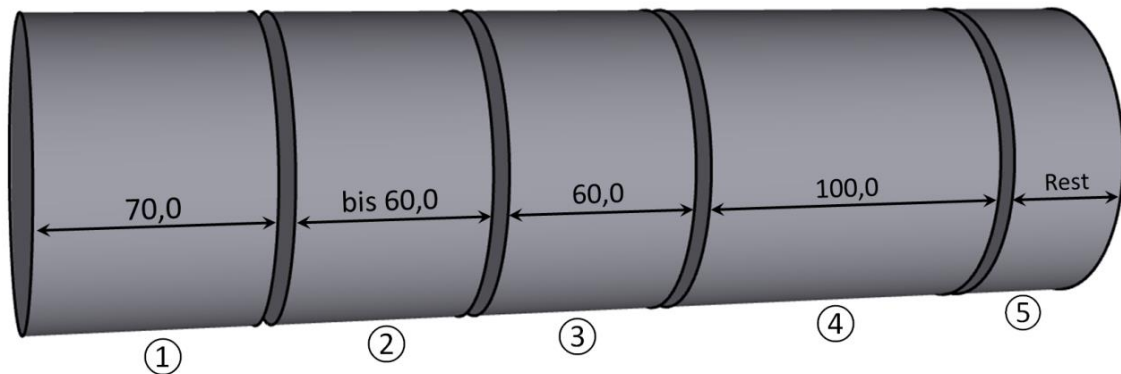


Bild 38 Schematische Skizze eines Bohrkerns aus den Schleusen mit Bohrernabschnitten

3.3.1.2 Druckfestigkeit und Rohdichte

Die Druckfestigkeiten der Kammerwände sind in **Bild 39** gegeben. Die Druckfestigkeiten wurden nach DIN EN 12504-1 [19] an Bohrernabschnitten mit einem L/D-Verhältnis von 1:1 bestimmt. Mit einem Faktor von 0,82 wurden die Probekörper mit L/D-Verhältnis von 1:1 in Probekörper mit einem L/D-Verhältnis von 2:1 umgerechnet. Die hier bestimmten Druckfestigkeiten liegen nach DIN EN 13791 [38] weit über den statisch notwendigen Festigkeiten.

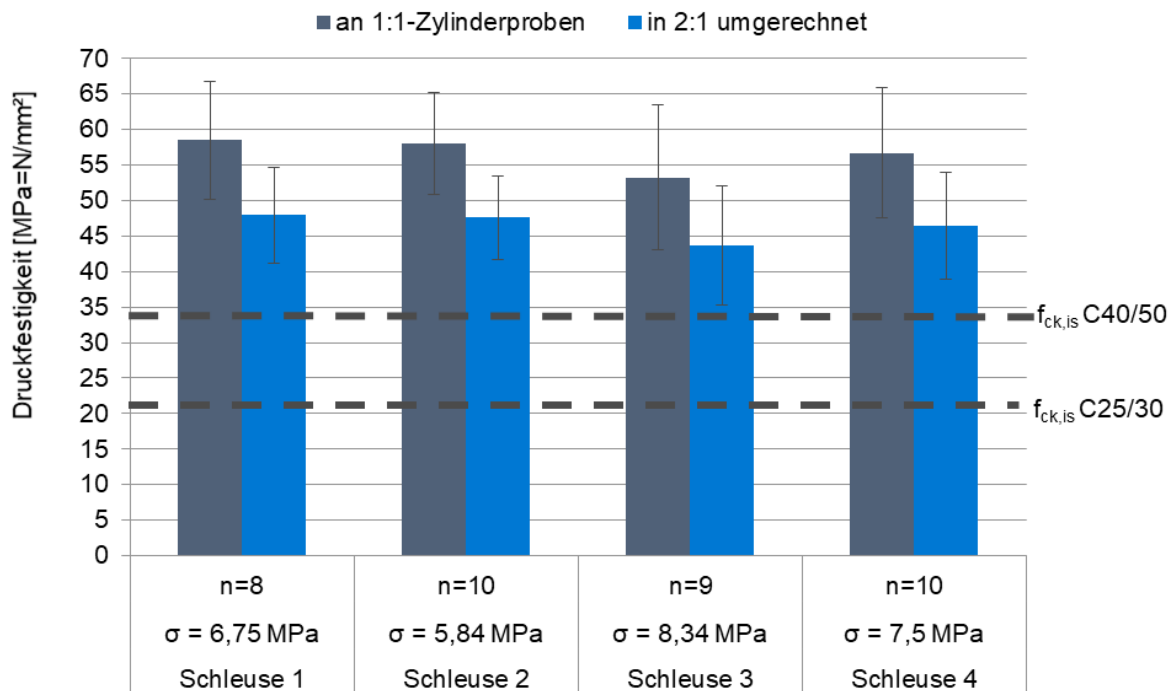


Bild 39 Druckfestigkeiten des Betons der Kammerwände mit den Standardabweichungen

Die Festbetonrohddichten sind in **Bild 40** angegeben. Die Rohddichten lagen im Bereich von Normalbeton.

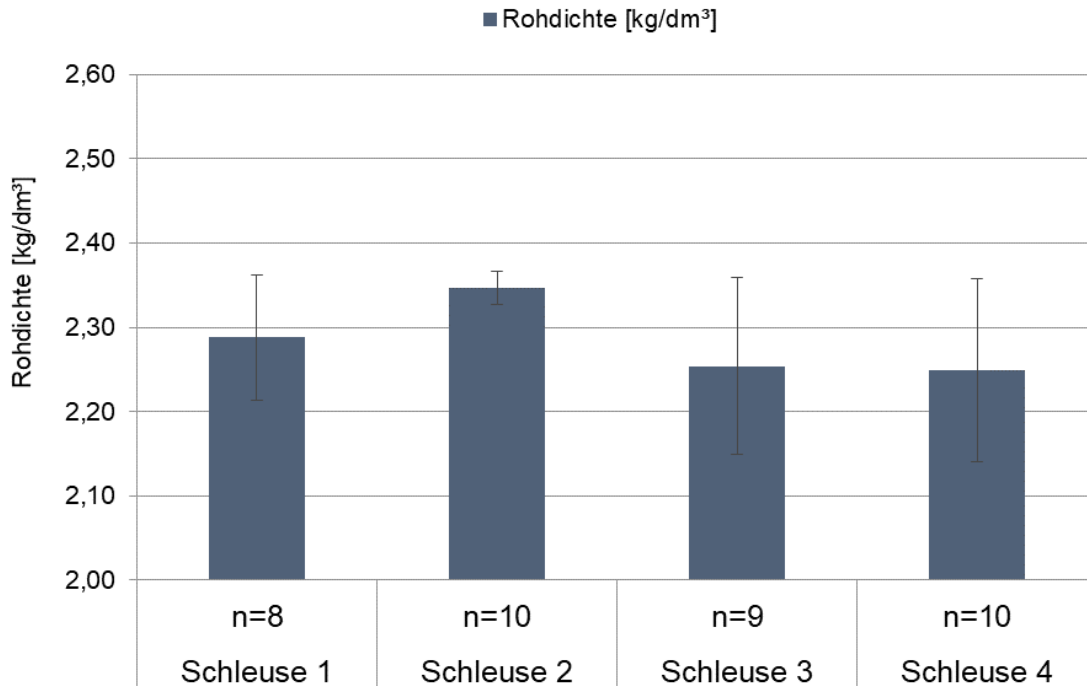


Bild 40 Festbetonrohddichten der Kammerwände

3.3.1.3 Spaltzugfestigkeiten

An vier Bohrkernen aus den Kammerwänden der Schleuse 2 wurde die Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6 [39] bestimmt. Die Ergebnisse sind in **Tabelle 9** gegeben. BO10 wurde über einem Riss entnommen um den Einfluss der Selbstheilung auf die Spaltzugfestigkeit zu untersuchen. Die Kraft wurde parallel zum Riss eingeleitet. Es zeigt sich, dass es durch die Versinterung/Selbstheilung des Risses zum Entstehen einer kraftübertragenden Verbindung gekommen ist.

Tabelle 9 Spaltzugfestigkeiten an Bohrkernabschnitten aus Schleuse 2

Probe	Bruchlast an zylindrischen Probekörpern [KN]	Spaltzugfestigkeit an zylindrischen Probekörpern [N/mm ²]
BO3	66,7	5,0
BO4	68,1	4,7
BO6	55,8	4,5
Mittelwert	63,5	4,7
BO10 (über Riss)	21,1	1,4

3.3.1.4 Luftporenkennwerte am Festbeton

Die Luftporenkennwerte von Beton nach DIN EN 480-11 [40] aus den Kammerwänden sind in **Bild 41** und **Bild 42** dargestellt. Die Luftporenkennwerte wurden an Bohrkernabschnitten aus

einer Tiefe von 13 bis 19 cm unterhalb der Bauteiloberfläche bestimmt. Aus **Bild 41** ist erkennbar, dass die Luftporenkennwerte der Schleusen 1 und 4 die größten Streuungen aufwiesen.

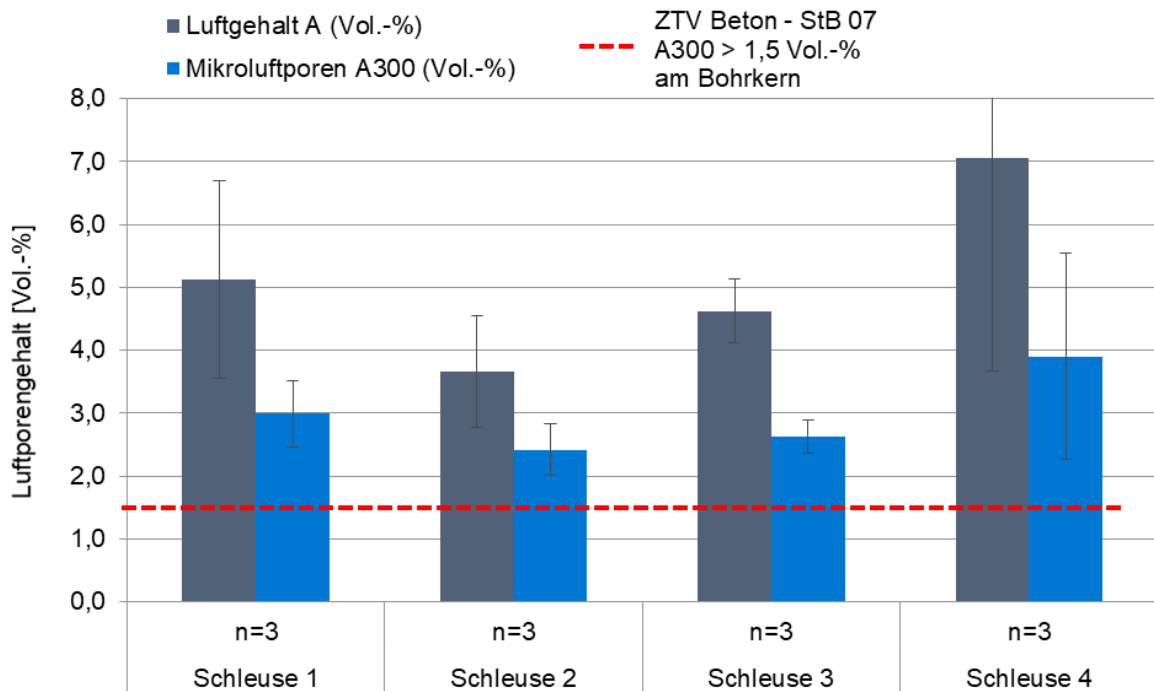


Bild 41 Luftgehalt des Betons der Kammerwände

Bei den Einzelproben lagen die Mikroluftporen A300 zwischen 1,81 und 4,01 Vol.-%. Alle Einzelwerte waren damit größer als 1,5 Vol.-%. Die Abstandsfaktoren lagen zwischen 0,11 und 0,19. Alle Einzelwerte waren damit kleiner als 0,24 mm. Die Ergebnisse des Mikroluftporengehaltes und des Abstandsfaktors für alle untersuchten Kammerwände erfüllten somit die Kriterien der Frostbeständigkeit nach ZTV-Beton StB 07 [41].

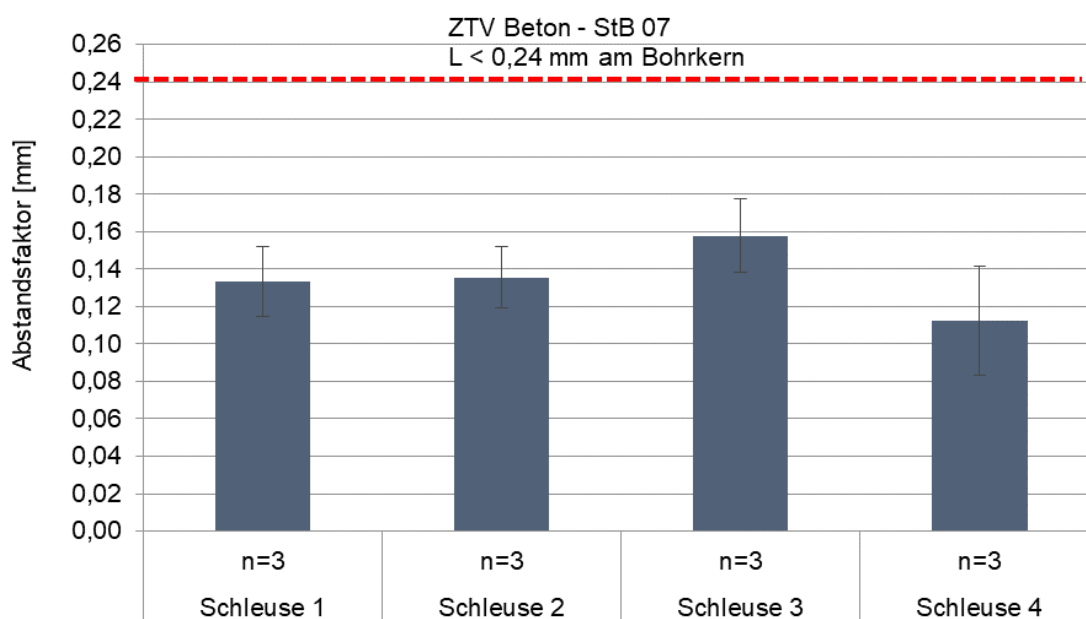


Bild 42 Abstandsfaktor des Betons der Kammerwände

3.3.1.5 Frostwiderstand mit dem CIF-Verfahren

Der Frostwiderstand wurde mit Hilfe des CIF-Tests nach DIN CEN/TS 12390-9 [21] an Bohrkernabschnitten aus den Kammerwänden bestimmt. Die Prüffläche war die Bauteiloberfläche. Die Ergebnisse der Frostprüfung, dargestellt durch die Abwitterungsmenge, den dynamischen E-Modul und die kapillare Wasseraufnahme sind in **Bild 43**, **Bild 44** und **Bild 45** gegeben.

Die Schleuse 1 zeigte nach 28 FTW eine Abwitterungsmenge von 1,83 kg/m² bei einem relativen dynamischen E-Modul von 102,1 %. Nach 56 Frosttauwechseln (FTW) lagen die Abwitterungen an Kernen aus der Schleuse 1 bei 4,2 kg/m² bei einem relativen dynamischen E-Modul von 101,4 %.

Die Schleuse 2 zeigte nach 28 FTW eine Abwitterungsmenge von 0,98 kg/m² bei einem Abfall des dynamischen E-Moduls auf 97,3 %. Nach 56 FTW lagen die Abwitterungen an Bohrkernen aus der Schleuse 2 bei 3,0 kg/m² bei einem dynamischen E-Modul von 94,9 %.

Die Schleuse 3 wies nach 28 FTW eine Abwitterungsmenge von 2,2 kg/m² bei einem dynamischen E-Modul von 92,1 % auf. Nach 56 FTW lag die Abwitterung an der Schleuse 3 bei 3,8 kg/m² bei einem dynamischen E-Modul von 86,0 %.

Die Schleuse 4 zeigte nach 28 FTW eine Abwitterungsmenge von 0,94 kg/m² bei einem Abfall des dynamischen E-Moduls auf 95,5 %. Nach 56 FTW lagen die Abwitterungen an Bohrkernen aus der Schleuse 4 bei 1,7 kg/m² bei einem dynamischen E-Modul von 95,9 %.

Den geringsten Abfall des dynamischen E-Moduls zeigt Schleuse 1, den höchsten Abfall des dynamischen E-Moduls zeigt Schleuse 3. Bis auf Schleuse 3 wurde bei keinem der Bauwerke eine Zunahme der inneren Schädigung durch Frostangriff festgestellt. Die Schleuse 4 zeigt die mit Abstand geringsten Abwitterungsmengen nach 56 FTW. Dies deckt sich auch mit den Er-

gebissen der visuellen Inspektion. Bei der Inspektion von Schleuse 4 wurden nur geringe Frostschäden beobachtet.

Bei der Prüfung der Abwitterungsmenge in kg/m^2 oder g/m^2 nach dem CIF-Test handelt es sich um ein zusätzliches Abnahmekriterium, welches normalerweise vereinbart werden muss. Das maßgebende Abnahmekriterium ist die innere Schädigung ausgedrückt durch den relativen dynamischen E-Modul. Der Beton gilt als geschädigt, wenn ein relativer dynamischer E-Modul von 75 % unterschritten wird.

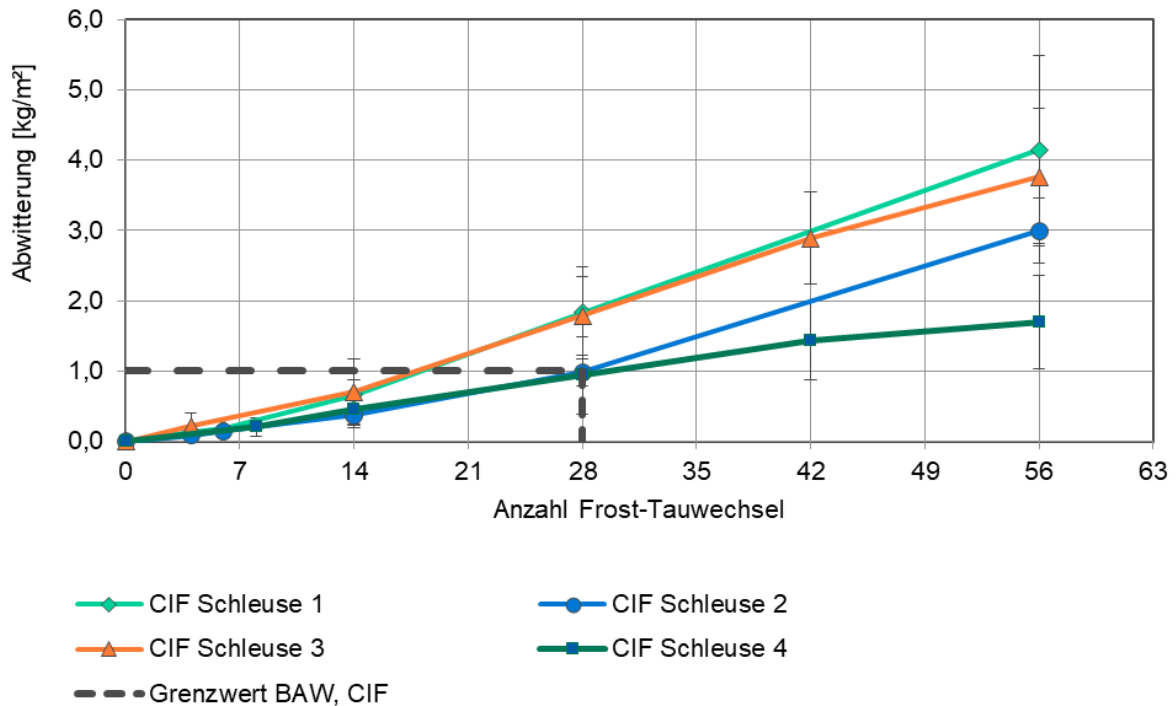


Bild 43 Abwitterungsmenge des Betons der Kammerwände im CIF-Test

Der dynamische E-Modul im CIF-Test ist in **Bild 44** dargestellt. An den Probekörpern ist bis zum 28. FTW nur eine geringe innere Schädigung zu beobachten, der dynamische E-Modul aller Betone liegt bis dahin weit über 75 %. Die Betone erfüllen somit die Kriterien des BAW-Merkblattes hinsichtlich des Abfalls des dynamischen E-Moduls. Nach dem 28. FTW ist vor allem an den Probekörpern aus der Schleuse 3 eine Zunahme der inneren Schädigung zu beobachten.

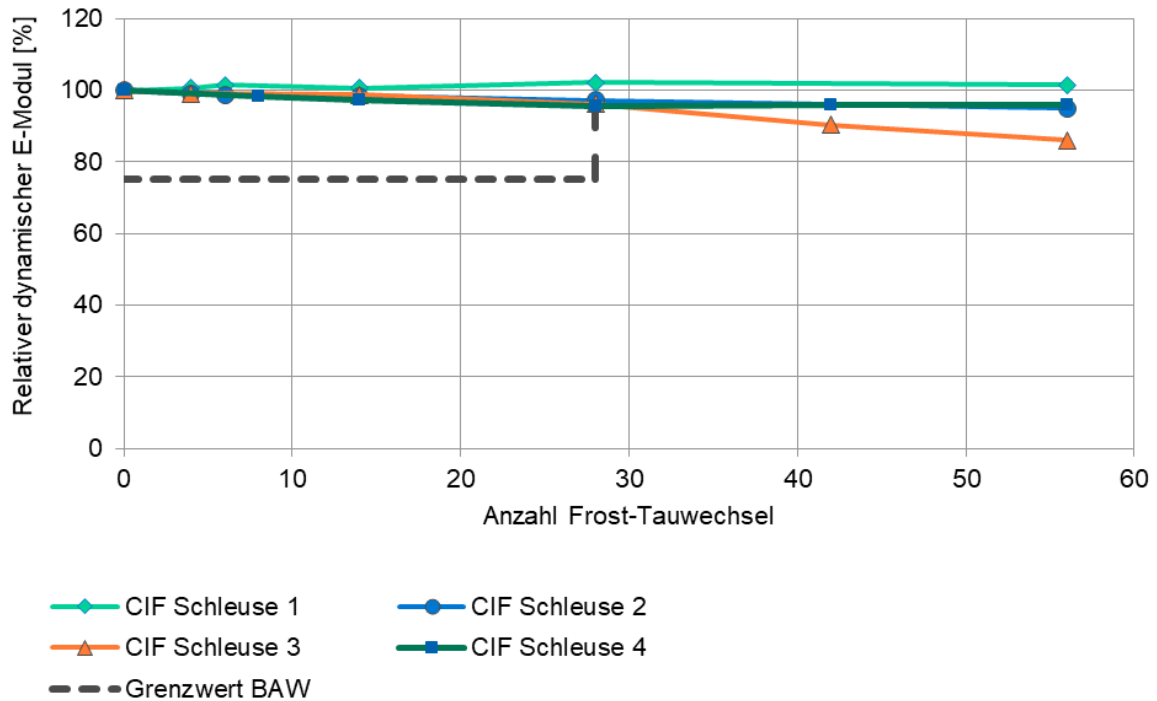


Bild 44 Relativer dynamischer E-Modul des Betons der Kammerwände im CIF-Test

In **Bild 45** ist die kapillare Wasseraufnahme der CIF-Probekörper dargestellt. Die kapillaren Wasseraufnahmen unterscheiden sich nur geringfügig. Probekörper aus Schleuse 3 zeigten die höchste Wasseraufnahme. Die Schleuse 4 zeigte die niedrigste kapillare Wasseraufnahme.

