

Schlussbericht vom 30.04.2024

zu IGF-Vorhaben Nr. 21823 N

Thema

Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip –
Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk

Berichtszeitraum

01.05.2021 bis 31.10.2023

Forschungsvereinigung

Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V.
Kochstraße 6-7
10969 Berlin

Forschungseinrichtung(en)

Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Baustofftechnik
Universitätsstraße 150
44801 Bochum

Technische Universität München
Centrum Baustoffe und Materialprüfung
Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen
Franz-Langinger-Straße 10
81245 München

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wirtschaft
und Klimaschutz

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Vorwort und Danksagung

Die in diesem Bericht beschriebenen Forschungsarbeiten wurden im Zuge des IGF-Vorhabens Nr. 21823 N „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Projekt 5: Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk“ der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB) durchgeführt. Das Forschungsvorhaben wurde über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Die forschenden Stellen der Ruhr-Universität Bochum und der Technischen Universität München danken den genannten Institutionen für die Förderung und Unterstützung.

Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Weiterhin danken die Forschungseinrichtungen dem Projektbegleitenden Ausschuss P5 für die wertvolle Zusammenarbeit und Unterstützung im Vorhaben.



Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Wissenschaftlich-technische und wirtschaftliche Problemstellung	1
1.2	Verbundforschungsvorhaben.....	2
2	Stand der Forschung und Entwicklung	4
2.1	Grundsätze der Betonüberwachung	4
2.1.1	Konformitätsnachweis im Transportbetonwerk	5
2.1.2	Annahmeprüfung auf der Baustelle	6
2.1.3	Druckfestigkeitsprüfung am Bauwerk	7
2.2	Bewertung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften	8
2.2.1	Karbonatisierung	8
2.2.2	Chlorideindringung	10
2.2.3	Frost- und Frost-Tausalz-Angriff.....	12
2.3	Baustellengerechte Schnellprüfverfahren zur Qualitätssicherung	14
2.4	Betonqualität an separat hergestellten Proben und am Bauwerk.....	16
3	Methodik und Vorgehensweise des Forschungsvorhabens	19
3.1	Forschungsziel	19
3.2	Lösungsweg	20
4	Forschungsarbeiten und Ergebnisse	22
4.1	Arbeitspaket 1: Auswahl repräsentativer Baustellen und Betone	22
4.2	Arbeitspaket 2: Probenahme und Probenherstellung auf den Baustellen.....	24
4.2.1	Charakterisierung der Baustellenbetone	24
4.2.2	Separat hergestellte Proben.....	26
4.2.3	Demonstrator-Bauteile	28
4.3	Arbeitspaket 3: Untersuchungen der mechanischen und dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften.....	34
4.3.1	Mechanische Eigenschaften	34
4.3.1.1	Druckfestigkeit.....	34
4.3.1.2	Rückprallhärte	37
4.3.1.3	E-Modul.....	39
4.3.2	Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften für Expositionsklasse XC	40
4.3.2.1	Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen	40

4.3.2.2	Karbonatisierung unter beschleunigten Bedingungen.....	45
4.3.3	Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften für Expositionsklasse XD	50
4.3.3.1	Chloridmigration	50
4.3.3.2	Spezifischer Elektrolytwiderstand	53
4.3.4	Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften für Expositionsklasse XF.....	56
4.3.4.1	Frost-Tausalz-Widerstand	56
4.3.4.2	Frostwiderstand.....	58
4.3.4.3	Luftporenkennwerte in Festbeton	61
4.4	Arbeitspaket 4: Analyse und Gegenüberstellung der generierten Ergebnisse.....	62
4.4.1	Korrelation zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben	62
4.4.1.1	Rohdichte	62
4.4.1.2	Druckfestigkeit.....	63
4.4.1.3	Rückprallwerte.....	64
4.4.1.4	E-Modul.....	65
4.4.1.5	Karbonatisierung (natürlich, unter Laborbedingungen)	66
4.4.1.6	Karbonatisierung (beschleunigt)	67
4.4.1.7	Chloridmigrationskoeffizient.....	68
4.4.1.8	Spezifischer Elektrolytwiderstand	70
4.4.1.9	Frostwiderstand (CIF und LP-Kennwerte).....	74
4.4.2	Korrelation zwischen Betoneigenschaften.....	76
4.4.2.1	Druckfestigkeit – Chloridmigrationskoeffizient.....	76
4.4.2.2	Druckfestigkeit – Spezifischer Elektrolytwiderstand	77
4.4.2.3	Druckfestigkeit – Karbonatisierungsrate	78
4.4.2.4	Karbonatisierungsrate (natürlich) – Karbonatisierungsrate (beschleunigt)	79
4.4.2.5	Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner) – Spezifischer Elektrolytwiderstand (TER).....	80
4.4.3	Korrelation zwischen direkten und indirekten Prüfverfahren	81
4.4.3.1	Karbonatisierungsrate – Rückprallwerte	81
4.4.3.2	Chloridmigrationskoeffizient – Spezifischer Elektrolytwiderstand.....	82
4.4.3.3	Frostwiderstand – LP-Gehalt / LP-Kennwert.....	84
5	Fazit.....	85
5.1	Zusammenfassung.....	85
5.2	Empfehlungen für die Praxis.....	89
5.3	Ausblick.....	96

6	Verwertungsplan	97
6.1	Verwendung der Zuwendung.....	97
6.2	Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit	97
6.3	Darstellung des wissenschaftlich-technischen und wirtschaftlichen Nutzens der erzielten Ergebnisse insbesondere für KMU.....	98
6.4	Plan zum Ergebnistransfer in die Wirtschaft	99
	Literaturverzeichnis	102
	Abbildungsverzeichnis	110
	Tabellenverzeichnis	117
	Anhang.....	118

1 Einführung

1.1 Wissenschaftlich-technische und wirtschaftliche Problemstellung

Die Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken wird gegenwärtig in den einschlägigen Regelwerken [1–3] durch deskriptive Anforderungen sichergestellt. Dabei werden für die zugehörigen Expositionsklassen zum einen Grenzwerte für die Betonzusammensetzung (z.B. maximal zulässiger Wasserzementwert, Mindestzementgehalt, Mindestdruckfestigkeit) und zum anderen einzuhaltende Mindestbetondeckungen festgelegt. Werden diese deskriptiven Vorgaben global eingehalten, kann mit einer Nutzungsdauer der Bauwerke von rund 50 Jahren gerechnet werden.

Dieser deskriptive Ansatz stößt jedoch mitunter an seine Grenzen, da die Anforderungen nicht auf der Grundlage validierter Dauerhaftigkeitsbemessungsmodelle basieren, sondern auf empirischen Erfahrungen aus jahrzehntelanger Praxis mit Portlandzement-basierten Betonen [4]. Im Hinblick auf eine bessere Umweltbilanz werden die verwendeten Betonrezepturen derzeit jedoch stark verändert. So werden zunehmend neue, klinkerreduzierte Bindemittel im Austausch für Portlandzement eingesetzt. Fraglich bleibt dabei, ob die bisherigen empirisch-basierten Anforderungsprofile auch für solche modernen Betone ohne jegliche Langzeiterfahrungen gültig sind [5].

Darüber hinaus werden bei diesem Ansatz die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften (bspw. Karbonatisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand etc.) nicht direkt erfasst oder in Bezug auf ihre Leistungsfähigkeit nachgewiesen. Nach derzeitigem Stand wird – neben der Überprüfung der Grenzwerte für die Zusammensetzung – ein entsprechender Nachweis nur indirekt über die Druckfestigkeit des Betons geführt. Ferner ist eine entkoppelte und materialunabhängige Regelung vorhanden, bei der die Betoneigenschaften und die Betondeckung in zwei verschiedenen Normen [2, 3] separat voneinander betrachtet werden. Das Auftreten all dieser Faktoren in Kombination mit einer unzureichenden Qualität des Betons kann letztendlich zu einer ungenügenden Dauerhaftigkeit des Bauwerks führen, siehe hierfür beispielhaft Abbildung 1.



Abbildung 1: Betonabplatzungen aufgrund von Bewehrungskorrosion in Stahlbetonbauteilen

In diesem Zusammenhang soll künftig die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von neu zu errichtenden Beton- und Stahlbetonbauwerken durch ein Performance-Konzept erweitert werden. Die Grundlage eines solchen Performance-Konzepts bilden leistungsbezogene Prüfverfahren zur expliziten Bestimmung der Materialeigenschaften mit Bezug auf die relevanten Einwirkungen (Karbonatisierung, Chlorideindringung, Frost- und Frost-Tausalz-Angriff, Säureangriff etc.) sowie Prognosemodelle für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Dabei wird angestrebt, dass alle dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften direkt klassifizierbar sind, ähnlich wie bei den bereits bewährten Druckfestigkeitsklassen zum Beton. Bereits im FIB MODEL CODE 2010 [6] wurde ein vollprobabilistischer, performance-orientierter Ansatz zur Bemessung der Dauerhaftigkeit von Bauwerken eingeführt. Dieser Ansatz wurde in der Vergangenheit u.a. durch GEHLEN [7] aufgefasst und mitentwickelt.

Künftig werden dann im kommenden EUROCODE 2 (derzeit im Entwurf) [8] als nächster Ansatz die sog. Expositions-Widerstandsklassen bzw. „Exposure Resistance Classes“ (ERC) eingeführt, welche klare Bewertungskriterien für die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften (Karbonatisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand, Säurewiderstand usw.) festlegen, bei denen ebenso eine materialwiderstandsabhängige Kopplung mit der einzuhaltenden Mindestbetondeckung vorgesehen ist. Diese Expositions-Widerstandsklassen werden auf probabilistischer Basis erfolgen. Somit zielen diese Ansätze vielmehr leistungsbezogen auf die Betoneigenschaften ab und setzen weniger eine bestimmte einzuhaltende Zusammensetzung voraus [9]. Weitere Details zu den Expositions-Widerstandsklassen können bspw. aus [10, 11] entnommen werden.

Die beschriebenen Ansätze, mit denen dann neue oder bereits vorhandene Betonzusammensetzungen hinsichtlich ihrer Dauerhaftigkeit zielsicher bewertet und beurteilt werden können, sollten zudem im Rahmen eines initiierten Verbundforschungsvorhabens bis zur Praxisreife weiterentwickelt, verifiziert und für die Regelwerksetzung vorbereitet werden [12].

1.2 Verbundforschungsvorhaben

Um das performance-basierte Konzept fortzuführen und die darin noch enthaltenen Lücken zu schließen, sind weitere umfangreiche Forschungsarbeiten zur Dauerhaftigkeit sowohl am Baustoff Beton als auch in Bezug auf die Bauwerke erforderlich. Diese Forschungen können aufgrund des enormen Umfangs der dazu notwendigen Untersuchungen nur im Zusammenschluss mehrerer Forschungsstellen und -vereinigungen erfolgen, weshalb das Verbundforschungsvorhaben „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“ initiiert wurde.

Das Verbundforschungsvorhaben umfasste 5 Forschungsprojekte mit unterschiedlich verteilten Arbeitszielen und wurde von dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb) koordiniert, siehe Abbildung 2. Die aus dem gesamten Vorhaben erzielten Erkenntnisse sollen zukünftig als Grundlage für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken durch performance-orientierte Betrachtungen dienen und längere Nutzungsdauern unter den veränderten Rahmenbedingungen gewährleisten [12].

Zur Realisierung dieses Verbundvorhabens hatten sich die folgenden 9 Forschungsstellen und Forschungsvereinigungen zusammengeschlossen:

- Baustofftechnologie, HafenCity Universität Hamburg (HCU)
- Centrum Baustoffe und Materialprüfung, Technische Universität München (TUM)
- Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V. (FDB)
- Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB)
- Institut für Baustoff-Forschung e.V. (FEhS)
- Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- Lehrstuhl für Baustofftechnik, Ruhr-Universität Bochum (RUB)
- Professur für Konstruktionswerkstoffe und Bauwerkserhaltung, Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg (HSU / UniBW Hamburg)
- VDZ Technology gGmbH (VDZ)

Verbundforschungsvorhaben „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“

Projekt	Inhalt	Forschungsstellen
P1	Objektsammlung, Zustandserfassung eines repräsentativen Bauwerksbestandes	vdz TUM
P2	Grenzzustände / erforderliche Zuverlässigkeiten	FDB TUM
P3	Bewertung von Laborprüfverfahren	FEhS RUB KIT
P4	Klassifikation Materialwiderstände, Produktionskontrolle, Konformitätskriterien und -kontrolle	FTB KIT vdz hcu
P5	Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk	FTB RUB TUM

Abbildung 2: Darstellung der Projekte und beteiligten Forschungsstellen im Verbundforschungsvorhaben

In diesem Bericht werden die Forschungsarbeiten dokumentiert, die im Rahmen des Projekts P5 „Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk“ durchgeführt wurden. Die Forschungsarbeiten und -ergebnisse der anderen Projekte P1 bis P4 können aus [13–16] entnommen werden.

2 Stand der Forschung und Entwicklung

2.1 Grundsätze der Betonüberwachung

Der heute übliche Transportbeton wird oft als „Halbfertigprodukt“ bezeichnet, da er seine endgültigen Eigenschaften erst nach dem Einbau auf der Baustelle entwickelt. Dabei spielt die Qualität des eingebauten Betons eine entscheidende Rolle für die spätere Dauerhaftigkeit des Bauwerks, wobei einerseits die Betonherstellung (im Transportbetonwerk) und andererseits die Verarbeitung (auf der Baustelle) in unterschiedlichen Verantwortungsbereichen liegen, vgl. Abbildung 3.

Im Gegensatz zu anderen „Fertigbaustoffen“, wie z.B. Stahl, wird im Transportbetonwerk die Konformität für den hergestellten Transportbeton nachgewiesen (vgl. Kapitel 2.1.1). Auf der Baustelle ist für Betone der Überwachungsklassen 2 und 3 eine Annahmeprüfung durchzuführen (vgl. Kapitel 2.1.2). Damit wird zum einen nachgewiesen, dass die geprüfte Liefercharge einer im Transportbetonwerk als konform abgebildeten Grundgesamtheit entstammt, und zum anderen, dass der in das Bauwerk gelangte Beton den festgelegten Anforderungen genügt. Daher kommen der Konformitätskontrolle und der Annahmeprüfung nochmals besondere Bedeutungen zu.

Demgegenüber wird ein Beton, der vom Verwender auf der Baustelle eigenständig nach DIN EN 206 [1] hergestellt wird, als Baustellenbeton bezeichnet.



Abbildung 3: Lieferung eines Transportbetons aus dem Betonmischfahrzeug (links) und entsprechende Verarbeitung auf der Baustelle (rechts)

In dem künftigen Performance-Konzept wird es demgemäß auch notwendig sein, für die dauerhaftkeitsrelevanten Betoneigenschaften entsprechende Konformitätsnachweise im Transportbetonwerk sowie An- und Abnahmeprüfungen auf der Baustelle festzulegen.

2.1.1 Konformitätsnachweis im Transportbetonwerk

Im Zuge des Konformitätsnachweises werden im Transportbetonwerk im Wesentlichen folgende Betoneigenschaften nachgewiesen:

- Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen,
- Frischbetonkonsistenz,
- Luftgehalt des Frischbetons (bei Luftporenbeton).

Für dauerhaftigkeitsrelevante Betoneigenschaften, wie z.B. den Karbonatisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand, Säurewiderstand und Frost-/Frost-Tausalz-Widerstand, sind bislang noch keine Bewertungskriterien definiert worden. Die Konformität für diese Eigenschaften wird bisher über die Zusammensetzung (Mindestzementgehalt, maximaler w/z-Wert usw.) im Transportbetonwerk nachgewiesen. Dazu wird indirekt davon ausgegangen, dass die Dauerhaftigkeit sichergestellt ist, wenn die in DIN EN 206 [1] / DIN 1045-2 [2] angeführten Druckfestigkeitsklassen nachgewiesen wurden. In der Regel werden solche Nachweise an separat hergestellten Proben (Betonwürfel mit 150 mm Kantenlänge) im Betonalter von 28 Tagen durchgeführt, die nach der Herstellung unter standardisierten Laborrandbedingungen nach DIN EN 12390-2 [17] gelagert wurden. Die Konformität der Druckfestigkeit gilt dann als nachgewiesen, wenn die angegebenen Kriterien für Mittelwert und Einzelwert erfüllt sind (s. Tabelle 1) [1, 2].

Tabelle 1: Konformitätskriterien für die Druckfestigkeit, nach [1, 2]

Herstellung	Anzahl „n“ der Einzelwerte	Kriterium 1	Kriterium 2
		Mittelwert f_{cm} [N/mm ²] von „n“ Einzelwerten	Jeder Einzelwert f_{ci} [N/mm ²]
Erstherstellung (Prüfergebnisse $n < 35$)	3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
		Hochfester Beton: $\geq f_{ck} + 5$	Hochfester Beton: $\geq f_{ck} - 5$
Stetige Herstellung (Prüfergebnisse $n \geq 35$)	mind. 15	$\geq f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma$ mit $\sigma \geq 3$ N/mm ² ¹⁾	$\geq f_{ck} - 4$
		Hochfester Beton: $\geq f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma$ mit $\sigma \geq 5$ N/mm ² ¹⁾	Hochfester Beton: $\geq 0,9 \cdot f_{ck}$

f_{ck} : charakteristische Druckfestigkeit des verwendeten Betons

¹⁾ Zu Beginn der stetigen Herstellung ist die Standardabweichung σ aus mind. 35 aufeinanderfolgenden Prüfergebnissen, die in einem Zeitraum entnommen sind, der länger als drei Monate ist, zu bilden.

Die Konformitätskriterien für die anderen Eigenschaften (Konsistenz, Luftgehalt etc.) sind u.a. anhand von maximal zulässigen Abweichungen einzelner Prüfergebnisse von den Grenzwerten festgelegt, siehe DIN EN 206, Tabelle 21 [1].

2.1.2 Annahmeprüfung auf der Baustelle

Auf der Baustelle sind für Betone in der Regel Annahmeprüfungen (Frischbetonkonsistenz, Frischbetonrohichte, Druckfestigkeit, ggf. Luftgehalt im Frischbeton) nach DIN 1045-3 [18] durchzuführen, wobei die Proben stichprobenartig bzw. zufällig entnommen werden müssen. Dazu werden im aktuellen Normenwerk [18] entsprechend drei Überwachungsklassen (ÜK) festgelegt, die sich nach den gegebenen Expositionsklassen sowie nach der Druckfestigkeitsklasse richten und den Überwachungsaufwand definieren.

Grundsätzlich ist bei der Annahme zunächst der Beton augenscheinlich und hinsichtlich dessen Übereinstimmung mit der Festlegung anhand des Lieferscheins zu prüfen. Für die Überwachungsklassen 2 und 3 ist auf der Baustelle dann in jedem Fall eine Annahmeprüfung für die Druckfestigkeit zusätzlich vorzunehmen. Handelt es sich um die Überwachungsklasse 1, ist diese lediglich optional oder in Zweifelsfällen durchzuführen [19].

Für die dauerhaftkeitsrelevanten Betoneigenschaften gilt auch bei der Annahmeprüfung, dass diese als erfüllt erachtet werden dürfen, wenn die in DIN EN 206 [1] / DIN 1045-2 [2] für die jeweilige Expositionsklasse angeführte Druckfestigkeitsklasse sowie die Grenzwerte der Zusammensetzung nachgewiesen werden konnten. Die Druckfestigkeit des Betons wird ebenfalls an Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm und unter den Lagerungsbedingungen nach DIN EN 12390-2 [17] bestimmt. Die Prüfung der Druckfestigkeit und in Folge die Bewertung der Druckfestigkeitsklasse erfolgt grundsätzlich im Betonalter von 28 Tagen. Letztere erfolgt nach den Annahmekriterien nach DIN 1045-3, Tabelle NB.3 [18], für jeden Einzelwert (Kriterium 2) und für den Mittelwert von „n“ nicht überlappenden Einzelwerten (Kriterium 1), s. Tabelle 2. Die Identität des durch die Stichprobe repräsentierten Betons (Baustelle) gilt mit der Grundgesamtheit (Transportbetonwerk) als nachgewiesen, wenn Mittel- und Einzelwertkriterium erfüllt sind [18].

Tabelle 2: Annahmekriterien für die Druckfestigkeit, nach [18]

Anzahl „n“ der Einzelwerte	Kriterium 1		Kriterium 2	
	Beton der ÜK 2	Beton der ÜK 3	Beton der ÜK 2	Beton der ÜK 3
	Mittelwert f_{cm} von „n“ Einzelwerten [N/mm ²]		Jeder Einzelwert f_{ci} [N/mm ²]	
3 bis 4	$\geq f_{ck} + 1$		$\geq f_{ck} - 4$	$\geq 0,9 \cdot f_{ck}$
5 bis 6	$\geq f_{ck} + 2$			
> 6	$f_{cm} \geq f_{ck} + \left(1,65 - \frac{2,58}{\sqrt{n}}\right) \sigma$ ¹⁾			

¹⁾ σ : Schätzwert der Standardabweichung der Grundgesamtheit:

für $n = 7$ bis 34 gilt $\sigma \geq 4$ N/mm²,

für $n \geq 35$ gilt $\sigma \geq 3$ N/mm² bei ÜK 2 und $\sigma \geq 5$ N/mm² bei ÜK 3

2.1.3 Druckfestigkeitsprüfung am Bauwerk

Wenn im späteren Bauablauf gewisse Zweifel an der Qualität bzw. Konformität des eingebauten Betons bestehen, wird versucht, den Nachweis der Bauwerksfestigkeit auf Grundlage von DIN EN 13791 [20] durch weitere Prüfungen am Bauwerk zu erbringen. Zur Bewertung der im Bauwerk vorhandenen Betondruckfestigkeit können sowohl zerstörende als auch zerstörungsfreie (indirekte) Prüfverfahren zum Einsatz kommen. Erstere werden nach DIN EN 12504-1 [21] direkt über die Druckfestigkeit an Bohrkernen, die dem Bauwerk oder den Bauteilen entnommen wurden, bestimmt (vgl. Abbildung 4). Aus den entnommenen Bohrkernen werden für die Druckfestigkeitsprüfung in der Regel Probekörper mit Durchmessern zwischen 50 mm und 150 mm sowie mit Verhältnissen von Höhe zu Durchmesser $h/d = 2$ oder $h/d = 1$ präpariert. Zu den zerstörungsfreien Prüfverfahren gehören zum Beispiel die Bestimmung der Rückprallzahl nach DIN EN 12504-2 [22] oder die Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit nach DIN EN 12504-4 [23]. Bei diesen indirekten Prüfverfahren werden zumeist andere physikalische Messgrößen ermittelt. Die Beziehung zwischen diesen Messgrößen und der Bohrkernfestigkeit ist daraufhin zu bestimmen.



