

Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung an Brückenbauwerken

Stefan Kubens¹ | Juan Mauricio Lozano-Valcarcel² | Thomas Kränkel² | Christoph Müller¹ | Christoph Gehlen²

¹ VDZ Technology gGmbH

² Technische Universität München, Centrum Baustoffe und Materialprüfung

Abstract

Die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken wird in den aktuellen Regelwerken im Wesentlichen mit deskriptiven Regeln sichergestellt. DIN EN 1992, DIN EN 206-1, DIN EN 13670 und DIN 1045 Teil 2 bis 4 fassen alle Anforderungen zusammen.

Zwischen den Ergebnissen von Lebensdauerbetrachtungen auf der Grundlage im Labor ermittelter Dauerhaftigkeitskennwerte und des fib Modelcode einerseits und den in Deutschland aktuell gültigen deskriptiven Regeln des Betonbaus andererseits, konnten Widersprüche festgestellt werden. An dieser Stelle setzt das Projekt an, über welches hier berichtet wird. Um die auf der Basis des aktuellen Regelwerks realisierten Bauwerkszustände hinsichtlich Dauerhaftigkeit einschätzen zu können, ist die Erfassung der Zuverlässigkeit eines repräsentativen Bauwerksbestandes, geplant und gebaut nach der aktuellen DIN 1045, besonders wichtig.

In diesem Beitrag wird über die Untersuchung von fünf Ingenieurbauwerken (Brücken) berichtet. Die Nutzungsdauer der Bauwerke zum Zeitpunkt der Untersuchungen lag zwischen 10 und 15 Jahren. Ziel des Projektes ist es, Aussagen zur erreichten Material- und Ausführungsqualität sowie zur erreichbaren Nutzungsdauer der Bauwerke machen zu können. Zur Beantwortung dieser Fragen wurden Materialprüfungen am Bauwerk und im Labor durchgeführt.

Keywords

Dauerhaftigkeit, Brückenbauwerke, Performance-Konzept, Karbonatisierung, Chloride, spezifischer elektrischer Widerstand, Chloridmigration

1 Einleitung

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken wird im aktuellen Regelwerk mit deskriptiven Regeln sichergestellt, z.B. DIN EN 206-1 [1] und DIN 1045-2 [2]. Die deskriptiven Regeln definieren Materialparameter wie z.B. den maximal zulässigen w/z-Wert, den Mindestzementgehalt und die Betondeckung in Abhängigkeit von der Expositionsklasse. Bei Einhaltung dieser Regeln ist mit einer Lebensdauer der Stahlbetonkonstruktion von mindestens 50 Jahren zu rechnen [3]. Momentan wird auf europäischer Ebene daran gearbeitet die deskriptiven Regeln durch ein performance-/leistungs-basiertes Konzept zu ersetzen. Ein solches Performance-Konzept basiert auf drei Bausteinen: (1) Probabilistischen Modellen zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit, (2) Prüfmethode zur

Bestimmung der Materialkennwerte des Betons und (3) einem Sicherheitskonzept auf probabilistischer Basis. Die Frage, wie gut das aktuelle Regelwerk die Dauerhaftigkeit gewährleistet ist daher von großem Interesse. Die Zuverlässigkeit des Bauwerks bzw. der Bauwerkszustand werden durch die Materialauswahl, die Ausführungsqualität und die Exposition beeinflusst. Innerhalb eines Teilprojektes eines Verbundforschungsvorhabens (siehe Abbildung 1) wurde die Zustandserfassung eines repräsentativen Bauwerks-bestandes thematisiert. Drei Bauwerkstypen wurden betrachtet: (1) Wasserbauwerke, (2) Brückenbauwerke und (3) Hochbauten. Dieser Artikel behandelt die Brückenbauwerke.



Abbildung 1 Übersicht DAfStb-Verbundforschungsvorhaben [4]. Quelle: VDZ Technology gGmbH

2 Experimenteller Teil

2.1 Auswahl der Bauwerke

Der erste Schritt im Teilprojekt Ingenieur-/Brückenbauwerke war es, geeignete Bauwerke zu identifizieren. Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) unterstützte das Projekt mit einer Datenabfrage in der Datenbank SIB-Bauwerke. Die SIB-Datenbank enthält Bestandunterlagen und Ergebnisse von Brückenprüfungen entsprechend der Richtlinie ASB-ING [5]. Die systematische Brückeninstandhaltung wird hierdurch vereinfacht. Die SIB-Datenbank wurde nach Bauwerken durchsucht, die (1) nach DIN 1045-1 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 Bauwerksauswahl. In einem zweiten Schritt wurde die Lage des Bauwerks, die tatsächlich auftretenden Expositionsklassen und die Zementart berücksichtigt. Das Ergebnis waren fünf Brückenbauwerke (siehe Tabelle 1) 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.

Tabelle 1 Untersuchte Bauwerke

Merkmal	Bauwerk				
Bezeichnung	Brücke 1	Brücke 2	Brücke 3	Brücke 4	Brücke 5
Lage	West-Deutschland	Nord-Deutschland	Süd-Deutschland	Süd-Deutschland	West-Deutschland
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
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

2.2 Sicherheit und Bauwerksuntersuchung

Die Bauwerksuntersuchungen dauerten zwischen zwei und drei Tagen. Alle untersuchten Bauwerke befanden sich entlang von stark befahrenen Fernstraßen. Die Brücken wurden bei laufendem Verkehr in Tag- und Nachtschichten untersucht. Die Sicherheit spielte daher eine wichtige Rolle. Die Verkehrssicherung wurde durch lokale Straßenbehörden oder die Autobahn GmbH übernommen.

2.3 Untersuchungen am Bauwerk

Während der Bauwerksuntersuchungen wurden bereits Materialkennwerte bestimmt. Dies waren: der augenscheinliche Zustand der Betonflächen, die Betonüberdeckung, der elektrische Widerstand der Betonrandzone und die Karbonatisierungstiefe. Aus den Brücken wurden zudem Bohrkerne für weiterführende Laborprüfungen entnommen. Die Bauwerksuntersuchung wurde in Anlehnung an fib-bulletin 59 [6] durchgeführt.