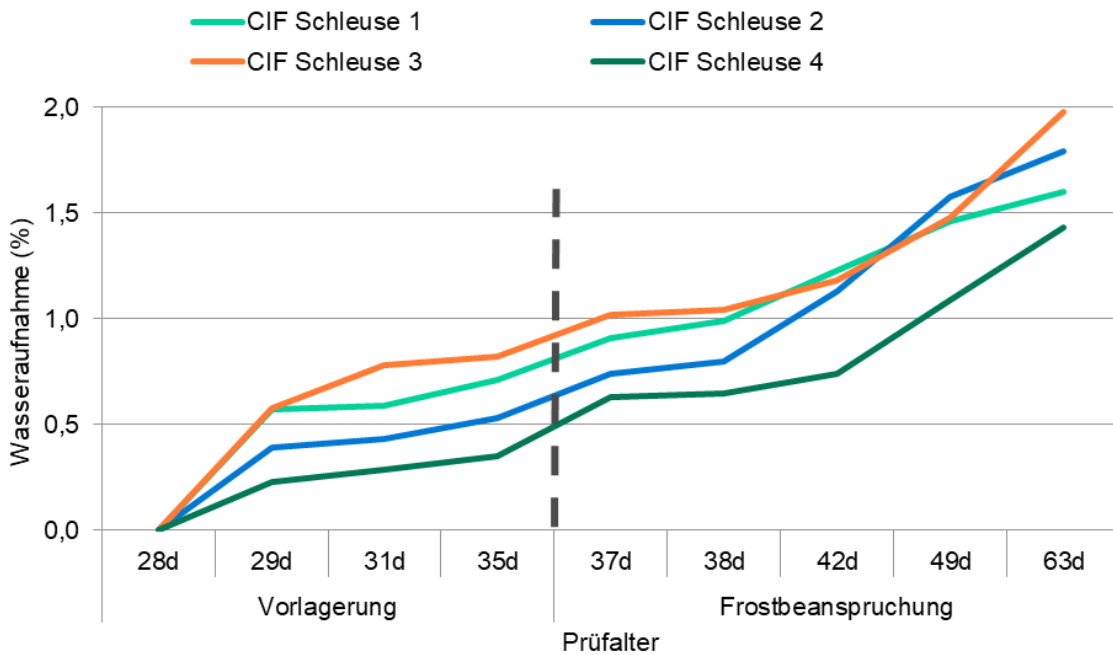


Bild 45 Wasseraufnahme des Betons der Kammerwände im CIF-Test

3.3.2 Brückenbauwerke

3.3.2.1 Prüfungen an Bohrkernabschnitten

Statische Kennwerte und Dauerhaftigkeitskennwerte wurden an Bohrkernabschnitten bestimmt (siehe **Bild 46**). Die Bohrkernabschnitte hatten einen Außendurchmesser von 95-100 mm und waren zwischen 20 und 40 cm lang.

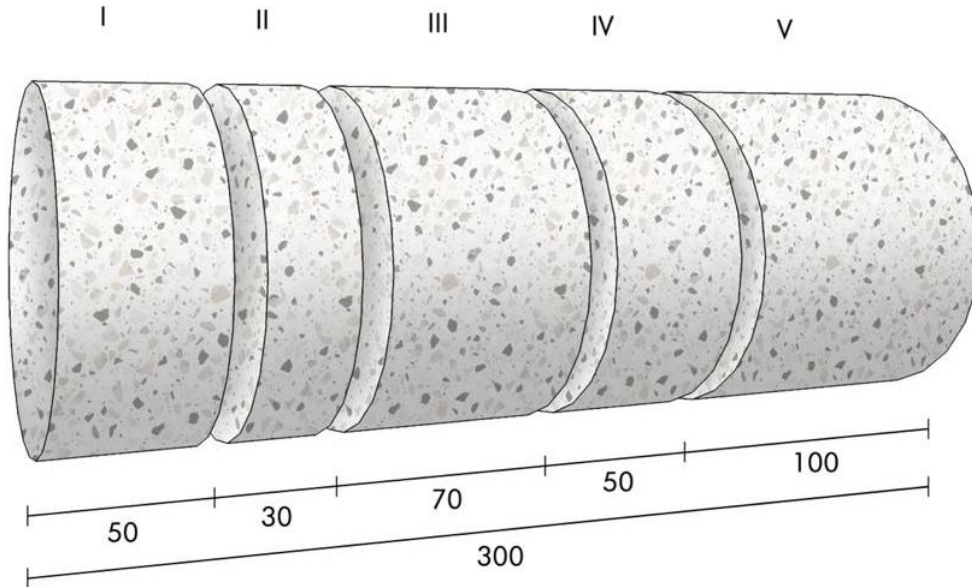


Bild 46 Schematische Skizze eines Bohrkerns aus Brückenbauteilen mit Bohrernabschnitten

Der erste Abschnitt (I) wurde zur tiefengestaffelten Bestimmung des Chloridgehaltes im Bauwerksbeton verwendet. Hierzu wurde der erste Abschnitt in fünf je 10 mm dicke Scheiben gesägt und aufbereitet. Der zweite Abschnitt (II) enthielt oftmals Bewehrungsstahl und konnte daher nicht für Prüfungen verwendet werden. Falls der zweite Abschnitt frei von Bewehrungsstahl war, wurde dieser für Prüfungen verwendet. Der dritte Abschnitt (III) hatte eine Länge von 70 mm und wurde für den Chloridmigrationsversuch genutzt. Am vierten Abschnitt (IV), mit einer Länge von 50 mm, wurde der Frost-Tausalz-Widerstand (CDF-Test) bestimmt. Der fünfte Abschnitt (V) hatte eine Länge von 100 mm und wurde für die Bestimmung der Rohdichte und Druckfestigkeit verwendet [33].

3.3.2.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit des Betons der Brückenbauteile ist in **Bild 47** gegeben. Die Druckfestigkeit wurde an Bohrkernabschnitten mit Länge/Durchmesser-Verhältnis von 1:1 bestimmt. Zur Umrechnung in $f_{ck, is \text{ Zylinder } 2:1}$ wurde der Faktor 0,82 verwendet.

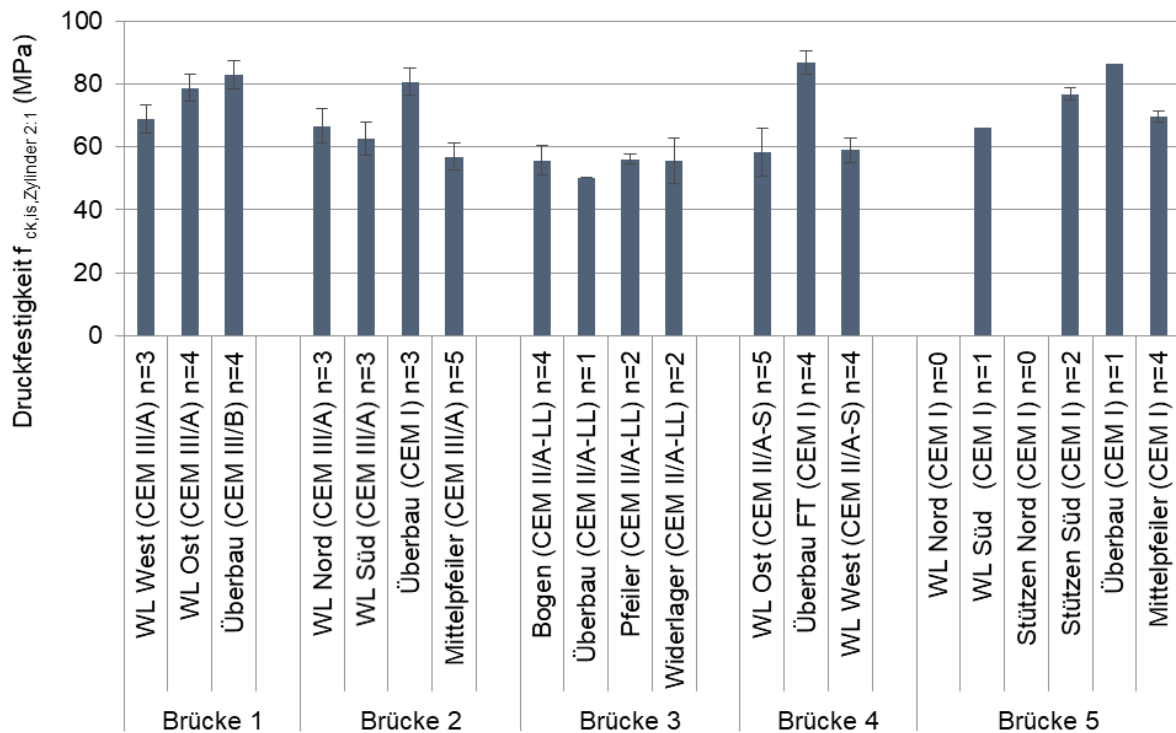


Bild 47 Druckfestigkeiten des Betons der Brückenbauteile

Die an Bohrkernabschnitten aus Brückenbauteilen bestimmten Druckfestigkeiten lagen weit über den statisch erforderlichen Werten. Die bestimmten Festbetonrohdichten lagen im Bereich von Normalbeton.

3.3.2.3 Tiefengestaffelter Chloridgehalt

Der Chloridgehalt des Bauwerksbetons wurde in fünf Tiefenstufen a 10 mm bestimmt. Mit den Chloridprofilen wurde eine probabilistische Berechnung des Zuverlässigkeitsindex durchgeführt (siehe Kapitel 3.4 AP 4). Mit nur wenigen Ausnahmen wurden die höchsten Chloridgehalte in den ersten 10 mm der Betonrandzone bestimmt. In den nachfolgenden Abbildungen wird der Chloridgehalt bezogen auf die Zementmenge angegeben. Die Chloridprofile an Bohrkernscheiben und Bohrmehlproben aus Brücke 1 sind in **Bild 48**, **Bild 49** und **Bild 50** gegeben. Eine Belastung durch Chloride ist an Proben aus Brücke 1 nicht erkennbar.

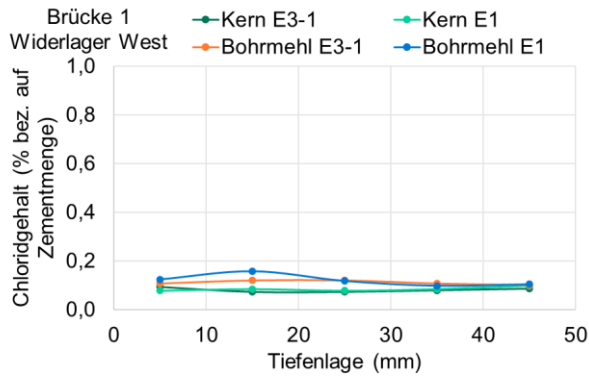


Bild 48 Chloridprofile Brücke 1 Widerlager West

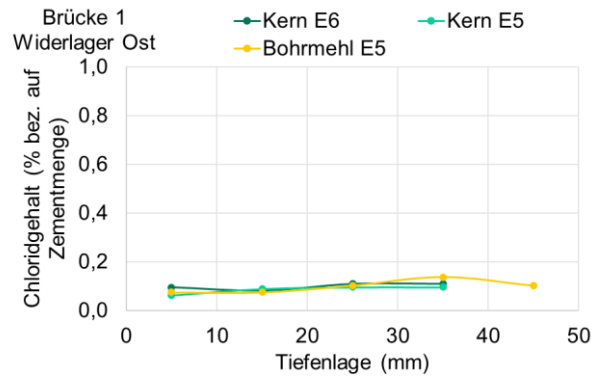


Bild 49 Chloridprofile Brücke 1 Widerlager Ost

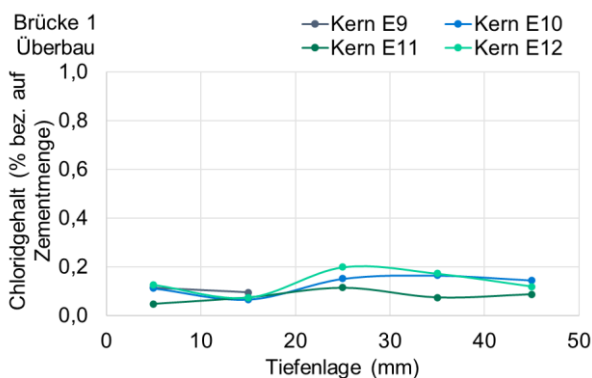


Bild 50 Chloridprofile Brücke 1 Überbau

Die an Betonbauteilen von Brücke 2 bestimmten Chloridprofile sind in **Bild 51**, **Bild 52**, **Bild 53** und **Bild 54** gegeben. Im oberflächennahen Beton von Widerlagern und Überbau der Brücke 2 wurden leicht erhöhte Chloridgehalte bestimmt, die jedoch auf Höhe der Bewehrung immer noch weit unter dem Schwellenwert von 0,5 M.-% bezogen auf den Zementgehalt lagen. Die höchsten Chloridgehalte wurden an Mittelpfeilern gemessen (siehe **Bild 53**). Die Chloridgehalte in den ersten zwei Zentimetern des Betons der Brückenpfeiler lagen zwischen 1,1 und 2,4 M.-% bezogen auf den Zementgehalt. Die Mittelpfeiler befanden sich in unmittelbarer Nähe zum Fahrbahnrand. Die an den Pfeilern von Brücke 2 bestimmten Chloridgehalte sind relativ niedrige Werte, wenn man die 14-jährige Nutzungsdauer der Brücke und die Nähe von 2,1 bis 2,5 m zur Fahrbahnoberfläche berücksichtigt.

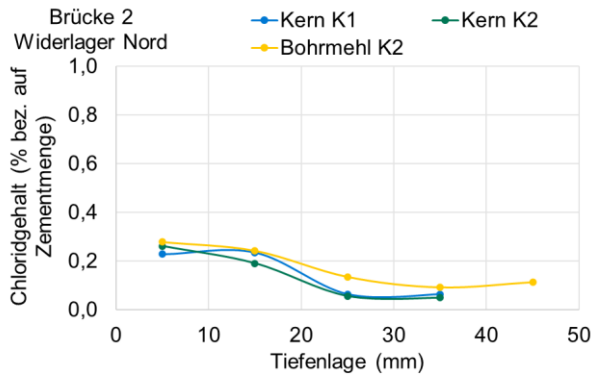


Bild 51 Chloridprofile Brücke 2 Widerlager Nord

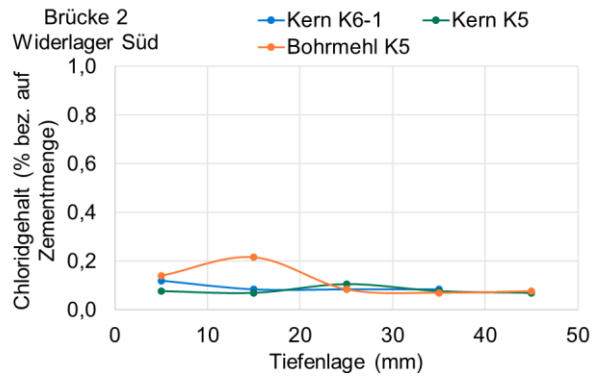


Bild 52 Chloridprofile Brücke 2 Widerlager Süd

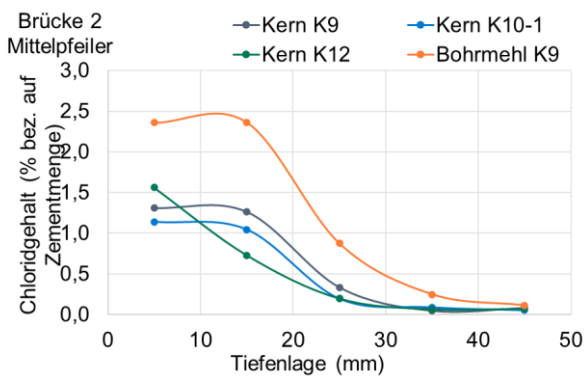


Bild 53 Chloridprofile Brücke 2 Mittelpfeiler

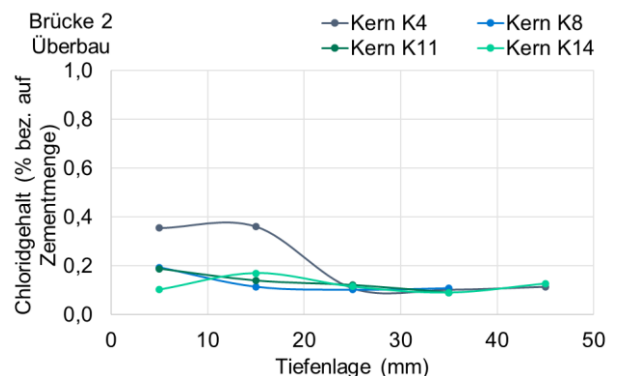


Bild 54 Chloridprofile Brücke 2 Überbau

Die an Brücke 3 bestimmten Chloridgehalte sind in **Bild 55**, **Bild 56**, **Bild 57** und **Bild 58** gegeben. Die Widerlager (siehe **Bild 55**) und Pfeiler (siehe **Bild 56**) von Brücke 3 weisen niedrige Chloridgehalte auf, die im Bereich des Eigenchloridgehaltes von Beton liegen. Die an der Bogenkonstruktion (siehe **Bild 57**) und dem Überbau (siehe **Bild 58**) bestimmten Chloridgehalte lagen geringfügig höher, jedoch auf Höhe der Bewehrung noch weit unter dem Schwellenwert von 0,5 M.-% bezogen auf die Zementmenge.

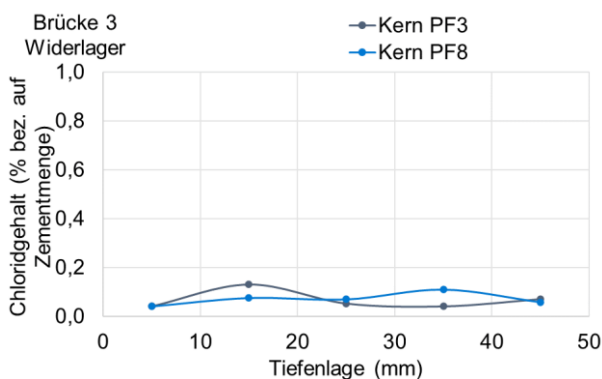


Bild 55 Chloridprofile Brücke 3 Widerlager

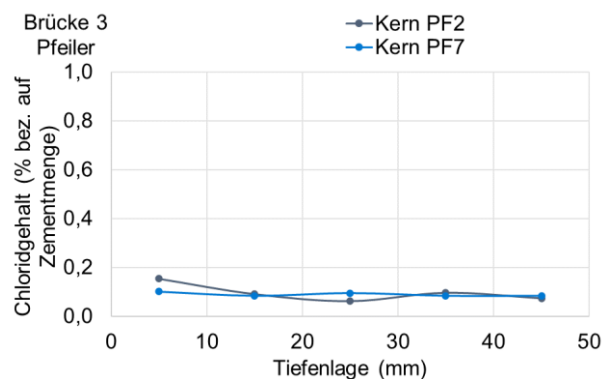


Bild 56 Chloridprofile Brücke 3 Pfeiler

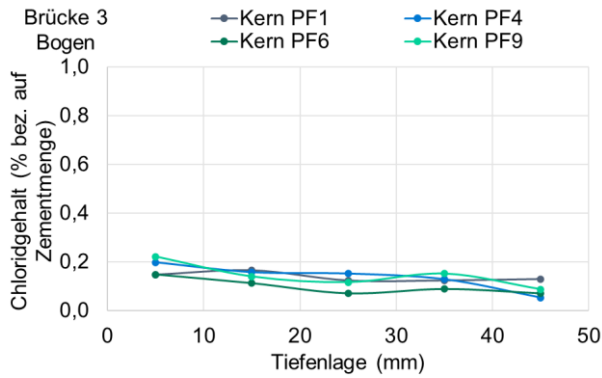


Bild 57 Chloridprofile Brücke 3 Bogen

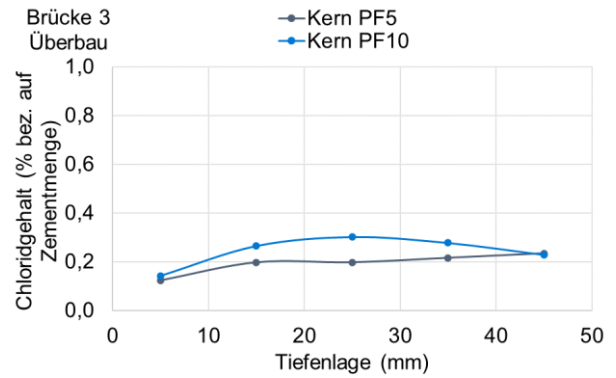


Bild 58 Chloridprofile Brücke 3 Überbau

Die Chloridgehalte von Bauteilen der Brücke 4 sind in **Bild 59**, **Bild 60** und **Bild 61** gegeben. An den Proben aus den beiden Widerlagern ist erkennbar, dass zwei Kerne aus dem Widerlager West (siehe **Bild 59**) leicht erhöhte Chloridgehalte aufweisen. Der Überbau bestand aus vorgespannten Fertigteilen. Die Betonrandzone des Überbaus weist niedrige Chloridgehalte auf (siehe **Bild 61**), die im Bereich des Eigenchloridgehaltes von Beton liegen.

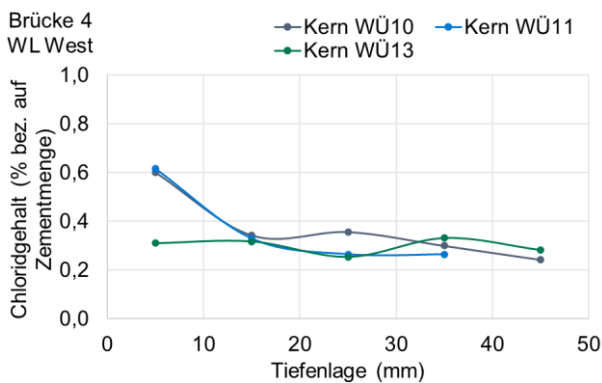


Bild 59 Chloridprofile Brücke 4 Widerlager

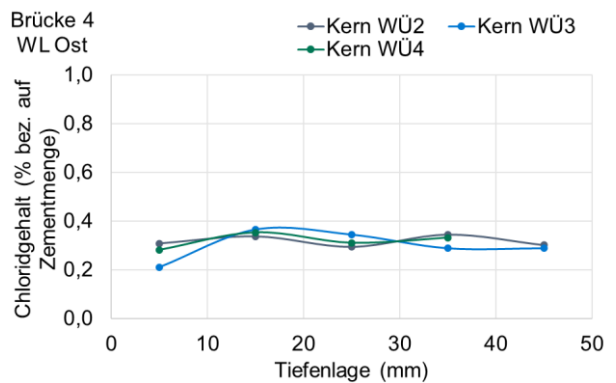


Bild 60 Chloridprofile Brücke 4 Widerlager Ost

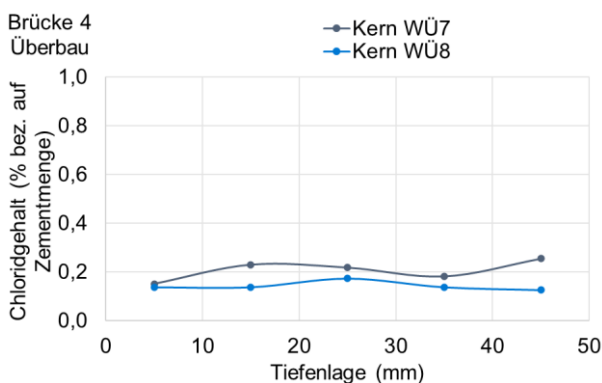


Bild 61 Chloridprofile Brücke 4 Überbau

Die an Bauteilen von Brücke 5 bestimmten Chloridgehalte sind in **Bild 62**, **Bild 63**, **Bild 64** und **Bild 65** gegeben. Die an Widerlagern, Stützen und Überbau bestimmten Chloridgehalte fallen niedrig aus und liegen im Bereich der Eigenchloridgehalte von Beton. Am Mittelpfeiler von Brücke 5 wurden in den ersten 10 mm der Betonrandzone erhöhte Chloridgehalte bestimmt (siehe **Bild 64**). Auf Höhe der Bewehrung lagen die Chloridgehalte weit unter dem Schwellenwert von 0,5 M.-% bezogen auf die Zementmenge.