Abbildung 4: Entnahme eines Bohrkerns mit 100 mm Durchmesser, dargestellt sind Vorderseite (links) und Rückseite (rechts) des Bauteils

Die Abschätzung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton $f_{ck, is}$ und die Einstufung in Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206 [1] / DIN 1045-2 [2] erfolgt schließlich in Abhängigkeit vom jeweiligen Prüfverfahren. Als Referenzverfahren gilt bislang die Prüfung der Druckfestigkeit an Bohrkernen nach DIN EN 12504-1 [21]. Eine Kombination von direkten und indirekten Prüfverfahren ist ebenfalls zulässig. Gleichzeitig können mit den indirekten Prüfverfahren [22, 23] durch das schnelle Messen einer großen Datenmenge auch Schwankungen in der Betonfestigkeit und damit auch in weiteren Festbetoneigenschaften identifizieren, was mit Einzelprüfwerten (z.B. an wenigen entnommenen Bohrkernen) nicht feststellbar ist.

2.2 Bewertung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften

Errichtete Beton- und Stahlbetonbauwerke können im Laufe ihrer Nutzungsdauer verschiedenen Beanspruchungen und Einflüssen aus der Exposition ausgesetzt sein. Die Dauerhaftigkeit eines Betons drückt dabei seine Widerstandsfähigkeit gegenüber den auftretenden Einwirkungen aus. Im vorliegenden Bericht soll hauptsächlich der Fokus auf dem Materialwiderstand des Betons gegen Karbonatisierung, Chlorideindringung und Frost-/Frost-Taumittel-Angriff gelegt werden. Andere dauerhaftigkeitsrelevante Einwirkungen (z.B. Säureangriff etc.) werden nicht thematisiert. Zumal sind sämtliche Korrosionsprozesse, Schädigungsmechanismen, Transportmodellierungen und Lebensdauerbemessungen bei einer karbonatisierungs- und chloridinduzierten Bewehrungskorrosion bereits hinreichend erläutert worden und können aus [7, 24–30] entnommen werden.

2.2.1 Karbonatisierung

Eine allgegenwärtige Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken ist die sogenannte Karbonatisierung, bedingt durch das Eindringen von Kohlendioxid (CO_2) aus der Umgebungsluft in den Beton. Die Karbonatisierung von Beton ist eine der Hauptursachen für die Korrosion der Bewehrung und zählt zu den verbreitetsten Arten von Schäden an Bauwerken (Abbildung 5). Diese Beanspruchung wird in der Expositionsklasse XC (Carbonation) geregelt [2]. Von einer Korrosion infolge Karbonatisierung sind praktisch alle möglichen Außenbauteile, aber auch Innenbauteile, Fundamente usw. betroffen, wobei der Fortschritt der Karbonatisierung maßgeblich von den vorherrschenden Umgebungsbedingungen abhängt [31].



Abbildung 5: Schädigungen infolge Karbonatisierung, dargestellt sind Betonabplatzungen in mehreren Bereichen eines Bauwerks

Die CO₂-Konzentration in der Atmosphäre beträgt derzeit etwa 0,04 Vol.-% (400 ppm). Dieses vorhandene CO₂ kann während der gesamten Nutzungsdauer eines Bauwerks aus der Luft in den Beton eindringen. Das eingedrungene Kohlenstoffdioxid löst sich in der Porenlösung des Zementsteins und reagiert in mehreren Teilprozessen mit den alkalischen Bestandteilen [30]. Als Folge dieser Karbonatisierung sinkt der pH-Wert des Betons von >12,5 bis auf ein zunehmend neutralisierendes Milieu unter 9 ab. Erreicht die Karbonatisierungsfrent im Laufe der Zeit schließlich die eingebettete Bewehrungslage im Beton, kommt es zu einer Depassivierung, indem der Bewehrungsstahl aufgrund der fehlenden alkalischen Umgebung seine schützende Passivierungsschicht verliert. Bei gleichzeitiger Anwesenheit von Sauerstoff und Feuchtigkeit kommt es letztlich zur Bildung von Korrosionsprodukten mit einer 2,5-fachen Volumenvergrößerung, was in der Folge zu einer schädigenden Abplatzung der Betondeckung führt (vgl. Abbildung 5) [32].

Zur Bewertung des Karbonatisierungswiderstands von Beton stehen gegenwärtig verschiedene Langzeit- und Schnellprüfmethoden zur Verfügung. Nach DIN EN 12390-10 [33] ist die Methode mittels Indikatorsprühtest das Referenzverfahren. Hierzu wird der Beton wahlweise in einer Standardklimakammer (20 °C und 65 % r. F.) oder an einem Standort unter natürlichen CO₂- und Witterungsbedingungen (vor Regen geschützt) ausgesetzt. Die Prüfung beginnt im Betonalter von 28 Tagen und dauert weitere 365 Tage, wobei die Karbonatisierungstiefe zu mehreren Zeitpunkten mittels einer Indikatorlösung gemessen wird. Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit kann daraufhin mit einem Wurzel-Zeit-Gesetz abgeschätzt werden. Falls die mittlere Karbonatisierungstiefe nach einem Jahr weniger als 5 mm beträgt, sollte die Prüfdauer um ein weiteres Jahr verlängert werden [33]. Diese extrem lange Prüfzeit, verbunden mit der zusätzlichen Schwierigkeit, so niedrige CO₂-Grenzen einzuhalten, sind klare Nachteile des Verfahrens [25]. Während diese Langzeitprüfmethode mindestens ein Jahr andauern kann, ermöglichen die Schnellprüfmethoden durch eine erhebliche Erhöhung des CO₂-Gehalts einen beschleunigten Karbonatisierungsprozess und damit deutlich kürzere Prüfzeiten. Hierfür hat sich das Schnellprüfverfahren nach [7, 34] etabliert, bei dem Betone einer erhöhten CO₂-Konzentration von 2 Vol.-% ausgesetzt werden und dadurch die Gesamtdauer (ab Herstellung) nur bis zu 56 Tage beträgt. Zudem gibt es die erst vor kurzem veröffentlichte DIN EN 12390-12 [35], die eine Schnellkarbonatisierung mit 3 Vol.-% CO₂ vorgibt.

An Bestandsbauwerken wird die vorhandene Karbonatisierungstiefe ebenso indikativ durch einen Indikatorsprühtest an frischen Bruchflächen bestimmt. Diese Werte können zur Bewertung der Dauerhaftigkeit oder zu einer Verbesserung bestehender Lebensdauerprognosen genutzt werden und sind essenziell für das Lebensdauermanagement eines Bauwerkes [25].

2.2.2 Chlorideindringung

Ein anderer wesentlicher Aspekt bei der Beanspruchung von Beton- und Stahlbetonbauwerken infolge äußerer Einwirkungen stellt die Chlorideindringung dar. Neben der Karbonatisierung zählt auch die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion zu den häufigsten Schädigungen an Bauwerken (vgl. Abbildung 6). Je nach Umwelt- und Nutzungsbedingungen können Chloride aus externen Quellen wie Meerwasser oder Taumittel (Streusalz im Winter) in die Bauwerke eindringen. Dies trifft auf eine Reihe von Infrastruktur- und Verkehrsbauwerken zu, wie bspw. Brücken, aber auch auf stark befahrene Parkhäuser, Tiefgaragen oder Bauteile in Meeresnähe (Kaimauer usw.). Die Beanspruchungen werden in der Expositionsklasse XD (Deicing) bzw. XS (Seawater) erfasst [2].

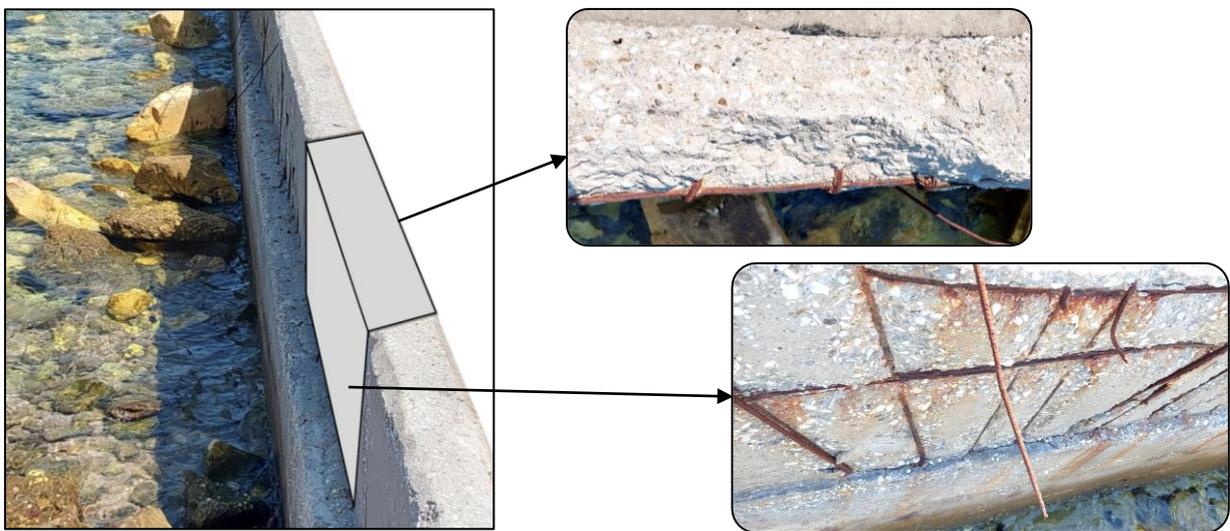


Abbildung 6: Schädigungen infolge Chlorideindringung (und Karbonatisierung), dargestellt sind Bereiche einer Kaimauer am Meer

Bei Chloriden handelt es sich um negativ geladene Ionen von Salzen, welche auf zwei verschiedenen Arten in den Beton gelangen können. Einerseits können diese bereits in den für die Betonherstellung verwendeten Ausgangsstoffen enthalten sein. Entsprechend wird der Chloridgehalt in den Komponenten auf einen zulässigen Höchstwert begrenzt [1]. Am Bauwerk selbst tritt demnach erst eine chloridinduzierte Korrosion auf, wenn andererseits Chloride noch durch externe Quellen (Taumittel, Meerwasser) in den Beton eindringen. Der Zementstein ist dabei in der Lage, eine gewisse Menge von Chloriden chemisch und physikalisch zu binden (Friedel'sches Salz) [30]. Während die in der Zementmatrix gebundenen Chloride unkritisch sind, können die freien Chloridionen in der Porenwasserlösung zu einer Bewehrungskorrosion führen. Sobald der freie Chloridgehalt in der Porenlösung einen kritischen Grenzwert überschreitet und die Chloride bei der Bewehrung angelangt sind, beginnt ein lokaler Einbruch der Passivschicht. Folglich wird die Passivität der Bewehrung aufgehoben und der Korrosionsprozess bei entsprechender Zufuhr von Feuchtigkeit und Sauerstoff eingeleitet (vgl. Abbildung 6) [36].

Um die Leistungsfähigkeit des Betons gegenüber der Einwirkung von Medien wie Tausalz oder Meerwasser zu bewerten, ist die Bestimmung des Chlorideindringwiderstands erforderlich. Hierzu können zwei normative Prüfverfahren, zum einen der Diffusionstest und zum anderen der Migrationstest, angewendet werden. Prinzipiell handelt es sich bei dem Diffusionstest um die Durchlässigkeit des Betons für Chloride unter dem Einfluss eines Konzentrationsgrades. Demgegenüber stellt der Migrationstest die Durchlässigkeit für Chloride im Beton durch das Anlegen eines elektrischen Spannungsfelds dar. Ein enger Zusammenhang zwischen den beiden Verfahren konnte in verschiedenen Untersuchungen bereits nachgewiesen werden, vgl. [7, 29, 37, 38].

Im Diffusionsversuch nach DIN EN 12390-11 [39] werden würfelförmige oder zylinderförmige Betonprobekörper hergestellt und danach bis zum 28. Tag unter Wasser gelagert. Nach der Lagerung werden die Probekörper in zwei Teilproben gesägt, von denen einer zur Erfassung des Chloridprofils verwendet wird und der andere zur Bestimmung des anfänglichen Chloridgehaltes im Beton dient. Anschließend wird die Teilprobe mit demineralisiertem Wasser gesättigt und sowohl seitlich als auch rückseitig versiegelt. Danach erfolgt die Exposition mit 3 %-iger NaCl-Lösung. Nach einer Auslagerungsdauer von 90 Tagen werden die Teilproben daraufhin aus der Lösung entnommen und daraus tiefengestaffelte Chloridgehalte durch Schleifprozesse gewonnen. Basierend auf den ermittelten Chloridprofilen lässt sich schließlich der Chloriddiffusionskoeffizient D_{eff} über eine nichtlineare Regressionsanalyse bestimmen [39]. Der Nachteil dieses Verfahrens liegt neben der langen Prüfdauer von mehr als 3 Monaten insbesondere in der aufwändigen Probenahme der Chloridprofile, weshalb eine Anwendung für die Baustelle nur bedingt geeignet ist.

Die Bestimmung des Chlorideindringwiderstandes kann aber auch über den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} nach BAW-Merkblatt MDCC [40] erfolgen. Die Prüfung selbst dauert lediglich wenige Tage und wird grundsätzlich an wassergesättigten Zylinderproben durchgeführt. Im Betonalter von 28 Tagen werden die Prüfkörper in entsprechende Migrationszellen eingebaut und daraufhin in einem Versuchsbehälter mit 10 % NaCl eingelagert. Durch eine konstante Spannungsbeaufschlagung sowie konstante Medienkonzentration werden reproduzierbare Angriffsbedingungen für den Beton sichergestellt. Nach Beendigung des RCM-Tests werden die Probekörper aus den Migrationszellen ausgebaut und parallel zur Richtung des Chlorideintrags aufgespalten. Anschließend werden die frischen Bruchflächen des Betons mit entsprechenden Indikatorlösungen besprüht [40]. Infolgedessen zeichnet sich ein Bereich, in den Chloride eingedrungen sind, durch eine deutlich hellere Färbung ab. Anhand der visuell erkennbaren Migrationsfront wird daraufhin die Eindringtiefe jeder Probenhälfte an 9 Stellen im Abstand von jeweils 10 mm gemessen. Aus den gemittelten Eindringtiefen kann schließlich nach [40] der Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} als Maß für den Chlorideindringwiderstand eines Betons berechnet werden.

2.2.3 Frost- und Frost-Tausalz-Angriff

Als weiterer Beanspruchungsfall auf die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks gilt sowohl der reine Frostangriff als auch in Kombination mit Tausalzen, sobald die vorliegenden Temperaturen sich im Gefrierbereich befinden. Wasserbauwerke wie Schleusenkamerwände oder Staudämme, die diesen Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, müssen demzufolge einen ausreichenden Widerstand gegen Frost und/oder Frost-Tausalz erfüllen. Aber insbesondere auch Brückenkappen sind aufgrund ihrer exponierten Lage den starken Angriffen durch Frost und Tausalz ausgesetzt und oftmals durch Korrosionsschäden des Betons betroffen (vgl. Abbildung 7). Diese Einwirkungen werden in der Expositionsklasse XF (Freezing) berücksichtigt [2].

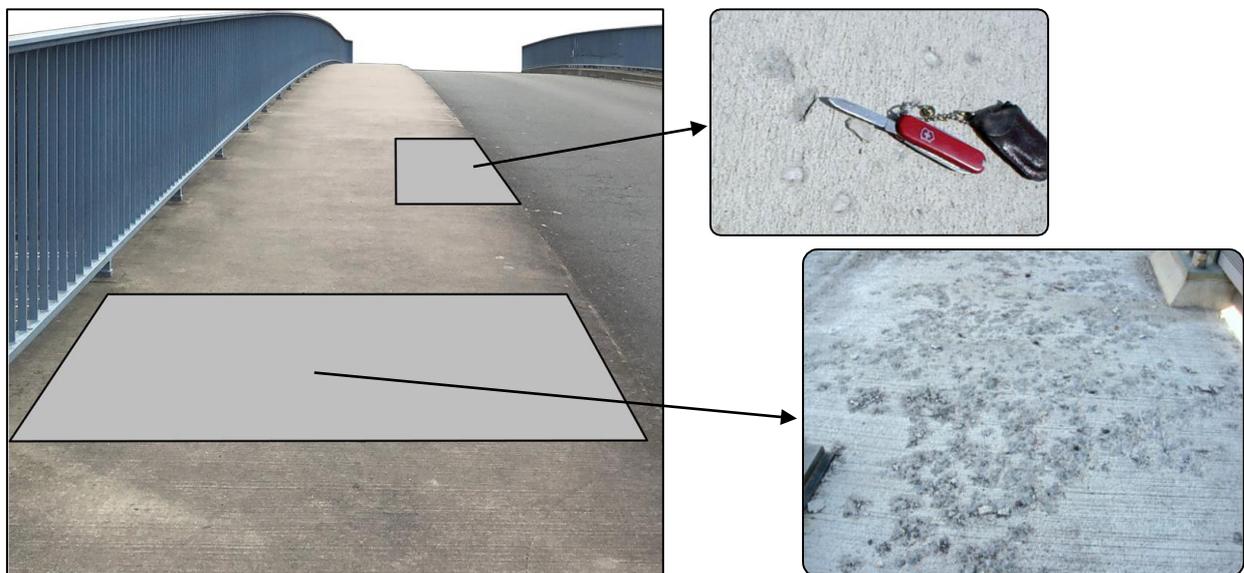


Abbildung 7: Schäden infolge Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff, dargestellt sind mehrere Bereiche am Beispiel einer Brückenkappe [41]

Wenn der Beton unter Frosteinwirkung steht, gefriert grundsätzlich nicht das gesamte Wasser im Betongefüge zur gleichen Zeit. Infolge der 9-%igen Volumenzunahme des gefrierenden Wassers kommt es dann zu einer Verdrängung des noch in den Poren vorhandenen flüssigen Wassers. Steht diesem nicht genügend Expansionsraum zur Verfügung, entstehen folglich Spannungen im Betongefüge, die bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zu einer mikroskopischen Schädigung führen können. Die zu erwartenden Schäden infolge einer Frost- und Frost-Tausalz-Einwirkung hängen dabei maßgeblich von der Betonzusammensetzung und der Betonfestigkeit ab [30].

Als Maßnahme zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit des Betons gegen Frost- und Frost-Taumittel-Angriff werden daher i.d.R. künstliche Luftporen mit Hilfe eines Zusatzmittels (Luftporenbildner) eingeführt. Betone für Verkehrsflächen (Straßen, Brückenkappen etc.) oder Schleusenkamerwände werden deswegen grundsätzlich als Luftporenbeton hergestellt [32].

Infolge eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffs können sowohl äußere als auch innere Schädigungen des Betons auftreten. Im Fall von äußeren Schädigungen wittert der Oberflächenmörtel an der Betonoberfläche entweder flächig oder im Fall eines unzureichenden Verbunds zwischen Gesteinskorn und Zementstein auch punktuell ab (vgl. Abbildung 7). Ferner können im Fall der Gesteinskörnungen bei nicht ausreichendem Frost-Tausalz-Widerstand auch lokale Abplatzungen („Pop-Outs“) auftreten [41]. Innere Schädigungen treten im tieferliegenden Betongefüge in Form von Mikrorissen auf. Diese entstehen in Folge von Zugspannungen, die aus der 9 %-igen Volumenzunahme des Wassers beim Gefrieren resultieren, wenn nicht genügend Expansionsraum für gefrierendes Wasser im Betongefüge vorhanden ist [30, 32].

Zur Bewertung der Leistungsfähigkeit des Betons hinsichtlich seines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstands existieren je Angriffsart im Wesentlichen drei leistungsbezogene Prüfverfahren. Für einen Frost- oder Frost-Tausalz-Angriff werden einerseits die äußere Schädigung anhand der Abwitterungsmenge und andererseits die innere Gefügeschädigung anhand des relativ dynamischen E-Moduls ermittelt.

Derzeit sind drei Prüfverfahren zur Bestimmung der Abwitterung (Platten-, Würfel-, CDF-Prüfverfahren) in DIN CEN/TS 12390-9 [42] und drei Prüfverfahren zur Bestimmung der inneren Gefügeschädigung (Balken-, Platten-, CIF-Prüfung) in DIN Fachbericht CEN/TR 15177 [43] enthalten. In einem Sachstandsbericht wurden die genannten Prüfverfahren ausgiebig verglichen [44]. In Deutschland hat sich für die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands insbesondere das CDF-Verfahren etabliert, während für die Prüfung des reinen Frostwiderstands (ohne Taumittel) das CIF-Verfahren genutzt wird. Als maßgebendes Kriterium gilt beim CDF-Verfahren die Abwitterung von einer Betonoberfläche nach 28 Frost-Tau-Wechseln, wohingegen beim CIF-Verfahren die innere Schädigung als maßgebendes Kriterium zählt. Die Probekörper werden dafür unter definierten Randbedingungen hergestellt, bis zum Betonalter von 28 Tagen gelagert, danach in einem festgelegten Zeitraum vorgesättigt und anschließend definierten Frost-Tau-Wechseln mit entweder 3 %-iger NaCl-Lösung (CDF) oder demineralisiertem Wasser (CIF) ausgesetzt [42, 43].

Für diese Verfahren bestehen bislang keine normativen Grenzwerte. Einzig in BAW-Merkblatt „Frostprüfung von Beton“ [45] wird für die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands (CDF-Prüfung) eine maximale Abwitterung von 1500 g/m² nach 28 Frost-Tau-Wechseln als Hauptabnahmekriterium festgelegt. Darüber hinaus gilt für den reinen Frostwiderstand (CIF-Prüfung) als Hauptkriterium, dass der dynamische Elastizitätsmodul nicht unter 75 % seines Ausgangswertes innerhalb von 28 Frost-Tau-Zyklen liegen darf [45].

2.3 Baustellengerechte Schnellprüfverfahren zur Qualitätssicherung

Um die Dauerhaftigkeit des Betons sowohl in der laufenden Produktion im Transportbetonwerk als auch auf der Baustelle fortwährend sicherstellen zu können, wird es im Rahmen der Qualitätssicherung notwendig sein, die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften kontinuierlich zu überwachen (vergleichbar mit dem bereits bestehenden Druckfestigkeitsnachweis) [7, 46]. Das künftige Performance-Konzept sieht die Kopplung von direkten bzw. leistungsbezogenen Prüfverfahren am Beton vor, welche jedoch bei Betrachtung der Durchführung mit einem vergleichsweise hohen Laboraufwand verbunden sind. Als alleiniges Instrument würden diese Verfahren den Rahmen einer Überwachung auf der Baustelle „sprengen“.

Es wird in der Praxis demnach nicht umsetzbar sein, die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des Betons im hinreichenden Umfang über direkte Prüfverfahren zu überwachen, sodass diese nur in größeren Zeitabständen erfolgen können. Aufgrund des mit jeder weiteren Prüfung verbundenen Aufwandes ist es zumal nur vorteilhaft, diese zusätzlichen Prüfzeiten und Prüfkosten auf der Baustelle auf ein absolut notwendiges Maß zu begrenzen. Um die Qualität des Betons dennoch zuverlässig und präzise bewerten zu können, sollten deshalb – über die Druckfestigkeitsprüfung hinausgehend – einfach handhabbare bzw. indirekte Schnellprüfverfahren einbezogen werden, die in kürzeren Zeitabständen durchführbar und somit auch baustellengerecht sind.