2.3.1 Augenscheinlicher Zustand der Betonflächen

Die Inspektion der Oberflächen wurde durchgeführt um Schäden zu erkennen und zu dokumentieren. Der Fokus lag hierbei auf:

- Poren, Lunker und Kiesnester,
- Abplatzungen über korrodierender Bewehrung,
- Feuchtstellen,
- Abwitterungen aufgrund von Frost-Tausalz-Angriff,
- Risse (Orientierung und Rissbreiten).

2.3.2 Messung der Betondeckung

Die Messung der Betondeckung wurde mit einem elektromagnetisch arbeitenden Messgerät durchgeführt. Die Prüfstellen wurden mit Hilfe fünf parallel verlaufenden ca. 1m langen Linien-Scans untersucht. Die Größe jeder Prüfstelle betrug somit in etwa 1 m². An jeder Prüfstelle konnten je nach Bewehrungsgrad zwischen 20 und 50 Einzelstäbe erfasst werden. Die gemessene Betondeckung wurde an Bohrkernen mit angebohrter Bewehrung überprüft.

2.3.3 Radarmessungen

Vier der fünf Brückenüberbauten waren Spannbetonkonstruktionen. Aus jedem Überbau sollten mehrere Bohrkerne entnommen werden. Es war daher notwendig den Verlauf und die genaue Lage der Spannbewehrung zu kennen, um eine Beschädigung während der Bohrkernentnahme auszuschließen. Die Ortung der Spannbewehrung in den Überbauten wurde mit Hilfe eines Bodenradar-Gerätes durchgeführt.

2.3.4 Messung des spezifischen elektrischen Widerstandes

Der spezifische elektrische Widerstand der Betonrandzone wurde im Bereich der Bohrkernentnahmestellen, kurz vor der Bohrkernentnahme, bestimmt. Die Messungen erfolgten mit der Wenner-Sonde. Vor jeder Messung wurde die Messstelle für 30 Minuten vorgeätzt. An jeder Messstelle erfolgten zwei Messungen.

2.3.5 Bohrkernentnahme

Nachdem die Spannglieder und die Bewehrung lokalisiert waren, wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von 100 mm aus Überbauten, Widerlagern, Pfeilern, Bögen und Stützen entnommen. Die Bohrkernentnahme erfolgte im Nassspülverfahren.

2.3.6 Messung der Karbonatisierungstiefe

Nach der Bohrkernentnahme wurde an den Bohrlöchern die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Hierzu wurden in vier Quadranten frische Bruchflächen entlang der Bohrlochkante mit einem Abbruchhammer hergestellt. Die Karbonatisierungstiefe wurde nach RILEM CPC 18 [7] mit einer Indikatorlösung aus 1 % Phenolphthalein in 70 % Ethyl-Alkohol bestimmt.

2.4 Laboruntersuchungen

Die Laboruntersuchungen erfolgten an Bohrkernen. Statische Kennwerte und Dauerhaftigkeitskennwerte wurden an Bohrkernabschnitten bestimmt (siehe Abbildung 2).

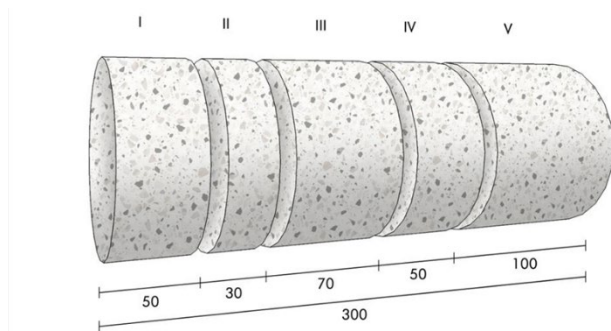


Abbildung 2 Skizze eines 30 cm langen Bohrkerns mit Prüfabschnitten.
Quelle: VDZ Technology gGmbH

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.

2.4.1 Chloridmigrationskoeffizient

Der Chloridmigrationskoeffizient wurde an Bohrkernabschnitten nach DIN EN 12390-18 [8] bestimmt. Bei diesem Schnelltest wird das Eindringen von Chloriden in den Beton durch ein elektrisches Feld beschleunigt. Der Versuch wird normalerweise an Proben mit einem Alter von 28 Tagen durchgeführt. Die geprüften Probekörper aus den Brücken waren zwischen 11 und 15 Jahren alt, d.h. das Prüfalter lag zwischen 4000 und 5500 Tagen. Vor Beginn der Migrationsprüfung wurden die Probekörper für eine Woche unter Wasser gelagert. Die Probekörper aus den Brücken waren für 24 Stunden in den Messstand eingebaut. Anschließend wurden die Probekörper gespalten und die frischen Bruchflächen mit einer Indikatorlösung (Silbernitratlösung) besprüht. Die Probekörper wurden danach für 24 Stunden unter künstlichem Licht gelagert. Anschließend wurde die Chlorideindringtiefe bestimmt. Die äußeren Randbereiche wurden hierbei nicht erfasst. Aus den Messwerten wurde die mittlere Eindringtiefe und der Chloridmigrationskoeffizient errechnet.

2.4.2 Chloridgehalt des Bauwerksbetons in Tiefenstufen

Der Chloridgehalt wurde tiefengestaffelt an Bohrkernabschnitten bestimmt. Jede Tiefenstufe hatte eine Dicke von 10 mm. Der Chloridgehalt wurde an bis zu fünf Tiefenstufen untersucht. Nach dem Abtrennen der 10 mm starken Scheiben wurde der Beton gebrochen und analysefein gemahlen (<90 µm). Der Aufschluss der Chloride erfolgte mit Salpetersäure. Der Chloridgehalt wurde nach DIN EN 1744-5 [9] mittels potentiometrischer Titration gemessen.