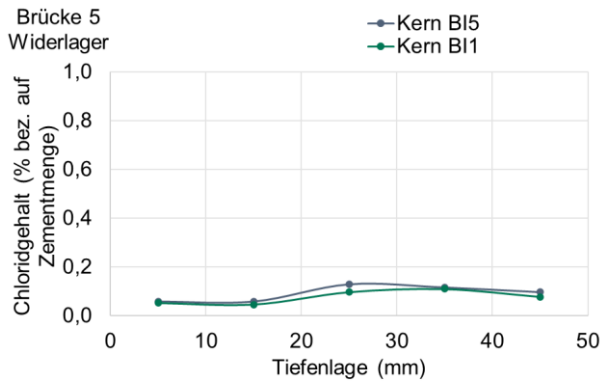


Bild 62 Chloridprofile Brücke 5 Widerlager

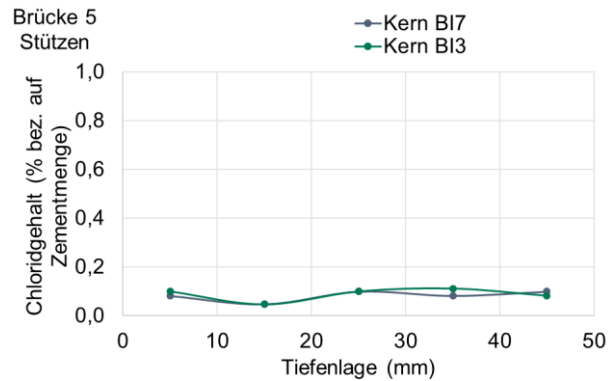


Bild 63 Chloridprofile Brücke 5 Stützen

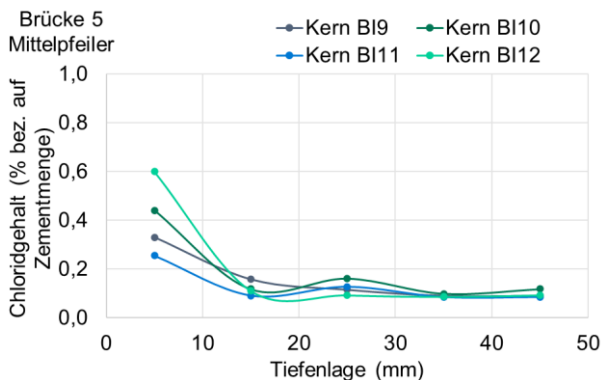


Bild 64 Chloridprofile Brücke 5 Mittelpfeiler

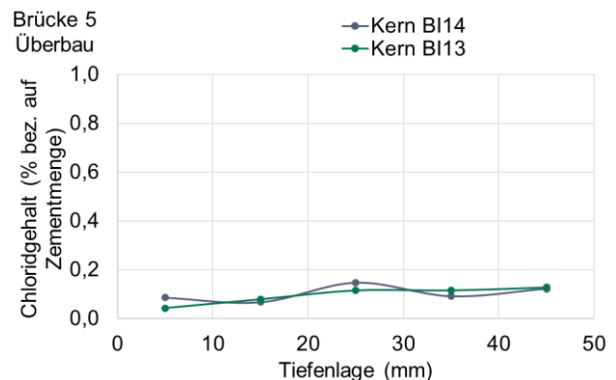


Bild 65 Chloridprofile Brücke 5 Überbau

Der Zusammenhang zwischen dem Chloridgehalt der ersten Tiefenstufe (0-10 mm) und dem Abstand zur Fahrbahn ist in **Bild 66** dargestellt. Je kürzer der Abstand zur Fahrbahn, desto höher waren die Chloridgehalte in den ersten 10 mm der Betonrandzone. Aus **Bild 66** (alle Brückenbauteile) ist auch erkennbar, dass in bis zu 13 m Entfernung von der Fahrbanoberfläche noch leicht erhöhte Chloridgehalte (Brücke 2, Widerlager Nord) beobachtet werden konnten.

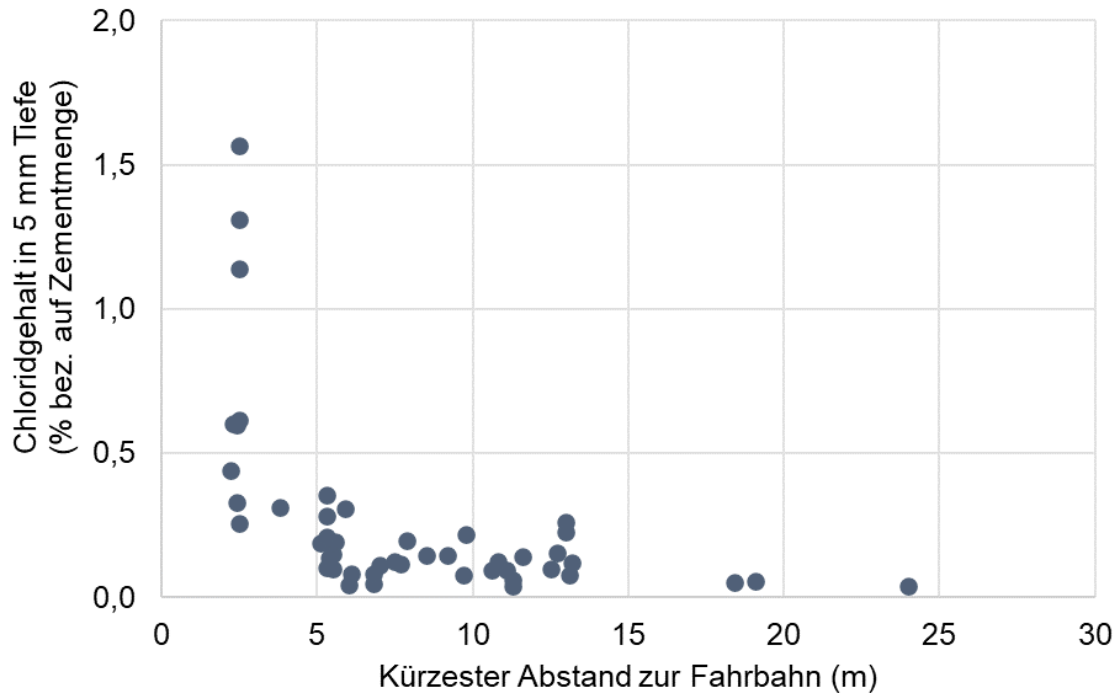


Bild 66 Zusammenhang zwischen Chloridgehalt in 5 mm Tiefe (alle Brückenbauteile, alle Zemente) und Abstand zur Fahrbahn nach 11- bis 15-jähriger Nutzungsdauer

3.3.2.4 Chloridmigrationskoeffizient

Bild 67 zeigt die Chloridmigrationskoeffizienten (M_{nss} in $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) von Brückenbauteilen. Die geprüften Bohrkernabschnitte lagen 8 bis 15 cm unter der Bauteiloberfläche. Die Bestimmung der Chloridmigrationskoeffizienten erfolgte nach DIN EN 12390-18 [42]. Die Bandbreite der Migrationskoeffizienten ist relativ hoch. Es wurden Migrationskoeffizienten von $0,1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ (siehe Brücke 1 Überbau) bis $30,6 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ (siehe Brücke 3 Überbau) ermittelt. Die Werte unterscheiden sich um mehr als den Faktor 100. Die niedrigsten Chloridmigrationskoeffizienten wurden an Beton mit CEM III/A und CEM III/B, die höchsten Chloridmigrationskoeffizienten an Beton mit CEM I und CEM II/A-LL bestimmt. Bis auf die sehr niedrigen Werte der CEM III/A- und CEM III/B-Betone liegen die Ergebnisse in Bereichen, die aus der Literatur bekannt sind. Die sehr niedrigen Werte der CEM III/A- und CEM III/B-Betone (bei einem Prüfalalter von 11 Jahren) weisen auf ein ausgesprochen dichtes Betongefüge hin.

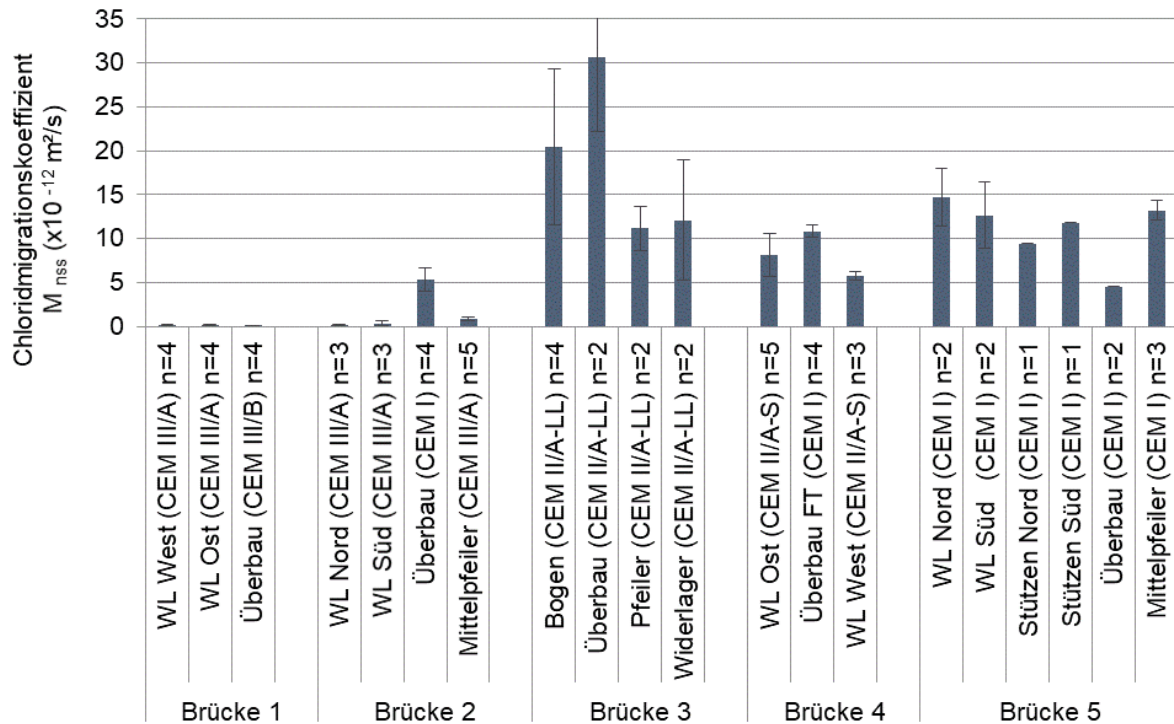


Bild 67 Chloridmigrationskoeffizienten von Beton aus Brückenbauteilen

3.3.2.5 Frost-Taumittel-Widerstand mit dem CDF-Test

In **Bild 68** sind die Abwitterungsmengen von Beton aus den Brückenbauteilen gegeben. Die hierfür verwendeten Bohrkernabschnitte lagen 15 bis 20 cm unterhalb der Bauteiloberfläche. Die Prüffläche im CDF-Test war eine geschnittene Fläche. Es wurden 28 Frosttauwechsel (FTW) durchgeführt. Die Prüfungen waren ursprünglich nicht Teil des Prüfprogramms. Während der Bauwerksuntersuchungen ergab sich jedoch die Möglichkeit deutlich mehr Bohrkernmaterial für weitere Prüfungen zur Verfügung. Eines dieser weiteren Prüfverfahren war die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes mit Hilfe des CDF-Verfahrens. Bei der Bewertung der hier bestimmten Abwitterungsmenge muss berücksichtigt werden, dass die hier geprüften Betone keine Luftporenbetone waren. Laut Bauwerksbüchern entsprachen die Betone den Expositionsklassen XD1 bis XD2 und XF2 bis XF3. Obwohl einige der Betone keine Luftporen enthielten, erfüllten sie (z. B. alle Bauteile von Brücke 1) die Anforderungen aus dem BAW-Merkblatt [22] hinsichtlich der Abwitterungsmenge als maßgebendes Abnahmekriterium.

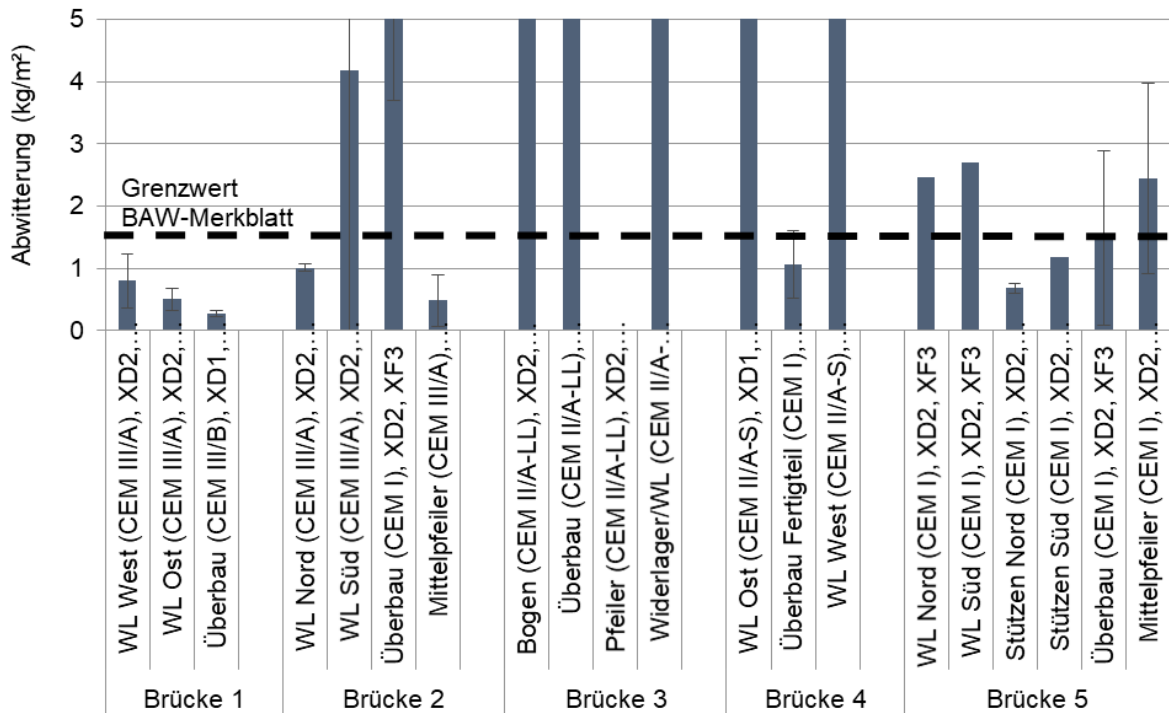


Bild 68 Abwitterung von Beton aus Brückenbauteilen im CDF-Test nach 28 FTW

In **Bild 69** sind die relativen dynamischen E-Moduln nach 28 FTW gegeben.

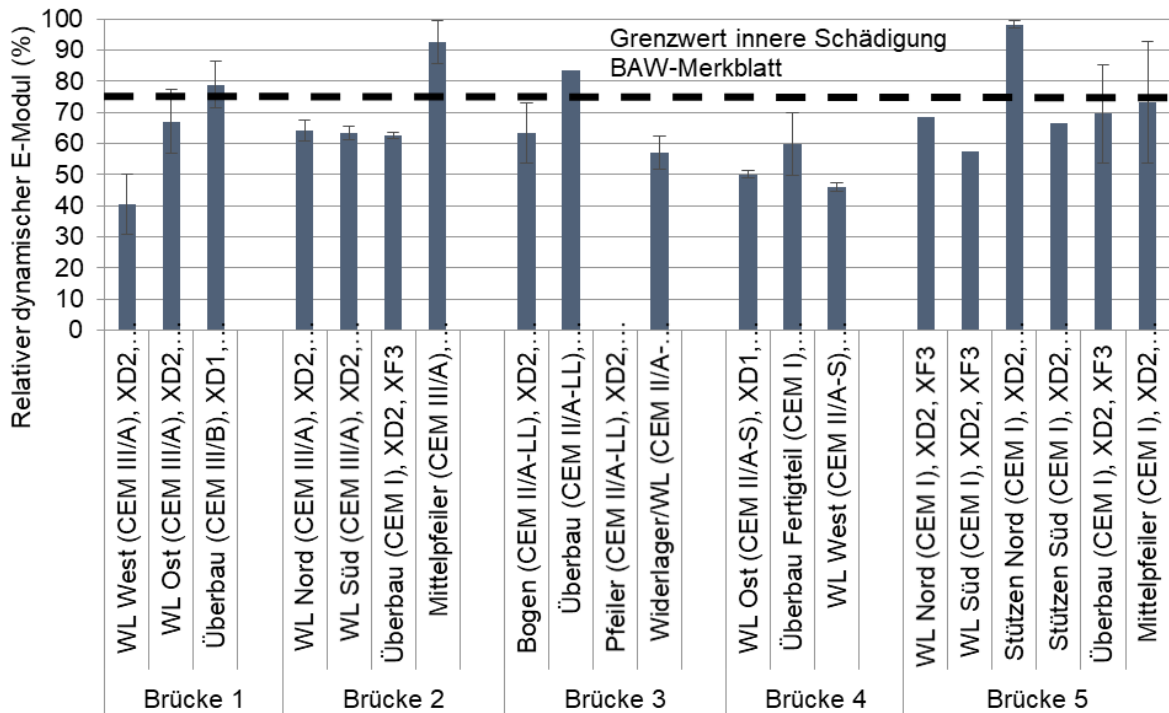


Bild 69 Relativer dynamischer E-Modul von Beton aus Brückenbauteilen im CDF-Test nach 28 FTW

Bei dem relativen dynamischen E-Modul handelt es sich um ein zusätzliches Abnahmekriterium zur Beurteilung der inneren Schädigung des Betons. Der Beton gilt als geschädigt, wenn ein relativer dynamischer E-Modul von 75 % unterschritten wird [22]. Die relativen E-Moduln der Bauteile lagen nach 28 FTW zwischen 46,1 und 92,7 %. Nur wenige Bauteile hatten den Grenzwert von 75 % für die innere Schädigung nicht unterschritten. Die meisten Bauteile wiesen nach 28 FTW deutliche Anzeichen innerer Schädigungen auf.

3.3.3 Hochbauten

3.3.3.1 Prüfungen an Bohrkernabschnitten

Die aus den Hochbauten entnommenen Bohrkernabschnitte wiesen einen Außendurchmesser von 95 bis 100 mm auf und waren 15 bis 30 cm lang. An Bohrkernabschnitten wurde die Druckfestigkeit nach DIN EN 12504-1 [19], der Chloridmigrationskoeffizient nach DIN EN 12390-18 [42] und der Frostwiderstand nach DIN CEN/TS 12390-9 (CIF-Verfahren) [21] bestimmt. Die für Laborprüfungen vorbereiteten Bohrkernabschnitte der Hochbauten 1 und 2 sind in **Bild 70** gegeben.



Bild 70 Zugeschnittene Bohrkernabschnitte der Hochbauten 1 und 2

3.3.3.2 Druckfestigkeiten

Die Druckfestigkeit des Betons der Hochbauten 1 und 2 ist in **Bild 71** gegeben. Die Druckfestigkeit wurde an Bohrkernabschnitten mit Länge/Durchmesser-Verhältnis von 1:1 bestimmt. Zur

Umrechnung in $f_{ck, is, Zylinder\ 2:1}$ wurde der Faktor 0,82 verwendet. Aufgrund der geringen Anzahl an Bohrkernen und Bohrkernlängen wurden von den Hochbauten 3 und 4 keine Druckfestigkeiten bestimmt. Die Druckfestigkeiten von Hochbau 1 lagen etwas niedriger als die von Hochbau 2. Hochbau 1 (Silo 7) wurde mit einem CEM III/A und Flugasche errichtet, während Hochbau 2 (Silo 8) mit einem CEM I und Flugasche gebaut wurde. Die hier bestimmte Druckfestigkeit lag im Bereich der statisch notwendigen Festigkeit eines C35/45. Die an den Kernen bestimmten Festbetonrohddichten lagen im Bereich von Normalbeton.

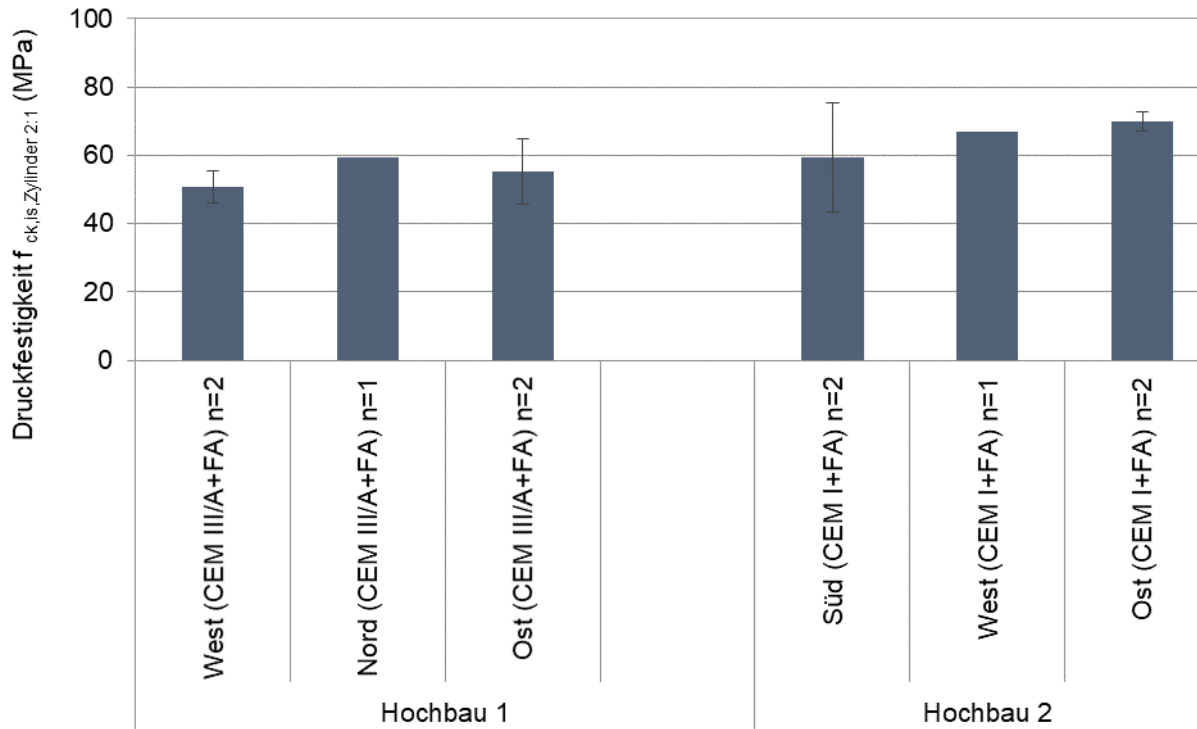


Bild 71 Druckfestigkeiten der Hochbauten 1 und 2

3.3.3.3 Chloridmigrationskoeffizient

Die Chloridmigrationskoeffizienten der Betone aus den Hochbauten sind in **Bild 72** dargestellt. Die Chloridmigrationskoeffizienten wurden nach DIN EN 12390-18 [42] bestimmt. Die geprüften Bohrkernabschnitte stammten aus Bereichen, die 5 bis 15 cm unter der Bauteiloberfläche lagen. Relativ niedrige Chloridmigrationskoeffizienten wurden an Beton aus den Hochbauten 1 und 2 beobachtet. Auffällig ist, dass Beton aus Hochbau 2, hergestellt mit CEM I und Flugasche, ähnlich niedrige Chloridmigrationskoeffizienten aufwies wie Beton aus Hochbau 1, welcher mit einem CEM III/A und Flugasche hergestellt wurde. Hier zeigt sich der positive Einfluss der Flugasche auf die Dichtigkeit des Betons bei Chlorideinwirkung. Die niedrigsten Chloridmigrationskoeffizienten wurden an Beton mit CEM III/A und Flugasche (Hochbau 1), die höchsten Chloridmigrationskoeffizienten an Beton mit CEM I (Hochbau 3) bestimmt. Die hier bestimmten Werte unterscheiden sich um mehr als den Faktor 10. Der hohe Chlorideindringwiderstand der Hochbauten 1 und 2 zeigt zudem, dass mit der Gleitschalungsbauweise dichte und dauerhafte Betonbauwerke hergestellt werden können.