Einen ersten Anhaltspunkt auf den Chlorideindringwiderstand am Beton kann zum Beispiel die Messung des spezifischen Elektrolytwiderstandes mittels Wenner-Sonde liefern. In ersten Laborversuchen konnte eine gute funktionale Beziehung zwischen dem Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} nach der RCM-Methode (Rapid Chloride Migration) und dem spez. Elektrolytwiderstand ρ_{WER} mit der Wenner-Sonde (indirekte Prüfung) von verschiedenen Betonsorten festgestellt werden [7, 27, 29], s. Abbildung 8.

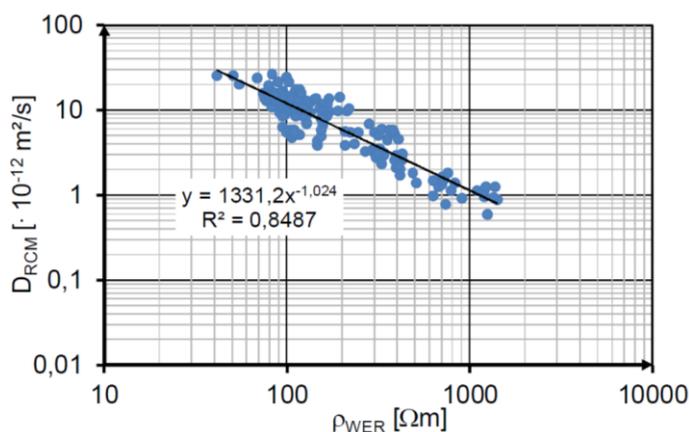


Abbildung 8: Funktionaler Zusammenhang zwischen D_{RCM} (RCM-Test) und ρ_{WER} (mit Wenner-Sonde) verschiedener Betonzusammensetzungen, aus [27] nach [7]

Dank der einfachen Handhabung der Wenner-Sonde eignet sich diese Methode zudem besonders gut für die laufende Überwachung der Betonqualität auf der Baustelle. So kam dieses indirekte Schnellprüfverfahren bereits beim damaligen Bau des Westerschelde-Tunnels [47, 48] in den Niederlanden zum Einsatz, wodurch Rückschlüsse auf den Chloridmigrationskoeffizienten des eingebauten Betons gezogen werden konnten. Hauptaugenmerk waren die mehr als 52.000 hergestellten Tübbinge für die beiden Tunnelrohre, die im Rahmen der Qualitätssicherung auf ihre dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften überwacht werden mussten.

Unter Verwendung der Wenner-Sonde wurde bei der laufenden Qualitätskontrolle an jedem Würfelprobekörper – unmittelbar vor jeder Druckfestigkeitsprüfung – der spez. Elektrolytwiderstand bestimmt, welcher nachweislich in enger Korrelation mit dem Chloridmigrationskoeffizienten stand [49, 50]. Diesbezüglich wurde bereits in der Erstprüfung des Tübbingbetons eine Korrelationskurve kalibriert. Anhand dieser kalibrierten Zusammenhänge wurde dann ein stets nachzuweisender 5%-Fraktilewert für den spezifischen Elektrolytwiderstand ermittelt [48]. Zusätzlich wurde eine absolute untere Grenze für jeden Einzelwert (basierend auf dem 1%-Fraktile) festgelegt. In der Produktionskontrolle wurden schließlich über 1900 Probekörper (6 Probekörper je 500 m³ Beton) für die Prüfung des spez. Elektrolytwiderstands im Betonalter von 28 Tagen durchgeführt, s. Abbildung 9. Insgesamt konnten die geforderten 5%-Fraktilewerte eingehalten werden, sodass die dauerhaftigkeitsrelevanten Anforderungen sichergestellt wurden [47].

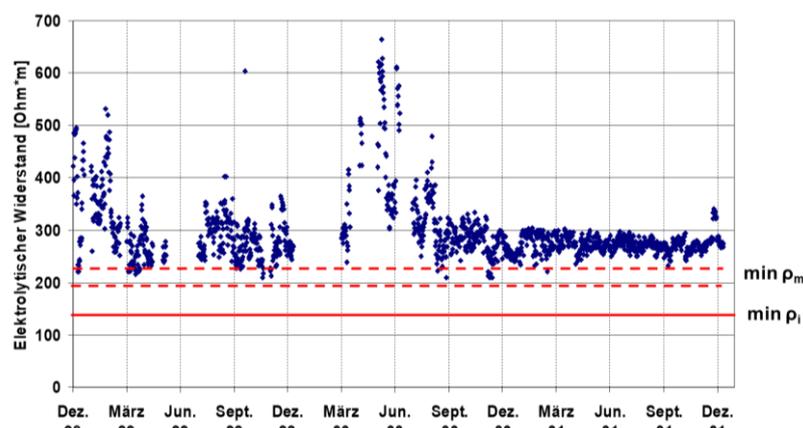


Abbildung 9: Im Zuge der Qualitätskontrolle für den Tübbingbeton ermittelten Elektrolytwiderstände [48]

Es lässt sich festhalten, dass eine umfassende Überwachung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften auf der Baustelle eine Herausforderung darstellen wird, die nur durch eine Kombination aus direkten und indirekten Prüfverfahren bewältigt werden kann. Hierzu liegen jedoch noch keine ausreichenden Erfahrungen über die Anwendbarkeit und Reproduzierbarkeit auf den Baustellen vor. Es bedarf daher weiterer Forschungsarbeiten, um diese Verfahren zu optimieren und ihre Eignung für eine Bewertung der Qualität des Betons auf der Baustelle zu gewährleisten.

2.4 Betonqualität an separat hergestellten Proben und am Bauwerk

Zur Herstellung dauerhafter Stahlbetonbauwerke ist neben der stofflichen Zusammensetzung des Betons auch dessen fachgerechter Einbau maßgebend. Nur so können die designierten Dauerhaftigkeitseigenschaften des Festbetons zielsicher erreicht werden. Der fachgerechte Einbau umfasst dabei neben dem Transport des Betons auf der Baustelle auch das Einbringen mit einem an die Frischbetonkonsistenz angepassten Einbringverfahren, die Wahl einer geeigneten ebenfalls an die Konsistenz angepassten Verdichtung sowie eine ausreichende Nachbehandlung bzw. -bearbeitung [32].

Des Weiteren stellt die Betonrandzone am Bauteil den maßgebenden Bereich dar, dessen Güte einerseits direkt durch die Bauausführung beeinflusst wird und andererseits während der Nutzungsphase der angreifenden Exposition widerstehen muss. Demnach kann die Dauerhaftigkeit allein durch die Prüfung separat hergestellter Proben nicht hinreichend abgebildet werden. Überdies werden die Bauwerke zumeist unter verschiedenen In-situ- und Erhärtingsbedingungen errichtet. Letztendlich führen diese genannten Einflüsse dazu, dass die am Bauwerk erzielten Betoneigenschaften von denen der separat hergestellten Proben erheblich abweichen können.

In der Praxis ist ein Unterschied bei der Festigkeit zwischen separat hergestellten Proben und aus derselben Betonzusammensetzung errichteten Bauwerken bzw. Bauteilen seit längerem bekannt [51]. Diesbezüglich gibt es korrespondierende Regelungen in DIN EN 13791 [20], in der das Verhältnis der charakteristischen Druckfestigkeit des eingebauten Betons im Bauwerk zu der charakteristischen Druckfestigkeit der separat hergestellten Proben mit 0,85 beziffert wird. Bedingt durch eine Vielzahl von Einflussgrößen unterscheidet sich die Betonqualität in Bauwerken oder Bauteilen in vielerlei Hinsicht von den Laborprobekörpern. Nach WEBER [52] spielen hierfür die Betonzusammensetzung einschließlich der gewählten Zementart und die Vorgänge bei der Bauwerksherstellung, wie die Verdichtung, die Nachbehandlung, die Bauteilart, das Bauwerksalter, aber auch die vorliegenden Witterungseinflüsse eine ursächliche Rolle. Ferner kann durch die Entnahme des Bohrkerns selbst schon zu einer Schwächung des Gefüges führen [53].

WEBER et al. [54] zeigten in jüngsten Untersuchungen an wandartigen Betonbauteilen (acht Wände mit ca. 2,25 m²) mit vier verschiedenen Betonmischungen, dass der normativ festgelegte Wert von 0,85 das Verhältnis der In-situ-Druckfestigkeit zur Druckfestigkeit von Laborprobekörpern auf der sicheren Seite beschreibt. So lag das Verhältnis der Bohrkerndruckfestigkeiten (aus Bauteilwänden entnommen) mit den Laborprobekörpern (bei 28-tägiger Wasserlagerung) in einem Bereich von 0,84 bis 1,15 und im Mittel bei 0,98.

SPÖREL [55] führte umfangreiche Untersuchungen zum Einsatz von Mikrohohlkugeln (MHK) in Beton als Alternative zum Luftporenbeton durch. Dabei wurden auch Bauteilversuche an einer Versuchswand der Abmessungen $2,0 \times 1,2 \times 0,4 \text{ m}^3$ vorgenommen, um die Ergebnisse der Laborprüfungen an einem Praxisbeispiel einschließlich der baupraktischen Aspekte (Transport, Verdichtung und Einbau) zu verifizieren, s. Abbildung 10.

Dafür kam eine gewählte Betonzusammensetzung mit CEM III/A und Flugasche ($w/z_{\text{eq}} = 0,53$), einem Größtkorn von 16 mm und $1,5 \text{ kg/m}^3$ MHK zur Anwendung, welche in einem nahegelegenen Transportbetonwerk hergestellt wurde [55]. Aus der hergestellten Wand wurden daraufhin im Betonalter von ca. 3 Monaten mehrere Bohrkernentnahmestellen horizontal aus dem oberen und unteren Bereich für verschiedene Prüfungen (Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, CIF, HG-Porosimetrie, Wassergehalt etc.) entnommen. Um die Bewehrung nicht in den Probekörpern mit einzuschließen, wurden die genauen Positionen der Bohrkernentnahmestellen festgelegt, vgl. Abbildung 10 [55].

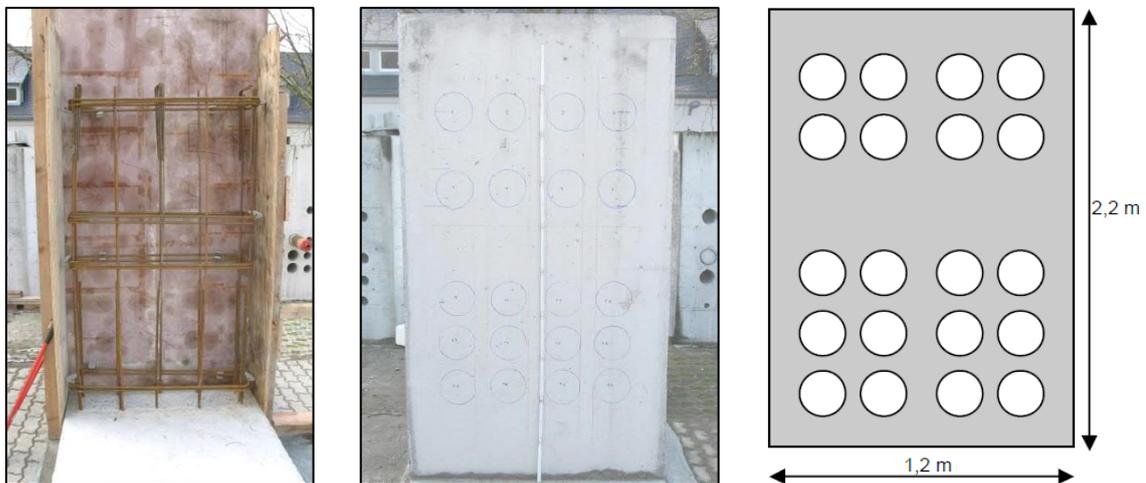


Abbildung 10: Ansicht der hergestellten Versuchswand und der Bohrkernentnahmestellen [55]

Bei den Bauteiluntersuchungen stellte sich heraus, dass u.a. die mittlere Spaltzugfestigkeit der Bauteilproben ca. $3,2 \text{ N/mm}^2$ betrug und in vergleichbarer Größenordnung mit den Laborproben lag. Die Druckfestigkeit des Bauteilbetons fiel allerdings höher als die der Laborbetone aus. Ursache ist laut Autor vermutlich der verwendete Zement gewesen. Ferner zeigte sich bei den entnommenen Bohrkernen keine Beeinflussung des dynamischen E-Moduls und verblieb im Rahmen der CIF-Tests ähnlich wie bei den Laborprobekörpern bei 100 %. Im Ergebnis ergab die Bauteiluntersuchung, dass ein frostbeständiger Beton auch unter Praxisbedingungen trotz Einfluss von Transport- und Pumpvorgängen hergestellt werden konnte [55].

In einer weiteren umfangreichen Studie von SPÖREL & MÜLLER [56] wurde der Einfluss der Nachbehandlungsart und Schalungsart auf die Dauerhaftigkeit von massigen Bauteilen aus Luftporenbeton untersucht. Die Ergebnisse zu dieser Studie können aus [56, 57] entnommen werden.

JACOBS et al. [51] sind der Fragestellung nachgegangen, inwieweit mit den Performance-Prüfungen an separat hergestellten Proben die Qualität des Betons im Bauwerk tatsächlich bewertet und beurteilt werden kann. Dafür wurden separate Proben (Würfel mit 150 mm Kantenlänge und Prismen) aus Transportbetonen von mehreren Baustellen gewonnen (Abbildung 11, rechts). Die Untersuchungen umfassten Performance-Prüfungen sowohl an den separat hergestellten Proben als auch an den entnommenen Bohrkernen der gleichzeitig mithergestellten Bauwerke. Es wurden unter anderem die Druckfestigkeit sowie die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften (Chloridmigrationskoeffizient, Karbonatisierungsrate, Frost-Tausalz-Widerstand) im Alter von 28 Tagen als auch im höheren Alter bestimmt [58].

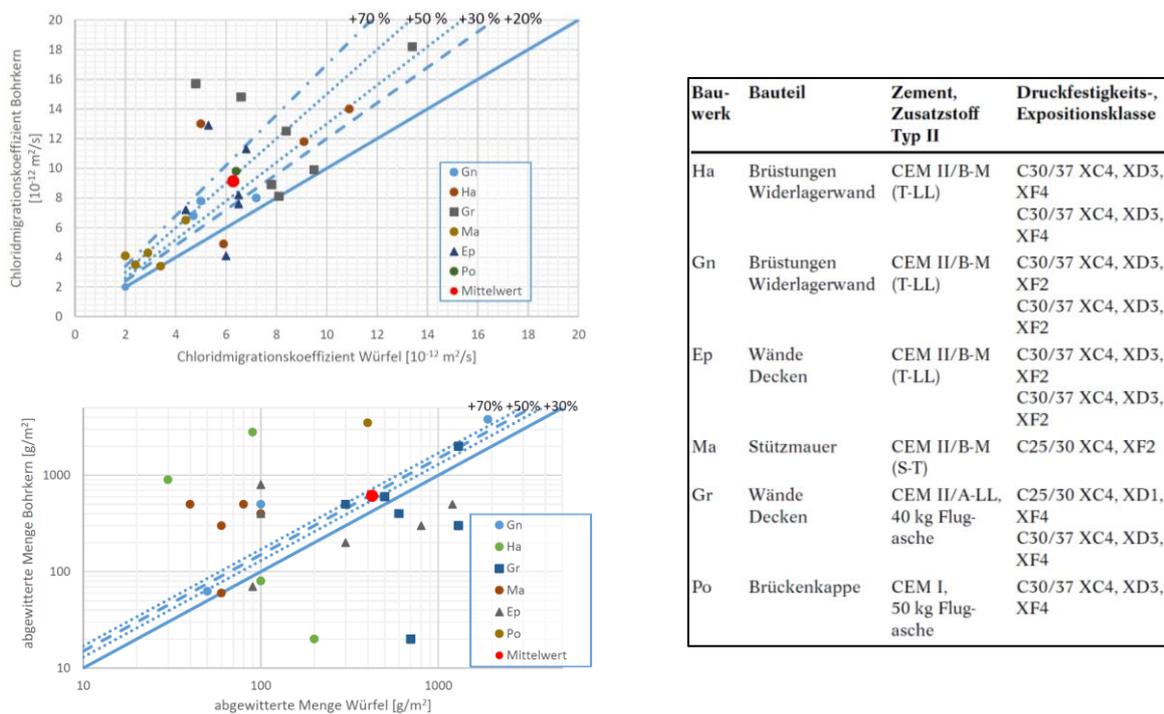


Abbildung 11: Übersicht der untersuchten Baustellen (rechts), Ergebnisse zum Chloridmigrationskoeffizient (oben) und Frost-Tausalz-Widerstand (unten), geprüft an Bohrkernen aus dem Bauteil und an separat hergestellten Proben im Alter von 28 Tagen [51, 58]

Die Ergebnisse zeigten, dass die Betoneigenschaften im Bauteil nicht mit jenen gleichzusetzen waren, die an den separaten Proben ermittelt wurden. Dazu gehörten nicht nur die mechanischen Eigenschaften, sondern auch die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des Betons. Die aus dem Bauwerk entnommenen Bohrkern wiesen eine im Schnitt etwa 20 % geringere Druckfestigkeit im Vergleich zu den separat hergestellten Proben auf. Weiterhin stellte sich heraus, dass bei den Bauteilproben im Schnitt die Karbonatisierungsrate um ca. 40 % und der Chloridmigrationskoeffizient um etwa 50 % (Abbildung 11, oben) höher ausfielen, was insgesamt auf eine wesentlich schwächere Performance der eingebauten Betone im Bauwerk hindeutete. Jedoch zeigte sich beim Frost-Tausalz-Widerstand keine eindeutige Tendenz (s. Abbildung 11, unten) [51, 58].

3 Methodik und Vorgehensweise des Forschungsvorhabens

3.1 Forschungsziel

Für die spätere Dauerhaftigkeit eines Bauwerks ist die Qualität des eingebauten Betons von erheblicher Bedeutung. Allerdings sind bislang für die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften noch keine direkten Bewertungskriterien definiert worden. Nach aktuellem Stand der Regelwerke wird die Dauerhaftigkeit des Betons neben der Überprüfung der Grenzwerte für die Zusammensetzung indirekt anhand der Druckfestigkeit nachgewiesen (vgl. Kapitel 1.1).

Künftig werden in den einschlägigen europäischen Normen sog. Expositions-Widerstandsklassen („Exposure Resistance Classes“) eingeführt. Hierfür muss der Beton gewisse Mindestanforderungen an bestimmte Eigenschaften (Karbonatisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand usw.) erfüllen. Dazu reicht es aber für eine konkrete Baumaßnahme nicht immer aus, diese Eigenschaften z.B. nur einmalig im Rahmen einer Erstprüfung nachzuweisen.

Ähnlich wie bei der Betondruckfestigkeit sollen daher entsprechende An- und Abnahmeprüfungen hinsichtlich der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften zur Verfügung stehen bzw. genutzt werden. Ein Ziel dieses Vorhabens ist daher, neue Bewertungsansätze bei den An- und Abnahmeprüfungen durch die Kopplung von leistungsbezogenen Prüfverfahren aufzuzeigen, welche vor allem über die herkömmliche Druckfestigkeitsprüfung hinausgehen. Hierzu fehlen jedoch zum einen aussagekräftige, gesicherte Schnellprüfverfahren, zum anderen können aus den bisherigen Laboruntersuchungen keine Kriterien abgeleitet werden, die eine hinreichende, aber auch nicht überzogene Dauerhaftigkeit des jeweiligen Bauwerks sicherstellen.

In gleicher Weise ist unklar, wie die Ergebnisse der einschlägigen Prüfungen an Bauteilproben, die aus dem Bauwerk entnommen wurden, mit jenen an separat hergestellten Probekörpern korrelieren. Zumal jüngste Forschungserkenntnisse gezeigt haben, dass die am Bauwerk erzielten Betoneigenschaften von denen der separat hergestellten Proben erheblich abweichen können (vgl. Kapitel 2.4). Als weiteres Ziel soll daher die Qualität des eingebauten Betons im Bauwerk bzw. Bauteil anhand von separat hergestellten Proben beurteilt und quantifiziert werden. Dafür sollen auf den Baustellen entsprechende Demonstrator-Bauteile simultan zum vorliegenden Bauwerk errichtet werden.

Mit den bei konkreten Baumaßnahmen auf den Baustellen vorgenommenen Probenahmen bzw. Prüfungen und den Vergleichen mit den zugehörigen Laborproben sollen insbesondere folgende Forschungsfragen beantwortet werden:

- *Kann der Karbonatisierungswiderstand eines angelieferten Transportbetons im Zuge der Annahmeprüfung hinreichend genau anhand der Druckfestigkeit desselben Betons bewertet werden und welche Abhängigkeiten (Zementart usw.) ergeben sich?*
- *Kann der Chloridmigrationswiderstand eines angelieferten Transportbetons hinreichend genau mit dem mit der Wenner-Sonde ermittelten Elektrolytwiderstand bewertet werden und welche Abhängigkeiten (Zementart usw.) ergeben sich?*
- *Kann der Frost-/Frost-Tausalz-Widerstand eines angelieferten Transportbetons hinreichend genau mit den am Festbeton ermittelten LP-Kennwerten bewertet werden?*
- *Wie korrelieren die Ergebnisse der einschlägigen Prüfungen (Druckfestigkeit, Karbonatisierungswiderstand, Chloridmigrationswiderstand, Frost-/Frost-Tausalz-Widerstand) an aus dem Bauwerk entnommenen Bauteilproben mit jenen an separat hergestellten, normgelagerten Proben?*

3.2 Lösungsweg

Die Umsetzung eines Performance-Prinzip zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken wird für die Praxis eine Auseinandersetzung mit dem neuen System bedeuten. Betroffen davon sind einerseits die Transportbetonhersteller sowie Hersteller von Betonfertigteilen, und andererseits die bauausführenden Unternehmen, wobei letztere insbesondere deren Überwachungslabore mit einschließt. Das vorliegende Forschungsvorhaben soll im ersten Ansatz die Umsetzung der neuen Regelungen in die Praxis unterstützen bzw. das dafür notwendige „Werkzeug“ bereitstellen.

Das experimentell ausgerichtete Arbeitsprogramm dieses Forschungsvorhabens lässt sich in vier konsekutive Arbeitspakete (AP) unterteilen, s. Abbildung 12. Die Abläufe der geplanten Arbeitspakete werden nachfolgend im Detail beschrieben.