3 Ergebnisse und Diskussion

3.1 Inspektion der Betonoberfläche

Am häufigsten wurden große Poren, Lunker und Risse in der Betonoberfläche beobachtet (siehe Abbildung 3 und 4). Die beobachtete Rissbreite lag i.d.R. unterhalb von 0,3 mm (siehe Abbildung 3).



Abbildung 3 Risse in einem Brückenwiderlager. Quelle: VDZ Technology gGmbH

An keinem der untersuchten Brückenbauwerke konnten nach 11 bis 15 Jahren Nutzungsdauer Abplatzungen oder Frost-Tausalz-Schäden beobachtet werden. Jedoch zeigten einige Bauteile, wie bspw. Stützen und Widerlager, große Lunker und Poren, Kiesnester und Verdichtungsprobleme (siehe Abbildung 4).



Abbildung 4 Große Poren, Lunker und Kiesnester an einem Brückenbauteil. Quelle: VDZ Technology gGmbH

3.2 Betonüberdeckung

Die Betonüberdeckung der Brückenbauwerke ist Abbildung 5 zu entnehmen. Es ist erkennbar, dass die Nennmaße und Mindestmaße der Betondeckung größtenteils 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 jedoch 30 mm betragen (siehe Abbildung 5). Eine Ursache für das niedrige 5%-Fraktile der Betondeckung ist die wellenförmige Unterseite des Plattenbalkens. Offensichtlich war der Bewehrungskorb des Plattenbalkens zu schwer für die Holzschalung. Hierdurch kam es zu einem wellenförmigen Verdrücken der Schalungsbretter. Im Ergebnis liegt die Betondeckung örtlich deutlich unter der Mindestbetondeckung c_{\min} .

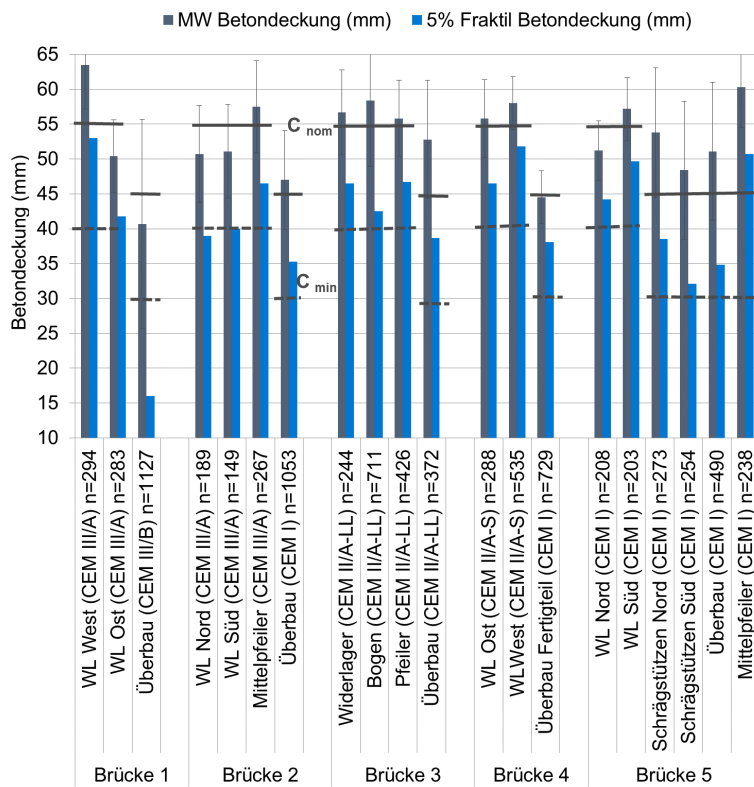


Abbildung 5 Betonüberdeckung. Quelle: VDZ Technology gGmbH

3.3 Spezifischer elektrischer Widerstand

Der spezifische elektrische Widerstand der Betonrandzone ist in Abbildung 6 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. Abbildung 6 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.

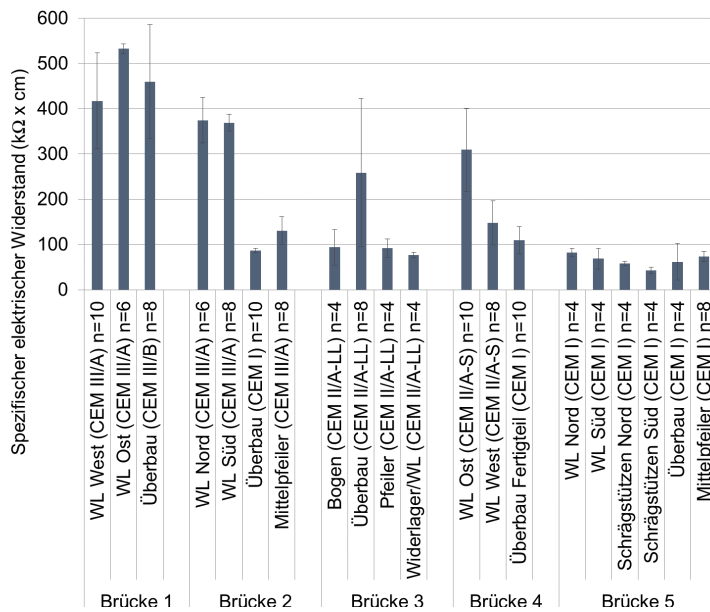


Abbildung 6 Spezifischer elektrischer Widerstand. Quelle: VDZ Technology gGmbH

3.4 Karbonatisierungstiefe

Die Karbonatisierungstiefe wurde an frischen Bruchstellen im Randbereich der Bohrkernentnahmestellen bestimmt. Mittels der Karbonatisierungstiefe wurde unter Berücksichtigung des Bauwerksalters die natürliche Karbonatisierungsrate berechnet. Die natürlichen Karbonatisierungsraten sind in Abbildung 7 dargestellt. Die höchsten Karbonatisierungsraten wurden mit Beton aus CEM III/A und CEM II/A-S beobachtet (siehe Abbildung 7). Beide Zemente enthalten Hochofenschlacke. Die niedrigsten Karbonatisierungsraten wurden an Bauteilen aus CEM I bestimmt.