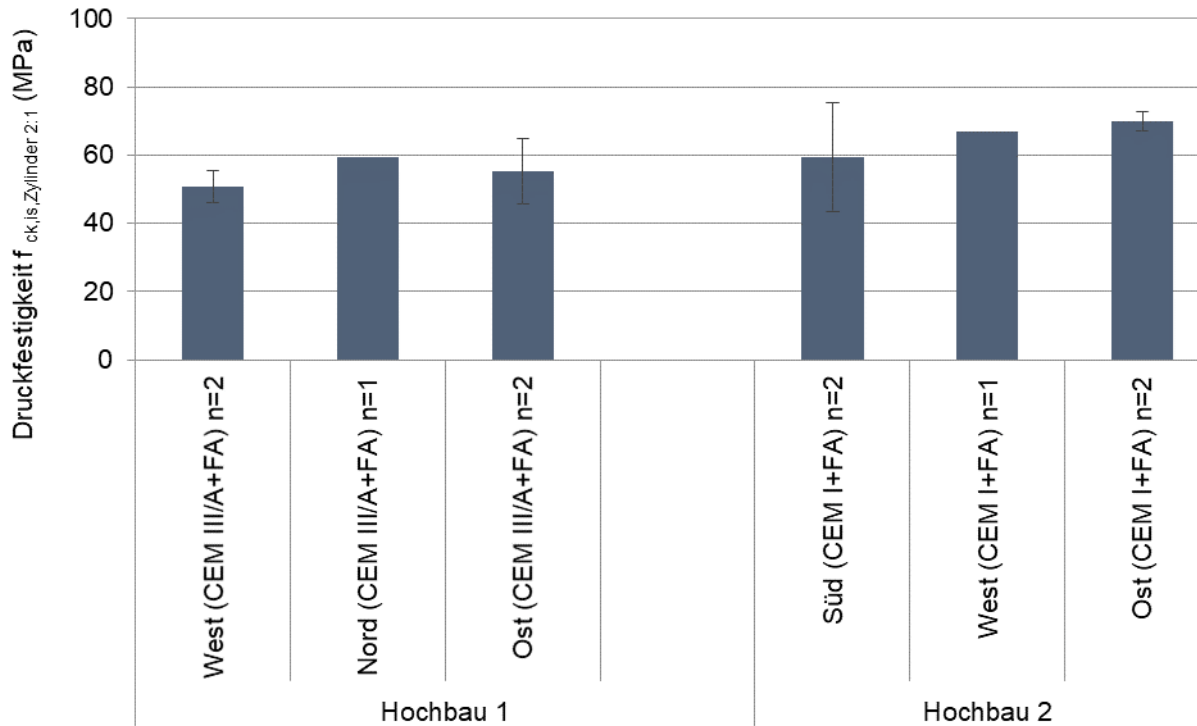


Bild 72 Chloridmigrationskoeffizienten von Beton der Hochbauten

3.3.3.4 Frostwiderstand mit dem CIF-Verfahren

In **Bild 73** sind die Abwitterungsmengen von Beton aus den Hochbauten im CIF-Test [21] gegeben. Die Prüffläche war die Bauteiloberfläche. Es wurden 56 Frosttauwechsel (FTW) durchgeführt. Der hier geprüfte Beton war kein Luftporenbeton. Nach den Planunterlagen entsprachen die Betone den Expositionsklassen XD1 bis XD3 und XF1 bis XF3. Die Einordnung der Innen- und Außenstützen in XD3 und XF3 erscheint hier fraglich. Die Abwitterung von Beton aus den Hochbauten lag in den meisten Fällen unterhalb des Grenzwerts aus dem BAW-Merkblatt. Die Abwitterung aus dem CIF-Test ist nicht das maßgebliche Kriterium zur Beurteilung des Frost-Tau-Widerstandes. Das maßgebende Kriterium ist der relative dynamische E-Modul. In **Bild 74** sind die relativen dynamischen E-Moduln nach 56 FTW im CIF-Test gegeben. Der Beton gilt als geschädigt, wenn ein relativer dynamischer E-Modul von 75 % unterschritten wurde [21]. Das maßgebende Kriterium im CIF-Test ist der relative dynamische E-Modul. Je größer der Abfall des dynamischen E-Moduls desto so größer die innere Schädigung im Beton. Die Bauteilmittelwerte des dynamischen E-Moduls lagen nach 56 FTW im CIF-Test zwischen 50,1 und 63,7 %. Demnach wiesen alle Betone nach 56 FTW deutliche Anzeichen innerer Schädigung auf.

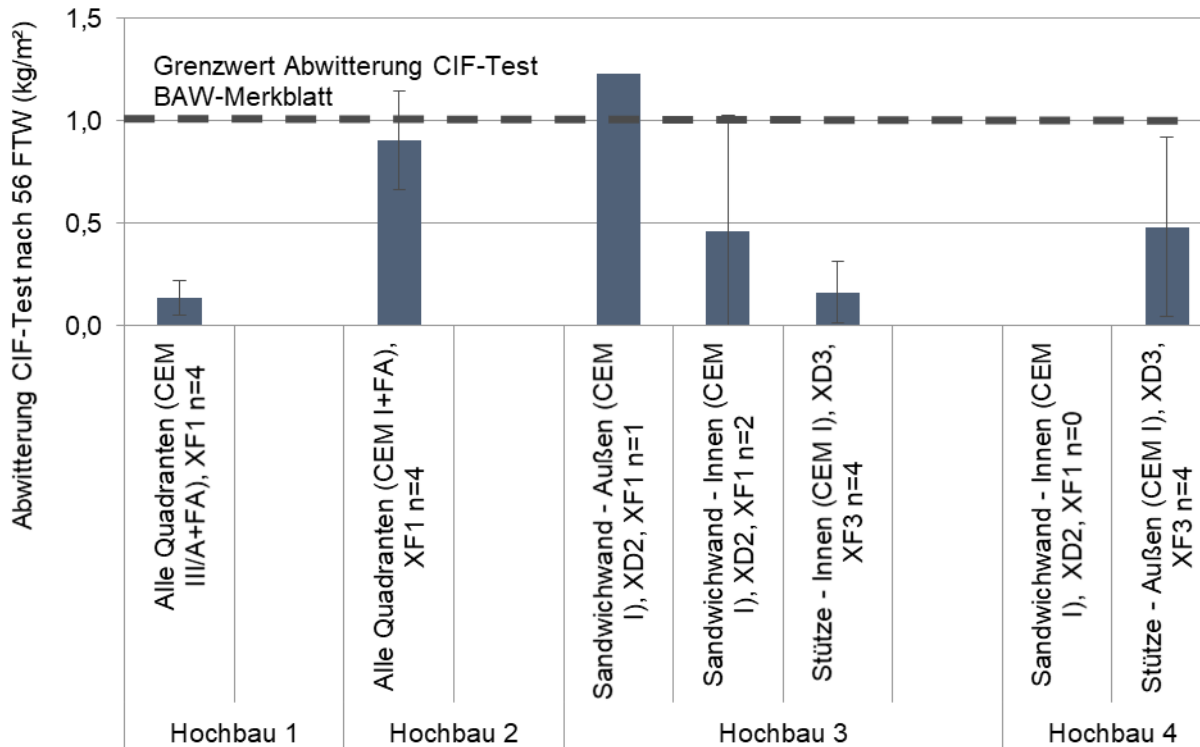


Bild 73 Abwitterung von Beton aus Hochbauten im CIF-Test nach 56 FTW

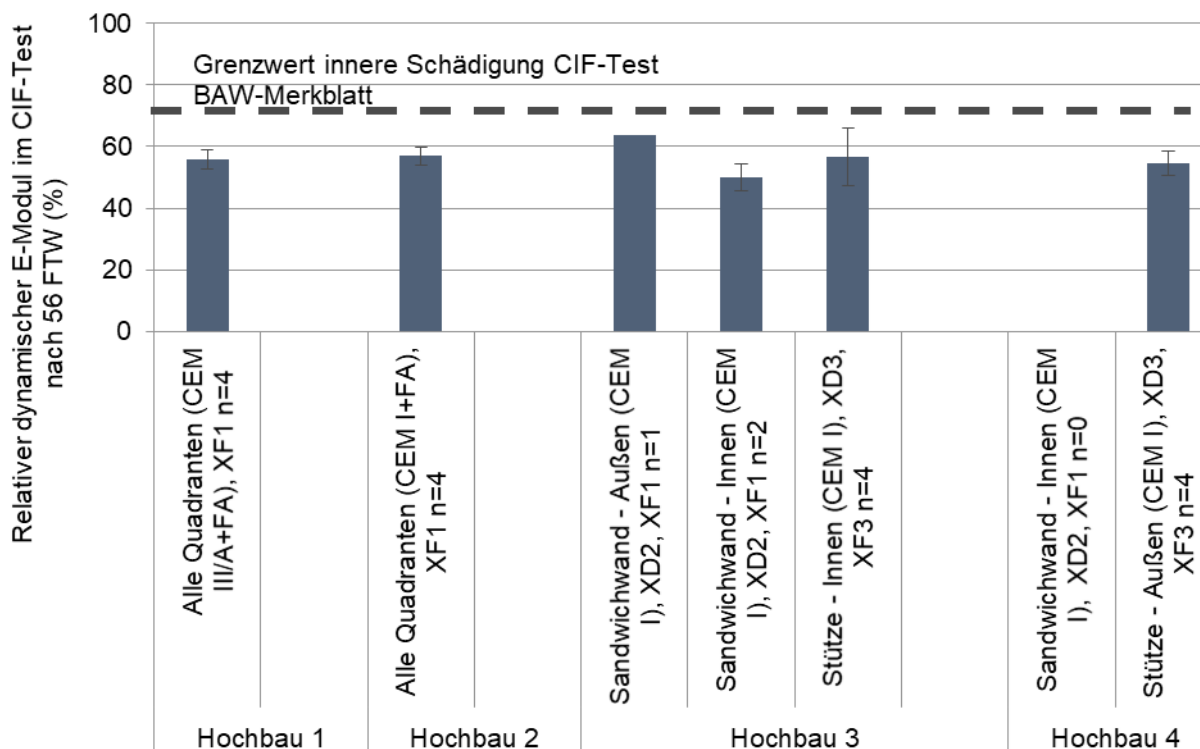


Bild 74 Relativer dynamischer E-Modul von Beton aus Hochbauten im CIF-Test nach 56 FTW

3.4 AP 4: Modellberechnungen und zugehörige Datenbank

Im Arbeitspaket 4 werden die Inspektions- und Labordaten aus den Arbeitspaketen 2 und 3 verwendet, um vollprobabilistische Modellrechnungen durchzuführen. Die Berechnungen

ermöglichen Aussagen über die Dauerhaftigkeit der untersuchten Bauwerke sowohl zum Zeitpunkt der Inspektion als auch extrapoliert zum Ende der geplanten Nutzungsdauer. Die Bewertung der Dauerhaftigkeit erfolgt häufig mit Hilfe des so genannten Zuverlässigkeitsindex, der die Eintrittswahrscheinlichkeit eines unerwünschten Zustandes darstellt. Für den Fall der karbonatisierungs- und chloridinduzierten Korrosion sind derzeit mathematische Modelle zur Depassivierung von Bewehrungsstahl in internationalen und nationalen Normen und Richtlinien wie z. B. [25] [43] [44] verfügbar. Ingenieurtechnische Modelle für den Frostangriff befinden sich noch in der Entwicklung. Daher wurden im Rahmen des Projektes nur Berechnungen für Bauwerke und Bauteile durchgeführt, für die tiefengestaffelte Chloridprofile und Messungen der Karbonatisierungstiefe durchgeführt wurden.

3.4.1 Verwendete Modelle und Vorgehensweise

3.4.1.1 Modell für karbonatisierungsinduzierte Depassivierung der Bewehrung

Die Grenzzustandsgleichung für karbonatisierungsinduzierte Depassivierung der Bewehrung kann wie in Gleichung 3-1 beschrieben werden:

$$Z_{Depass.,Karbo} = d_c - x_c(t) \quad \text{Gleichung 3-1}$$

Dabei wird die Betondeckung (d_c) als Widerstand der Karbonatisierungstiefe ($x_c(t)$) als Einwirkung gegenübergestellt. Weiterhin kann die Karbonatisierungstiefe wie folgt berechnet werden [23] [25] [45] [46]:

$$x_c(t) = K_c \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot k_a} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \quad \text{Gleichung 3-2}$$

mit:

$$k_e = \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{Ist}}{100} \right)^{f_e}}{1 - \left(\frac{RH_{Ref}}{100} \right)^{f_e}} \right)^{g_e} \quad \text{Gleichung 3-3}$$

$$k_c = a_c \cdot t_c^{b_c} \quad \text{Gleichung 3-4}$$

$$k_a = \frac{C_a}{C_l} \quad \text{Gleichung 3-5}$$

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^w \quad \text{Gleichung 3-6}$$

$$w = \frac{(p_{SR} \cdot ToW)^{b_w}}{2} \quad \text{Gleichung 3-7}$$

Die Eingangsvariablen und -parameter sind in **Tabelle 10** aufgeführt. Für weitere Informationen zum Modell und den Eingangsvariablen wird auf [23] [25] [45] [46] verwiesen.

Tabelle 10 Eingangsvariablen für die Berechnung des Grenzzustandes der karbonatisierungsinduzierten Depassivierung der Bewehrung nach [23] [25] [45] [46]

Variable	Einheit	Beschreibung	Verteilung	Anmerkungen
d_c	[mm]	Betondeckung	Normal	-
$x_c(t)$	[mm]	Karbonatisierungstiefe zum Zeitpunkt t	-	Nach Gleichung 3-2
K_c	[mm^2/a]	Karbonatisierungsrate unter Laborbedingungen, z. B. nach [46]	Normal	-
k_e	[-]	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Feuchteabhängigkeit	-	Nach Gleichung 3-3
RH_{Ist}	[%]	Relative Luftfeuchte in der Bauteilnähe	Weibull, Beta	-
RH_{Ref}	[%]	Referenz relative Luftfeuchte. Hier $RH_{Ref} = 65$	Deterministisch	-
f_e	[-]	Exponent. Hier $f_e = 5$	Deterministisch	-
g_e	[-]	Exponent. Hier $g_e = 2,5$	Deterministisch	-
k_c	[-]	Nachbehandlungsfaktor	-	Nach Gleichung 3-4
a_c	[-]	Regressionsparameter. Hier $a_c = \left(\frac{1}{7}\right)^{b_c}$	-	-
t_c	[d]	Dauer der Nachbehandlung in Tagen	Deterministisch	-
b_c	[-]	Regressionsparameter	Normal	($\mu = -0,567, \sigma = 0,024$)
k_a	[-]	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der unterschiedlichen CO_2 -Konzentrationen (Luft vs Labor)	-	Nach Gleichung 3-5
C_a	[Vol.-%]	Atmosphärische CO_2 -Konzentration	Normal	-
C_l	[Vol.-%]	CO_2 -Konzentration während der Laborprüfung	Deterministisch	-
t	[a]	Auslagerungszeitraum (Betonalter)	Unabhängige Variable	-
$W(t)$	[-]	Witterungsfunktion	-	Nach Gleichung 3-6
t_0	[a]	Referenzzeitpunkt. Hier $t_0 = 0,0767$	Deterministisch	-
w	[-]	Witterungsexponent	-	Nach Gleichung 3-7
p_{SR}	[-]	Schlagregenwahrscheinlichkeit	Deterministisch	-
ToW	[-]	Regenhäufigkeit	Deterministisch	-
b_w	[-]	Regressionsexponent	Normal	($\mu = 0,446, \sigma = 0,163$)

3.4.1.2 Modell für chloridinduzierte Depassivierung der Bewehrung

Die Grenzzustandsgleichung für chloridinduzierte Depassivierung der Bewehrung kann wie in Gleichung 3-8 nach [23] [25] [24] [45] beschrieben werden:

$$Z_{Depass.,chlorid} = C_{crit} - C(d_c, t) \quad \text{Gleichung 3-8}$$

mit:

$$C(x, t) = C_0 + (C_{S,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{Eff}(t) \cdot t}} \right] \quad \text{Gleichung 3-9}$$

$$D_{Eff}(t) = k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^\alpha \quad \text{Gleichung 3-10}$$

$$k_e = \exp \left[b_e \left(\frac{1}{T_{Ref}} - \frac{1}{T_{Ist}} \right) \right] \quad \text{Gleichung 3-11}$$

Die Eingangsvariablen und -parameter sind in **Tabelle 11** aufgeführt. Für weitere Informationen zum Modell und den Eingangsvariablen wird auf [23] [25] [24] [45] verwiesen.

Tabelle 11 Eingangsvariablen für die Berechnung des Grenzzustandes der chloridinduzierten Depassivierung der Bewehrung nach [23] [25] [24] [45]

Variable	Einheit	Beschreibung	Verteilung	Anmerkungen
C_{crit}	[M.-%/z]	Kritische, korrosionsauslösende Chloridkonzentration	Beta	($\mu = 0,60$, $\sigma = 0,15$, $a = 0,20$, $b = 2,00$)
$C(x, t)$	[M.-%/z]	Chloridkonzentration in Beton auf Tiefe x zum Zeitpunkt t (bezogen auf die Zementmasse)	-	Nach Gleichung 3-9
d_c	[mm]	Betondeckung	Normal	-
t	[a]	Auslagerungszeitraum (Betonalter)	Unabhängige Variable	-
C_0	[M.-%/z]	Betoneigener bzw. anfänglicher Chloridgehalt	-	-
$C_{S,\Delta x}$	[M.-%/z]	Chloridkonzentration an der Oberfläche bzw. in der Tiefe Δx	Lognormal	-
x	[mm]	Tiefe (Bezogen auf die Betonoberfläche)	Unabhängige Variable	-
Δx	[mm]	Tiefe der Konvektionszone	Beta oder $\Delta x = 0$	($\mu = 10$, $\sigma = 5$, $a = 0$, $b = 50$)
$D_{Eff}(t)$	[mm/a^2]	Effektiver Chloriddiffusionskoeffizient zum Zeitpunkt t	-	Nach Gleichung 3-10 ¹⁾
k_e	[-]	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit von $D_{Eff}(t)$	-	Nach Gleichung 3-11
b_e	[K]	Regressionsexponent	Normal	($\mu = 4800$, $\sigma = 700$)
T_{Ref}	[K]	Referenz Temperatur (Labor). Hier $T_{Ref} = 20^\circ C = 293 K$	Deterministisch	-
T_{Ist}	[K]	Bauteiltemperatur (oder an nahegelegener Wetterstation)	Normal	-
k_t	[-]	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Abweichung zwischen Chloridmigrationskoeffizient (RCM-Test) und Chloriddiffusionskoeffizient. Hier $k_t = 1$	Deterministisch	-
D_{RCM,t_0}	[mm/a^2]	Chloridmigrationskoeffizient zum Zeitpunkt t_0	Normal	VK = 20 %
t_0	[a]	Referenzzeitpunkt zum Materialtest. Hier $t_0 = 28 d = 0,0767a$	Deterministisch	-
α	[-]	Alterungsexponent	Beta	(μ , σ) bindemittelabhängig und ($a = 0$, $b = 1$)

¹⁾ Auch durch andere Methoden bestimmbar [24], jedoch hat sich in der Praxis dieser Ansatz für die Bemessung bewährt.

3.4.1.3 Berechnung des Zuverlässigkeitsindex

Der Zuverlässigkeitsindex stellt indirekt die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines unerwünschten Ereignisses dar: in diesem Fall die Depassivierung der Bewehrung. Unter der Annahme, dass die Grenzzustandsgleichung Z (vgl. Gleichung 3-1 oder Gleichung 3-8) normalverteilt ist, kann der Zuverlässigkeitsindex wie folgt berechnet werden:

$$\beta = -\Phi^{-1}\left(P(Z_{Depass.} \leq 0)\right) \quad \text{Gleichung 3-12}$$

Anforderungen an den Mindestwert des Zuverlässigkeitsindex (Mindestzuverlässigkeit, β_0) sind für Deutschland in [43] in Abhängigkeit von der Expositionsklasse angegeben (vgl. **Tabelle 12**).

Tabelle 12 Expositionsabhängige Anforderungen an dem Zuverlässigkeitsindex nach [43]

Expositionsklasse	Mindestzuverlässigkeit (β_0)
XC1 (trocken)	keine Anforderung
XC1 (ständig nass), XC2, XC4, XD/XS1	$\geq 1,5$
XC3, XS/XD3*, XS/XD2*	$\geq 0,5$
* bei schwieriger Zugänglichkeit, fehlenden Inspektionen $\beta_0 \geq 1,5$	

Wenn die Modellparameter zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerks quantifiziert sind, können so genannte „a priori“-Zuverlässigkeiten (Prognose) berechnet werden. Für die im Rahmen des Projektes untersuchten Bauwerke lagen jedoch wichtige Informationen zum Materialwiderstand, wie der Karbonatisierungswiderstand, der über eine Karbonatisierungsrate beschrieben werden kann, oder der Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, nicht vor. Diese sind stark von der Betonzusammensetzung, insbesondere der Bindemittelart und dem w/z-Wert abhängig. Aus diesem Grund mussten unter Berücksichtigung der für das Bauwerk verwendeten Betonrezeptur (AP 1 und 2) Annahmen zum Materialwiderstand auf Basis von Literaturdaten getroffen werden. Um diese anhand der Bauwerksuntersuchungen zu verfeinern, wurde das Bayes'sche Theorem angewendet (vgl. Gleichung 3-13).

$$P(A|I) = \frac{P(I|A) \cdot P(A)}{P(I)} \quad \text{Gleichung 3-13}$$

mit:

$P(A|I)$ → Wahrscheinlichkeit von A, gegeben dass I eintritt,
oder sogenannte a – posteriori – Wahrscheinlichkeit

$P(I|A)$ → Wahrscheinlichkeit von I, gegeben dass A eintritt,
oder sogenannte Likelihood bzw. Plausibilität von I)

$P(A)$ → Wahrscheinlichkeit von A,
oder sogenannte a priori – Wahrscheinlichkeit

$P(I)$ → Wahrscheinlichkeit, dass I eintritt,
oder sogenannter Marginalterm

Die Aussagekraft der „a-priori“-Berechnungen kann dann durch das Bayes'sche Theorem (vgl. Gleichung 3-13) und Inspektionsdaten (während der Nutzungsdauer) verbessert werden [47] [48] [26]. Der Ansatz des Bayes'schen Theorems wurde bereits in [47] [48] [26] für karbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion angewandt. Dabei wurden entweder die am Bauwerk gemessenen Karbonatisierungstiefen oder die aus dem Bauwerk entnommenen tiefengestaffelten Chloridprofile verwendet, um die Modellberechnungen zu aktualisieren bzw. zu zuschärfen. Die hier berechneten Zuverlässigkeitsindizes wurden mithilfe der Software STRUREL unter Anwendung des SORM (Second Order Reliability Method) berechnet [49].