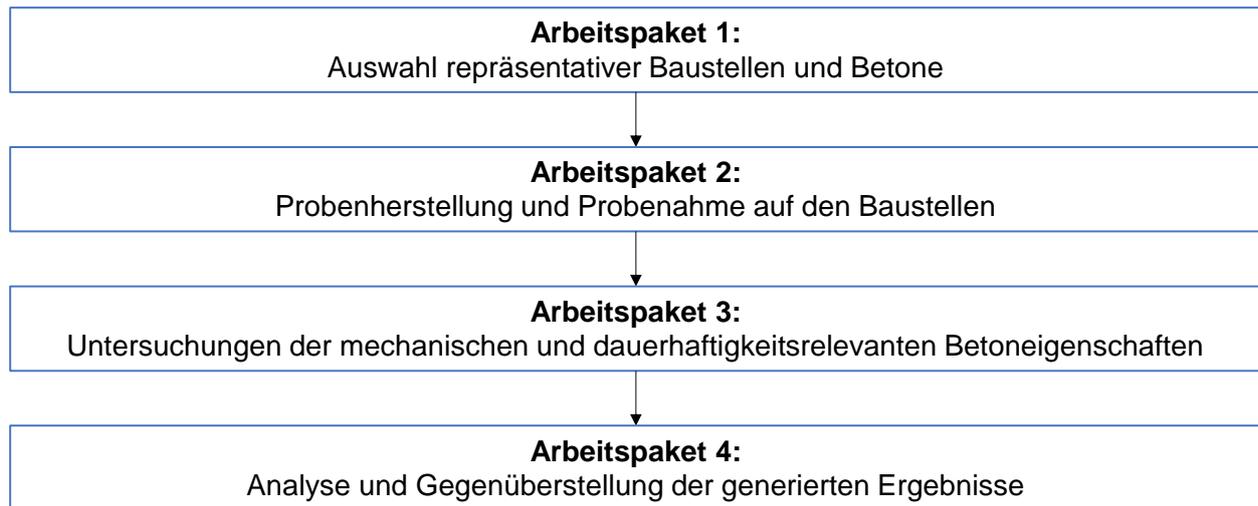


Abbildung 12: Struktur und Ablauf der Arbeitspakete des Forschungsvorhabens

Im AP1 werden repräsentative Baustellen unter Einbezug der Expositionsklassen XC, XD und XF ausgewählt. Dabei sollen die Betone, die größtenteils im Bereich des Hochbaus, Tiefbaus oder Ingenieurbaus angesiedelt sind, sich u.a. in ihrer Zementart und Festigkeitsklasse unterscheiden. Die Untersuchungen erfolgen damit ausschließlich an auf Baustellen gewonnenen Proben.

Im Zuge des AP2 erfolgt die Charakterisierung der ausgewählten Betonzusammensetzungen, indem auf den Baustellen die wesentlichen Frischbetoneigenschaften ermittelt werden. Im nächsten Schritt werden separate Proben aus den gelieferten Transportbetonen hergestellt und daraufhin entsprechend den Vorgaben des jeweiligen Prüfverfahrens gelagert. Darüber hinaus werden an ausgewählten Baustellen zeitgleich auch Demonstrator-Bauteile (4 m²) hergestellt, woraus Bohrkern nach definierten Betonaltern entnommen und diese anschließend beprobt werden.

Innerhalb von AP3 erfolgen die Untersuchungen zur Bestimmung der mechanischen und dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften (XC, XD/XS, XF) als Teil des Performance-Konzeptes. Parallel dazu sollen an den gleichen Betonen auch dauerhaftigkeitsrelevante Materialkennwerte mit indirekten Schnellprüfverfahren (u.a. Wenner-Sonde und Rückprallhammer) ermittelt werden.

Im Rahmen des AP4 sollen durch eine vergleichende Gegenüberstellung der generierten Ergebnisse daraufhin Korrelationsanalysen zwischen den separat hergestellten Proben und den Bauteilproben sowie zwischen den direkten und indirekten Prüfverfahren durchgeführt werden.

Abschließend sollen auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse entsprechende Empfehlungen für eine performance-orientierte Annahmeprüfung auf der Baustelle bzw. Abnahmeprüfung am Bauwerk zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Betons abgeleitet werden.

4 Forschungsarbeiten und Ergebnisse

4.1 Arbeitspaket 1: Auswahl repräsentativer Baustellen und Betone

Zu Beginn erfolgte im Arbeitspaket 1 gemeinsam mit den Partnern des Projektbegleitenden Ausschusses die Auswahl repräsentativer Baustellen und Betone unter Berücksichtigung der dauerhaftigkeitsrelevanten Expositionsklassen XC (Karbonatisierung), XD (Chlorideindringung) und XF (Frost- und Frost-Tausalz-Angriff). Die gewählten Baustellen waren dabei regional auf die beiden Forschungseinrichtungen zu verteilen, wobei die Forschungseinrichtung 1 (RUB) für Baustellen in der Nordhälfte von Deutschland und die Forschungseinrichtung 2 (TUM) für Baustellen in der Südhälfte von Deutschland zuständig sein sollte.

Für das Forschungsvorhaben wurden insgesamt dreizehn Baustellen (B1 bis B13) ausgewählt, die entweder im Bereich des Hoch-, Tief- oder Ingenieurbaus angesiedelt waren. Dabei unterschieden sich die Betone u.a. in ihrer Zementart und Festigkeitsklasse. Es wurden sowohl Transport- als auch Baustellenbetone ausgesucht. Aus Übersichtlichkeitsgründen werden diese beiden Bezeichnungen im weiteren Verlauf als „Baustellenbetone“ zusammengefasst.

An ausgewählten Baustellen (B4, B6 und B10) bestand zudem die Möglichkeit, mehrere Bauteile bzw. Betonzusammensetzungen zu untersuchen, sodass sich die Anzahl der Baustellenbetone von ursprünglich geplanten zehn auf letztlich neunzehn erhöhte. Darüber hinaus wurde die Baustelle B10 zusätzlich durch die Forschungseinrichtung 1 (RUB) mitunterstützt, sodass es sich bei dieser Auswahl um eine gemeinsame Baustelle beider Forschungseinrichtungen handelte. Eine gemeinschaftliche Durchführung der Untersuchungen war notwendig, zumal auf dieser Baustelle in Summe vier Betonrezepturen untersucht wurden. Durch die gemeinsame Baustelle (B10) beider Forschungseinrichtungen waren zudem auch Vergleichsversuche möglich.

Eine Übersicht der dreizehn gewählten Baustellen und deren Details hinsichtlich

- Standort,
 - Bauteil,
 - Festigkeitsklasse,
 - Zementart sowie Zusatzstoff,
 - w/z-Wert sowie Größtkorn,
 - gewählten Untersuchungsreihen in Bezug auf die relevanten Expositionsklassen
- sind in Tabelle 3 dargestellt.

Tabelle 3: Übersicht der gewählten Baustellen und Betonzusammensetzungen

Baustelle	Standort	Bauteil	Festigkeits- klasse	Zementart	Zusatzstoff	w/z- Wert _{eq}	Größt- korn	Untersuchte Expositionsklassen
B1	Emsbüren (NI)	Schleusenkammerwand	C25/30	CEM III/A 32,5 N LH	Basaltmehl	0,50	32 mm	XC
B2	Bad Salzuflen (NRW)	Brückenwiderlager	C30/37	CEM III/A 42,5 N	-	0,50	32 mm	XC, XD
B3	Bochum (NRW)	Geschossdecke	C30/37	CEM III/A 42,5 N	Flugasche	0,54	16 mm	XC
B4-I	Lippstadt (NRW)	Brückenwiderlager	C30/37	CEM II/A-LL 42,5 N	-	0,49	22 mm	XC, XD
B4-II		Brückenüberbau	C35/45	CEM III/A 42,5 N	-	0,45	22 mm	XC, XD
B4-III		Brückenkappe	C25/30	CEM I 42,5 N	-	0,49	22 mm	XC, XD, XF
B5	Sontra (HE)	Brückenüberbau	C35/45	CEM III/A 42,5 N LH	-	0,45	16 mm	XC, XD
B6-I	Pocking (BY)	Brückenwiderlager	C30/37	CEM III/A 32,5 N	-	0,50	16 mm	XC, XD
B6-II		Brückenüberbau	C40/50	CEM III/A 32,5 N LH	-	0,45	16 mm	XC, XD
B7	München (BY)	Zwischendecke	C25/30	CEM II/B-M (V-LL) 42,5 N	-	0,58	16 mm	XC
B8	München (BY)	Stützen	C50/60	CEM II/A-LL 42,5 R	-	0,44	16 mm	XC
B9	München (BY)	Zwischendecke	C30/37	CEM II/B-M (V-LL) 42,5 N	-	0,50	16 mm	XC, XF
B10-I	München (BY)	Brückenpfeiler	C35/45	CEM II/B-M (V-LL) 42,5 N	-	0,47	16 mm	XC, XD, XF
B10-II			C35/45	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	-	0,47	16 mm	XC, XD
B10-III			C45/55	CEM II/B-M (S-LL) 42,5 N	Flugasche, Silikastaub	0,40	16 mm	XC, XD
B10-IV			C35/45	CEM III/A 42,5 N LH	-	0,47	16 mm	XC, XD
B11	Rietberg (NRW)	Industrieboden	C30/37	CEM II/A-S 42,5 R	-	0,52	32 mm	XC
B12	Ascheberg (NRW)	Brückenüberbau	C35/45	CEM II/A-LL 42,5 N	Flugasche	0,45	22 mm	XC, XD
B13	München (BY)	Bodenplatte	C30/37	CEM II/B-M (S-LL) 42,5 N	Flugasche	0,50	32 mm	XC

4.2 Arbeitspaket 2: Probenahme und Probenherstellung auf den Baustellen

Im Zuge des Arbeitspakets 2 erfolgte die Probenahme und Probenherstellung auf den ausgewählten Baustellen. Die Probenahme wurde mithilfe geeigneter Werkzeuge nach den Vorgaben in DIN EN 12350-1 [59] durchgeführt. Je nach Verfügbarkeit und Möglichkeit auf der jeweiligen Baustelle fanden die Probenahmen an bis zu drei verschiedenen Betonmischfahrzeugen und – sofern möglich – zu unterschiedlichen Betonierzeitpunkten statt. Dadurch wurde sichergestellt, dass die entnommenen Proben eine repräsentative Auswahl des gelieferten Betons darstellten. Alle dokumentierten Baustellenprotokolle können aus Anhang A entnommen werden.

Im nächsten Arbeitsgang stand die Charakterisierung der Baustellenbetone an, dies umfasste grundsätzlich die Bestimmung der klassischen Frischbetoneigenschaften (s. Kapitel 4.2.1). Anschließend wurden die separaten Proben hergestellt und daraufhin entsprechend den Vorgaben des jeweiligen Prüfverfahrens gelagert (s. Kapitel 4.2.2). Darüber hinaus wurden auf ausgewählten Baustellen zeitgleich Demonstratoren (4 m²) mithergestellt, aus denen Bohrkern nach definierten Betonaltern entnommen und anschließend beprobt wurden (s. Kapitel 4.2.3).

4.2.1 Charakterisierung der Baustellenbetone

Im ersten Schritt der Untersuchungen ging es zunächst um die wesentliche Charakterisierung der Baustellenbetone. Zu diesem Zweck wurden auf jeder Baustelle – wie im Rahmen einer Annahmeprüfung – die Frischbetoneigenschaften (Luft- und Frischbetontemperatur, Frischbetonkonsistenz, Frischbetonrohichte und ggf. Luftgehalt) nach den jeweilig geltenden Normen [60–62] bestimmt. Die ermittelten Frischbetoneigenschaften der einzelnen Baustellenbetone, unterteilt nach deren entnommenen Lieferchargen (Ch.), sind in Abbildung 13 bis Abbildung 16 aufgeführt.

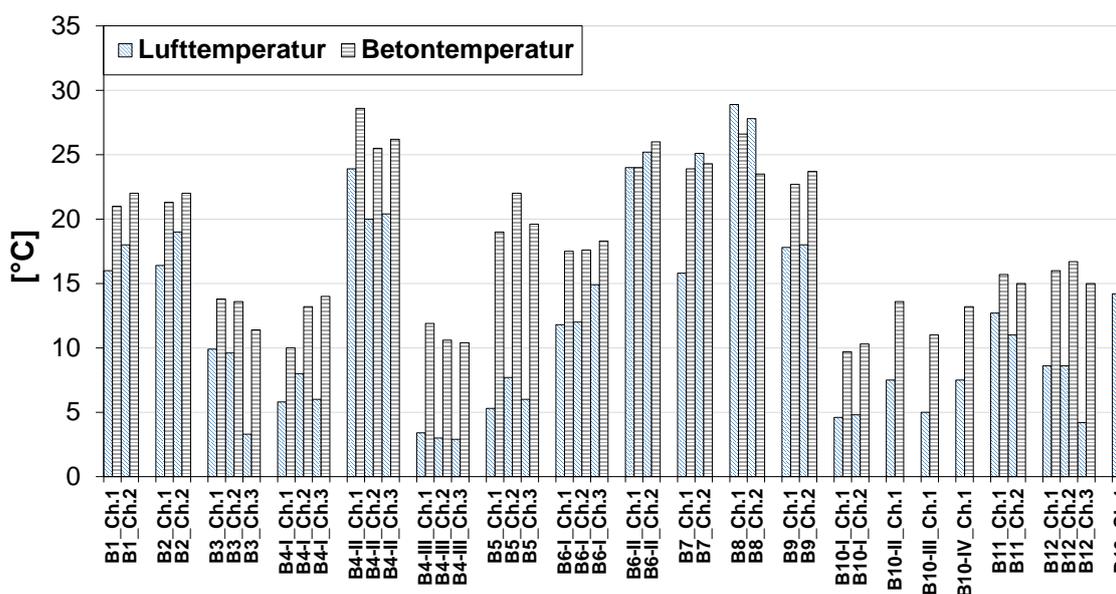


Abbildung 13: Ergebnisse der Luft- und Frischbetontemperaturen auf den Baustellen B1 bis B13

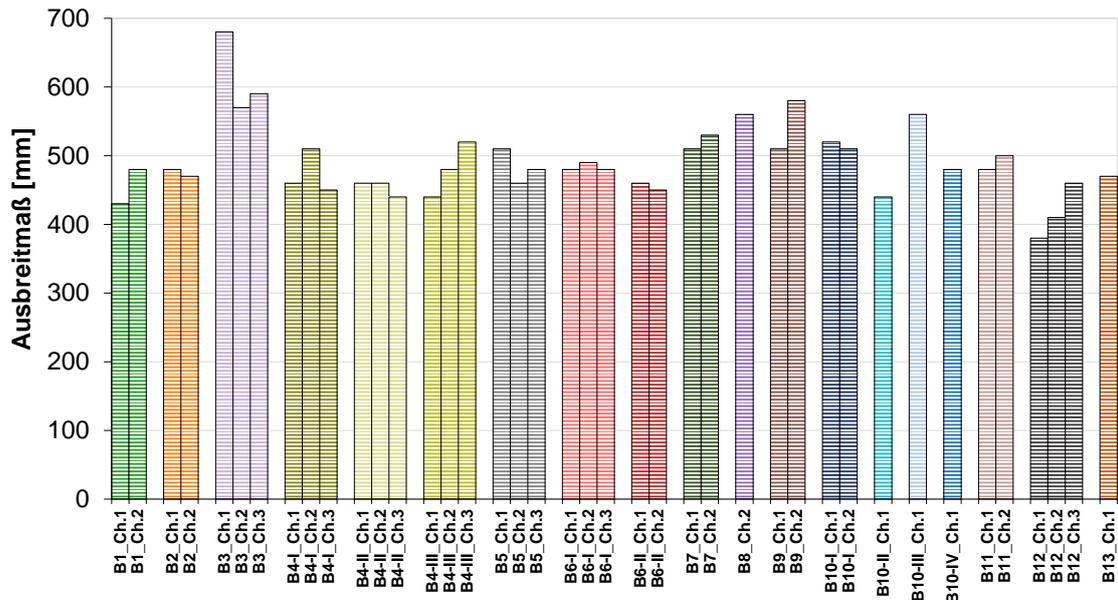


Abbildung 14: Ergebnisse der Ausbreitmaße auf den Baustellen B1 bis B13

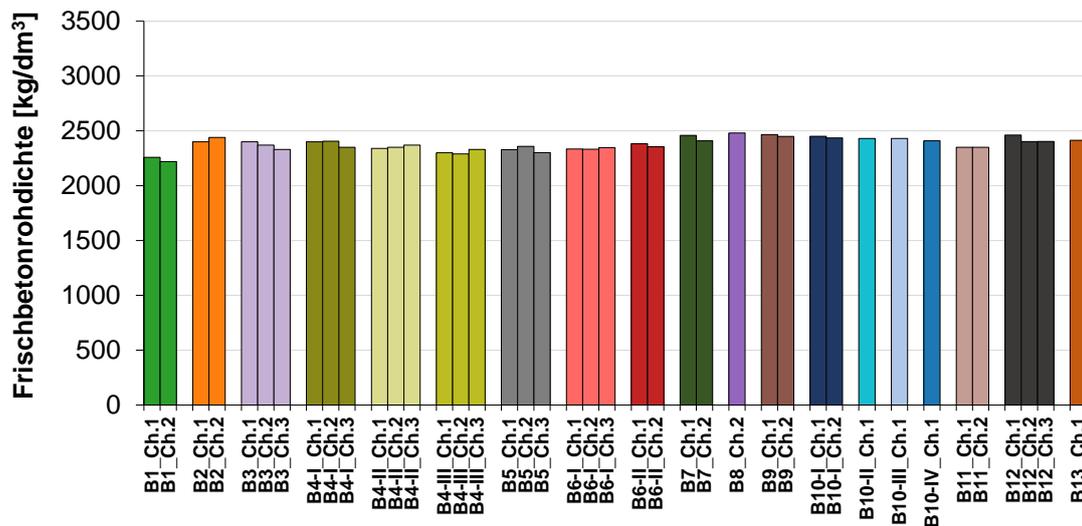


Abbildung 15: Ergebnisse der Frischbetonrohddichte auf den Baustellen B1 bis B13

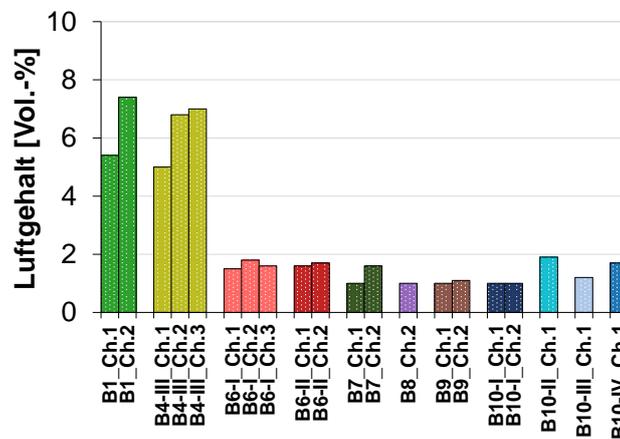


Abbildung 16: Ergebnisse der Luftgehalte auf ausgewählten Baustellen B1, B4-III, B6 bis B10

Die Annahme aller gelieferten Betone erfolgte sowohl an kälteren (bei etwa 3,0 °C Lufttemperatur) als auch an wärmeren (bis zu 28,9 °C Lufttemperatur) Betonierzeitpunkten. Bei den wärmeren Betoniertagen konnte grundsätzlich die Frischbetontemperatur unterhalb der Grenze von 30 °C nach DIN 1045-3 [18] eingehalten werden. Bezüglich der Verarbeitbarkeit wiesen alle Baustellenbetone eine Konsistenzklasse zwischen F2 und F6 auf, wobei die meisten Betone in der Konsistenzklasse F3 vertreten waren. Bei der Frischbetonrohichte hielten sich alle Betone mit 2220 bis 2480 kg/dm³ in der Größenordnung von Normalbetonen auf. Ferner handelte es sich besonders bei B1 und B4-III um Luftporenbetone mit einem Luftgehalt von mehr als 5 Vol.-%. Bei den übrigen Baustellenbetonen, bei denen ergänzend der Luftgehalt bestimmt wurde, lag der Luftgehalt zwischen 1 und 2 Vol.-% und entsprach damit der Größenordnung von typischen Normalbetonen. In diesem Teil der Untersuchungen konnte festgehalten werden, dass alle Baustellenbetone bei der Anlieferung auf der Baustelle die geforderten Frischbetoneigenschaften erfüllten.

4.2.2 Separat hergestellte Proben

Im Anschluss an die Charakterisierung der angelieferten Betonmischungen fand unmittelbar die dazugehörige Probenherstellung und Verarbeitung auf der jeweiligen Baustelle statt. Die separat hergestellten Proben (SHP) wurden auf der Baustelle aus dem angelieferten Betonmischfahrzeug bezogen und mittels einem konventionellen Rütteltisch verdichtet, s. Abbildung 17 (links). Für die vorgesehenen Prüfungen wurden sowohl Würfelformen (150 mm Kantenlänge) als auch Balkenformen (100×100×500 mm³) verwendet. Nach der Verdichtung wurden die separat hergestellten Proben mit Folien luftdicht abgedeckt und auf der Baustelle stehen gelassen, damit diese am Herstellungstag unter den gleichen Umgebungsbedingungen wie die errichteten Bauwerke ausgesetzt waren, s. Abbildung 17 (rechts). Nach 24 Stunden wurden die Proben von der Baustelle ordnungsgemäß in die Laboratorien transportiert, entformt und anschließend direkt unter Wasser bei 20 °C bis zu einem Betonalter von 28 Tagen gelagert.



Abbildung 17: Verdichtung (links) und Folienabdeckung (rechts) der separat hergestellten Proben (SHP)

Nach Kapitel 4.1 wurden insgesamt dreizehn Baustellen ausgewählt, wobei an bestimmten Baustellen (B4, B6 und B10) weitere Betonzusammensetzungen untersucht werden konnten, sodass sich die Gesamtanzahl der beprobten Baustellenrezepturen auf insgesamt neunzehn erhöhte.

Aus den neunzehn Betonrezepturen ergab sich daraufhin eine Einteilung des Untersuchungsprogramms in die Expositionsclassen XC, XD und XF, wobei in Abhängigkeit der Baustellenbedingungen eine Rezeptur auch auf mehrere Expositionsclassen hin untersucht wurde (s. Abbildung 18). Weiterhin wurde für jede Baustellenrezeptur – je nach Verfügbarkeit – bis zu drei Lieferchargen (Ch.) hergestellt. Letztendlich wurden somit aus allen Baustellen 42 Chargen an separaten Proben für die Prüfungen hinsichtlich der Expositionsklasse XC, 30 Chargen an separaten Proben für die XD-Prüfungen und 6 Chargen an separaten Proben für die XF-Prüfungen hergestellt.