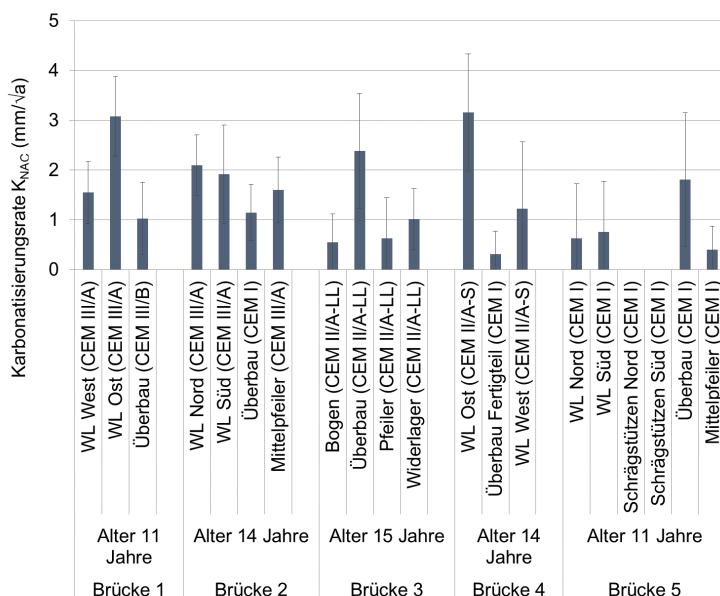


Abbildung 7 Natürliche Karbonatisierungsraten. Quelle: VDZ Technology gGmbH

Die Karbonatisierungsraten aus Abbildung 7 wurden dazu verwendet die theoretischen Karbonatisierungstiefen während einer Nutzungsdauer von 100 Jahren zu berechnen. Hierzu wurde der

ingenieurmäßige Ansatz (\sqrt{t} -Gesetz) verwendet.

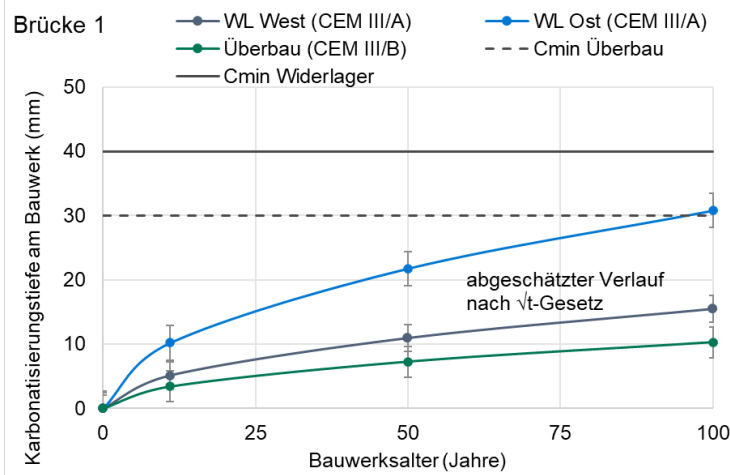


Abbildung 8 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf Brücke 1.

Quelle: VDZ Technology gGmbH

In den Abbildungen 8 bis 11 ist der theoretische Karbonatisierungsverlauf für die Brücken 1 bis 4 gegeben. Es ist erkennbar, dass die Karbonatisierungsfront in keinem Fall die äußere Bewehrungslage erreicht. Dies ist auch der Fall für die fünfte Brücke (hier nicht dargestellt). Nach diesen Ergebnissen ist das Risiko der Bewehrungskorrosion aufgrund Karbonatisierung an den hier untersuchten Brücken als sehr gering einzuschätzen. Von ähnlichen Ergebnissen wird in [10] und [11] berichtet.

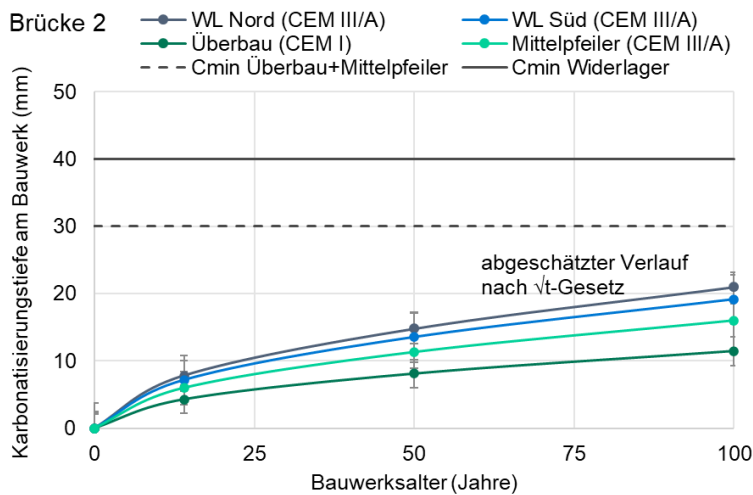


Abbildung 9 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf Brücke 2.

Quelle: VDZ Technology gGmbH

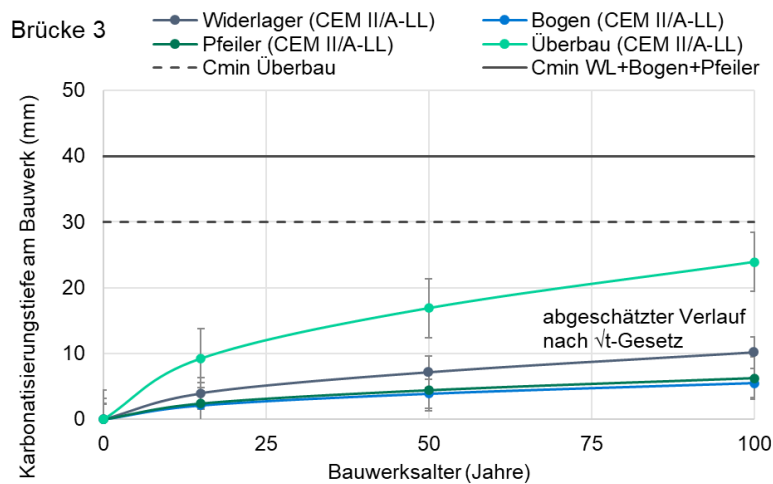


Abbildung 10 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf Brücke 3.