3.4.2 Wasserbauwerke

Die im Projekt untersuchten Wasserbauwerke liegen an Binnenwasserstraßen und sind somit keinem Meerwasser ausgesetzt. Aus diesem Grund wurden Modellberechnungen nur für die Depassivierung der Bewehrung durch Karbonatisierung durchgeführt. An zwei der vier Schleusen wurden Karbonatisierungstiefen ausschließlich in der Wasserwechselzone (WWZ) gemessen. Die Karbonatisierungstiefen betragen hier nur wenige Millimeter (AP 2 und 3) und sind nach Einschätzung der BAW mit hoher Wahrscheinlichkeit ausschließlich vor Inbetriebnahme der Schleusen und nicht während des Betriebes entstanden. Aus diesem Grund wurden die Bereiche in der WWZ nicht weiter analysiert.

An den beiden anderen Schleusen (Schleuse 3 und Schleuse 4) wurden zusätzlich Karbonatisierungstiefen auch oberhalb der WWZ gemessen: Hier wurden deutlich höhere Karbonatisierungstiefen ermittelt. Der Bereich oberhalb der WWZ kann entsprechend dem einschlägigen Regelwerk der Exposition XC4 zugeordnet werden und wird entsprechend analysiert.

Die angenommenen Eingangsparameter für die a-priori Berechnung für die Kammerwände (Bereich oberhalb der WWZ) der Schleuse 3 (Alter bei Inspektion: rd. 16 Jahre) sind in **Tabelle 13** aufgeführt. Alle andere Parameter sind **Tabelle 10** zu entnehmen.

Tabelle 13 Eingangsparameter für die a-priori Berechnung der Kammerwände Schleuse 3

Variable	Einheit	Verteilung	Linke Kammerwand	Rechte Kammerwand	Anmerkungen
d_c	[mm]	Normal	$\mu = 63,9, \sigma = 9,3$	$\mu = 62,4, \sigma = 6,2$	Aus AP 2
K_c	[mm^2/a]	Normal	$\mu = 4,8, \sigma = 0,5$		Annahme basierend auf [26]
RH_{Ist}	[%]	Beta	$\mu = 80, \sigma = 16, a = 40, b = 100$		Basierend auf Wetterdaten
t_c	[d]	Deterministisch	7		Annahme
C_a	[Vol.-%]	Normal	$\mu = 0,045, \sigma = 0,005$		Basierend auf atmosphärischen Daten
C_l	[Vol.-%]	Deterministisch	$C_l = 0,045$		[26]
t	[a]	Unabhängige Variable	16		-
p_{SR}	[-]	Deterministisch	0,10		Annahme basierend auf [26]
ToW	[-]	Deterministisch	0,20		Annahme basierend auf [26]

Mithilfe Monte-Carlo-Simulationen wurde das 95%-Glaubwürdigkeitsintervall (ETI: „equal-tailed interval“) der „a-priori“-Berechnung für beide Kammerwände berechnet und den Karbonatisierungsmessungen am Bauwerk gegenübergestellt (vgl. **Bild 75**). Es ist zu erkennen, dass die Karbonatisierungsmessungen innerhalb des berechneten 95%-Glaubwürdigkeitsintervalls liegen. Dies deutet auf eine gute Übereinstimmung zwischen der Modellberechnung und den am Bauwerk gemessenen Karbonatisierungstiefen hin.

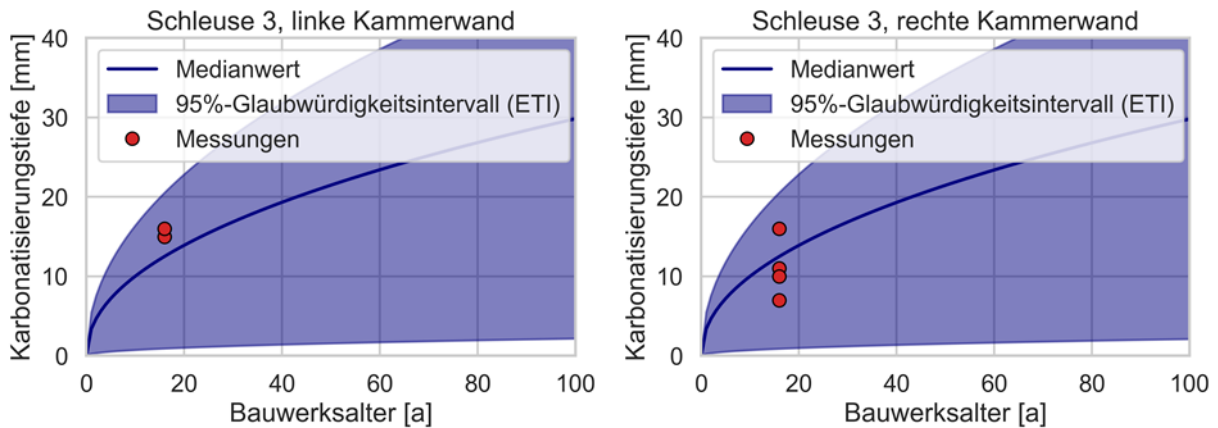


Bild 75 Simulation a-priori und Karbonatisierungsmessungen an der Schleuse 3 oberhalb der WWZ, linke Kammerwand (links) und rechte Kammerwand (rechts)

Die Berechnungen des a-priori und a-posteriori Zuverlässigkeitsindex für die Kammerwände der Schleuse 3 (Alter bei Inspektion: rd. 16 Jahre) sind in **Bild 76** dargestellt. Der Zuverlässigkeitsindex liegt sowohl für das a-priori-Szenario als auch für das a-posteriori-Szenario für die Nutzungsdauer von 100 Jahren über dem für die Expositionsklasse XC4 geförderten Grenzwert von $\beta = 1,50$. Der Zuverlässigkeitsindex an der linken Kammerwand betrug nach 100 Jahren 2,3 und an der rechten Kammerwand 3,0. Somit ist das Risiko von karbonatisierungsinduzierter Korrosion an beiden Kammerwänden für eine geplante Nutzung von 100 Jahren als gering einzustufen.

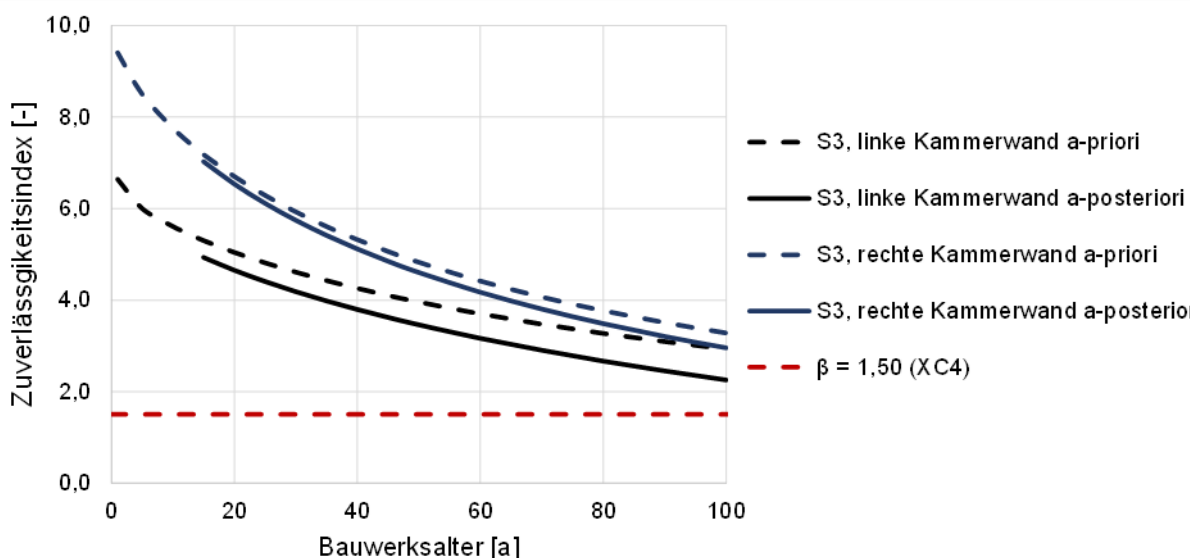


Bild 76 Zuverlässigkeitsindex a-priori und a-posteriori für beide Kammerwände der Schleuse 3

Die angenommenen Eingangsparameter für die a-priori Berechnung für die Kammerwände (Bereich oberhalb der WWZ) der Schleuse 4 (Alter bei Inspektion: rd. 15 Jahre) sind im Anhang in **Tabelle 44** aufgeführt. Alle anderen Parameter sind **Tabelle 10** zu entnehmen. Im Gegensatz zu Schleuse 3, wurde die Schleuse 4 mit einem Nachbehandlungsmittel behandelt. Modelltechnisch liegen für solche Fälle keine Erfahrungswerte für den Nachbehandlungsbeiwert vor, so dass die „Dauer“ der Nachbehandlung mit 28 Tagen angenommen wurde. Mit Hilfe von Monte-Carlo-Simulationen wurde das 95% Konfidenzintervall (ETI: „equal-tailed interval“) der a-priori-Berechnung für beide Kammerwände berechnet und mit den Karbonatisierungsmessungen an der Schleuse 4 verglichen (vgl. **Bild 77**). Hier liegen die Messungen zum Teil oberhalb des 95%-Glaubwürdigkeitsintervall.

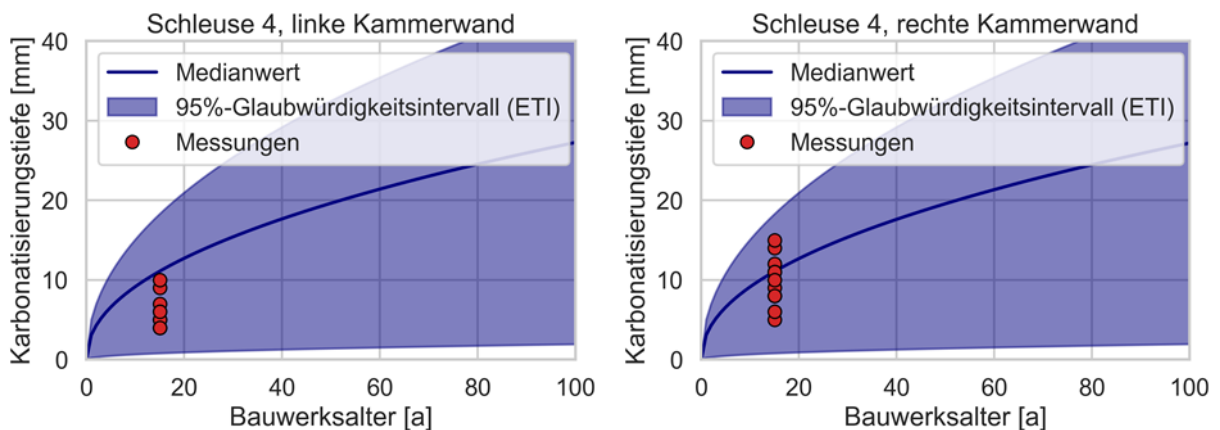


Bild 77 Simulation a-priori und Karbonatisierungsmessungen an der Schleuse 4 oberhalb der WWZ, linke Kammerwand (links) und rechte Kammerwand (rechts)

Die Berechnungen des a-priori und a-posteriori Zuverlässigkeitsindex für die Kammerwände der Schleuse 4 (Alter bei Inspektion: rd. 15 Jahre) sind in **Bild 78** dargestellt. Der Zuverlässigkeitsindex liegt sowohl für das a-priori-Szenario als auch für das a-posteriori-Szenario für die Nutzungsdauer von 100 Jahren über dem für die Expositionsklasse XC4 geförderten Grenzwert von $\beta = 1,50$. Der Zuverlässigkeitsindex nach 100 Jahren an der linken Kammerwand betrug 3,2 und an der rechten Kammerwand 3,3. In diesem Fall ist das Risiko von karbonatisierungsinduzierter Korrosion an beiden Kammerwänden ebenfalls als extrem gering einzustufen.

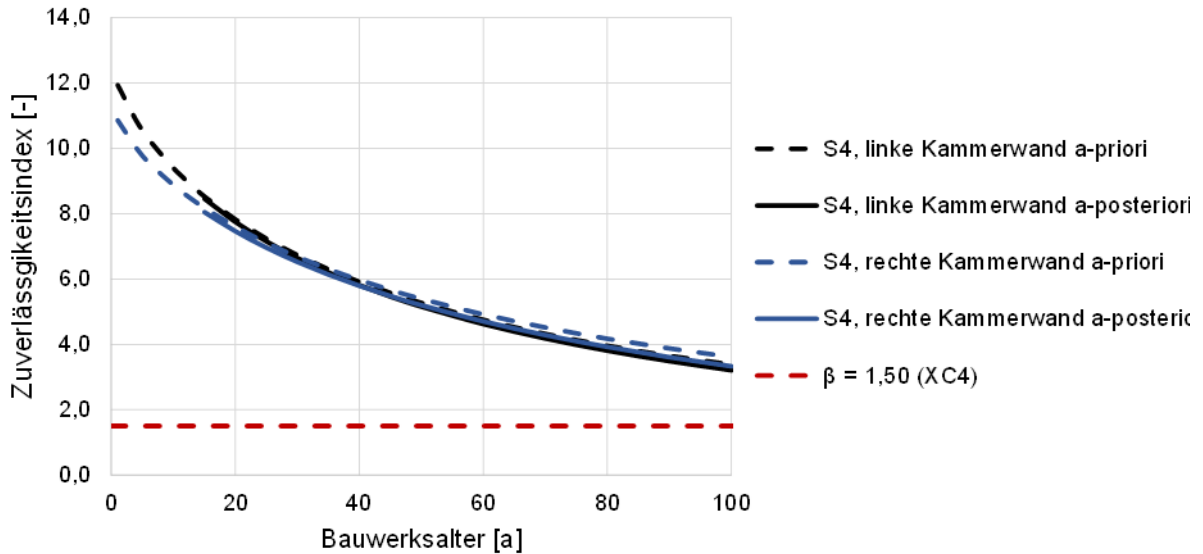


Bild 78 Zuverlässigkeitsindex a-priori und a-posteriori für beide Kammerwände der Schleuse 4

Der a-posteriori Zuverlässigkeitsindex im Alter von 100 Jahren ist für die Kammerwände der Schleusen 3 und 4 in **Bild 79** zusammen mit der geforderten Mindestzuverlässigkeit nach [43] dargestellt. Die Zuverlässigkeiten aller vier Bauteile liegen nach 100 Jahren z. T. deutlich oberhalb der Mindestgrenze nach [43]. Da die Berechnungen jedoch stark von den Inspektionsdaten abhängen, wird empfohlen, sie zu späteren Zeitpunkten mit weiteren Inspektionsdaten zu aktualisieren und damit abzusichern.

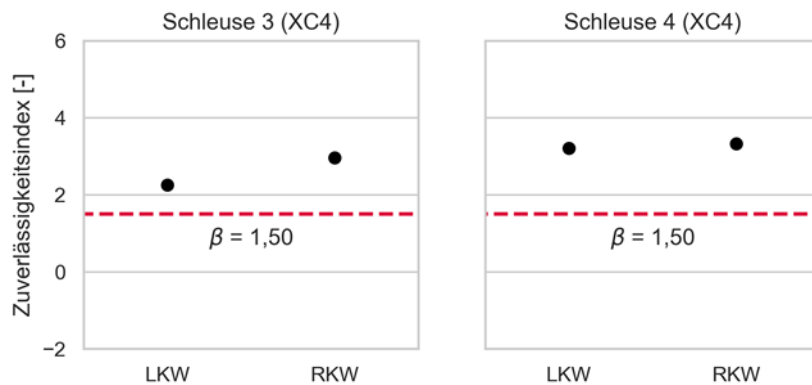


Bild 79 Zuverlässigkeitsindex a-posteriori nach 100 Jahren für die linke (LKW) und rechte (RKW) Kammerwand der analysierten Schleusen. Die Anforderung an den Zuverlässigkeitsindex nach [43] ist ebenfalls als rote Linie dargestellt.

3.4.3 Brückenbauwerke

Brückenbauwerke in Deutschland werden sowohl durch Karbonatisierung als auch durch Chloride aus Taumitteln belastet. Während die CO₂-Konzentration gleichmäßig um das Bauwerk wirkt, hängt die Chloridbelastung je nach Bauteil stark von der Entfernung der „Chloridquelle“, sprich vom geometrischen Abstand der tausalzbehandelten Fahrbahn zum Bauteil ab (vgl. **Bild 66**). Aus diesem Grund können die Bauteile theoretisch je nach geometrischem Abstand den Expositionsklassen XD1 oder XD3 zugeordnet werden. Die Zuordnung erfolgte aber auch anhand der maximalen Chloridgehalte in der ersten Tiefenlage (0 bis 10 mm) aufgrund eigener ingenieurtechnischer und modelltechnischer Erfahrungen. Die analysierten Bauteile sind in **Tabelle 14** aufgelistet.

Tabelle 14 Analytierte Brückenbauteile und zugeordnete Exposition

Brücke	Bauteil	Maximaler Chloridgehalt in erster Tiefenlage [0 – 10 mm] [M.-%/z]	Geometrischer Abstand zur Fahrbahn [m]	Zugeordnete Exposition
Brücke 2	Widerlager Nord	0,28	12,5	XD1
	Widerlager Süd	0,14*	13,1	XD1
	Mittelpfeiler	2,36	2,1	XD3
	Überbau	0,36	5,1	XD1
Brücke 4	Widerlager	0,62	2,3	XD1
Brücke 5	Mittelpfeiler	0,60	2,2	XD1
* Der Chloridgehalt in zweiter Tiefenlage [10 – 20 mm] betrug 0,22 M.-%/z.				

Die Modellparameter wurden nach [23] [25] [24] [45] unter Berücksichtigung der Betonrezeptur und der Exposition gewählt. Da die genaue Chloridbelastung bei Verkehrsbauwerken schwer vorherzusagen ist, ist es in diesem Fall ohne weitere Informationen nicht möglich, eine feste Annahme für die Chloridbelastung ($C_{S,\Delta x}$) zu treffen. Es sei denn, man kennt z. B. die tatsächliche Chloridbelastung bei ähnlichen Bauteilen unter ähnlichen Expositionsbedingungen. Aus diesem Grund wurden jeweils zwei Szenarien betrachtet, die sich an den unteren und oberen Empfehlungswerten für die expositionsabhängige Chloridbelastung nach [24] orientieren. Für XD1 wurden eine geringe und eine mäßige Exposition und für XD3 eine mäßige und eine hohe Exposition (Chloridbelastung) ausgewählt. Unter diesen Annahmen konnten die a-priori-Szenarien berechnet werden, die in einem zweiten Schritt mit den Inspektionsdaten, hier Chloridprofile, mit Hilfe des Bayes-Theorems aktualisiert wurden.

Die Chloridbestimmungen am nördlichen Widerlager und am Mittelpfeiler der Brücke 2 sind in **Bild 80** den Ausgangsberechnungen (Berechnungen a-priori) gegenübergestellt. Die angenommenen Eingangsparameter für die a-priori Berechnung sind im Anhang in **Tabelle 45** aufgeführt. Alle andere Parameter sind **Tabelle 11** zu entnehmen. Dargestellt sind auch die mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation berechneten 95%-Glaubwürdigkeitsintervalle der jeweiligen Ausgangsberechnungen. In **Bild 81** ist zu erkennen, dass die Chloridbestimmungen tendenziell unter dem Medianwert der Ausgangsberechnungen liegen, und dass die 95%-Glaubwürdig-

keitsintervalle die Messungen überdecken. In diesem Fall werden die Chloridgehalte durch die a-priori Simulation tendenziell überschätzt, was zu einer Erhöhung der Zuverlässigkeit nach dem Bayes'schen Update führt.

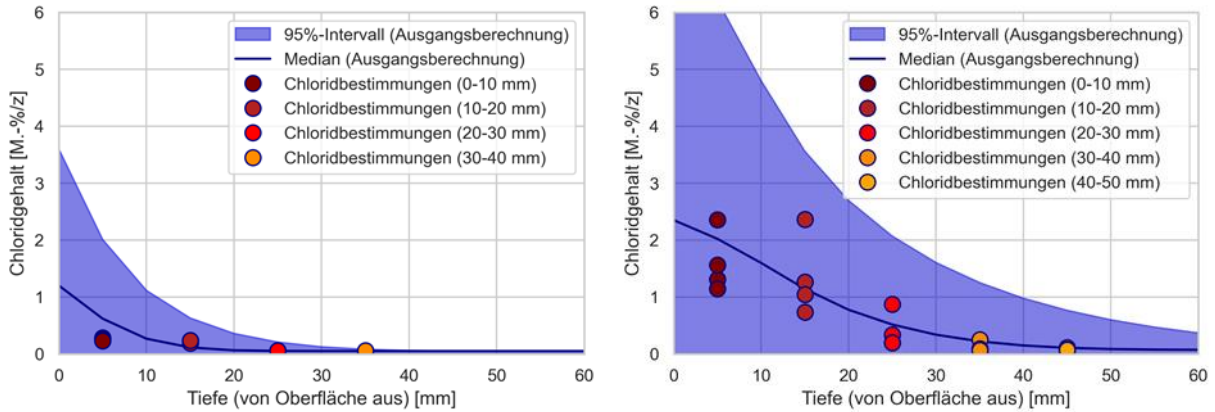


Bild 80 Simulation a-priori (Ausgangsberechnung) und Chloridbestimmungen am nördlichen Widerlager (links, mäßig exponiert) und am Mittelpfeiler (rechts, mäßig exponiert) der Brücke 2

Der zeitliche Verlauf des Zuverlässigkeitsindex für das Widerlager Nord und den Mittelpfeiler der Brücke 2 ist für beide Szenarien in **Bild 81** und **Bild 82** dargestellt. Die a-priori Szenarien bilden einen „Zuverlässigkeitskorridor“ zwischen den beiden betrachteten Fällen. Mit Hilfe des Bayes-Theorems wird dieser Korridor verschoben und „verengt“, was eine genauere Quantifizierung des Zuverlässigkeitsindex ermöglicht. Der Unterschied zwischen den beiden a-posteriori Szenarien ist in diesem Fall dank der Berücksichtigung der Inspektionsdaten vernachlässigbar.