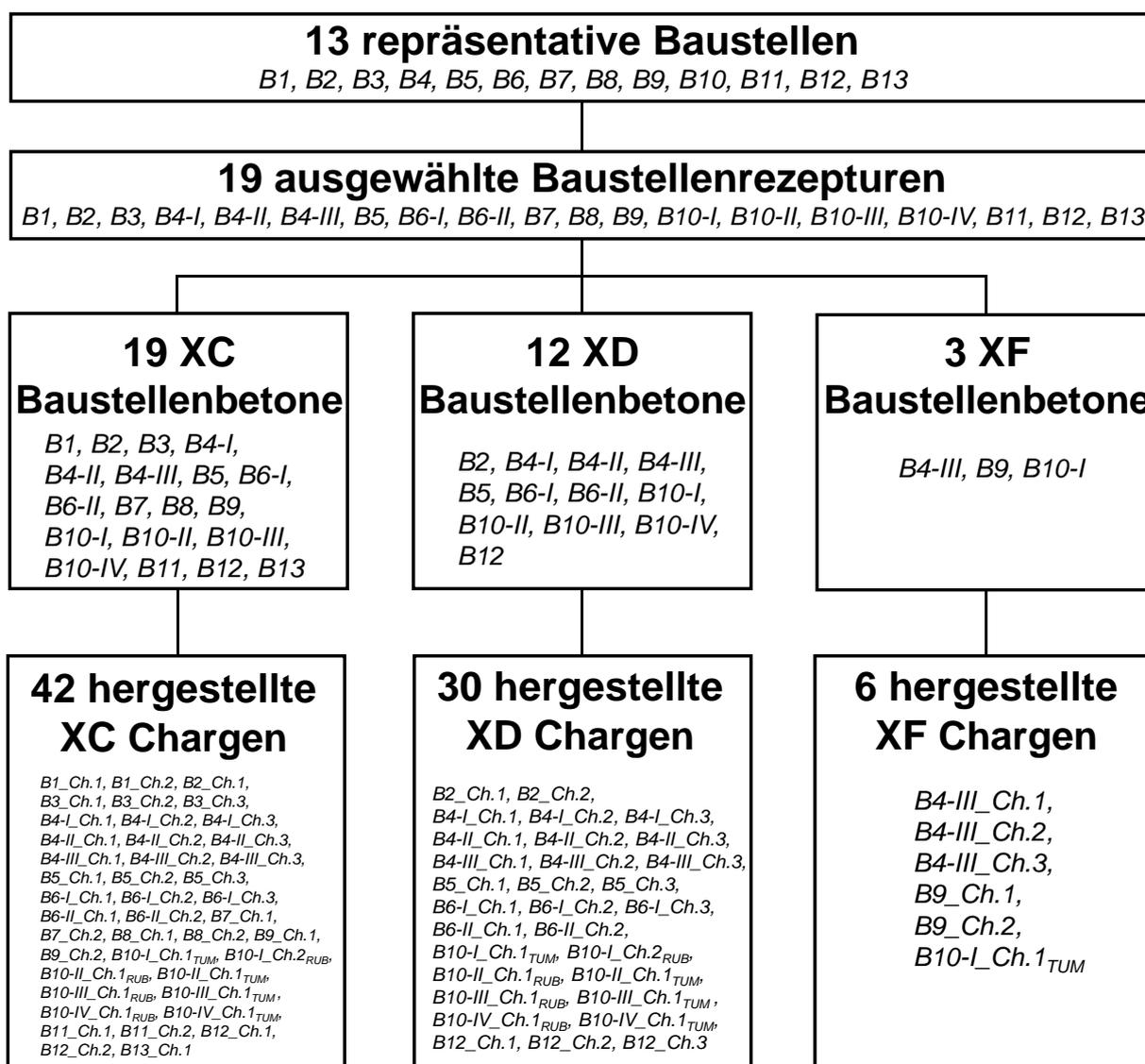


Abbildung 18: Gesamtübersicht der ausgewählten Baustellen und Baustellenrezepturen, unterteilt nach den untersuchten Expositionsclassen und der Anzahl an hergestellten Lieferchargen

4.2.3 Demonstrator-Bauteile

Mit den ausgewählten Baustellenbetonen sollte zusätzlich simultan zum vorliegenden Bauwerk – je nach Verfügbarkeit und Möglichkeit – ein entsprechendes Demonstrator-Bauteil (4 m²) mit-errichtet werden, um im Anschluss daraus Bohrkerne zu ziehen und damit einhergehend den Einfluss der Bauausführung und der Umgebungsbedingungen auf die Betonqualität im Bauteil untersuchen zu können.

Für die Erstellung von diesen Demonstrator-Bauteilen gab es prinzipiell zwei Hauptgründe. Zum einen war es seitens aller Baubeteiligten nicht immer gestattet, dass Bohrkernproben aus dem tatsächlichen Bauwerk bzw. Bauteil entnommen werden durften. Zum anderen konnten so für alle untersuchten Baustellenbetone ein gleichförmiger Aufbau der Demonstratoren sowie eine einheitliche Nachbehandlungsdauer festgelegt werden, um somit eine bessere Vergleichbarkeit der Baustellenergebnisse untereinander zu gewährleisten und die Bandbreite des potenziellen Einflusses seitens des Betoneinbaus zu erfassen.

Auf bestimmten Baustellen (B4-I, B4-II, B4-III, B5, B6-I, B6-II, B10-I, B10-II, B10-III, B10-IV) konnten nach Absprache mit den jeweiligen Baubeteiligten schließlich zwei Versuchsreihen, einerseits die bereits separat hergestellten Proben und andererseits die Demonstrator-Bauteile, realisiert werden. Bei der Herstellung der beiden Versuchsreihen wurde stets darauf geachtet, dass die gleiche Betonliefercharge bzw. das gleiche Betonmischfahrzeug verwendet wurde.

In Abhängigkeit der Randbedingungen auf den Baustellen wurden dann entweder Demonstrator-Wände, Demonstrator-Platten oder Demonstrator-Pfeiler hergestellt, deren Aufbau und Nachbehandlungsart im Folgenden beschrieben werden.

- Demonstrator-Wände:

Alle Wände wurden grundsätzlich mit den Abmessungen von 2,0×2,0×0,25 m³ (B×H×T) errichtet (s. Abbildung 19). Dabei wurde prinzipiell nur ein Drittel der Wand mit Betonstahl bewehrt, um den Einfluss der Bewehrung z.B. bei der Wenner-Prüfung mit eruieren zu können. Als Schalung wurde weitgehend die gleiche Form wie am Bauwerk selbst verwendet, um somit die Bedingungen so nah wie möglich zu gestalten. Dies galt ebenfalls für die Verwendung des Schalöls. Die hergestellten Wände wurden daraufhin für eine definierte Anzahl von Tagen in der Schalung nachbehandelt, und zwar mindestens bis zum Betonalter von 7 Tagen auf einer der Wandschalungsseiten. Auf der anderen Wandseite wurde die Schalungsform zumeist nach nur 1 Tag entfernt, um dadurch den Fall einer schlechten Nachbehandlung auf der Betonwandseite zu simulieren.

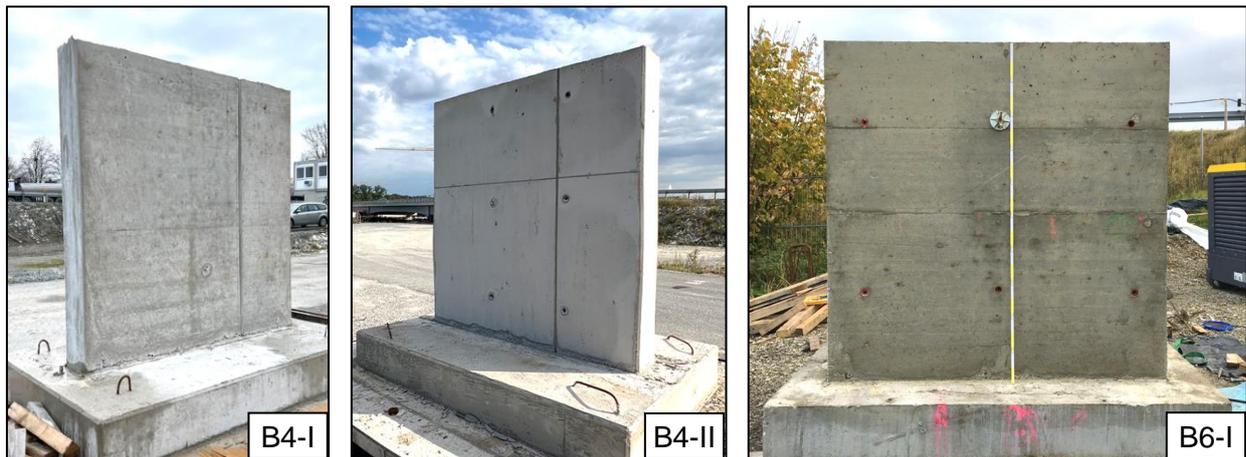


Abbildung 19: Aufnahmen der hergestellten Demonstrator-Wände auf den Baustellen B4-I, B4-II und B6-I

- Demonstrator-Platten:

Die Platten wiesen eine Abmessung von $2,0 \times 2,0 \times 0,30 \text{ m}^3$ (BxLxH) auf, wobei die Bewehrung nur auf einer Plattenhälfte angeordnet war, so dass die Platten ebenfalls in einen bewehrten und einen unbewehrten Bereich aufgeteilt wurden. Die Nachbehandlung erfolgte mit einer herkömmlichen Baufolie, in der die Betonoberfläche wiederum auf einer Seite für 1 Tag (Folie auf der Seite direkt entfernt) und auf der anderen Seite für 7 Tage nachbehandelt wurde (s. Abbildung 20).



Abbildung 20: Aufnahmen der hergestellten Demonstrator-Platten auf den Baustellen B4-III und B5

- Demonstrator-Pfeiler:

Der Pfeiler wurde mit den Abmessungen von $1,2 \times 6,0 \times 6,0 \text{ m}^3$ (LxBxH) errichtet und entsprach damit einer bauteilnahen Dimensionierung. Dabei wurde dieser in vier unterschiedliche Betonzusammensetzungen (B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV) aufgeteilt, wodurch sich vier unmittelbar nebeneinander stehende Pfeiler mit jeweils 1,5 m Breite ergaben (s. Abbildung 21). Die Herstellung erfolgte dabei in zwei Betonierabschnitten bzw. -zeitpunkten (Abstand von rd. 2 Wochen), in der je zwei Pfeiler versetzt errichtet wurden. Im ersten Betoniertermin wurden B10-I und B10-III hergestellt, im zweiten Betoniertermin folgten B10-II und B10-IV. Die Ausschalung wurde erst zum Schluss nach Fertigstellung aller Pfeiler vorgenommen, woraus sich nach den verschiedenen Betonierzeitpunkten entsprechend zwei Nachbehandlungszeiträume von 7 Tagen (bei B10-II und B10-IV) und 25 Tagen (bei B10-I und B10-III) ergaben. Im Fall von B10-I konnte zusätzlich die Stirnseite nach bereits 7 Tagen ausgeschalt werden, sodass bei dieser Rezeptur zwei Nachbehandlungszeiträume untersucht wurden.

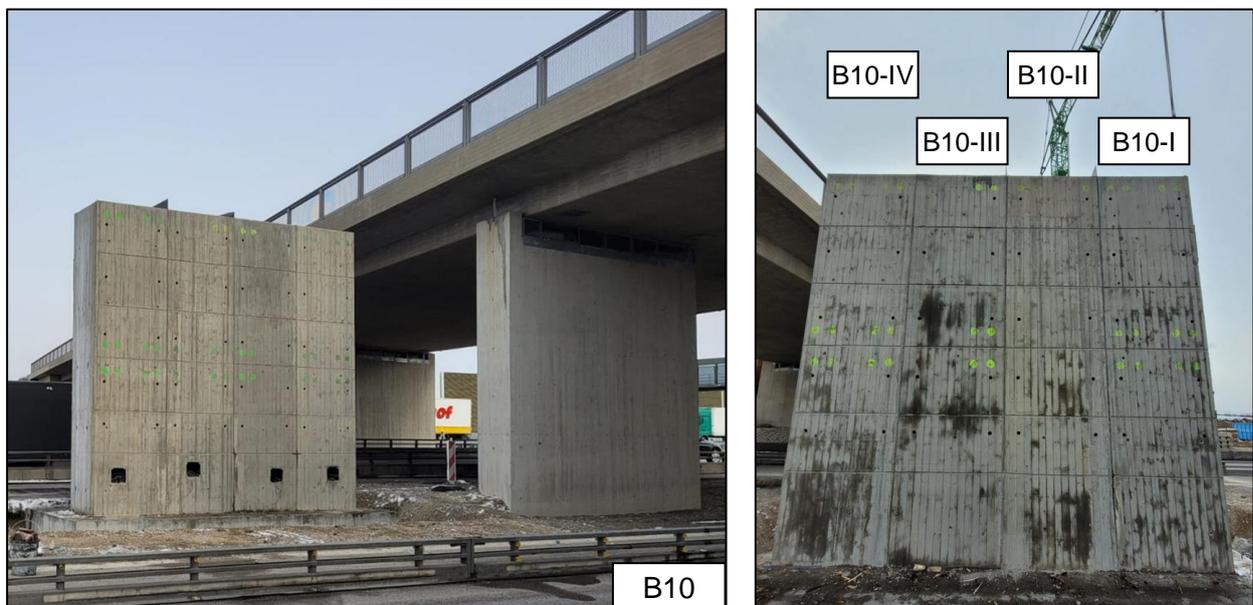


Abbildung 21: Aufnahmen der hergestellten Demonstrator-Pfeiler auf der Baustelle B10

Nach der vorgesehenen Nachbehandlungszeit wurden alle Demonstrator-Bauteile unter denselben Umgebungsbedingungen wie die tatsächlichen Bauwerke auf der jeweiligen Baustelle ausgesetzt. Die zum Herstellungszeitraum des jeweiligen Demonstrators abgerufenen Wetterdaten (bis zum 28. Tag des Betonalters) können dem Anhang A entnommen werden.

Die einzelnen Details zu den Demonstratoren sind in Tabelle 4 nochmal zusammengefasst.

Tabelle 4: Übersicht der hergestellten Demonstratoren

Baustelle	Demonstrator	Abmessungen	Nachbehandlungsart	Nachbehandlungsdauer je Bauteilseite
B4-I	Wand	2,0x2,0x0,25 m ³ (BxHxT)	in der Schalung belassen	7 und 14 Tage
B4-II	Wand			1 und 7 Tage
B4-III	Platte	2,0x2,0x0,30 m ³ (BxLxH)	mit Folien abgedeckt	1 und 7 Tage
B5	Platte			1 und 7 Tage
B6-I	Wand	2,0x2,0x0,25 m ³ (BxHxT)	in der Schalung belassen	7 Tage
B6-II	Wand			1 und 7 Tage
B10-I	Wand			7 und 18 Tage
B10-I	Pfeiler	1,2x1,5x6,0 m ³ (LxBxH)	in der Schalung belassen	7 und 25 Tage
B10-II	Pfeiler			7 Tage
B10-III	Pfeiler			25 Tage
B10-IV	Pfeiler			7 Tage

Im Anschluss an die Herstellung und Nachbehandlung der Demonstratoren erfolgte im nächsten Schritt die Entnahme der Bauteilproben (s. Abbildung 22). Hierfür wurden entsprechend Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm entnommen und zur weiteren Vorbereitung in die Laboratorien transportiert. Die Bohrkernentnahme fand zumeist in einem Betonalter von drei Wochen statt, damit die Prüfungen nach den notwendigen Präparationen noch zeitgleich mit den separat hergestellten Proben im Betonalter von 28 Tagen durchgeführt werden konnten.

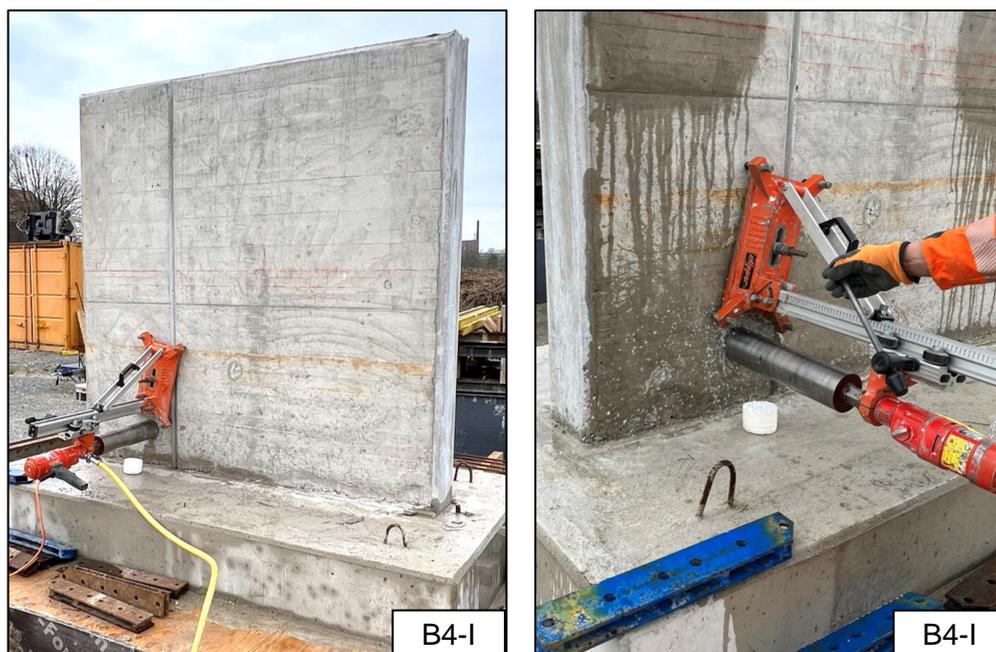


Abbildung 22: Aufnahmen der Bohrkernentnahme an einem Demonstrator-Bauteil (Wand)

Grundsätzlich werden Bauwerke unter verschiedenen In-situ- und Erhärtingsbedingungen errichtet. Deswegen wurden, sofern es auf der jeweiligen Baustelle möglich war, zusätzliche Bohrkern schon nach 7 Tagen bzw. direkt nach der Entformung der Bauteile entnommen, die dann bis zur Prüfung im Labor unter Wasser gelagert wurden, ähnlich wie bei den separat hergestellten Proben. Auf diese Weise sollten vielmehr die Einflüsse aus der Bauausführung berücksichtigt werden, während die Einflüsse aus den Baustellenumgebungsbedingungen vernachlässigt wurden. Diese Bauteilproben werden im weiteren Verlauf als „Lab“ gekennzeichnet.

Die aus den Demonstrator-Bauteilen entnommenen Bohrkern mussten im nächsten Arbeitsgang präpariert werden. Nach [20] und [52] darf die Druckfestigkeit an einem Bohrkern mit einem Nenn-durchmesser von 100 mm und einer Schlankheit (h/d) von 1,0 mit der an einem wassergelagerten Würfelprobekörper (Kantenlänge von 150 mm) nachgewiesene Druckfestigkeit ohne Umrechnungsfaktor gleichgestellt werden. Für die Druckfestigkeit wurden daher bei der Präparation aus einem Bohrkern (Durchmesser = 100 mm) stets zwei Zylinderprüfkörper mit einem Höhe/Durchmesser-Verhältnis von 1,0 gewonnen, siehe Abbildung 23.

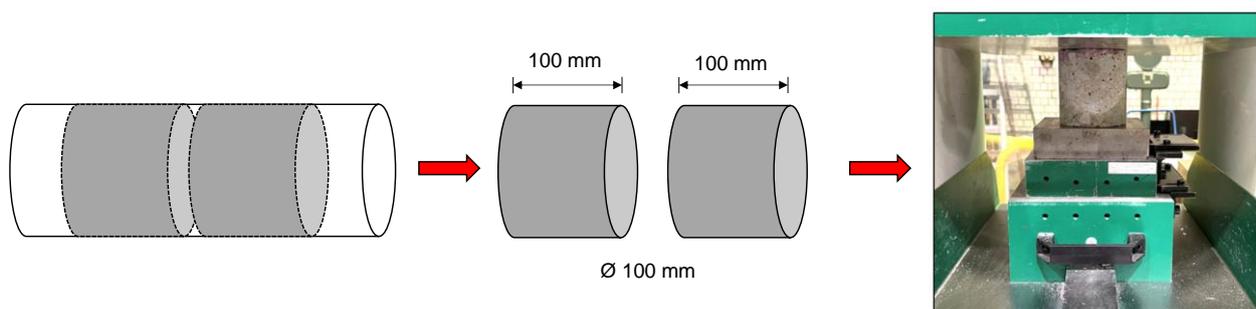


Abbildung 23: Präparation der Bohrkern für Druckfestigkeitsprüfungen

Die für die Chloridprüfung vorgesehenen Bohrkern wurden unmittelbar nach der Entnahme bis zur Prüfung unter Wasser gelagert. An den Bauteilproben wurden dann grundsätzlich die zylindrischen Prüfkörper aus den äußeren Randbereichen mit der jeweils am Demonstrator erfolgten Nachbehandlungsdauer präpariert (s. Abbildung 24). Auf diese Weise konnten die Eigenschaften bzw. Performance in der Betonrandzone, in der maßgeblich auch die Dauerhaftigkeitsprozesse stattfinden, bewertet werden. Ein Abschneiden der Betonrandzone bzw. Schalhaut erfolgte daher explizit nicht. Zumal die Betonrandzone am Bauteil den entscheidenden Bereich darstellt. Durch die Variation der Ausschaldauer bei den jeweiligen Bauteilseiten der Demonstratoren konnten außerdem verschiedene Nachbehandlungseffekte eruiert werden. Demgegenüber wurden zusätzlich auch Prüfkörper aus dem inneren Kernbereich der Bohrkern gewonnen, um diese weitgehend ohne Einfluss der Randzone bzw. erfolgter Nachbehandlung am Bauteil vergleichend mit den separat hergestellten Proben beurteilen zu können.

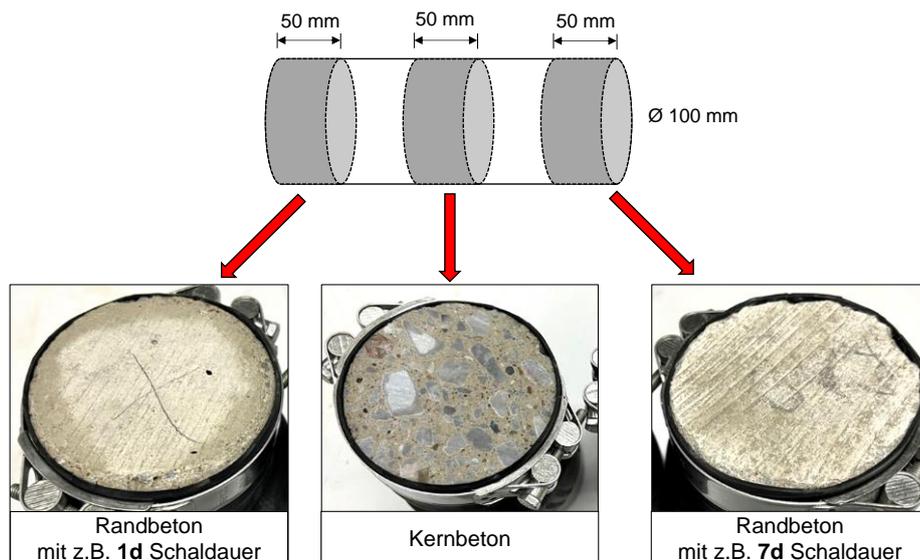


Abbildung 24: Präparation der Bohrkern mit Randzone und Kernbeton für Chloridprüfungen

An den gezogenen Bohrkernen (\varnothing 100 mm) wurden speziell für die Karbonatisierungsprüfungen ebenfalls die Prüfkörper aus den äußeren Randbereichen mit der jeweils am Demonstrator erfolgten Nachbehandlungsdauer gewonnen, um die maßgebliche Performance in der Betonrandzone bewerten zu können. Alle präparierten Prüfkörper hatten eine Höhe von bis zu 100 mm, um die fortschreitende Eindringtiefe ins Betongefüge während der Prüfung hinreichend abdecken zu können. Aufgrund der zylindrischen Form mussten vor Prüfungsbeginn noch die Zylindermantelflächen versiegelt werden, um eine mögliche radiale CO_2 -Diffusion am Probekörper zu verhindern. Durch die Präparation der Proben entstanden demnach zwei Prüfoberflächen, zum einen die Betonrandoberfläche und zum anderen die frisch gesägte Oberfläche bzw. innere Kernoberfläche (s. Abbildung 25).