Quelle: VDZ Technology gGmbH

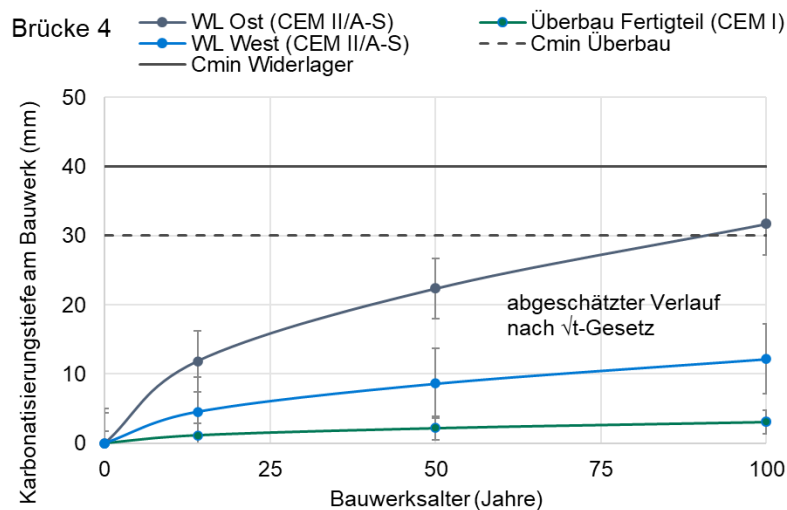


Abbildung 11 Theoretischer Karbonatisierungsverlauf Brücke 4.

Quelle: VDZ Technology gGmbH

3.5 Chloridmigrationskoeffizient

Abbildung 12 zeigt die an Bohrkernabschnitten bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten (M_{nss}) der Brückenbauwerke. Aus der Abbildung ist erkennbar, dass die Bandbreite der Migrationskoeffizienten relativ hoch ist. Es wurden Migrationskoeffizienten von $0,1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ bis $30,6 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ 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 aus der Literatur bekannten Bereichen. Die sehr niedrigen Werte der CEM III/A- und CEM III/B-Betone (bei einem Prüfalalter von 11 Jahren) zeigen ein ausgesprochen dichtes Betongefüge.

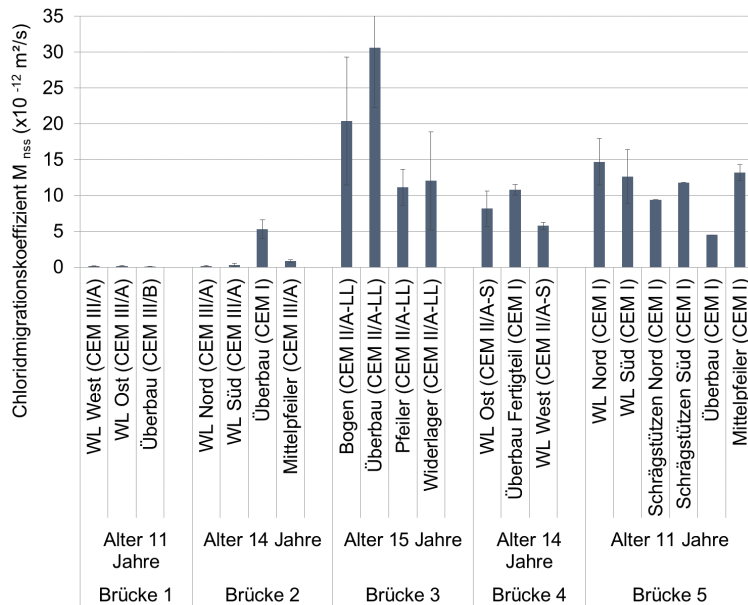


Abbildung 12 Chloridmigrationskoeffizienten. Quelle: VDZ Technology gGmbH

3.6 Chloridgehalt

Der Chloridgehalt des Bauwerksbetons wurde in fünf Tiefenstufen a 10 mm bestimmt. Mit den Chloridprofilen wird eine probabilistische Berechnung des Zuverlässigkeitsindex durchgeführt. Momentan liegen jedoch noch nicht alle Tiefenstufen vor. 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 höchsten Chloridgehalte wurden an Mittelpfeilern gemessen (siehe Abbildung 13). Je näher die Pfeiler an der Fahrbahn waren desto höher waren die Chloridgehalte. An den Überbauten wurden Chloridgehalte von 0,1 bis 0,4 % bezogen auf die Zementmenge bestimmt (siehe Abbildung 14). Dies sind relativ niedrige Werte, wenn man die Nutzungsdauer und die Nähe zur Fahrbanoberfläche berücksichtigt.