Im Gegensatz zu den Wasserbauwerken, weisen die a-posteriori Szenarien in **Bild 81** und **Bild 82** höhere Zuverlässigkeiten als die a-priori Szenarien auf.

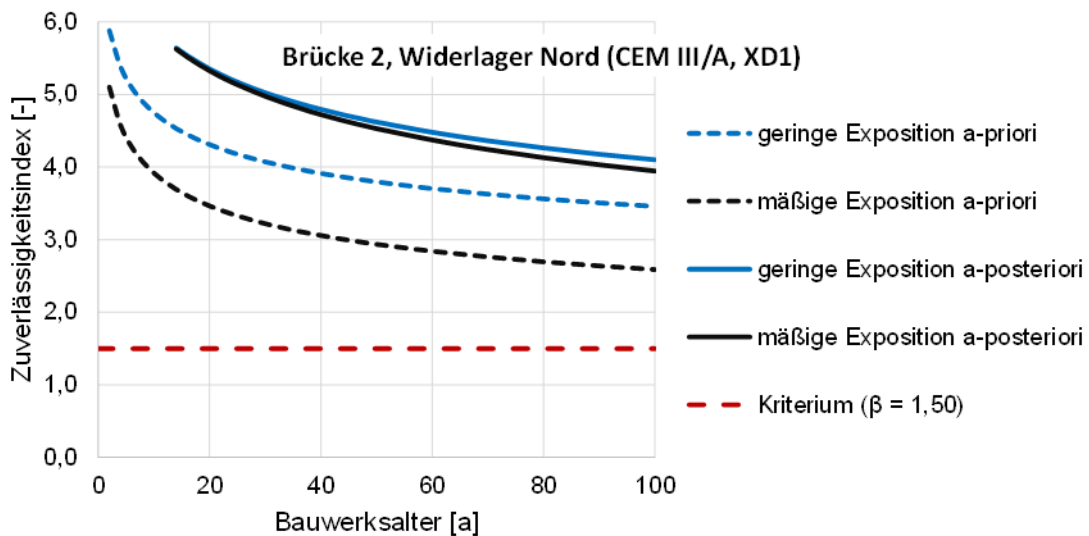


Bild 81 Zuverlässigkeitsindex a-priori und a-posteriori für beide Szenarien für das nördliche Widerlager der Brücke 2

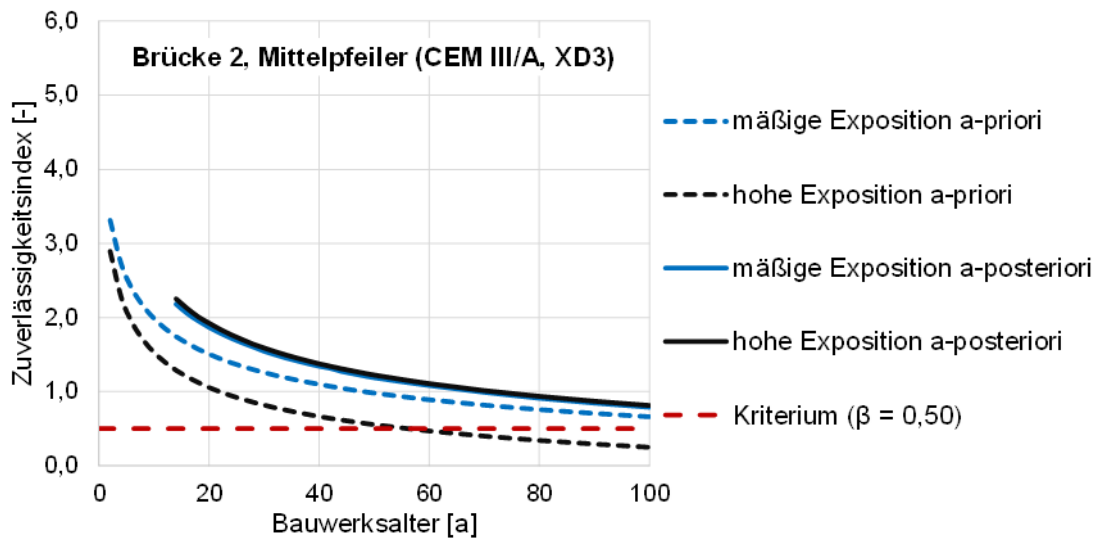


Bild 82 Zuverlässigkeitsindex a-priori und a-posteriori für beide Szenarien für den Mittelpfeiler der Brücke 2

Die a-posteriori Zuverlässigkeitsindizes im Alter von 100 Jahren sind in **Bild 83** und **Bild 84** für die analysierten Bauteile zusammen mit der geforderten Mindestzuverlässigkeit nach [43] dargestellt. Die Zuverlässigkeiten aller Bauteile liegen nach 100 Jahren oberhalb der Mindestanforderung nach [43]. Da die Berechnungen auch hier stark von den Inspektionsdaten abhängen, wird empfohlen, sie zu späteren Zeitpunkten mit weiteren Inspektionsdaten zu aktualisieren und damit abzusichern.

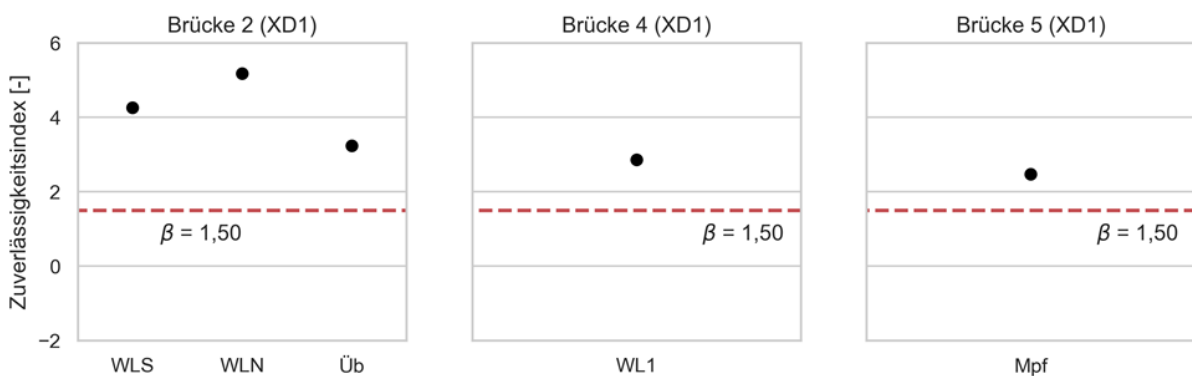


Bild 83 Zuverlässigkeitsindex a-posteriori nach 100 Jahren für die Widerlager Süd (WLS) und Nord (WLN) sowie den Überbau der Brücke 2, das Widerlager 1 der Brücke 4 und den Mittelpfeiler der Brücke 5. Die Anforderung an den Zuverlässigkeitsindex nach [43] ist ebenfalls als rote Linie dargestellt.

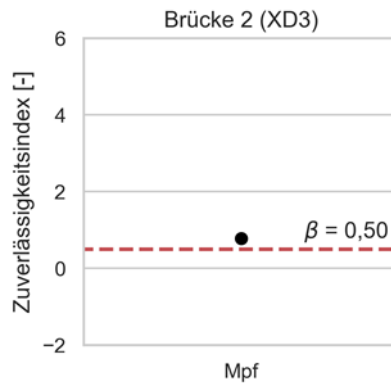


Bild 84 Zuverlässigkeitsindex a-posteriori nach 100 Jahren für den Mittelpfeiler der Brücke 2. Die Anforderung an den Zuverlässigkeitsindex nach [43] ist ebenfalls als rote Linie dargestellt.

Bei der Zuverlässigkeitsanalyse infolge karbonatisierungsinduzierter Korrosion wurden alle untersuchten Bauteile analog zu den Wasserbauwerken analysiert. Der a-posteriori Zuverlässigkeitsindex im Alter von 100 Jahren ist für alle Brückenbauteile in **Bild 85** zusammen mit der geforderten Mindestzuverlässigkeit nach [43] dargestellt. Zu erkennen ist, dass bis auf den Überbau der Brücke 1 alle Bauteile die geforderte Mindestzuverlässigkeit von $\beta > 1,50$ erfüllen. Beim Überbau der Brücke 1 wurde eine deutliche Unterschreitung der Betondeckung festgestellt, was die vergleichsweise geringe Zuverlässigkeit ($\beta = 1,39$) erklärt. Dieser Zuverlässigkeitskennwert stellt jedoch eine noch moderate Versagenswahrscheinlichkeit von ca. 8 % dar. Konkret werden in diesem Fall weitere Untersuchungen während der Nutzungsdauer empfohlen. Alle anderen Komponenten weisen auf Basis der Untersuchungen ein geringes Risiko durch karbonatisierungsinduzierte Korrosion auf. Dennoch wird eine Überprüfung der Zuverlässigkeit im weiteren Verlauf der Nutzungsdauer empfohlen.

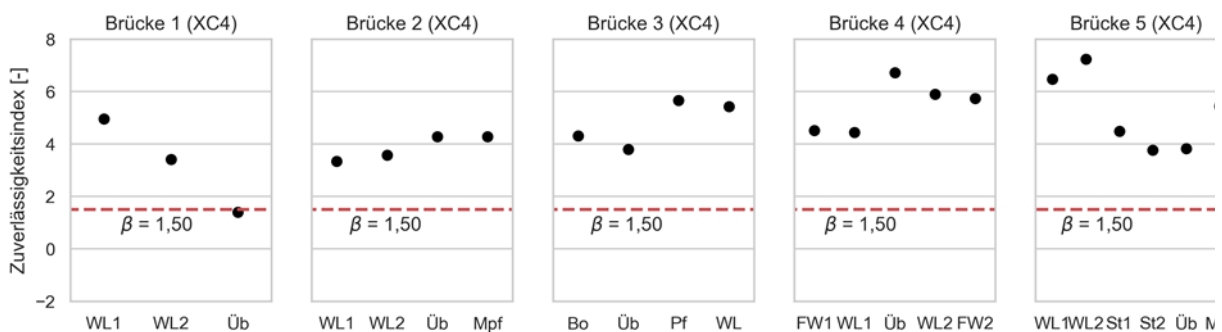


Bild 85 Zuverlässigkeitsindex a-posteriori nach 100 Jahren für alle Bauteile der analysierten Brücken. Dabei: WL1 bzw. WL2: Widerlager 1 bzw. 2, Üb: Überbau, Mpf: Mittelpfeiler, Bo: Bogen, Pf: Pfeiler, FW1 bzw. FW2: Flügelwand 1 bzw. 2, St1 bzw. St2: Stütze 1 bzw. 2. Die Anforderung an den Zuverlässigkeitsindex nach [43] ist ebenfalls als rote Linie dargestellt.

Die berechneten Zuverlässigkeitsindizes a-posteriori sind für die analysierten Brückenbauteile in **Tabelle 15** zusammengefasst. Zu erkennen ist, dass die Zuverlässigkeitswerte für die chloridinduzierte Korrosion tendenziell etwas niedriger liegen als für die karbonatisierungsinduzierte Korrosion. Die zum Teil sehr hohen Zuverlässigkeitsindizes der Expositionsklasse XC4 sind

auf die hohe Betondeckung der Bauteile zurückzuführen, die gleichzeitig u. a. die Anforderungen der Expositionsklasse XD erfüllen müssen.

Tabelle 15 Berechnete Zuverlässigkeitsindizes a-posteriori im Alter von 100 Jahren in Abhängigkeit der zugeordneten Exposition für die analysierten Brückenbauteile

Brücke	Bauteil	Zuverlässigkeitsindex im Alter von 100 Jahren bei Exposition		
		XC4	XD1	XD3
Brücke 1	Widerlager 1	4,96	-	-
	Widerlager 2	3,42	-	-
	Überbau	1,39	-	-
Brücke 2	Widerlager Süd	3,34	4,27	-
	Widerlager Nord	3,57	5,19	-
	Mittelpfeiler	4,28	-	0,77
	Überbau	4,29	3,23	-
Brücke 3	Bogen	4,32	-	-
	Überbau	3,80	-	-
	Pfeiler	5,66	-	-
	Widerlager	5,43	-	-
Brücke 4	Flügelwand 1	4,52	-	-
	Widerlager 1	4,45	2,86	-
	Überbau	6,72	-	-
	Widerlager 2	5,90	-	-
	Flügelwand 2	5,74	-	-
Brücke 5	Widerlager 1	6,47	-	-
	Widerlager 2	7,24	-	-
	Stützen 1	4,48	-	-
	Stützen 2	3,77	-	-
	Überbau	3,83	-	-
	Mittelpfeiler	5,44	2,48	-

3.4.4 Hochbauten

Die Berechnung der Zuverlässigkeitsindizes a-posteriori im Alter von 50 Jahren für die Hochbauten erfolgte analog zu den Wasserbauwerken und Brücken. Die Ergebnisse sind in **Bild 86** für die Silobauwerke und in **Bild 87** für die Hallen dargestellt. Die Mindestzuverlässigkeiten nach [43] sind ebenfalls in den jeweiligen Bildern dargestellt. Die Silobauwerke weisen nach 50 Jahren noch akzeptable Zuverlässigkeiten auf (vgl. **Bild 86**). Hier ist das Risiko der karbonatisierungsinduzierten Korrosion als gering einzustufen. Da die Berechnungen jedoch stark von den Inspektionsdaten abhängen, wird empfohlen, diese zu einem späteren Zeitpunkt mit weiteren Inspektionsdaten zu aktualisieren und damit abzusichern.

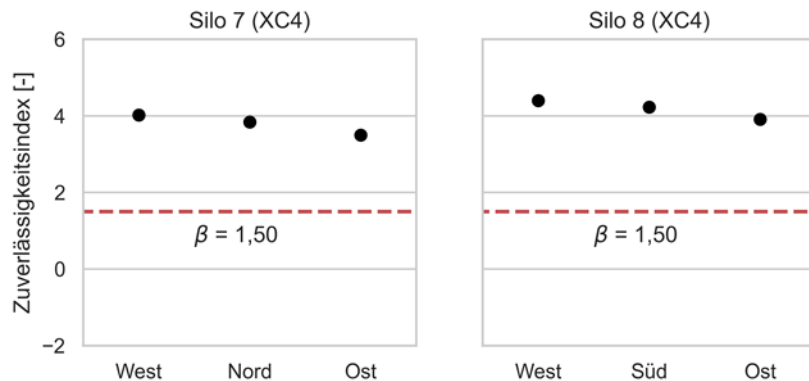


Bild 86 Zuverlässigkeitsindex a-posteriori nach 50 Jahren für Silobauwerke nach Himmelsrichtung. Die Anforderung an den Zuverlässigkeitsindex nach [43] ist ebenfalls als rote Linie dargestellt.

Die Bauteile in den Hallen weisen bis auf eine Außenstütze auch ausreichende Zuverlässigkeiten am Ende der angestrebten Nutzungsdauer von 50 Jahren auf (vgl. **Bild 87**). Das Bauteil mit der geringen Zuverlässigkeit war eine Außenstütze der Halle 2. Die plangemäße Betondeckung der Außenstütze wurde deutlich unterschritten. Hier betrug der Wert des Zuverlässigkeitsindex am Ende der angestrebten Nutzungsdauer 1,40 (rd. 8 % Wahrscheinlichkeit für die Depassivierung der Bewehrung). In diesem Fall wäre die Empfehlung, im Laufe der Nutzung, weitere Untersuchungen durchzuführen.

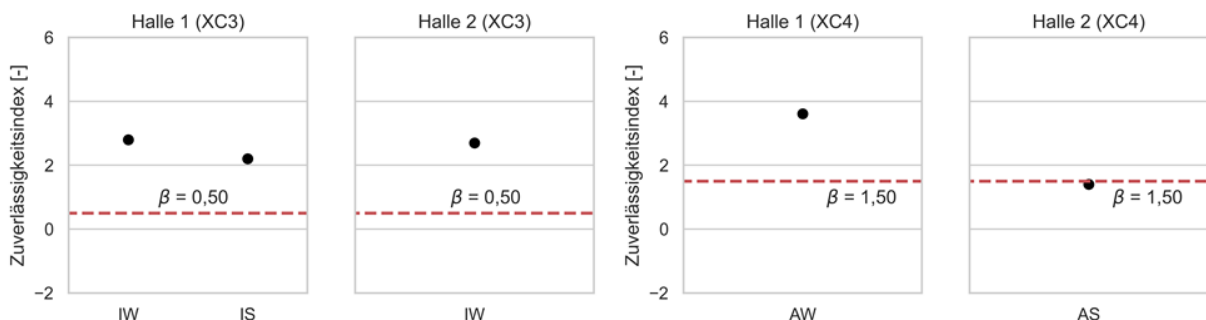


Bild 87 Zuverlässigkeitsindex a-posteriori nach 50 Jahren für die Hallenbauteile. Links: Exposition XC3 (Innenbauteile), rechts: Exposition XC4 (Außenbauteile). Dabei: IW bzw. AW: Innen- bzw. Außenwand, IS bzw. AS: Innen- bzw. Außenstütze. Die Anforderung an den Zuverlässigkeitsindex nach [43] ist ebenfalls als rote Linie dargestellt.

Die berechneten Zuverlässigkeitsindizes a-posteriori im Alter von 50 Jahren sind für die analysierten Brückenbauteilen in **Tabelle 16** zusammengefasst.

Tabelle 16 Berechnete Zuverlässigkeitsindizes a-posteriori im Alter von 50 Jahren in Abhängigkeit der zugeordneten Exposition für die analysierten Brückenbauteile

Hochbau	Bauteil	Zuverlässigkeitsindex im Alter von 50 Jahren bei Exposition	
		XC3	XC4
Silo 7	Himmelsrichtung West	-	3,71
	Himmelsrichtung Nord	-	3,84
	Himmelsrichtung Ost	-	3,67
Silo 8	Himmelsrichtung West	-	4,15
	Himmelsrichtung Süd	-	4,23
	Himmelsrichtung Ost	-	4,04
Halle 1	Innenwand	2,80	-
	Innenstütze	2,20	-
	Außenwand	-	3,61
Halle 2	Innenwand	2,70	-
	Außenstütze	-	1,40

3.4.5 Webseite und zugehörige Datenbank

Die Datenbank für die Hinterlegung der Materialwiderstände wurde in MySQL implementiert. Aufgrund programmiertechnischer Schwierigkeiten (Kompatibilitätsprobleme) zwischen den Softwareschnittstellen wird an der Programmierung der Website noch gearbeitet. Diese wird voraussichtlich im Laufe des Jahres 2024 veröffentlicht und neben der Datenbank auch Module zur Visualisierung der Informationen enthalten. Aufgrund der begrenzten Kapazität des Hosts beim LRZ (Leibniz-Rechenzentrum) und der komplexen mathematischen Operationen bei der Berechnung des Zuverlässigkeitsindex und der a-priori-Simulationen wird die Webseite keine Online-Berechnungen durchführen. Jedoch werden die Python-Skripte, die zur Erstellung dieses Berichts verwendet wurden, zusammen mit der zugehörigen Dokumentation auf der Website zum Download bereitgestellt. Diese Skripte können von den Nutzern nach einer Einführung selbst angewendet werden.

4 Zusammenfassung der Ergebnisse

In diesem Forschungsvorhaben wurde die Zuverlässigkeit der Dauerhaftigkeitsbemessung von Wasserbauwerken, Brücken-/Ingenieurbauwerken und Hochbauten untersucht. Die Bemessung auf Dauerhaftigkeit der Bauwerke erfolgte ausschließlich nach deskriptiven Vorgaben (Hochbauten nach DIN EN 1045:2001, Wasserbauwerke nach ZTV W LB 215 und Brücken-/Ingenieurbauwerke nach ZTV-ING).

Wasserbauwerke

Bei der Untersuchung der Wasserbauwerke (hier Schleusenkamerwände) wurde festgestellt, dass eine Karbonatisierung an diesen Bauteilen eine eher untergeordnete Rolle spielte. Dies betraf Bauteile sowohl unterhalb als auch oberhalb der Wasserwechselzone. Die hier untersuchten Schleusenkamerwände bestanden aus Beton mit CEM III/A bzw. CEM III/A und Basaltmehl. An zwei von vier Bauwerken wurden zahlreiche Frostschäden beobachtet. Obwohl der Beton der Schleusenkamerwände über ein frostsicheres Luftporensystem verfügte, konnten vergleichsweise tiefe Frostschäden und bereits freiliegendes Größtkorn beobachtet werden. Die Betondeckungsmessungen an den Schleusenkamerwänden zeigten eine gute Übereinstimmung mit den technischen Vorgaben und deuten auf eine hohe Ausführungsqualität hin. Das Bauwerk (Schleuse 4), welches nach dem Ausschalen mit einem Nachbehandlungsmittel behandelt wurde, schnitt bei der visuellen Inspektion am besten ab. Dieses Bauwerk zeigte relativ wenige Frostschäden und wies die niedrigsten Karbonatisierungstiefen auf. Schleuse 4 war auch das Bauwerk, welches die geringste Standardabweichung der Betondeckung und damit auch die geringste Schwankung beim Verlege-Maß der Bewehrung aufwies.

Brücken-/Ingenieurbauwerke

Weiterhin wurden fünf Brücken an Fernstraßen untersucht. Die visuelle Inspektion und die Betondeckungsmessungen zeigten, dass die Ausführungsqualität überwiegend gut war. Lediglich bei einem Brückenüberbau konnte eine deutliche Unterschreitung der Betondeckung festgestellt werden, die zu geringer Zuverlässigkeit an diesem Bauteil führte. Bei der Auswahl der Bauwerke wurde darauf geachtet, eine möglichst große Bandbreite an Zementarten abzudecken. Das Spektrum der verwendeten Zemente reichte von CEM I über CEM II/A-S und CEM II/A-L sowie CEM III/A und CEM III/B. Bei den Untersuchungen wurde festgestellt, dass alle untersuchten Bauteile einen mehr als ausreichenden Karbonatisierungswiderstand aufwiesen. Berechnungen – basierend auf dem Wurzel-Zeit-Gesetz – zeigten, dass die Karbonatisierungsfront bei keinem der Bauteile (unabhängig von der Zementart) auch nur in die Nähe der äußeren Bewehrungslage kam. Die Untersuchungen an chloridbelasteten Bauteilen zeigten einen deutlichen Einfluss des Abstands zwischen Betonbauteil und Fahrbahn auf die gemessenen Chloridgehalte. Die höchsten Chloridgehalte wurden in der Betonrandzone von Mittelpfeilern, gefolgt von Überbauten und Widerlagern gemessen. Je weiter die Bauteile von der Fahrbahn und damit dem Spritzwasserbereich entfernt waren, desto geringer waren tendenziell auch die Chloridgehalte. Leicht erhöhte Chloridgehalte (0,2 bis 0,3 M.-% bezogen auf die Zementmenge) konnten noch in einer Entfernung von 13 m zum Fahrbahnrand beobachtet werden.

Hochbauten

Die untersuchten Hochbauten waren zwei Silobauwerke in Gleitschalungsbauweise und zwei Industriehallen in Fertigteilbauweise. Die Betondeckungsmessungen zeigten ein gemischtes

Bild. Während die Silobauwerke exakt den technischen Vorgaben entsprachen, wurden an den Industriehallen Defizite bei der Betondeckung beobachtet. Dabei wurde bei einer Halle eine deutliche Unterschreitung der Betondeckung an einer Außenstütze festgestellt, die zu einer vergleichsweise geringeren Zuverlässigkeit führte. Die Karbonatisierungswiderstände der hier untersuchten Betone waren, bei sorgfältiger Ausführung, mehr als ausreichend, um eine 50-jährige Nutzungsdauer der Bauwerke zu gewährleisten. Abgesehen von der Karbonatisierung konnten an den Hochbauten keine weiteren Einwirkungen beobachtet werden.