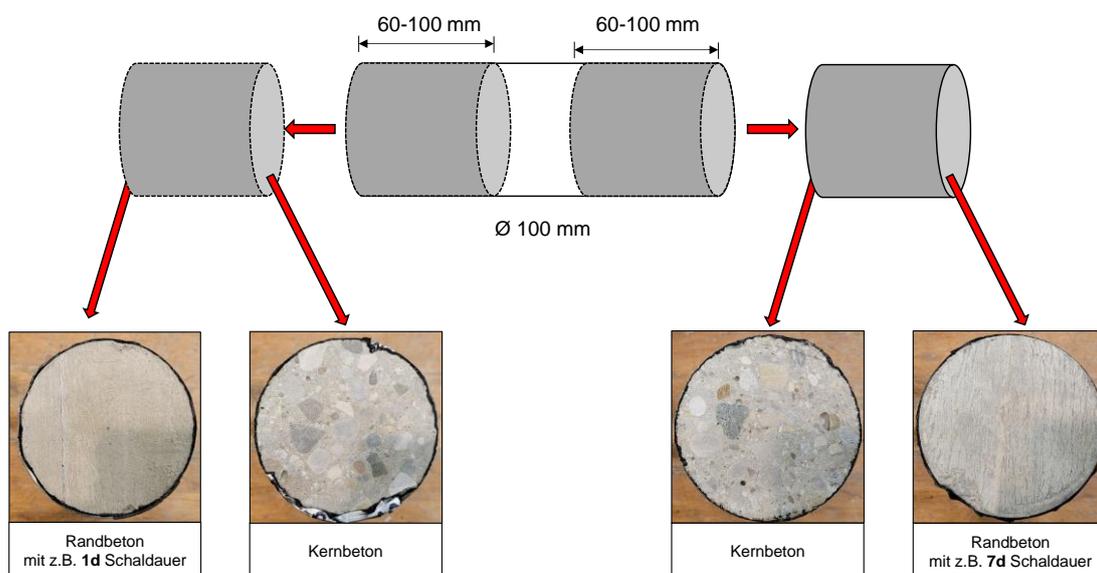


Abbildung 25: Präparation der Bohrkern mit Randzone und Kernbeton für Karbonatisierungsprüfungen

4.3 Arbeitspaket 3: Untersuchungen der mechanischen und dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften

Im Rahmen des Arbeitspakets 3 fanden an den hergestellten Baustellenbetonen die Untersuchungen der mechanischen und dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften statt. Das vorgesehene Versuchsprogramm umfasste neben der Ermittlung der Druckfestigkeit und des E-Moduls insbesondere die direkten Prüfverfahren für die Expositionsklassen XC (Karbonatisierung), XD (Chlorid) und XF (Frost-/Frost-Tausalz) als Teil des Performance-Konzeptes.

Darüber hinaus sollten potenzielle indirekte Schnellprüfverfahren zur Bewertung der Dauerhaftigkeit des Betons einbezogen werden. Für den Lastfall des Chlorideindringens zeichnet sich z.B. die Wenner-Sonde als geeignet heraus, mit deren Anwendung indirekt Rückschlüsse auf den Chlorideindringwiderstand geschlossen werden können (vgl. Kapitel 2.3). Als weiteres indirektes Schnellprüfverfahren könnte ggf. die Rückprallhammerprüfung herangezogen werden. Diese Methode ermöglicht Rückschlüsse zur mechanischen Festigkeit durch die Messung der oberflächennahen Rückprallhärte und trägt dazu bei, die Qualität des Betons vor Ort schnell bewerten zu können.

Bei den untersuchten Baustellenbetonen standen demnach zwei Versuchsreihen im Vordergrund, einerseits die separat hergestellten Proben (SHP) und andererseits – bei bestimmten Baustellen – die dazu simultan entstandenen Demonstrator-Bauteile. Im Folgenden wird auf die einzelnen Ergebnisse der jeweiligen Prüfverfahren eingegangen. Die Ergebnisse der Bauteilproben (Demonstrator-Bauteile) werden vornehmlich im Arbeitspaket 4 (vgl. Kapitel 4.4.1) einbezogen.

4.3.1 Mechanische Eigenschaften

4.3.1.1 Druckfestigkeit

4.3.1.1.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Druckfestigkeit der hergestellten Baustellenbetone wurde nach DIN EN 12390-3 [63] an einer Universalprüfmaschine mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 0,6 MPa/s bestimmt. Dafür wurden auf den jeweiligen Baustellen im Zuge der Probenahme bei jeder Liefercharge bis zu zwölf Würfelprobekörper (Kantenlänge 150 mm) hergestellt, vgl. Kapitel 4.2.2. Die Proben wurden anschließend bis zum 28. Tag unter Wasser und danach in der Normklimakammer bei 20 °C und 65 % r. F. gelagert. Im Betonalter von 7, 28, 70 und 90 Tagen erfolgte die Druckfestigkeitsprüfung für jedes entsprechende Alter an bis zu drei Würfeln, wobei im Vorfeld der 28-Tage-Druckfestigkeit an den separat hergestellten Proben noch die indirekten Schnellprüfverfahren durchgeführt wurden (s. Kapitel 4.3.1.2 und Kapitel 4.3.3.2).

In Abbildung 27 sind die Druckfestigkeitsergebnisse der separat hergestellten Proben (SHP) aller untersuchten Baustellenbetone im Prüfalalter von 7, 28, 70 und 90 Tagen dargestellt. Erwartungsgemäß war eine Steigerung der Druckfestigkeit mit zunehmenden Betonalter zu verzeichnen. Dabei war beispielsweise auch der Effekt der Nacherhärtung bei den hochofenzementhaltigen Baustellenbetonen (z.B. B3, B4-II, B5, B6-I) zu beobachten. Im Anhang C sind die Druckfestigkeitsergebnisse aller Baustellenbetone zu finden.

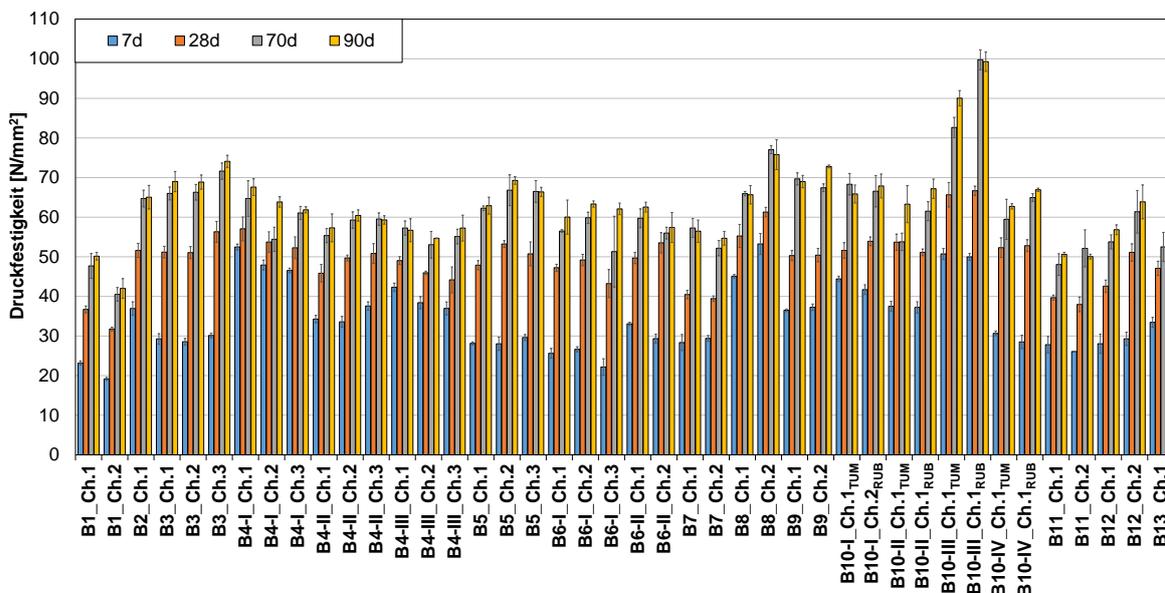


Abbildung 27: Ergebnisse der Druckfestigkeit im Betonalter von 7, 28, 70 und 90 Tagen, geprüft an SHP

Werden die Werte der untersuchten Prüfserien aus Abbildung 27 nach einem entsprechenden Zeitdiagramm dargestellt, so ergeben sich zeitliche Verläufe für die Druckfestigkeitsentwicklung. Demgemäß wird in Abbildung 28 exemplarisch für B4-II die zeitliche Druckfestigkeitsentwicklung bis zu 90 Tagen veranschaulicht, bei der sich ebenso ein plausibler Zusammenhang abzeichnet. Darüber hinaus ist bei den drei unterschiedlichen Chargen erkennbar, dass die Druckfestigkeitsentwicklung überwiegend in der gleichen Größenordnung liegen.

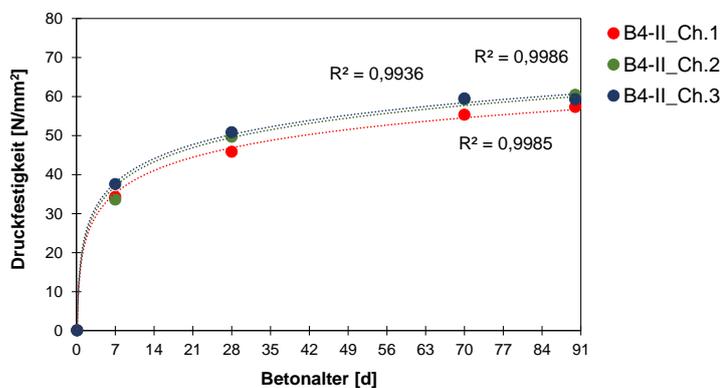


Abbildung 28: Entwicklung der Druckfestigkeit nach 90 Tagen, exemplarisch an B4-II (SHP) dargestellt

4.3.1.2 Rückprallhärte

4.3.1.2.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Als indirektes Prüfverfahren wurden Rückprallhammerprüfungen für die vorliegenden Untersuchungsreihen vorgenommen. Dieses Verfahren ermöglicht eine Abschätzungen der Betonfestigkeit durch die Messung der Rückprallhärte und trägt dazu bei, die Qualität des Betonbauwerks vor Ort schnell und einfach bewerten zu können. Durch die Anknüpfung dieses Verfahrens könnte nicht nur die Festigkeit des Betons beurteilt werden, sondern ggf. auch Rückschlüsse über dauerhaftigkeitsrelevante Parameter wie bspw. den Karbonatisierungswiderstand gezogen werden. Diesbezüglich sind jedoch noch weitere Forschungsarbeiten und Validierungen erforderlich.

Die Messung der Rückprallwerte erfolgte im Betonalter von 28 Tagen, welches unmittelbar an den separat hergestellten Proben vor der Druckfestigkeitsprüfung durchgeführt wurde (vgl. Kapitel 4.3.1.1). Der Aufwand dieses Prüfverfahrens beschränkt sich somit durch die sowieso herzustellenden Druckfestigkeitswürfeln auf ein vertretbares Maß für die Baustelle. Der Versuchsaufbau entsprach dabei der Vorgehensweise nach DAfStb-Vorhaben V487 [64]. Als Prüffläche diente eine beliebige Seitenfläche des Probekörpers, wobei die Einfüllseite des Würfels auszuschließen war. Es wurden insgesamt neun Messstellen auf die zu prüfenden Seitenfläche der Probe aufgetragen (s. Abbildung 29). Die Messung erfolgte nach [64] in einer Universalprüfmaschine, in der die Proben mit einer Einspannkraft zwischen 3,5 und 5 N/mm² eingespannt waren. Anhand der aufgebrachtten Messstellen konnten für jeden einzelnen Probekörper bis zu neun Rückprallwerte gemessen werden, aus denen schließlich der Median bestimmt wurde.

Im gleichen Zuge wurden Rückprallwerte auch an den jeweiligen Demonstrator-Bauteilen auf den Baustellen bestimmt. Dafür wurden ebenso auf einer gewählten Prüffläche am Bauteil bis zu neun Messpunkte mit dem Rückprallhammer geprüft und anschließend der Median gebildet. Während bei den Wänden und Pfeilern primär horizontale Messungen erfolgten, wurden bei den Platten vertikale bzw. nach unten gerichtete Messungen durchgeführt. Bei den vertikalen Messungen wurden die Rückprallwerte folglich mit einem Korrekturfaktor angesetzt.



Abbildung 29: Bestimmung der Rückprallwerte an separat hergestellten Proben, nach [64, 65]

4.3.1.2.2 Auswertung der Ergebnisse

Die Messungen der Rückprallwerte erfolgte lediglich an ausgewählten Baustellenbetonen. Die entsprechenden Ergebnisse sind in Abbildung 30 zusammen mit den korrespondierenden Druckfestigkeiten im Betonalter von 28 Tagen abgebildet.

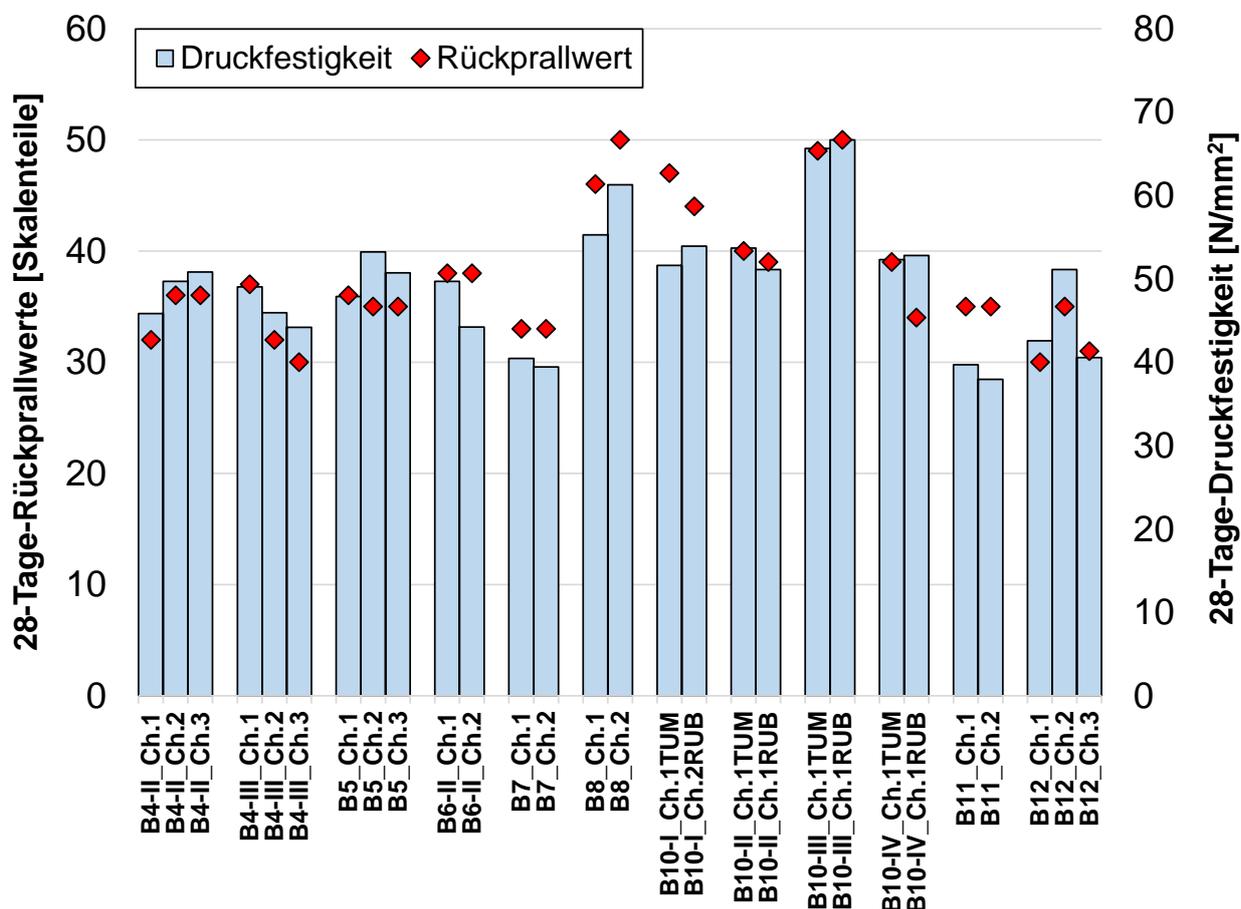


Abbildung 30: Darstellung der Rückprallwerte und der Druckfestigkeit nach 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Das Diagramm zeigt, dass die Unterschiede im Rückprallwert zwischen den einzelnen Chargen einer Betonrezeptur meist sehr gering sind. Zudem weisen Betonrezepturen höherer Druckfestigkeitsklassen tendenziell höhere Rückprallwerte auf. In 7 von 11 Fällen verlaufen die Unterschiede im Rückprallwert zwischen den Chargen einer Betonrezeptur tendenziell in die gleiche Richtung wie die Unterschiede in der Druckfestigkeit. Nur in 4 Fällen war dies nicht der Fall: B5, B6-II, B10-I und B10-IV.

4.3.1.3 E-Modul

4.3.1.3.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Ergänzend zur Untersuchung der mechanischen Betoneigenschaften wurde an einigen Baustellenbetonen der Elastizitätsmodul (E-Modul) nach 28 Tagen in Anlehnung an DIN EN 12390-13, Verfahren B [66] bestimmt. Für diese Prüfung kamen sowohl Zylinder (separat hergestellte Proben) als auch Bohrkerne (Bauteilproben) mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 200 mm zum Einsatz. Die separat hergestellten Proben wurden bis zu einem Alter von 28 Tagen unter Wasser gelagert, während die Bauteilproben im Alter von 3 Wochen aus den Demonstratoren entnommen, auf Länge gesägt, planparallel geschliffen und bis zur Prüfung in einer Normklimakammer bei 20 °C und 65 % r. F. gelagert wurden.

4.3.1.3.2 Auswertung der Ergebnisse

Der ermittelte E-Modul im Alter von 28 Tagen (an ausgewählten Chargen) ist in Abbildung 31 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen auf den ersten Blick, dass der E-Modul einer Betonrezeptur trotz verschiedener Chargen in einer vergleichbaren Größenordnung liegt. Ein etwas größerer Unterschied wurde bei der Baustelle B8 festgestellt, in der B8_Ch.2 einen um ca. 9 % höheren E-Modul gegenüber B8_Ch.1 aufwies. Dabei handelte es sich um zwei Chargen, die an zwei Terminen im Abstand von einer Woche betoniert wurden. Außerdem lag die 28-Tage-Druckfestigkeit von B8_Ch.2 um ca. 11 % höher als die von B8_Ch.1 (vgl. Abbildung 26). Im Allgemeinen sind die Elastizitätsmodulen der verschiedenen Chargen jedoch einheitlich, was auf eine gute Qualitätssicherung im Herstellungsprozess der Baustellenbetone hindeutet.

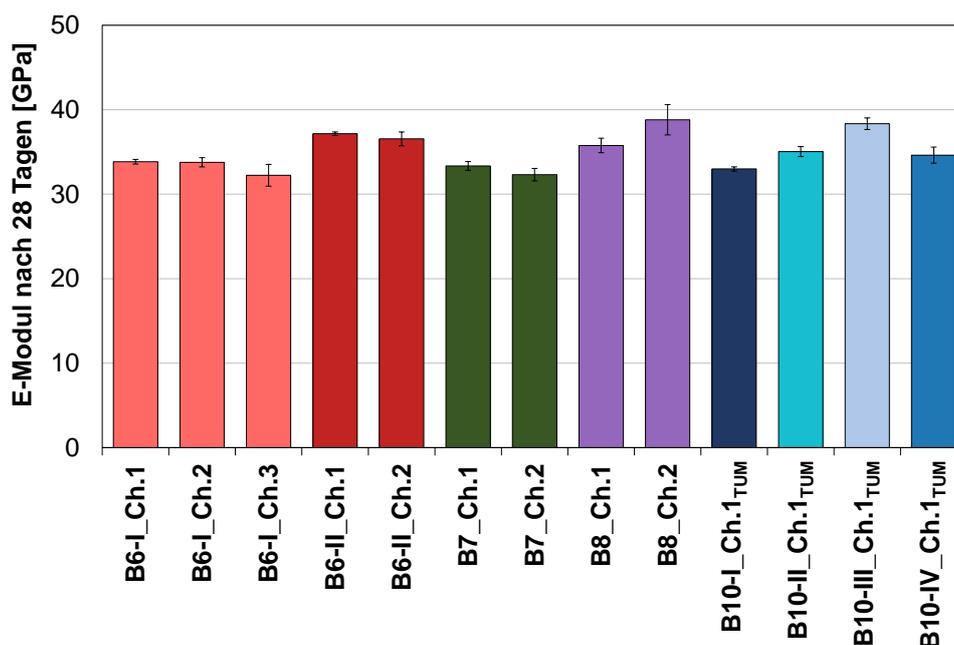


Abbildung 31: Ergebnisse des E-Moduls nach 28 Tagen, geprüft an separat hergestellten Proben

4.3.2 Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften für Expositionsklasse XC

4.3.2.1 Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen

4.3.2.1.1 Versuchsaufbau und Durchführung

In den vorliegenden Untersuchungsreihen für XC wurde der Karbonatisierungswiderstand der Baustellenbetone bei atmosphärischer bzw. natürlicher CO₂-Konzentration in Anlehnung an DIN EN 12390-10 [33] ermittelt. Dafür wurden bei jeder hergestellten Betoncharge (für XC) bis zu zwei Betonprismen mit den Abmessungen 100×100×500 mm³ hergestellt, nach einem Tag ausgeschalt und anschließend bis zum 28. Tag unter Wasser gelagert. Im Anschluss konnten die Proben nach [33] wahlweise in einer Standardklimakammer (20 °C und 65 % r. F.) unter natürlicher CO₂-Konzentration (0,05 Vol.-%) eingelagert oder im Freien (vor Regen geschützt) ausgesetzt werden. Bei allen Baustellenbetonen erfolgte die Lagerung in der Standardklimakammer (s. Abbildung 32, links), lediglich bei der Baustelle B6-I erfolgte die Lagerung im Freien.