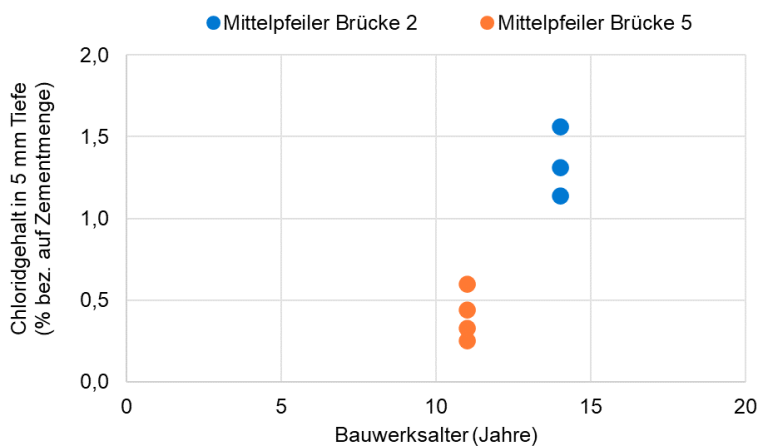


Abbildung 13 Chloridgehalte von Mittelpfeilern. Quelle: VDZ Technology gGmbH

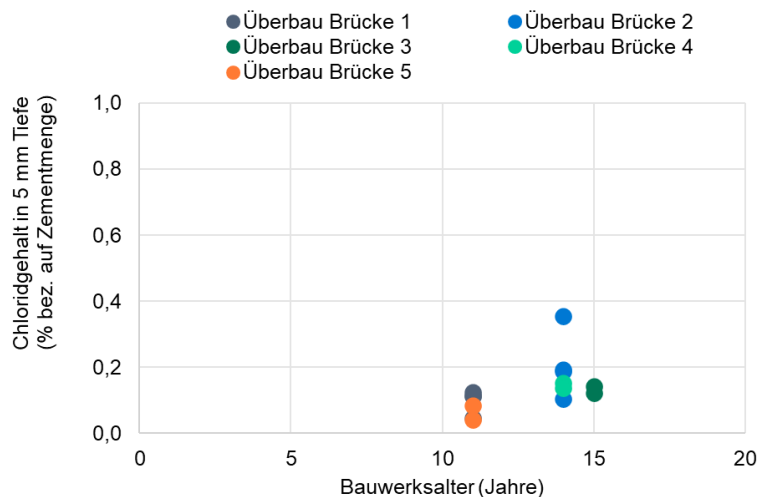


Abbildung 14 Chloridgehalte von Überbauten. Quelle: VDZ Technology gGmbH

An den Widerlagern lagen die gemessenen Chloridgehalte zwischen 0,1 und 0,6 % bezogen auf die Zementmenge (siehe Abbildung 15). Bei den Widerlagern war ein deutlicher Einfluss des Abstandes der Fahrbahn zur Messstelle zu beobachten.

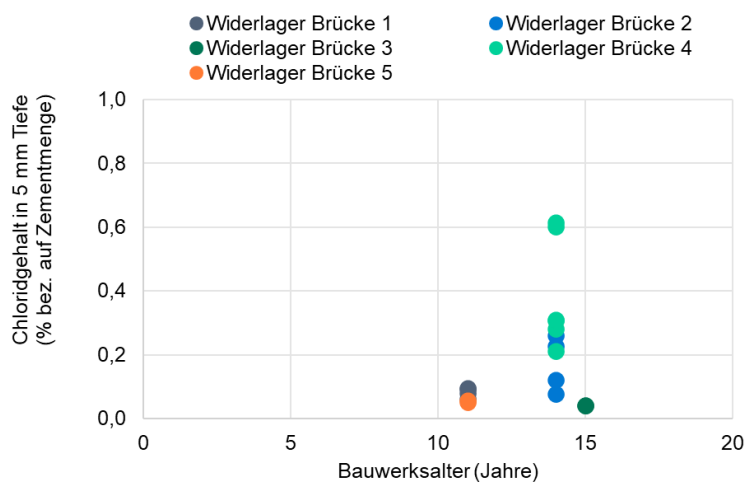


Abbildung 15 Chloridgehalte von Widerlagern. Quelle: VDZ Technology gGmbH

Abbildung 16 zeigt den Chloridgehalt der ersten Tiefenstufe (0-10 mm) in Abhängigkeit vom Fahrbahnabstand. Es ist erkennbar, dass mit kürzerem Abstand zur Fahrbahn die Chloridgehalte der Betonrandzone zunehmen. Aus Abbildung 16 geht auch hervor, dass erhöhte Chloridgehalte bis zu 13 m entfernt von der Fahrbahnoberfläche beobachtet werden konnten.

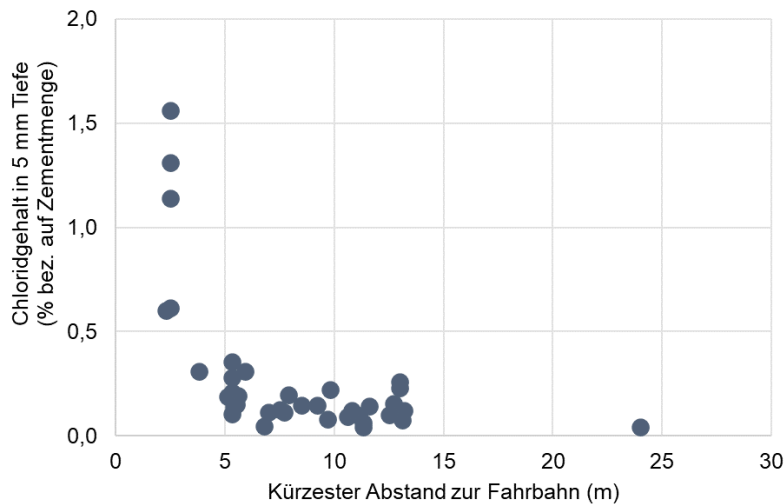


Abbildung 16 Chloridgehalt in 5 mm Tiefe vs. Abstand zur Fahrbahn.

Quelle: VDZ Technology gGmbH

Um beurteilen zu können ob die untersuchten Bauteile ihre Nutzungsdauer von 100 Jahren erreichen, wurde eine voll-probabilistische Berechnung durchgeführt (a-priori oder Basis-Szenario). Die Berechnung basiert auf dem modifizierten DURACRETE-Modell [12] [13] und einem Update der Werte mit Hilfe des Bayes'schen Satzes unter Berücksichtigung der Inspektionsdaten (a-posteriori oder Update-Szenario) nach [14]. Als Grenzzustand wurde die Depassivierung der Bewehrung ausgewählt. Das Bewertungskriterium wurde [15] entnommen. Das Bewertungskriterium ist hier der Zuverlässigkeitsindex β (in Bezug auf die Depassivierung der Bewehrung), welcher für die Expositionsklasse XD1 mit 1,50 (ungefähr 10 % Depassivierungswahrscheinlichkeit) und für die Expositionsklasse XD3 mit 0,50 (ungefähr 30% Depassivierungswahrscheinlichkeit) angegeben ist [15]. Die Modellvariablen stammen entweder von Messungen am Bauwerk (Betondeckung) oder aus der Literatur (Chlorideindringwiderstand, Alterungskoeffizient etc.) [16]. Das Update wurde mittels der Chloridgehalte der zweiten Tiefenstufe (10-20 mm) durchgeführt.