5 Empfehlungen für die Regelwerke

Karbonatisierung

Die untersuchten Wasserbauwerke, Brücken-/Ingenieurbauwerke und Hochbauten zeigten, dass die Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung als eher unkritisch einzuschätzen ist. Die untersuchten Bauteile waren den Expositionsklassen XC1 bis XC4 zugeordnet, wobei die Analyse sich auf die Expositionen XC3 und XC4 fokussierte. Berechnungen auf der Basis des Wurzel-Zeit-Gesetzes zeigten, dass an keinem der untersuchten Bauteile die Karbonatisierungsfront auch nur ansatzweise die äußere Bewehrungslage während der geplanten Nutzungsdauer erreichen wird. Die Zuverlässigkeitsindizes lagen bis auf wenige Fälle überwiegend über den nach [43] geforderten Mindestzuverlässigkeiten. Dabei ist insbesondere bei den Hochbauten zu berücksichtigen, dass diese nicht mit der Grenzrezepturen der Betonnorm hergestellt wurden. Geringe Zuverlässigkeitsindizes wurden an den Bauteilen bestimmt, die eine deutliche Unterschreitung der Betondeckung aufwiesen. Diese mussten jedoch aufgrund fehlender Informationen unter Annahmen berechnet werden. Die Aktualisierung der a-priori Berechnung des Zuverlässigkeitsindex mit Hilfe des Bayes'schen Theorems, d. h. mit Hilfe von real gemessenen Bauwerksdaten trägt immer dazu bei, die im Modell enthaltenen Unsicherheiten und Annahmen mit Hilfe von Inspektionsdaten zu reduzieren.

Chloride

Die Bewehrungskorrosion durch Chloride bei mäßiger Feuchte und relativ niedriger Chlorideinwirkung (XD1), z. B. Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen, ist ebenfalls als eher unkritisch anzusehen. Der Zuverlässigkeitsindex solcher Bauteile lag in einem Bereich, der Bewehrungskorrosion während der geplanten Nutzungsdauer als unwahrscheinlich erscheinen lässt und über nach [43] geforderten Mindestzuverlässigkeiten liegt.

Die Bewehrungskorrosion durch Chloride bei wechselnd nassen und trockenen Umgebungsbedingungen bei gleichzeitig hoher Chlorideinwirkung (XD3), z. B. Teile von Brücken mit häufiger Spritzwasserbeanspruchung, führt zu niedrigeren Zuverlässigkeitsindizes. Hier weist das deskriptive Konzept möglicherweise Defizite auf, besonders bei Auswahl eines Bindemittels mit niedrigerem Chlorideindringwiderstand [24].

Auch bei der Chloridmodellierung ist die Aktualisierung der Berechnungen mit dem Bayes'schen Theorem anhand von Inspektionsdaten sehr hilfreich, um Modellunsicherheiten zu reduzieren, und um bessere Prognosen zu erstellen. Die a-posteriori Berechnungen sind jedoch sowohl von den a-priori Berechnungen als auch von den verwendeten Inspektionsdaten abhängig, so dass mehrere Untersuchungen während der Nutzungsdauer eines Bauwerks empfohlen werden.

Frostangriff

An den Brücken-/Ingenieurbauten und Hochbauten konnten zum Zeitpunkt der Untersuchung keine Frostschäden beobachtet werden. Anders sah es an den Wasserbauwerken (hier Schleusenammerwände) aus. Die Betonkorrosion durch Frostangriff (ohne Taumittel) bei hoher Wassersättigung (XF3) ist aus Sicht des Betreibers der Schleusenbauwerke die

maßgebliche Umwelteinwirkung, die zu einer Einschränkung der Nutzungsdauer bzw. erhöhten Instandhaltungskosten führen könnte.

Aus den Untersuchungen an den Wasserbauwerken lässt sich auch ableiten, dass der Materialwiderstand gegenüber Betonkorrosion durch Frostangriff offensichtlich durch die Bauausführung beeinflusst wird. Anders lässt es sich nicht erklären, dass zwei der vier untersuchten Wasserbauwerke relativ tiefe Frostschäden aufwiesen, während zwei weitere Bauwerke (eines davon unter Applikation eines Nachbehandlungsmittel hergestellt) nur relativ wenige Frostschäden aufwiesen. Darüber hinaus können auch mikroklimatische Randbedingungen (Himmelsrichtung und Dauer der Sonneneinstrahlung) einen Einfluss auf das hier beobachtete Schadensbild haben.

Die Verwendung eines Nachbehandlungsmittels wirkte sich positiv auf die Oberflächenqualität aus. Bauteiloberflächen in der Wasserwechselzone, welche nach Ausschalen mit einem Nachbehandlungsmittel behandelt wurden, zeigten nach mehr als 10 Jahren Nutzung noch die Schalbrettmaserung. Frostschäden waren an diesem Bauwerk zwar auch vorhanden, jedoch nicht in dem Ausmaß und der Tiefe wie bei den anderen Bauwerken.

Aus Sicht eines Betreibers von Wasserbauwerken weist das deskriptive Konzept bei Betonkorrosion durch Frostangriff (ohne Taumittel) Defizite auf.

Bauausführung und Betondeckung

Die Betondeckungsmessungen weisen bei den Wasserbauwerken und Brücken-/Ingenieurbauwerken auf eine gute bis sehr gute Ausführungsqualität hin. Die Vorgaben des deskriptiven Konzepts bezüglich der Betondeckung wurden bei den Wasserbauwerken und Brücken-/Ingenieurbauwerken gut umgesetzt. Die einzige festgestellte Abweichung betraf die Unterseite eines Brückenüberbaus, an dem eine deutliche Unterschreitung der Mindestbetondeckung festgestellt wurde.

Die beiden Silobauwerke aus der Gruppe der Hochbauten zeigten eine sehr gute Ausführungsqualität sowie exakt eingehaltene technische Vorgaben. Zwei weitere Hochbauten (Fertigteilhallen) wiesen Defizite bei der plangemäßen Betondeckung auf. Diese Defizite wirkten sich jedoch nicht kritisch auf die nach Norm angestrebte Nutzungsdauer von 50 Jahren aus.

6 Darstellung des wissenschaftlich-technischen und wirtschaftlichen Nutzens der erzielten Ergebnisse insbesondere für KMU

Die Ergebnisse zeigen, dass die deskriptiven Vorgaben in DIN EN 1045:2001 für normale Hochbauten, in ZTV W LB 215 für Wasserbauwerke und in ZTV-ING für Brücken-/Ingenieurbauwerke im Allgemeinen ein hohes Zuverlässigkeitsniveau gewährleisten.

Der Zuverlässigkeitsindex bei Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung lag an den Wasserbauwerken bei $> 2,3$. Dieser Wert charakterisiert ein sehr niedriges Risiko für Bewehrungskorrosion. Ähnlich hohe und teilweise höhere Zuverlässigkeitsindizes (mit wenigen Ausnahmen) wurden an Brückenbauwerken und Hochbauten bei Betrachtung der Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung bestimmt.

Die an den Wasserbauwerken, Brücken-/Ingenieurbauwerken und Hochbauten bestimmten Karbonatisierungswiderstände deuten (bei sorgfältiger Bauausführung) folglich auf eine Überdimensionierung in Bezug auf Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung hin.

Von den untersuchten Brückenbauwerken waren nur wenige Bauteile (normalerweise die Mittelpfeiler) einer starken Chlorideinwirkung ausgesetzt. Die Chloridprofile aus Mittelpfeilern zeigten Chloridgehalte im oberflächennahen Beton, die deutlich über dem Schwellenwert von 0,5 M.-% bezogen auf den Zementgehalt lagen. Aus Sicht eines Infrastrukturbetreibers weisen die deskriptiven Vorgaben bei starker Chloridbelastung (XD3) möglicherweise Defizite auf.

Obwohl die Brückenüberbauten im Bereich der Fahrspuren durchaus im Sprühnebelbereich liegen, konnten in den ersten Tiefenstufen der Überbauten nach 10-15 Jahren Nutzung keine Chloridgehalte festgestellt werden, die über dem Schwellenwert von 0,5 M.-% bezogen auf die Zementmenge lagen.

An den Wasserbauwerken wurden mit Blick auf zu erwartende Frostbeanspruchungen große Unterschiede bei den Materialwiderständen festgestellt. Dies zeigte sich an zwei Bauwerken, die relativ starke Frostschäden aufwiesen und an zwei Bauwerken, die nur relativ geringe Frostschäden aufwiesen. Die Ergebnisse der visuellen Inspektion deuten auf Einflüsse aus der Bauausführung hin.

Die Untersuchungen an allen drei Bauwerkstypen zeigten, dass mit den am Markt verfügbaren Zementen und Betonen ein hohes Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden kann. Für ein hohes Zuverlässigkeitsniveau sind die Einhaltung der Betondeckung sowie eine sorgfältige Bauausführung (mit Nachbehandlung) entscheidend. Für Bauteile mit Unterschreitungen der Betondeckung wurden vergleichsweise geringere Zuverlässigkeiten gegenüber dem ungewollten Bauteilzustand „Depassivierung“ ermittelt, die unterhalb der in den nationalen Richtlinien geforderten Mindestzuverlässigkeiten liegen.

An den Brücken-/Ingenieurbauwerken und Hochbauten wurde auch der spezifische elektrische Widerstand der Betonrandzone gemessen. Es handelt sich dabei um eine leicht durchführbare und zerstörungsfreie Messung, die eine wichtige Zusatzinformation darstellt. Einen großen Einfluss auf den spezifischen elektrischen Widerstand und damit die Korrosionswahrscheinlichkeit hatte die Zementart. Je dichter das Gefüge im Zementstein (z. B. bei Betonen mit CEM III/A), desto höher ist der spezifische elektrische Widerstand und desto niedriger ist die Korrosionswahrscheinlichkeit des Bewehrungsstahls. Die Messung des spezifischen elektrischen Widerstandes der Betonrandzone stellt einen wichtigen Parameter bei Bauwerksuntersuchungen dar.

7 Verwendung der Zuwendung

VDZ

- Wissenschaftlich-technisches Personal (Einzelansatz A.1 des Finanzierungsplans):
Der Einsatz von wissenschaftlich-technischem Personal belief sich im Berichtszeitraum auf 12,27 Personenmonate.
- Geräte (Einzelansatz B des Finanzierungsplans):
Im Berichtszeitraum wurden keine Ausgaben für Geräte getätigt.
- Leistungen Dritter (Einzelansatz C des Finanzierungsplans):
Im Berichtszeitraum wurden 54.232,44 € (inkl. MwSt.) für Leistungen Dritter getätigt.

TUM

- Wissenschaftlich-technisches Personal (Einzelansatz A.1 des Finanzierungsplans):
Der Einsatz von wissenschaftlich-technischem Personal belief sich im Berichtszeitraum auf 11,10 Personenmonate.
- Geräte (Einzelansatz B des Finanzierungsplans):
Im Berichtszeitraum wurden keine Ausgaben für Geräte getätigt.
- Leistungen Dritter (Einzelansatz C des Finanzierungsplans):
Im Berichtszeitraum wurden keine Ausgaben für Leistungen Dritter getätigt.

8 Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit

Im Berichtszeitraum wurden, wie im Forschungsantrag vorgesehen, die Arbeitspakete 1 bis 4 bearbeitet. Die geleistete Arbeit war notwendig und angemessen.

9 Plan zum Ergebnistransfer in die Wirtschaft

Tabelle 17 Transfermaßnahmen während der Projektlaufzeit

Maßnahme	Ziel	Beschreibung	Datum/ Zeitraum
Informationen auf VDZ-Homepage	Ergebnistransfer in die Wirtschaft	Information über das IGF-Vorhaben	2021
Projektbegleitender Ausschuss	Technisch-wissenschaftliche Begleitung des Forschungsprojekts	Vorstellung und Diskussion des Projekts	15.07.2021 26.10.2021 29.11.2022 16.11.2023
Veröffentlichung in den VDZ-Mitteilungen und den cbm-Mitteilungen	Information der Wirtschaft über aktuelle Ergebnisse	Vorstellung ausgewählter Ergebnisse	2022
Veröffentlichungen auf Fachtagungen	Ergebnistransfer in die Wirtschaft	Durability of concrete according to Performance-Concept – inspection of bridges, RILEM Week 2023, Vancouver, BC, Canada. Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung an Brückenbauwerken, 21. Internationale Baustofftagung ibausil 2023, Weimar, Deutschland.	September 2023 September 2023
Bachelorarbeit innerhalb des Forschungsvorhabens	Vermitteln wissenschaftlicher Kenntnisse und Methoden	Abschlussarbeit von Abdulhadi Altubaji „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung an Wasserbauwerken“	01.10.2021 bis 31.05.2022
Masterarbeit innerhalb des Forschungsvorhabens	Vermitteln wissenschaftlicher Kenntnisse und Methoden	Abschlussarbeit Dilan Vatansever „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung an Brückenbauwerken“	20.07.2022 bis 20.01.2023
Masterarbeit innerhalb des Forschungsvorhabens	Vermitteln wissenschaftlicher Kenntnisse und Methoden	Abschlussarbeit Dilara Varli „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung an Hochbauten“	07.10.2022 bis 07.04.2023

Tabelle 18 Transfermaßnahmen nach Abschluss des Vorhabens

Maßnahme	Ziel	Beschreibung	Datum/ Zeitraum
Veröffentlichung in Fachzeitschriften bzw. elektronische Veröffentlichung auf der Homepage des VDZ	Ergebnistransfer in die Wirtschaft	„Beton und Stahlbetonbau“ oder „Cement International“ und VDZ-Homepage	2024
Veröffentlichungen auf Fachtagungen	Ergebnistransfer in die Wirtschaft	Durability of concrete structures – inspection of lock chambers, 10 th International Symposium on Hydraulic Structures, Zurich, Switzerland. weitere geplante Vorträge auf Fachtagungen, z. B. VDZ-Kongress,	Juni 2024 ab 2024

Maßnahme	Ziel	Beschreibung	Datum/ Zeitraum
		International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering	
Veröffentlichung im VDZ-Tätigkeitsbericht	Ergebnistransfer in die Wirtschaft	Vorstellung der Projektergebnisse	2024
Universitäre Lehre	Wissensvermittlung für angehende Ingenieure/-innen	Vorlesung, Seminare	ab 2024
Präsentation im Rahmen des cbm Baustoffseminars	Ergebnistransfer in die Wirtschaft	Vorstellung der Projektergebnisse	voraussichtlich 2024
Überarbeitung des Normenwerkes	Ergebnistransfer in die Wirtschaft	DafStb, CEN, DIN	ab 2025

Mit den oben dargestellten Transfermaßnahmen ist sichergestellt, dass insbesondere die KMU über die Forschungsergebnisse informiert werden und diese entsprechend umsetzen können.

10 Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung (Projekt 1: Objektsammlung)“ der Forschungsvereinigung VDZ Technology gemeinnützige GmbH – VDZ Technology gGmbH, Toulouser Allee 71, 40476 Düsseldorf wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

11 Literatur

- [1] *Laase, H, Stichel, W.: Stützwandsanierung in Berlin, Spezielle Aspekte der Korrosion an der Rückwand, Bautechnik 60 (4), 124-129*
- [2] *Klopfer, H., Zimmermann, G. Sichtbeton-Fertigteile als Brüstungen, Betonabsprengungen durch korrodierende Stahlbewehrung, in Bauschäden Sammlung, Sachverhalt - Ursachen - Sanierung, Band 1, S.67-70, Forum-Verlag, Stuttgart*
- [3] *Weyers, R.E., Cady, P.D.: Deterioration of Concrete Bridge Decks from Corrosion of Reinforcing Steel, Concrete International Design and Construction 9 (1) 15-20*
- [4] *Murray, M.A.: Reclamation of a Failing Parking Garage, Concrete International 14 No. (9), 48-51*
- [5] *De Luigi, A.: Abgehängte Decken im Hallenbad Ulster (CH), Deckeneinsturz infolge transkristalliner Spannungsrissskorrosion der Stahlbügel, in Bauschäden Sammlung, Sachverhalt - Ursachen - Sanierung, Band 6, S. 110-113, Forum-Verlag, Stuttgart*
- [6] *Schlaich, J.: Teileinsturz der Kongresshalle Berlin, Schadensursachen, Gutachten, Institut für Massivbau, Stuttgart*
- [7] *DIN EN 206-1:2001-07 Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*
- [8] *DIN 1045-2 Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*
- [9] *DIN EN 1992-1-1:2005 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken-Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*
- [10] *DIN EN 1990:2002 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*
- [11] *Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure, Teubner-Verlag, Stuttgart*
- [12] *Bickley, J.A., Hooton, D.R., Hover, K.C.: Performance Specification for Durable Concrete - Current Practice and Limitations, Concrete International, September 06, pp. 51-57*
- [13] *Schießl, P.: Bemessung auf Dauerhaftigkeit - Brauchen wir neue Konzepte? In Deutscher Betontag 1997, Berlin 9. bis 11. April 1997, S. 210-221, Deutscher Beton-Verein e.V. Wiesbaden*
- [14] *2001. DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Planung, Bemessung und Konstruktion*
- [15] *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215) Ausgabe 2005*
- [16] *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING)*

- [17] *fib bulletin 59, state of art report, Condition control and assessment of reinforced concrete structures*
- [18] *fib bulletin 93, Technical Report, Birth Certificate and Through-Life Management Documentation*
- [19] 2019. *DIN EN 12504-1 Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben - Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit.*
- [20] 1991. *DAfStb: DAfStb Heft 422, Prüfung von Beton, Empfehlung und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048*
- [21] 2017. *DIN CEN/TS 12390-9. Prüfung von Festbeton - Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand - Abwitterung*
- [22] *BAW-Merkblatt "Frostprüfung von Beton" Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2012*
- [23] Gehlen,C.. *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion.* Aachen: RWTH Aachen (Dissertation) 2000
- [24] *fib bulletin 76: Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides*
- [25] *fib bulletin 34: Model Code for Service Life Design*
- [26] Greve-Dierfeld, S. M.: *Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile.* Technische Universität München 2015
- [27] *Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung, Technische Universität München, 2016.*
- [28] *BAW-Merkblatt Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung (MDCC). MDCC (2017). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien).*
- [29] *Bohner Edgar: Rissbildung in Beton infolge Bewehrungskorrosion. Dissertation am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) Juli 2013*
- [30] *Betone für den Wasserbau – gestern, heute, morgen, Teil 1 und 2. Beton, Jg. 64, Heft 5 und 6 (2014).*
- [31] *Informationen über die untersuchten Schleusen der WSV im Rahmen des AiF-DAfStb-Verbundforschungsvorhaben „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“, Aktenvermerk vom 12.08.2022, BAW Karlsruhe.*
- [32] 2013. *ASB-ING: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung. Abteilung Straßenbau. Anweisung Straßeninformationsdatenbank. Segment Bauwerksdaten. Erhaltung. Sammlung Brücken und Ingenieurbau.*

- [33] 2023. Kubens S., Lozano-Valcarcel J.M., Kränkel T., Müller C., Gehlen C.: *Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip - Zustandserfassung an Brückenbauwerken*. CE Paper Volume 6 issue 6, December 2023, p. 1516-1523.
- [34] 1988. RILEM CPC 18 *Measurement of hardened concrete carbonation depth*, RILEM Recommendation, 1988.
- [35] 2021. DIN EN 12390-19 *Prüfung von Festbeton - Teil 19: Bestimmung des elektrischen Widerstands*
- [36] 2019. Alonso Junghanns, M. T., Haardt, P.: *Rechnerische Dauerhaftigkeitsbemessung für Brückenbauwerke aus Beton: Status quo*. 6. Kolloquium *Erhaltung von Bauwerken*. TA Esslingen. Ostfildern 22-23. Januar 2019. *Tagungshandbuch 2019*, S.201-210.
- [37] 2019. Alonso Junghanns, M. T., Haardt, P.: *Durability Design for Concrete Bridge Structures in the German federal Highway Networks: Status Quo*. RILEM Spring convention and sustainable materials, Rovinj, Croatia, 18-22. March 2019. *Proceedings*, S.176-183.
- [38] 2022. DIN EN 13791 *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen, mit Änderung A20*
- [39] 2009. DIN EN 12390-6 *Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern*.
- [40] 2005. DIN EN 480-11:2005-12. *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpreßmörtel Prüfverfahren. Teil 11: Bestimmung von Luftporenkennwerten in Festbeton*.
- [41] 2007. ZTV Beton - StB 07. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton*.
- [42] 2018. DIN EN 12390-18 *Prüfung von Festbeton - Teil 18: Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten*
- [43] DAfStb. *Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J*. Ernst & Sohn 2008
- [44] ISO 16204:2012-09 *Dauerhaftigkeit - Nutzungsdauerorientierte Bemessung von Betontragwerken*. 2012
- [45] Gehlen, C. et. al.: *Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen*. Ernst & Sohn 2008
- [46] *Performance based durability design, carbonation part 1 – Benchmarking of European present design rules,* *Structural Concrete*, pp. 309-328, 2016.
- [47] Straub, D., Papaioannou, I.: *Bayesian Updating with Structural Reliability Methods*. American Society of Civil Engineers 2015

- [48] *Kapteina, G.: Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauwerken. Technische Universität München 2011*
- [49] *Gollwitzer, S., Kirchgäßner, B., Fischer, R., Rackwitz, R.: PERMAS-RA/STRUREL system of programs for probabilistic reliability analysis. Elsevier 2006*

12 Anhang**A Tabellen****Tabelle 19** Statistische Auswertung der Betondeckung an Kammerwänden

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Einzelstäbe (n)	Mittelwert (mm)	Standardabweichung (mm)	Variationskoeffizient (%)	5 %-Fraktil (mm)
Schleuse 1 linke Kammerwand	431	64,5	7,6	11,8	52,0
Schleuse 1 rechte Kammerwand	436	67,0	7,6	11,3	54,2
Schleuse 2 linke Kammerwand	725	66,9	6,8	10,2	55,7
Schleuse 2 rechte Kammerwand	767	72,1	7,2	9,9	60,3
Schleuse 3 linke Kammerwand	537	63,9	9,3	14,6	48,5
Schleuse 3 rechte Kammerwand	530	62,4	6,2	10,0	52,2
Schleuse 4 linke Kammerwand	500	56,7	4,4	7,7	49,5
Schleuse 4 rechte Kammerwand	496	60,4	5,2	8,5	51,9

Tabelle 20 Statistische Auswertung der Karbonatisierungsrate (mm/ \sqrt{a}) an Kammerwänden

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Messungen (n)	Mittelwert (mm/ \sqrt{a})	Standardabweichung (mm/ \sqrt{a})	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1 linke Kammerwand	11	2,01	0,70	34,6
Schleuse 1 rechte Kammerwand	8	2,25	0,49	21,8
Schleuse 2 linke Kammerwand	15	1,98	0,46	23,4
Schleuse 2 rechte Kammerwand	15	1,96	0,53	27,2
Schleuse 3 linke Kammerwand	9	1,98	0,46	23,5
Schleuse 3 rechte Kammerwand	10	1,48	0,42	28,2
Schleuse 4 linke Kammerwand	38	1,29	0,36	27,8
Schleuse 4 rechte Kammerwand	39	1,23	0,43	34,7