Der Karbonatisierungsfortschritt wurde daraufhin konventionell mittels Sprühtest und einer Indikatorlösung (Phenolphthalein) in einem Prüfintervall von 3 Monaten, 6 Monaten und 12 Monate bestimmt, wobei abweichend zur DIN EN 12390-10 [33] auch bei einem Prüfzeitpunkt von 9 Monaten gemessen wurde. Vor der Lagerung erfolgte noch eine Nullmessung (Messung am Tag null) bei allen Proben.

Zu jedem Prüfzeitpunkt wurde eine etwa 50 mm dicke Scheibe des Betonprismas abgespalten und die Karbonatisierungstiefe an mindestens fünf Stellen pro Kantenlänge gemessen, woraufhin das verbliebene Betonprisma für die nächsten Prüfintervalle zurückgelegt wurde. Aus zwei Prismen wurde schließlich das arithmetische Mittel der Karbonatisierungstiefe für einen entsprechenden Prüfzeitpunkt gebildet. In Abbildung 32 (rechts) ist exemplarisch die Karbonatisierung der Proben über die komplette Prüfzeit veranschaulicht.

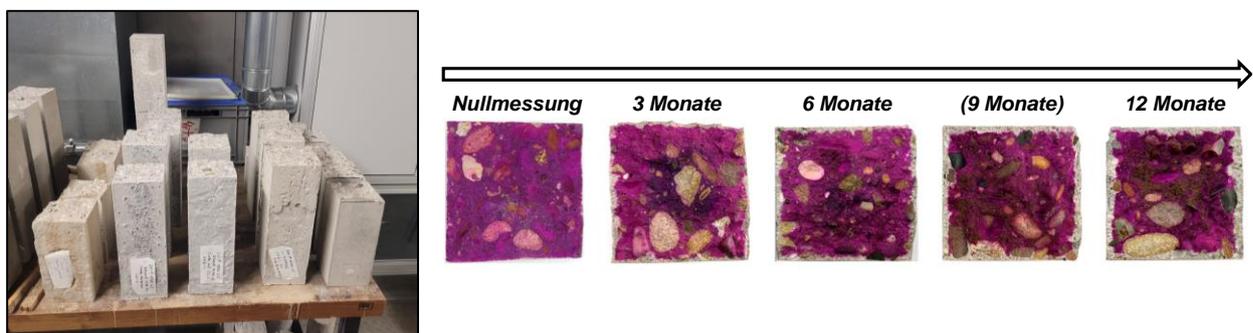


Abbildung 32: Lagerung von Proben unter natürlicher CO₂-Konzentration (links) und exemplarisch gemessene Karbonatisierungstiefen über 12 Monate (rechts)

Die Feuchtigkeit, Temperatur und CO₂-Konzentration wurden in den Standardklimakammern stichprobenartig gemessen und kontrolliert. Abbildung 33 zeigt exemplarisch eine über lange Zeit durchgeführte Kontrollmessung in der Klimakammer der Forschungseinrichtung 2 zwischen dem 21.07.2021 und dem 10.08.2021 (vor Projektanfang). Weitere Messungen wurden nur stichprobenartig über 1 oder 2 Tagen durchgeführt. Die relative Luftfeuchte konnte letztendlich an beiden Instituten überwiegend zwischen 60 und 70 % und die Temperatur zwischen 19 und 21 °C gehalten werden. Die CO₂-Konzentration konnte in den Klimakammern nicht geregelt werden, diese bewegte sich i.d.R. zwischen 430 und 560 ppm bzw. 0,043 und 0,056 Vol.-% an beiden Instituten.

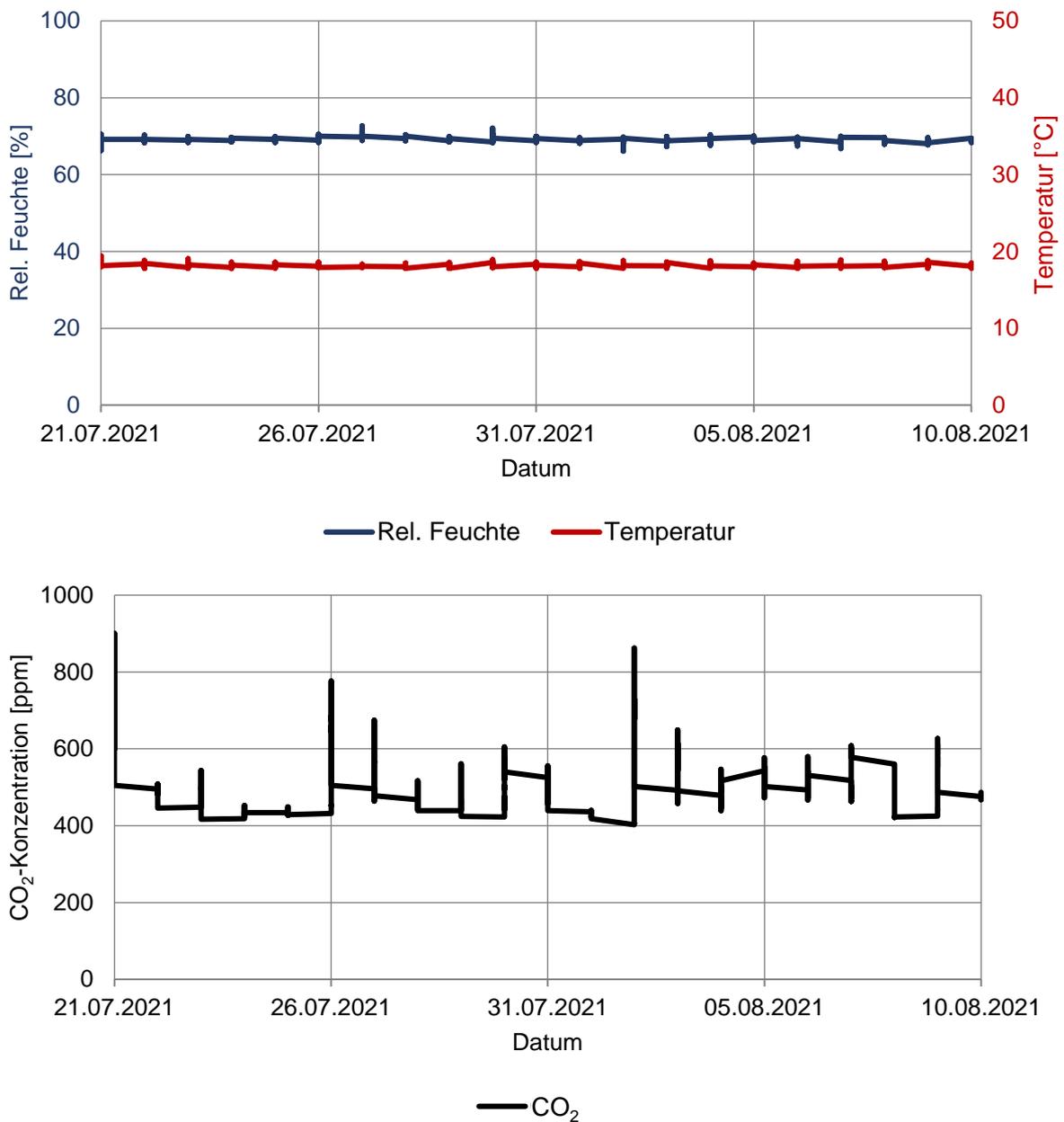


Abbildung 33: Kontrollmessung der relativen Feuchte bzw. Temperatur (oben) und CO₂-Konzentration (unten) in der Klimakammer der Forschungseinrichtung 2

4.3.2.1.2 Auswertung der Ergebnisse

Die Ergebnisse der gemessenen Karbonisierungstiefen unter natürlichen CO₂-Bedingungen (0,05 Vol.-% CO₂) sind in Abbildung 34 dargestellt und entsprechend der Baustellenreihenfolge und der jeweiligen Charge angeordnet. Die Karbonisierungstiefen auf den Baustellen B9 und B13 konnten aus projektzeittechnischen Gründen nicht bis zum 12. Monat erfasst werden.

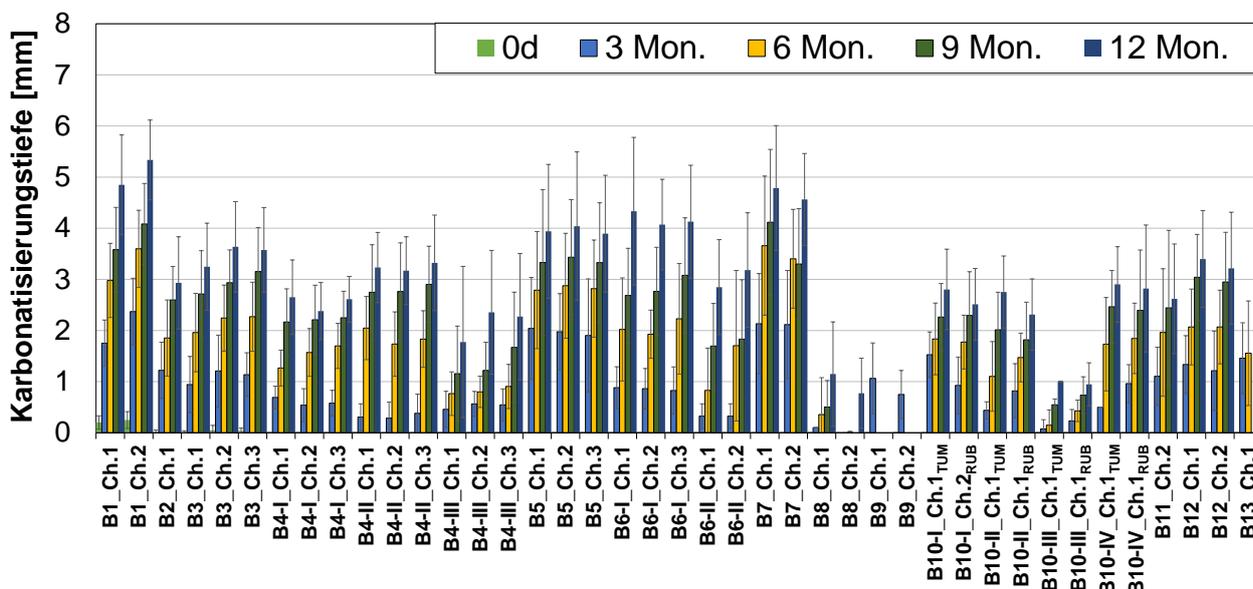


Abbildung 34: Darstellung der gemessenen Karbonisierungstiefen unter natürlichen CO₂-Bedingungen (0,05 Vol.-%) nach 0 Tagen, 3 Monaten, 6 Monaten, 9 Monaten und 12 Monaten, geprüft an den separat hergestellten Proben

Bei Betrachtung der Ergebnisse ist erwartungsgemäß zu beobachten, dass die Karbonisierungstiefe bei allen Betonen und unabhängig des Bindemitteltyps mit zunehmenden Alter steigen. Die höchsten Karbonisierungstiefen lassen sich bei den hochofenzementhaltigen Betonen (bspw. B1, B3, B4-II, B6-1) zu jedem Prüfzeitpunkt verzeichnen, während die Betone mit Portlandzement (B4-III) oder Kalksteinanteil (B4-I, B8) vergleichsweise geringere Karbonisierungstiefen aufweisen. Ferner ist festzuhalten, dass nahezu alle untersuchten Baustellenbetone nach 12 Monaten eine kleinere Karbonisierungstiefe als 5 mm aufweisen. Nach DIN EN 12390-10 [33] sollte die Prüfdauer entsprechend auf zwei Jahre verlängert werden, wenn die gemessene Karbonisierungstiefe in einem Jahr weniger als 5 mm beträgt. Aus projektzeittechnischen Gründen wurde jedoch keine Verlängerung der Prüfzeit in Betracht gezogen.

Um nun den Karbonisierungswiderstand (unter natürlichen Bedingungen) der einzelnen Baustellenbetone zu bestimmen, wurde die Karbonisierungsrate bzw. -geschwindigkeit mittels der gemessenen Eindringtiefen und dem Wurzel-Zeit-Gesetz ermittelt. In Abbildung 35 wird die Bestimmung an zwei beispielhaften Baustellenbetonen veranschaulicht.

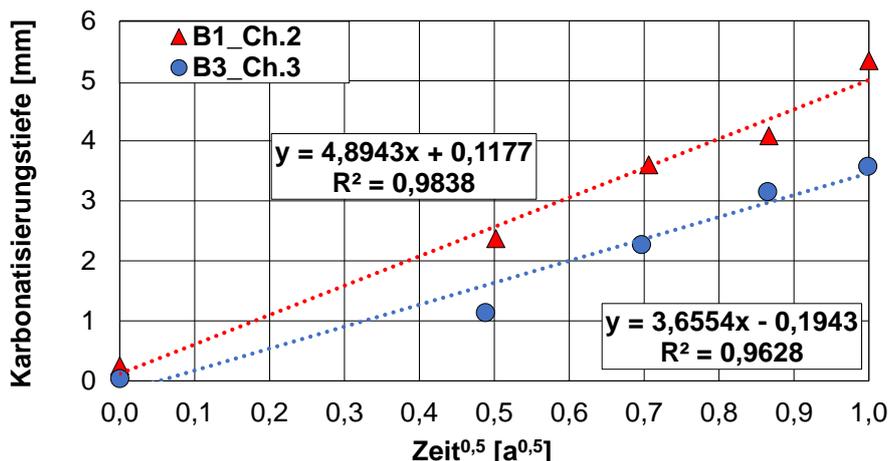


Abbildung 35: Ermittlung der Karbonatisierungsrate K_c (unter natürlichen Bedingungen) mittels Wurzel-Zeit-Gesetz

Die ermittelte Karbonatisierungsgeschwindigkeit (unter natürlichen Bedingungen) für jeden untersuchten Baustellenbeton, einschließlich der jeweiligen Charge, ist in Abbildung 36 dargestellt. Bei ganzheitlicher Betrachtung der dargestellten Ergebnisse wird ersichtlich, dass trotz unterschiedlicher Chargen die Karbonatisierungsrate der jeweiligen Baustellenbetone in einer vergleichbaren Größenordnung liegen. Dies deutet somit auf eine geringe Streuung des Karbonatisierungswiderstands und damit einhergehend wiederum auf eine gleichmäßig sichergestellte Qualität der einzelnen Baustellenbetone hin. Hinsichtlich der Vergleichsuntersuchungen bei der Baustelle B10 kann auch beobachtet werden, dass die erzielten Ergebnisse zwischen beiden Forschungseinrichtungen miteinander übereinstimmen.

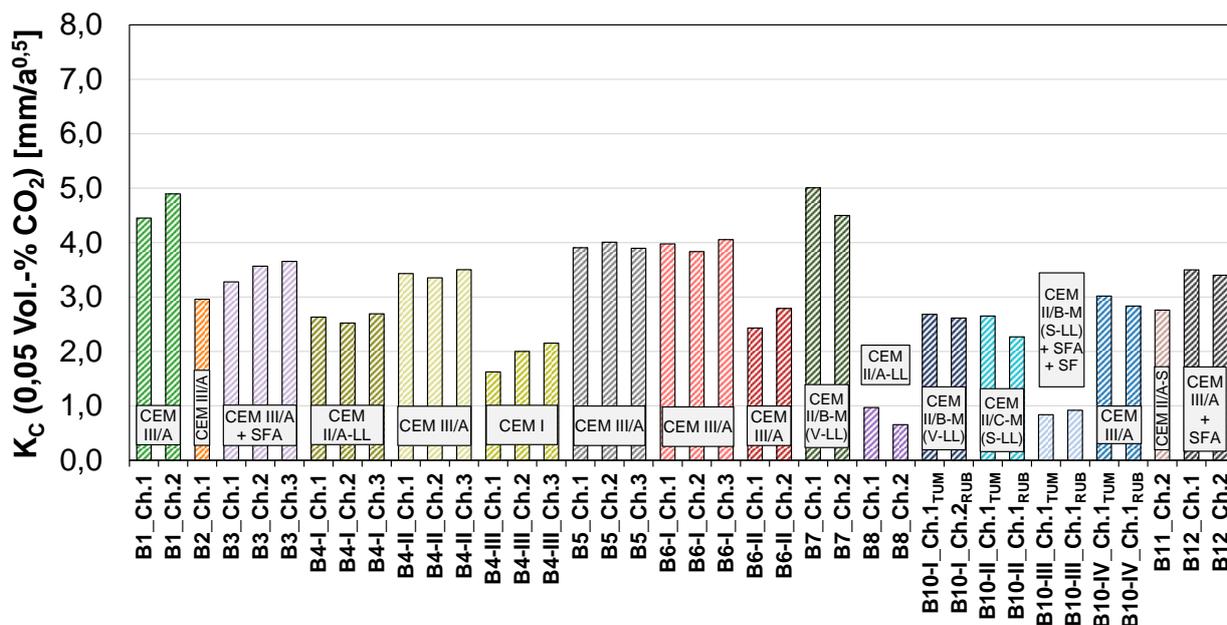


Abbildung 36: Karbonatisierungsrate K_c unter natürlichen CO_2 -Bedingungen (0,05 Vol.-%), geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten

Beim Vergleich der verschiedenen untersuchten Betonsorten lässt sich auch der Einfluss der Zementart beobachten. Tendenziell nimmt die Karbonatisierungsrate mit klinkerärmeren Zementarten zu, was auf einen schwächeren Karbonatisierungswiderstand hindeutet. Betone mit CEM III/A (z.B. B4-II, B5, B6-I) weisen demnach im Vergleich zu Betonen mit CEM I (B4-III) oder CEM I/A-LL (B4-I) eine höhere Karbonatisierungsrate bzw. einen geringeren Karbonatisierungswiderstand auf.

Um die Präzision der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter natürlichen Bedingungen (0,05 Vol.-%) zu bewerten, wurden die Variationskoeffizienten der Karbonatisierungstiefen nach 3, 6, 9 und 12 Monaten dargestellt, s. Abbildung 37. Nach GREVE-DIERFELD [26] beträgt der Variationskoeffizient von Karbonatisierungsmessungen (unter natürlichen Bedingungen) bei Karbonatisierungstiefen über 5 mm etwa 20 bis 25 %, während Messungen unterhalb dieses Wertes eine höhere Variabilität und damit eine geringere Präzision aufweisen.

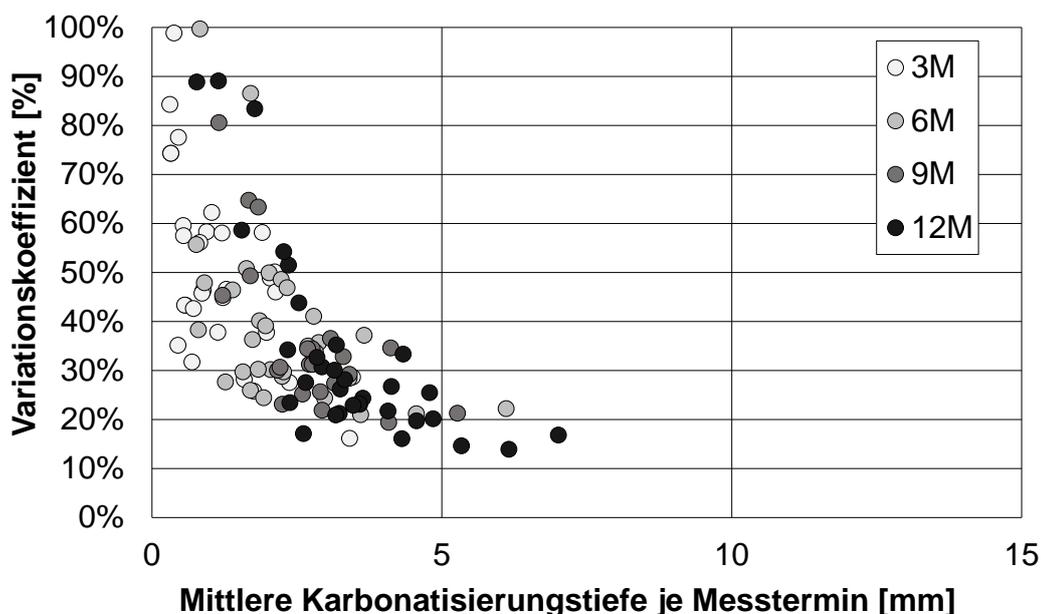


Abbildung 37: Variationskoeffizienten der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter natürlichen Bedingungen (0,05 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben

Durch Abbildung 37 wird ersichtlich, dass die Messungen an den geprüften Proben an allen Prüfterminen (3, 6, 9 und 12 Monate) überwiegend unter 5 mm liegen und diese somit einer hohen Variabilität bzw. geringen Präzision unterliegen. Um die Präzision zu erhöhen, wären noch längere Prüfzeiten (mehr als ein Jahr) notwendig, bis die Karbonatisierungstiefe im Mittel mehr als 5 mm beträgt. Aus diesem Grund wäre das Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen Bedingungen nicht für die Annahmeproofungen auf der Baustelle geeignet, zumal damit auch sehr lange Prüfzeiten verbunden sind.

4.3.2.2 Karbonatisierung unter beschleunigten Bedingungen

4.3.2.2.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Da das Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen Bedingungen eine sehr lange Prüfdauer von mindestens einem Jahr umfasst, für eine Annahmeprüfung auf der Baustelle jedoch schnelle Ergebnisse vorliegen müssen, wurde zusätzlich das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren nach DIN EN 12390-12 [35] durchgeführt. Hierbei könnte das kürzlich im Jahr 2020 erschienene Schnellkarbonatisierungsverfahren, welches eine Prüfdauer von 70 Tagen bei erhöhter CO₂-Konzentration (3,0 Vol.-%) aufweist, einen für die Baustelle etwas praxisingerechteren Ansatz darstellen. Es ist allerdings erforderlich, vorab einen Zusammenhang zwischen den beiden Methoden zu ermitteln, um das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren als Alternative zum natürlichen Karbonatisierungsverfahren für die Baustelle vorschlagen zu können.

Die Vorgehensweise erfolgte ähnlich wie zum natürlichen Karbonatisierungsverfahren (vgl. Kapitel 4.3.2.1) an zwei Betonprismen, wobei beim beschleunigten Karbonatisierungsverfahren die Vorlagerung bis zu 42 Tage betrug (nach der 28-tägigen Wasserlagerung zusätzlich mit einer 14-tägigen Lagerung bei 20 °C und 65 % r.F. beaufschlagt). Nach der Vorlagerung wurden die Proben dann in einer speziellen CO₂-Kammer mit bis zu 3,0 Vol.-% CO₂-Konzentration eingelagert (s. Abbildung 38, links). Beim beschleunigten Karbonatisierungsverfahren wurden daraufhin die Eindringtiefen nach 7, 28 und 70 Tagen mittels Indikatorsprühtest gemessen.