Die betrachteten Bauteile waren die Bauteile mit den höchsten gemessenen Chloridgehalten. Andere Bauteile wurden nicht überprüft, da die hier bestimmten Chloridgehalte sehr niedrig waren und in vielen Fällen auf dem Niveau des Eigenchloridgehaltes von Beton lagen. Die betrachteten Bauteile waren das nördliche Widerlager von Brücke 2 (CEM III/A, XD1), der Mittelpfeiler von Brücke 2 (CEM III/A, XD3) und das westliche Widerlager von Brücke 4 (CEM II/A-S, XD1). Zwei Basis-Szenarien wurden in der a-priori-Berechnung berücksichtigt: eine geringe Chloridbelastung (LE) und eine hohe Chloridbelastung (HE). Die Ergebnisse der probabilistischen Modellrechnung sind den Abbildungen 17 bis 19 zu entnehmen. Auf der Basis der beiden Szenarien und der Inspektionsdaten konnte gezeigt werden, dass alle drei betrachteten Bauteile die geplante Nutzungsdauer von 100 Jahren voraussichtlich erreichen werden. Dies kommt nicht überraschend, da die betrachteten Bauteile aus Zementen mit gemahlten Hochofenschlacken hergestellt wurden. Diese Zemente haben einen relativ hohen Chlorideindringwiderstand. Die Update-Berechnung basiert auf den gewählten Szenarien und den Inspektionsdaten. Um sicherzustellen, dass die Update-Berechnungen auch zu späteren Zeitpunkten noch zutreffen, empfiehlt es sich die Berechnungen zu einem späteren Zeitpunkt mit neuen Inspektionsdaten zu wiederholen. Dies ist insbesondere der Fall bei dem Mittelpfeiler der Brücke 2, da hier der berechnete Zuverlässigkeitsindex dem Grenzwert sehr nahekommt (siehe Abbildung 18).

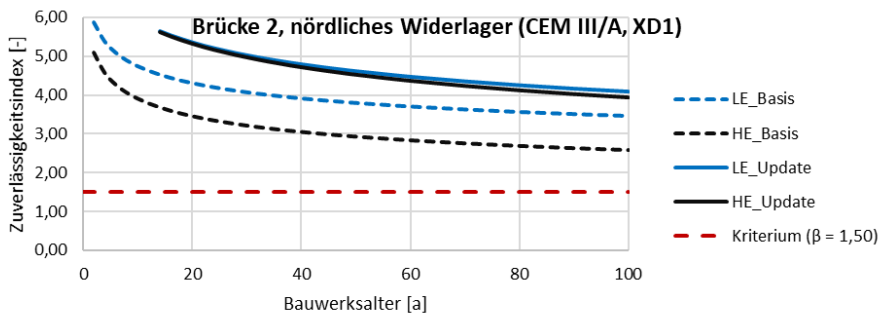


Abbildung 17 Zuverlässigkeitsindex Brücke 2, nördliches Widerlager. Quelle: TUM/cbm

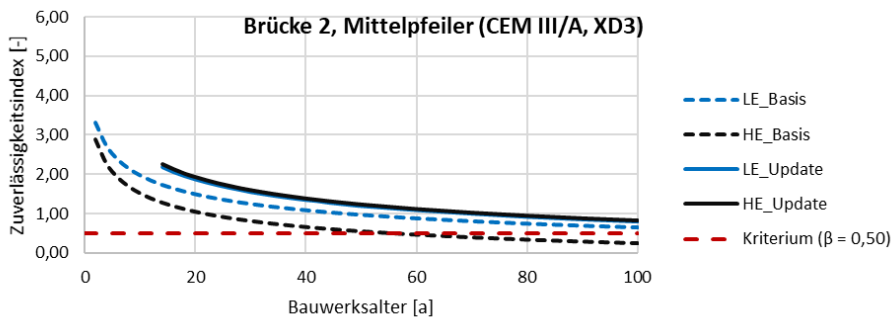


Abbildung 18 Zuverlässigkeitsindex Brücke 2, Mittelpfeiler. Quelle: TUM/cbm

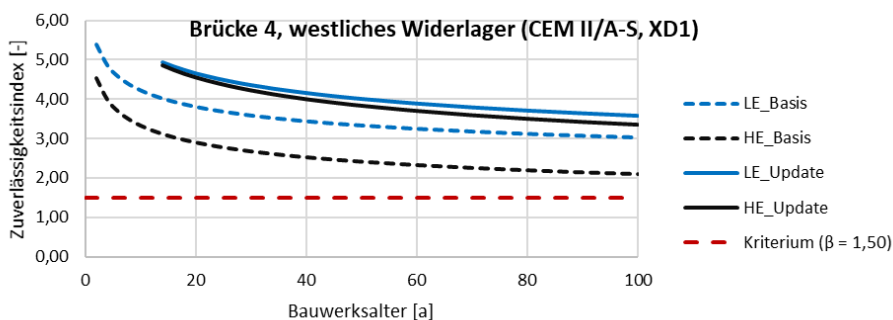


Abbildung 19 Zuverlässigkeitsindex Brücke 4, westliches Widerlager. Quelle: TUM/cbm

4 Zusammenfassung

Fünf Brücken entlang deutscher Fernstraßen wurden hinsichtlich Materialeigenschaften und Ausführungsqualität untersucht. Die Brücken wurden mit Beton aus CEM I (Portlandzement), CEM II (Portlandkompositzement) und CEM III (Hochofenzement) hergestellt.