Tabelle 21 Statistische Auswertung der Betondeckung an Brückenbauwerken

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Einzelstäbe (n)	Mittelwert (mm)	Standardabweichung (mm)	Variationskoeffizient (%)	5 %-Fraktile (mm)
Brücke 1 WL West	294	63,5	6,3	9,9	53,0
Brücke 1 WL Ost	283	50,4	5,2	10,3	41,8
Brücke 1 Überbau	1127	40,7	15,0	36,9	16,0
Brücke 2 WL Nord	189	50,7	7,0	13,8	39,0
Brücke 2 WL Süd	149	51,1	6,7	13,1	40,0
Brücke 2 Mittelpfeiler	267	57,5	6,6	11,5	46,5
Brücke 2 Überbau	1053	47,0	7,1	15,1	35,3
Brücke 3 Widerlager	244	56,7	6,1	10,8	46,5
Brücke 3 Bogen	711	58,4	9,5	16,3	42,5
Brücke 3 Stützen	426	55,8	5,5	9,9	46,7
Brücke 3 Überbau	372	52,8	8,5	16,1	38,7
Brücke 4 WL Ost	288	55,8	5,6	10,0	46,5
Brücke 4 WL West	535	58,0	3,8	6,6	51,8
Brücke 4 Überbau	729	44,5	3,8	8,5	38,1
Brücke 5 WL Nord	208	51,2	4,3	8,4	44,2
Brücke 5 WL Süd	203	57,2	4,5	7,9	49,7
Brücke 5 Stützen Nord	273	53,8	9,3	17,3	38,5
Brücke 5 Stützen Süd	254	48,4	9,9	20,5	32,1
Brücke 5 Überbau	490	51,1	9,9	19,4	34,8
Brücke 5 Pfeiler	238	60,3	5,8	9,6	50,7

Tabelle 22 Statistische Auswertung des spezifischen elektrischen Widerstands an Brückenbauwerken

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Messungen (n)	Mittelwert (kOhm x cm)	Standardabweichung (kOhm x cm)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 1 WL West	10	417,5	106,4	25,5
Brücke 1 WL Ost	6	532,5	10,6	2,0
Brücke 1 Überbau	8	459,8	125,7	27,3
Brücke 2 WL Nord	6	374,7	50,4	13,4
Brücke 2 WL Süd	8	368,9	18,6	5,0
Brücke 2 Mittelpfeiler	10	86,6	5,1	5,9
Brücke 2 Überbau	8	130,9	30,6	23,4
Brücke 3 Widerlager	4	94,0	39,5	42,0
Brücke 3 Bogen	8	258,8	164,3	63,5
Brücke 3 Stützen	4	91,8	20,5	22,3
Brücke 3 Überbau	4	77,0	5,3	6,9
Brücke 4 WL Ost	10	309,3	91,6	29,6

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Messungen (n)	Mittelwert (kOhm x cm)	Standardabweichung (kOhm x cm)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 4 WL West	10	109,5	30,0	27,4
Brücke 4 Überbau	8	148,0	48,7	32,9
Brücke 5 WL Nord	4	82,5	9,5	11,6
Brücke 5 WL Süd	4	68,7	22,9	33,4
Brücke 5 Stützen Nord	4	58,1	4,8	8,2
Brücke 5 Stützen Süd	4	43,1	7,3	17,0
Brücke 5 Überbau	4	61,8	40,6	65,7
Brücke 5 Pfeiler	8	74,0	11,5	15,5

Tabelle 23 Statistische Auswertung der Karbonatisierungsrate (mm/\sqrt{a}) an Brückenbauwerken

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Messungen (n)	Mittelwert (mm/\sqrt{a})	Standardabweichung (mm/\sqrt{a})	Variationskoeffizient (%)
Brücke 1 WL West	30	1,55	0,62	40,2
Brücke 1 WL Ost	24	3,08	0,80	26,0
Brücke 1 Überbau	24	1,03	0,73	70,6
Brücke 2 WL Nord	18	2,09	0,61	29,1
Brücke 2 WL Süd	24	1,92	0,99	51,5
Brücke 2 Mittelpfeiler	30	1,15	0,57	49,3
Brücke 2 Überbau	24	1,60	0,66	41,3
Brücke 3 Widerlager	12	0,55	0,57	104,1
Brücke 3 Bogen	24	2,39	1,16	48,4
Brücke 3 Stützen	12	0,62	0,82	131,4
Brücke 3 Überbau	12	1,01	0,62	61,1
Brücke 4 WL Ost	30	3,16	1,17	37,1
Brücke 4 WL West	30	0,31	0,46	146,7
Brücke 4 Überbau	24	1,22	1,35	110,4
Brücke 5 WL Nord	12	0,63	1,09	174,2
Brücke 5 WL Süd	12	0,75	1,02	134,8
Brücke 5 Stützen Nord	12	0,0	0,0	-
Brücke 5 Stützen Süd	12	0,0	0,0	-
Brücke 5 Überbau	12	1,81	1,35	74,5
Brücke 5 Pfeiler	24	0,40	0,47	116,3

Tabelle 24 Statistische Auswertung der Betondeckung an Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Einzelstäbe (n)	Mittelwert (mm)	Standardabweichung (mm)	Variationskoeffizient (%)	5 %-Fraktil (mm)
Hochbau 1 (Silo 7)	419	50,2	8,7	17,3	35,9
Hochbau 2 (Silo 8)	307	47,4	8,5	17,9	33,4
Hochbau 3 Außenwände	539	33,7	5,4	16,0	24,8
Hochbau 3 Innenwände	472	39,9	7,4	18,5	27,7
Hochbau 3 Stützen	492	28,6	4,6	16,1	21,0
Hochbau 4 Außenwände	391	32,6	5,4	16,6	23,7
Hochbau 4 Innenwände	219	39,3	7,5	19,1	26,9
Hochbau 4 Stützen	293	28,4	8,2	28,9	15,0

Tabelle 25 Statistische Auswertung des spezifischen elektrischen Widerstands an Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Messungen (n)	Mittelwert (kOhm x cm)	Standardabweichung (kOhm x cm)	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 1 West	4	1084	263	24,3
Hochbau 1 Nord	4	1063	269	25,3
Hochbau 1 Ost	4	930	90	9,7
Hochbau 2 Süd	4	745	64	8,5
Hochbau 2 West	4	683	26	3,8
Hochbau 2 Ost	4	671	317	47,2
Hochbau 3 Außenwände	4	200	104	52,0
Hochbau 3 Innenwände	8	354	199	56,1
Hochbau 3 Stützen	10	517	478	92,4
Hochbau 4 Innenwände	8	767	157	20,5
Hochbau 4 Stützen	8	55	5	9,6

Tabelle 26 Statistische Auswertung der Karbonatisierungsrate (mm/ \sqrt{a}) an Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Messungen (n)	Mittelwert (mm/ \sqrt{a})	Standardabweichung (mm/ \sqrt{a})	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 1 West	12	1,82	0,52	28,7
Hochbau 1 Nord	12	1,05	0,83	78,9
Hochbau 1 Ost	12	2,10	0,63	30,1
Hochbau 2 Süd	6	1,09	0,95	87,5
Hochbau 2 West	12	1,62	0,96	59,1
Hochbau 2 Ost	12	2,12	0,87	40,8
Hochbau 3 Außenwände	12	0,0	0,0	0,0

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Messungen (n)	Mittelwert (mm/ \sqrt{a})	Standardabweichung (mm/ \sqrt{a})	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 3 Innenwände	24	0,42	0,42	100,2
Hochbau 3 Stützen	30	0,11	0,27	250,9
Hochbau 4 Innenwände	24	0,84	0,34	40,4
Hochbau 4 Stützen	24	0,12	0,24	192,8

Tabelle 27 Statistische Auswertung der Druckfestigkeiten (MPa) an Kammerwänden

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert $f_{ck, is}$ 2:1 (MPa)	Standardabweichung (MPa)	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1	8	47,9	6,8	14,1
Schleuse 2	10	47,6	5,8	12,3
Schleuse 3	9	43,6	8,3	19,1
Schleuse 4	10	46,5	7,5	16,2

Tabelle 28 Statistische Auswertung der Festbetonrohddichten (kg/dm³) an Kammerwänden

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert (kg/dm ³)	Standardabweichung (kg/dm ³)	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1	8	2,29	0,07	3,3
Schleuse 2	10	2,35	0,02	0,9
Schleuse 3	9	2,25	0,10	4,7
Schleuse 4	10	2,25	0,11	4,8

Tabelle 29 Statistische Auswertung der Luftporenkennwerte am Festbeton, Luftgehalt A (Vol.-%) an Kammerwänden

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert (Vol.-%)	Standardabweichung (Vol.-%)	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1	3	5,12	1,55	30,3
Schleuse 2	3	3,66	0,92	25,1
Schleuse 3	3	4,62	0,51	11,1
Schleuse 4	3	7,05	3,75	53,2

Tabelle 30 Statistische Auswertung der Luftporenkennwerte am Festbeton, Mikroluftporen A300 (Vol.-%) an Kammerwänden

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert (Vol.-%)	Standardabweichung (Vol.-%)	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1	3	2,99	0,35	11,7
Schleuse 2	3	2,42	0,44	18,0
Schleuse 3	3	2,62	0,28	10,5
Schleuse 4	3	3,90	1,76	45,2

Tabelle 31 Statistische Auswertung der Luftporenkennwerte am Festbeton, Abstandsfaktor (mm) an Kammerwänden

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert (mm)	Standardabweichung (mm)	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1	3	0,13	0,02	14,0
Schleuse 2	3	0,14	0,02	12,1
Schleuse 3	3	0,16	0,02	12,5
Schleuse 4	3	0,11	0,03	26,1

Tabelle 32 Statistische Auswertung der Abwitterungsmenge nach 56 FTW im CIF-Test von Beton der Kammerwände

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert (kg/dm ³)	Standardabweichung (kg/dm ³)	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1	5	4,15	1,34	32,3
Schleuse 2	5	3,00	0,47	15,7
Schleuse 3	5	3,76	0,98	26,1
Schleuse 4	5	1,70	0,66	38,8

Tabelle 33 Statistische Auswertung des relativen dynamischen E-Moduls nach 56 FTW im CIF-Test von Beton der Kammerwände

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert (%)	Standardabweichung (%)	Variationskoeffizient (%)
Schleuse 1	5	101,4	3,0	2,9
Schleuse 2	5	94,9	7,8	8,2
Schleuse 3	5	86,0	24,5	28,5
Schleuse 4	5	95,9	1,8	1,9

Tabelle 34 Statistische Auswertung der Druckfestigkeit (MPa) von Beton aus Brückenbauteilen

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert $f_{ck, is}$ 2:1 (MPa)	Standardabweichung (MPa)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 1 WL West	3	68,8	4,6	6,7
Brücke 1 WL Ost	4	78,7	4,3	5,5
Brücke 1 Überbau	4	82,9	4,5	5,5
Brücke 2 WL Nord	3	66,6	5,6	8,3
Brücke 2 WL Süd	3	62,5	5,2	8,3
Brücke 2 Überbau	3	80,7	4,4	5,4
Brücke 2 Mittelpfeiler	5	56,9	4,3	7,5
Brücke 3 Bogen	4	55,7	4,6	8,3
Brücke 3 Überbau	1	50,3	-	-
Brücke 3 Pfeiler	2	56,0	1,5	2,8
Brücke 3 Widerlager	2	55,6	7,1	12,8
Brücke 4 WL Ost	5	58,2	7,5	12,9
Brücke 4 Überbau	4	86,7	3,7	4,3
Brücke 4 WL West	4	58,9	3,9	6,6

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert $f_{ck, is}$ 2:1 (MPa)	Standardabweichung (MPa)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 5 WL Süd	1	66,3	-	-
Brücke 5 Stützen Süd	2	76,8	1,8	2,3
Brücke 5 Überbau	1	86,4	-	-
Brücke 5 Mittelpfeiler	4	69,6	1,7	2,4

Tabelle 35 Statistische Auswertung der Festbetonrohddichte (kg/dm^3) von Beton aus Brückenbauteilen

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert (kg/dm^3)	Standardabweichung (kg/dm^3)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 1 WL West	3	2,37	0,04	1,5
Brücke 1 WL Ost	4	2,41	0,02	0,7
Brücke 1 Überbau	4	2,40	0,03	1,4
Brücke 2 WL Nord	3	2,34	0,01	0,6
Brücke 2 WL Süd	3	2,31	0,03	1,4
Brücke 2 Überbau	3	2,37	0,01	0,5
Brücke 2 Mittelpfeiler	5	2,30	0,03	1,3
Brücke 3 Bogen	4	2,28	0,02	0,9
Brücke 3 Überbau	1	2,41	-	-
Brücke 3 Pfeiler	2	2,21	0,06	2,8
Brücke 3 Widerlager	2	2,24	0,03	1,5
Brücke 4 WL Ost	5	2,49	0,02	0,9
Brücke 4 Überbau	4	2,41	0,02	1,0
Brücke 4 WL West	4	2,50	0,02	0,7
Brücke 5 WL Süd	1	2,32	-	-
Brücke 5 Stützen Süd	2	2,28	0,01	0,3
Brücke 5 Überbau	1	2,36	-	-
Brücke 5 Mittelpfeiler	4	2,31	0,02	1,0

Tabelle 36 Statistische Auswertung der Chloridmigrationskoeffizienten ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) von Beton aus Brückenbauteilen

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Standardabweichung ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 1 WL West	4	0,1	0,1	40,0
Brücke 1 WL Ost	4	0,2	0,1	66,7
Brücke 1 Überbau	4	0,1	0,0	0,0
Brücke 2 WL Nord	3	0,2	0,1	34,6
Brücke 2 WL Süd	3	0,3	0,3	88,2
Brücke 2 Überbau	4	5,3	1,3	24,8

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	Standardabweichung ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 2 Mittelpfeiler	5	0,9	0,2	22,7
Brücke 3 Bogen	4	20,4	8,9	43,7
Brücke 3 Überbau	2	30,6	8,3	27,3
Brücke 3 Pfeiler	2	11,2	2,5	22,2
Brücke 3 Widerlager	2	12,1	6,9	56,9
Brücke 4 WL Ost	5	8,2	2,5	30,2
Brücke 4 Überbau	4	10,8	0,7	6,5
Brücke 4 WL West	3	5,8	0,5	8,6
Brücke 5 WL Nord	2	14,7	3,3	22,1
Brücke 5 WL Süd	2	12,7	3,7	29,6
Brücke 5 Stützen Nord	1	9,4	-	-
Brücke 5 Stützen Süd	1	11,8	-	-
Brücke 5 Überbau	2	4,5	0,0	0,0
Brücke 5 Mittelpfeiler	3	13,2	1,1	8,2

Tabelle 37 Statistische Auswertung der Abwitterung (kg/dm³) nach 28 FTW im CDF-Test von Beton aus Brückenbauteilen

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert (kg/m ²)	Standardabweichung (kg/m ²)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 1 WL West	4	0,80	0,44	54,7
Brücke 1 WL Ost	4	0,50	0,18	36,8
Brücke 1 Überbau	4	0,27	0,06	21,2
Brücke 2 WL Nord	2	1,00	0,06	5,8
Brücke 2 WL Süd	3	4,18	4,31	103,1
Brücke 2 Überbau	4	13,12	9,42	71,8
Brücke 2 Mittelpfeiler	5	0,48	0,42	86,0
Brücke 3 Bogen	4	18,83	10,36	55,1
Brücke 3 Überbau	2	8,89	0,23	2,6
Brücke 3 Pfeiler	-	-	-	-
Brücke 3 Widerlager	2	28,49	5,64	19,8
Brücke 4 WL Ost	4	38,55	23,35	60,6
Brücke 4 Überbau	4	1,06	0,55	51,8
Brücke 4 WL West	4	15,68	7,93	50,5
Brücke 5 WL Nord	1	2,47	-	-
Brücke 5 WL Süd	1	2,71	-	-
Brücke 5 Stützen Nord	2	0,68	0,08	12,5

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert (kg/m ²)	Standardabweichung (kg/m ²)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 5 Stützen Süd	1	1,17	-	-
Brücke 5 Überbau	2	1,49	1,39	93,8
Brücke 5 Mittelpfeiler	3	2,45	1,53	62,4

Tabelle 38 Statistische Auswertung des relativen dynamischen E-Moduls (%) nach 28 FTW im CDF-Test von Beton aus Brückenbauteilen

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert (%)	Standardabweichung (%)	Variationskoeffizient (%)
Brücke 1 WL West	4	40,4	9,6	23,9
Brücke 1 WL Ost	4	67,1	10,2	15,2
Brücke 1 Überbau	4	79,0	7,6	9,6
Brücke 2 WL Nord	2	64,2	3,4	5,3
Brücke 2 WL Süd	3	63,5	2,3	3,6
Brücke 2 Überbau	4	62,8	1,0	1,6
Brücke 2 Mittelpfeiler	5	92,7	6,9	7,4
Brücke 3 Bogen	4	63,5	9,6	15,1
Brücke 3 Überbau	1	83,6	-	-
Brücke 3 Pfeiler	-	-	-	-
Brücke 3 Widerlager	2	57,1	5,4	9,4
Brücke 4 WL Ost	4	50,1	1,1	2,3
Brücke 4 Überbau	4	59,9	10,1	16,9
Brücke 4 WL West	4	46,1	1,3	2,8
Brücke 5 WL Nord	1	68,4	-	-
Brücke 5 WL Süd	1	57,4	-	-
Brücke 5 Stützen Nord	2	98,4	1,2	1,2
Brücke 5 Stützen Süd	1	66,6	-	-
Brücke 5 Überbau	2	69,7	15,8	22,6
Brücke 5 Mittelpfeiler	3	73,1	19,6	26,7

Tabelle 39 Statistische Auswertung der Druckfestigkeit (MPa) von Beton aus Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probekörper (n)	Mittelwert $f_{ck, is}$ 2:1 (MPa)	Standardabweichung (MPa)	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 1 West	2	50,8	4,8	9,5
Hochbau 1 Nord	1	59,2	-	-
Hochbau 1 Ost	2	55,3	9,6	17,3
Hochbau 2 Süd	2	59,4	16,1	27,2
Hochbau 2 West	1	66,8	-	-
Hochbau 2 Ost	2	69,9	2,7	3,9

Tabelle 40 Statistische Auswertung der Festbetonrohddichte (kg/dm^3) von Beton aus Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert (kg/dm^3)	Standardabweichung (kg/dm^3)	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 1 West	2	2,33	0,00	0,2
Hochbau 1 Nord	1	2,34	-	-
Hochbau 1 Ost	2	2,33	0,03	1,2
Hochbau 2 Süd	2	2,33	0,01	0,6
Hochbau 2 West	1	2,35	-	-
Hochbau 2 Ost	2	2,34	0,00	0,2

Tabelle 41 Statistische Auswertung der Chloridmigrationskoeffizienten ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) von Beton aus Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Mittelwert ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Standardabweichung ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 1 alle Quadranten	3	1,6	0,4	25,5
Hochbau 2 alle Quadranten	3	2,0	0,8	36,9
Hochbau 3 Außenwand	2	15,6	1,1	7,3
Hochbau 3 Innenwand	3	13,3	6,2	46,8
Hochbau 3 Innenstützen	5	3,2	2,3	73,8
Hochbau 4 Innenwand	4	7,8	0,9	11,9
Hochbau 4 Außenstützen	4	5,7	2,0	35,2

Tabelle 42 Statistische Auswertung der Abwitterung (kg/dm^3) nach 56 FTW im CIF-Test von Beton aus Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Abwitterung (kg/m^2)	Standardabweichung (kg/m^2)	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 1 alle Quadranten	4	0,1	0,1	60,3
Hochbau 2 alle Quadranten	4	0,9	0,2	26,5
Hochbau 3 Außenwand	1	1,2	-	-
Hochbau 3 Innenwand	2	0,5	0,6	123,0
Hochbau 3 Innenstützen	4	0,2	0,2	91,6
Hochbau 4 Innenwand	-	-	-	-
Hochbau 4 Außenstützen	4	0,5	0,4	90,7

Tabelle 43 Statistische Auswertung der Abwitterung (kg/dm³) nach 56 FTW im CIF-Test von Beton aus Hochbauten

Bauwerk und Bauteil	Anzahl der Probestkörper (n)	Relativer dynamischer E-Modul (%)	Standardabweichung (%)	Variationskoeffizient (%)
Hochbau 1 alle Quadranten	4	55,9	3,3	5,8
Hochbau 2 alle Quadranten	4	56,9	3,0	5,2
Hochbau 3 Außenwand	1	63,7	-	-
Hochbau 3 Innenwand	2	50,1	4,4	8,8
Hochbau 3 Innenstützen	4	56,8	9,3	16,5
Hochbau 4 Innenwand	-	-	-	-
Hochbau 4 Außenstützen	4	54,6	90,7	7,2

Tabelle 44 Eingangsparameter für die a-priori Berechnung der Kammerwände Schleuse 4

Variable	Einheit	Verteilung	Linke Kammerwand	Rechte Kammerwand	Anmerkungen
d_c	[mm]	Normal	$\mu = 56,7, \sigma = 4,4$	$\mu = 60,4, \sigma = 5,2$	Aus AP 2
K_c	[mm ² /a]	Normal	$\mu = 6,5, \sigma = 0,7$		Annahme basierend auf [26]
RH_{Ist}	[%]	Beta	$\mu = 80, \sigma = 16, a = 40, b = 100$		Basierend auf Wetterdaten
t_c	[d]	Deterministisch	28		Annahme
C_a	[Vol.-%]	Normal	$\mu = 0,045, \sigma = 0,005$		Basierend auf atmosphärische Daten
C_l	[Vol.-%]	Deterministisch	$C_l = 0,045$		[26]
t	[a]	Unabhängige Variable	15		-
p_{SR}	[-]	Deterministisch	0,10		Annahme basierend auf [26]
ToW	[-]	Deterministisch	0,18		Annahme basierend auf [26]

Tabelle 45 Eingangsparameter für die a-priori Berechnungen der Brücke 2

Variable	Einheit	Verteilung	Widerlager	Mittelpfeiler	Anmerkungen
d_c	[mm]	Normal	$\mu = 50,7, \sigma = 7,0$	$\mu = 57,5, \sigma = 6,6$	Aus AP 2
$C_{S,\Delta x}$	[M.-%/z]	Lognormal	Geringe Exposition: $\mu = 0,50, \sigma = 0,38$ Mäßige Exposition: $\mu = 1,50, \sigma = 1,13$	Mäßige Exposition: $\mu = 2,00, \sigma = 1,50$ Hohe Exposition: $\mu = 4,00, \sigma = 3,00$	Annahme basierend auf [24]
Δx	[mm]	je Spalte	Deterministisch	Beta	Nach [24]

Variable	Einheit	Verteilung	Widerlager	Mittelpfeiler	Anmerkungen
			$\Delta x = 0$	$\mu = 10, \sigma = 5,$ $a = 0, b = 50$	
T_{Ist}	[K]	Normal	$\mu = 283, \sigma = 8$		Nach [24]
$D_{RCM,t0}$	$[mm/a^2]$	Normal	$\mu = 126, \sigma = 25$	$\mu = 126, \sigma = 25$	Annahme basierend auf [24]
α	[-]	Beta	$\mu = 0,65, \sigma = 0,15,$ $a = 0,00, b = 1,00$	$\mu = 0,40, \sigma = 0,18,$ $a = 0,00, b = 1,00$	Nach [24]