Die Bauwerksuntersuchungen zeigten, dass die Mindest- und Nennmaße der Betondeckung weitgehend den Plänen entsprachen. Die Ausführungsqualität kann als gut bewertet werden. Es wurde beobachtet, dass die Zementart einen deutlichen Einfluss auf den spezifischen elektrischen Widerstand hat. Die Brückenbauteile aus CEM III/A und CEM III/B wiesen einen höheren spezifischen elektrischen Widerstand auf als Brückenbauteile aus CEM I. Die Karbonatisierungstiefe wurde am Bauwerk bestimmt. Die daraus berechneten natürlichen Karbonatisierungsraten lagen zwischen 0 und 3,2 mm/√a, was für einen relativ guten Beton spricht. Die höchsten

Karbonatisierungsraten wurden an Bauteilen aus Zement mit gemahlener Hochofenschlacke beobachtet (CEM II/A-S und CEM III/A). Die niedrigsten Karbonatisierungsraten wurden an Bauteilen aus CEM I gemessen. Anschließend wurden die natürlichen Karbonatisierungsraten zur Berechnung der theoretischen Karbonatisierungstiefen über eine Nutzungsdauer von 100 Jahren genutzt. Bei keiner Brücke erreichte die Karbonatisierungsfront auch nur ansatzweise die äußere Bewehrungslage. Die Ergebnisse bestätigen die Angaben aus der Literatur und deuten darauf hin, dass die Bewehrungskorrosion aufgrund Karbonatisierung bei den untersuchten Brückenbauwerken von untergeordneter Bedeutung ist.

Die Laboruntersuchungen wurden an Bohrkernen durchgeführt, die während der Bauwerksuntersuchungen entnommen wurden. Die hierbei ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten zeigten mit Werten zwischen $0,1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ und $30,6 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ eine sehr große Bandbreite. Die niedrigsten Migrationskoeffizienten wurden mit CEM III/A- und CEM III/B-Betonen beobachtet. Die höchsten Chloridmigrationskoeffizienten zeigten CEM I- und CEM II/A-LL-Betone.

Der Chloridgehalt des Bauwerksbetons wurde tiefengestaffelt bestimmt. Die höchsten Chloridgehalte wurden üblicherweise in den ersten 10 mm der Betondeckung von Mittelpfeilern gefunden. Nach 14 Jahren Nutzungsdauer wies der Beton der Mittelpfeiler einen Chloridgehalt von bis zu 1,6 % bezogen auf die Zementmenge auf. Der Chloridgehalt der Widerlager und Überbauten lag im Bereich von 0,1 bis 0,6 % bezogen auf die Zementmenge. Unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer und Exposition sind dies relativ niedrige Werte, die auf einen guten und dichten Beton hindeuten.

Die Bauteile mit der höchsten Chloridexposition wurden mittels einer voll-probabilistischen Berechnung auf die zu erwartende Lebensdauer hin analysiert. Damit konnte für die drei Bauteile mit der höchsten Chloridexposition eine zu erwartende Nutzungsdauer von 100 Jahren nachgewiesen werden. Weiterhin wurde beobachtet, dass der Abstand der Messstelle zur Fahrbahnoberfläche einen Einfluss auf die Chloridgehalte hat. Je geringer der Abstand zur Fahrbahn, desto höher waren i.d.R. die Chloridgehalte. In bis zu 13 m Entfernung von der Fahrbahn konnten noch erhöhte Chloridgehalte gemessen werden.

5 Danksagung

Diese Arbeit wurde durch Mittel des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie (AiF-Vorhaben 21789 N) gefördert. Weiterhin bedanken wir uns bei der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und der Autobahn GmbH für die wertvollen Hinweise und die gute Zusammenarbeit.

6 Literaturverzeichnis

- [1] DIN. *DIN EN 206-1:2001-07 Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Berlin: Beuth Verlag 2001
- [2] —. *DIN 1045-2, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Berlin: Beuth Verlag 2008
- [3] 2022. Alonso Junghanns, M.T.; Haardt, P.; Müller, M.: *Dauerhaftigkeit und Nutzungsdauer von Ingenieurbauwerken*. 5. Brückenkolloquium. Technische Akademie Esslingen, Ostfildern 06-07. September 2022, *Tagungshandbuch 2022*, S. 335-344.
- [4] 2021. *DAfStb-Rahmenbeschreibung zum Forschungsvorhaben "Dauerhaftigkeit von Beton nach dem*

Performance-Prinzip"

- [5] 2013. ASB-ING: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung. Abteilung Straßenbau. Anweisung Straßeninformationsdatenbank. Segment Bauwerksdaten. Erhaltung. Sammlung Brücken und Ingenieurbau. 2013.
- [6] fib. *Condition control and assessment of reinforced concrete structures exposed to corrosive environments (State-of-Art Report Task Group 5.8)*. Lausanne: fib 2011
- [7] RILEM. *RILEM CPC 18 Measurement of hardened concrete carbonation depth, RILEM Recommendation, 1988..* 1988
- [8] DIN. *DIN EN 12390-18, Prüfung von Festbeton - Teil 18: Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten*. Berlin: Beuth Verlag 2021
- [9] – . *DIN EN 1744-5, Tests for chemical properties of aggregates - Part 5: Determination of acid soluble chloride salts*. Berlin: Beuth 2006
- [10] 2019. Alonso Junghanns, M.T.; Haardt, P.: *Rechnerische Dauerhaftigkeitsbemessung für Brückenbauwerke aus Beton: Status quo*. 6. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken. Technische Akademie Esslingen, Osrfieldern 22-23. Januar 2019. *Tagungshandbuch 2019*, S.201-210.
- [11] 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.
- [12] Gehlen, Christoph. *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. Aachen: 200
- [13] Gehlen, Christoph; Schießl, Peter; Schießl-Pecka, Angelika. *Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen..* *Beton- und Stahlbetonbau* 2008, 103, S. 840-851
- [14] 2004. DARTS, *Technical Report, Update of sensitive variables through measurement*
- [15] DAfStb. *Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J..* *Beton- und Stahlbetonbau* 2008, 103, S. 837-839
- [16] fib. *Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides (State-of-the-art report Task Group 8.6)*.. Lausanne: fib 2015