In Abbildung 38 (rechts) ist exemplarisch die Karbonatisierung der Proben (unter beschleunigten Bedingungen) über die komplette Prüfzeit veranschaulicht.



Abbildung 38: Lagerung von Proben (sowohl Prismen als auch Bauteilproben) in der CO₂-Kammer unter beschleunigten Bedingungen (3,0 Vol.-% CO₂) (links) und exemplarisch gemessene Karbonatisierungstiefen über 70 Tage (rechts)

In den CO₂-Schränken konnte die Feuchtigkeit, die Temperatur sowie die CO₂-Konzentration reguliert werden. Diese wurden während der Prüfzeit bzw. des Betriebs auch gemessen und kontrolliert. Abbildung 39 zeigt beispielhaft eine Kontrollmessung im CO₂-Schrank. Insgesamt konnte die relative Luftfeuchtigkeit in beiden Instituten überwiegend zwischen 55 und 59 % und die Temperatur zwischen 19 und 21 °C gehalten werden. Die CO₂-Konzentration konnte an beiden Instituten überwiegend zwischen 2,8 und 3,2 % gehalten werden.

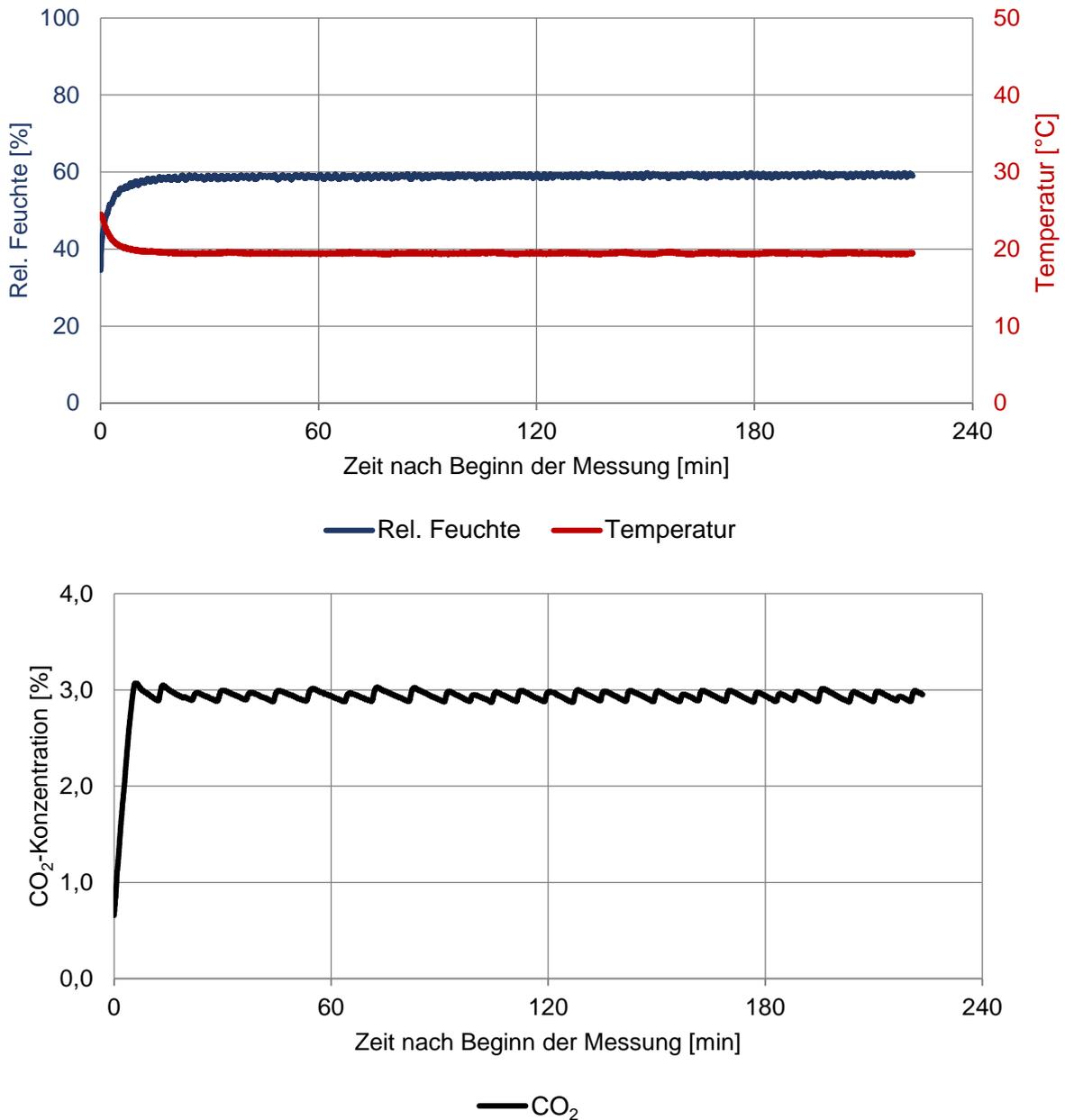


Abbildung 39: Kontrollmessung der relativen Feuchte bzw. Temperatur (oben) und CO₂-Konzentration (unten) des CO₂-Schrankes der Forschungseinrichtung 2

4.3.2.2 Auswertung der Ergebnisse

Die Ergebnisse der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter beschleunigten CO₂-Bedingungen (3,0 Vol.-%) sind in Abbildung 40 dargestellt und entsprechend der Baustellenreihenfolge und der jeweiligen Liefercharge angeordnet. Bei Betrachtung der Ergebnisse ist erwartungsgemäß zu beobachten, dass die Karbonatisierungstiefe bei allen Betonen und unabhängig des Bindemitteltyps mit zunehmenden Alter steigen. Die höchsten Karbonatisierungstiefen zu jedem Prüfzeitpunkt lassen sich erwartungsgemäß bei den hochofenzementhaltigen Betonen (bspw. B4-II, B5, B6-I, B12) verzeichnen.

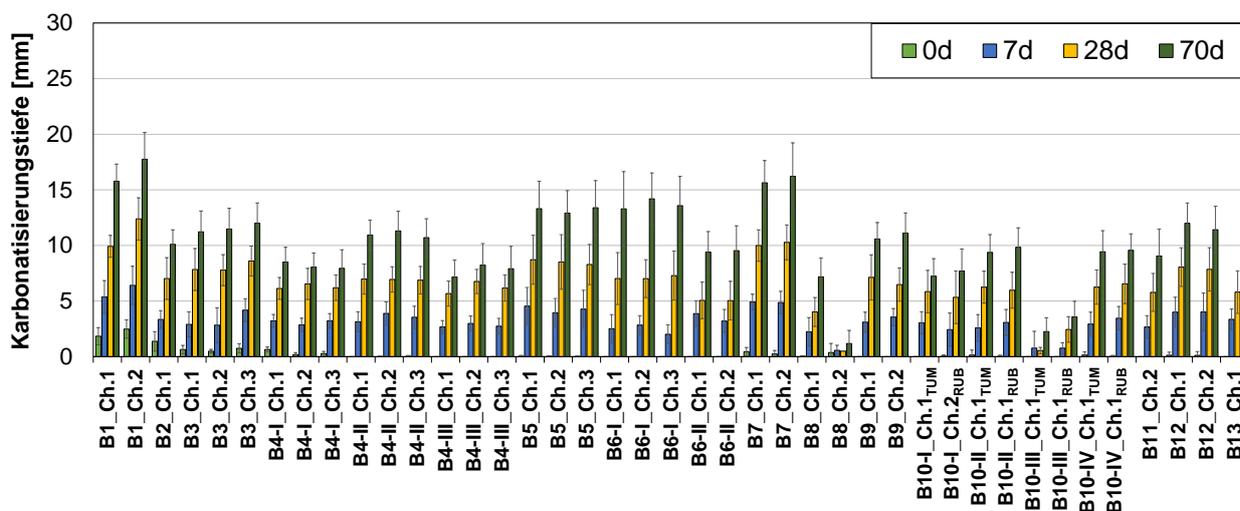


Abbildung 40: Darstellung der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter beschleunigten CO₂-Bedingungen (3,0 Vol.-%) nach 0, 7, 28 und 70 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Um ebenfalls den Karbonatisierungswiderstand der einzelnen Baustellenbetone unter beschleunigten CO₂-Bedingungen zu bestimmen, wurden die Karbonatisierungsraten mittels der gemessenen Eindringtiefen und dem Wurzel-Zeit-Gesetz bestimmt. In Abbildung 41 wird die Bestimmung der Karbonatisierungsrate an zwei beispielhaften Baustellenbetonen dargelegt.

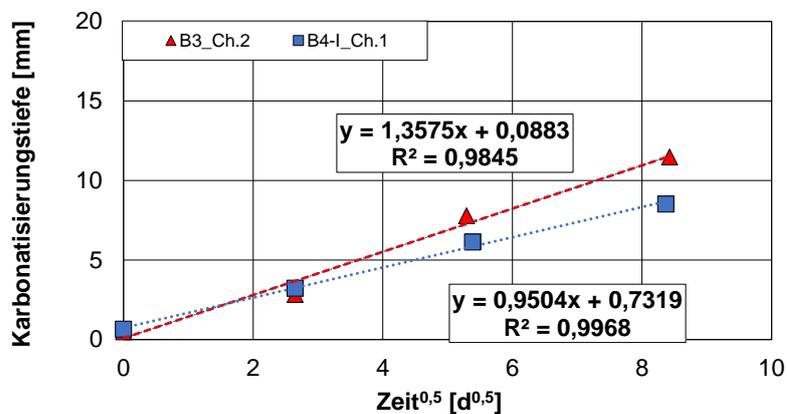


Abbildung 41: Ermittlung der Karbonatisierungsrate K_{ac} mittels Wurzel-Zeit-Gesetz

Die ermittelte Karbonatisierungsgeschwindigkeit (unter beschleunigten Bedingungen) für jeden untersuchten Baustellenbeton (mit Angabe der jeweiligen Zementart) ist in Abbildung 42 dargestellt. Eine Gesamtbetrachtung der erzielten Ergebnisse zeigt, dass trotz unterschiedlicher Chargen die Karbonatisierungsrate der jeweiligen Baustellenbetone in einer vergleichbaren Größenordnung liegen. Dies deutet wiederum auf eine geringe Streuung des Karbonatisierungswiderstands und damit einhergehend auf eine gleichmäßig sichergestellte Qualität der einzelnen Baustellenbetone hin. In Bezug auf die Vergleichstests für die Baustelle B10 lässt sich ebenfalls feststellen, dass die Ergebnisse der beiden Forschungseinrichtungen ziemlich nahe beieinander liegen. Eine Ausnahme ist der Baustellenbeton B10-III, dessen Dichtigkeit und geringe Karbonatisierungstiefe bekanntlich zu einer geringeren Präzision führt.

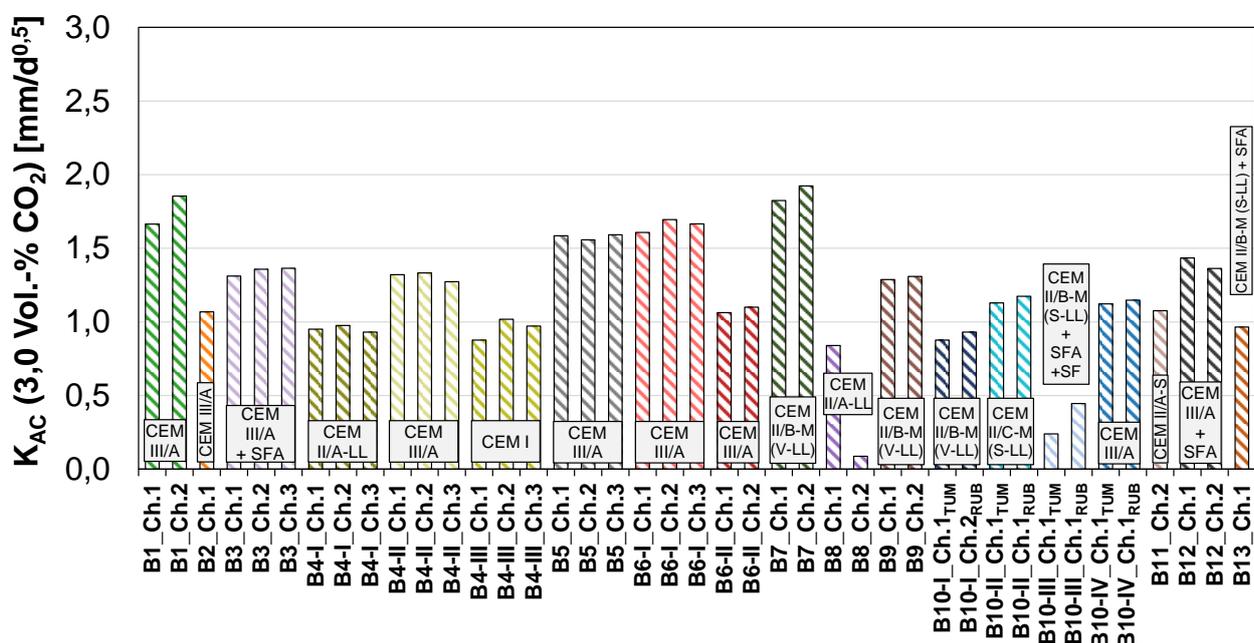


Abbildung 42: Karbonatisierungsrate K_{ac} unter beschleunigten CO_2 -Bedingungen (3,0 Vol.-%), geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten

Auffällig ist ein Wert ($K_{ac} = 0,09 \text{ mm/d}^{0,5}$) eines Betons mit CEM II/A-LL bei einem w/z-Wert von 0,44. Hierbei handelt es sich um die Charge 2 von der Baustelle B8. Diese Charge weist im Vergleich zur Charge 1 ($K_{ac} = 0,84 \text{ mm/d}^{0,5}$) eine wesentlich geringere Karbonatisierungsrate auf. Bemerkenswert ist, dass die Charge 2 auch eine deutlich höhere Druckfestigkeit und einen höheren E-Modul aufwies als die Charge 1. Die Chargen stammen aus zwei unterschiedlichen Betonierarten.

Bis auf diese Auffälligkeit, zeigt Abbildung 42 einen ähnlichen Einfluss der Zementsorte wie bei der Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen (vgl. Abbildung 36). Betone, mit reinem Port-

landzement (CEM I) hergestellt, weisen generell einen hohen Anteil an Ca(OH)_2 auf und ermöglichen somit – trotz einer hohen Porosität – relativ geringe Karbonatisierungstiefen [67]. Entscheidend für die Karbonatisierungstiefe ist dabei der C_3S -Gehalt des Zements. Für hochofenzementhaltige Betone ergibt sich aufgrund dessen Reaktionsart (Verbrauch von Ca(OH)_2) folglich ein niedriger Karbonatisierungswiderstand [30].

Um die Präzision der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter beschleunigten Bedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) zu bewerten, wurden die Variationskoeffizienten der mittleren Karbonatisierungstiefen in Abbildung 43 gegenübergestellt.

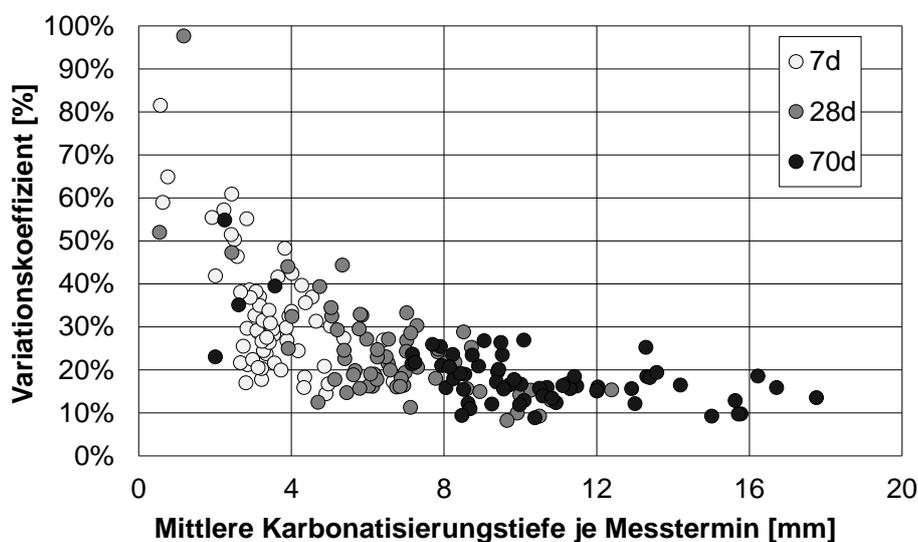


Abbildung 43: Variationskoeffizienten der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter beschleunigten Bedingungen (3,0 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben

Durch Abbildung 43 wird deutlich, dass die Messungen nach 7 Tagen an den untersuchten Proben überwiegend unter 5 mm liegen und diese somit eine hohe Variabilität bzw. eine geringe Präzision aufweisen. Erst durch die späteren Prüfzeitpunkte von 28 und 70 Tagen wurden bei den untersuchten Baustellenbetonen mehr als 6 mm Karbonatisierungstiefen gemessen. Dabei weisen die höheren Messtiefen entsprechende Variationskoeffizienten von rd. 30 % oder weniger auf.

Vor diesem Hintergrund ist das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren für Annahmeprüfungen auf der Baustelle besser geeignet als das Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen Bedingungen, solange die Karbonatisierungstiefe am letzten Messtermin mehr als 6 mm beträgt. Der Gesamtaufwand inkl. Vorlagerung und Prüfzeit beträgt dabei rd. 4 Monate und ist letztendlich wesentlich geringer als das Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen Bedingungen mit einer Prüfzeit von mindestens einem Jahr.

4.3.3 Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften für Expositions-klasse XD

4.3.3.1 Chloridmigration

4.3.3.1.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Prüfung des Widerstandes von Beton gegenüber Chlorideindringen (XD) erfolgte mit dem „Rapid Chloride Migration Test“ (RCM-Test) nach BAW-MERKBLATT MDCC [40]. Der Versuchsaufbau zum RCM-Test ist Abbildung 44 (links) zu entnehmen. Die Prüfung selbst kann zwischen 6 Stunden und 7 Tage dauern und wird i.d.R. an wassergesättigten Betonzylinderproben (Höhe = 50 mm, Durchmesser = 100 mm) im Alter von 28 Tagen durchgeführt.

Nach Beendigung des RCM-Tests wurden die zylindrischen Proben aus den Migrationszellen ausgebaut und parallel zur Richtung des Chlorideintrags aufgespalten. Daraufhin wurden die frischen Bruchflächen des Betons mit entsprechenden Indikatorlösungen (u.a. Silbernitrat) besprüht. Infolge der Indikatorbehandlung zeichnete sich der Bereich, in den Chloride eingedrungen waren, durch eine deutlich hellere Färbung ab, s. Abbildung 44 (rechts). Anhand der visuell erkennbaren Migrationsfront wurde daraufhin die Eindringtiefe je Probenhälfte an 9 Stellen gemessen. Aus den Prüfparametern und gemittelten Chlorideindringtiefen konnte schließlich nach [40] der Chloridmigrationskoeffizient (D_{RCM}) als Maß für den Chlorideindringwiderstand der Betone berechnet werden.

Für die Prüfungen an den Bauteilproben wurden die zylindrischen Prüfkörper grundsätzlich aus den äußeren Randbereichen mit der jeweils am Demonstrator erfolgten Nachbehandlungsdauer präpariert, vgl. Kapitel 4.2.3. Demgegenüber wurden zusätzlich auch Prüfkörper aus dem inneren Kernbereich der Bohrkerne gewonnen, um diese weitgehend ohne Einfluss der Randzone bzw. erfolgter Nachbehandlung am Bauteil vergleichend mit den separat hergestellten Proben beurteilen zu können. Die Bohrkerne wurden unmittelbar nach der Entnahme bis zur Prüfung unter Wasser gelagert.

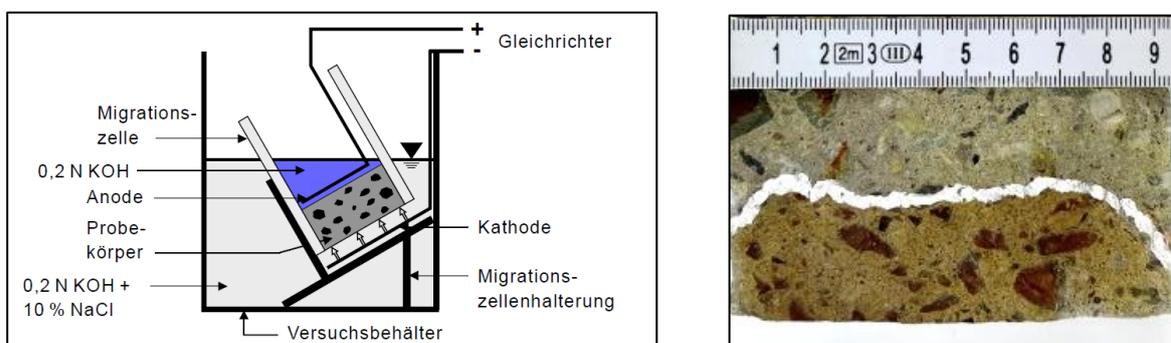


Abbildung 44: Schematischer Versuchsaufbau des RCM-Tests (links) [40] und Messung der Chlorideindringtiefe einer besprühten Probe (rechts)

4.3.3.1.2 Auswertung der Ergebnisse

Die ermittelten 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten aller untersuchten Baustellenbetone (für XD) sind in Abbildung 45 dargestellt. Dabei sind die einzelnen Baustellenbetone mit den verwendeten Zementsorten angegeben und nach den jeweiligen Lieferchargen angeordnet.

In der Gesamtansicht wird ersichtlich, dass die Unterschiede zwischen den einzelnen Chargen einer Betonrezeptur relativ gering sind, ähnlich wie bei den Ergebnissen der Druckfestigkeits- und Karbonatisierungsprüfungen. Trotz unterschiedlicher Chargen liegen die 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten der jeweiligen Baustellenbetone in einer vergleichbaren Größenordnung. Die größte Abweichung wurde bei B12 (Ch.1 und Ch.3 mit rd. 23 %) und B6-I (Ch.1 und Ch.3 mit rd. 23 %) festgestellt, und die geringste Abweichung bei B2 (Ch.1 und Ch.2 mit rd. 4 %). Bei der Baustelle B10 wurden die Serien in beiden Prüfinstituten geprüft. Hierbei wurde der größte Unterschied bei B10-III (beide Forschungseinrichtungen mit der gleichen Charge, 47 %) und der geringste Unterschied bei B10-I (13 %, jedoch aus zwei verschiedenen Chargen) festgestellt.

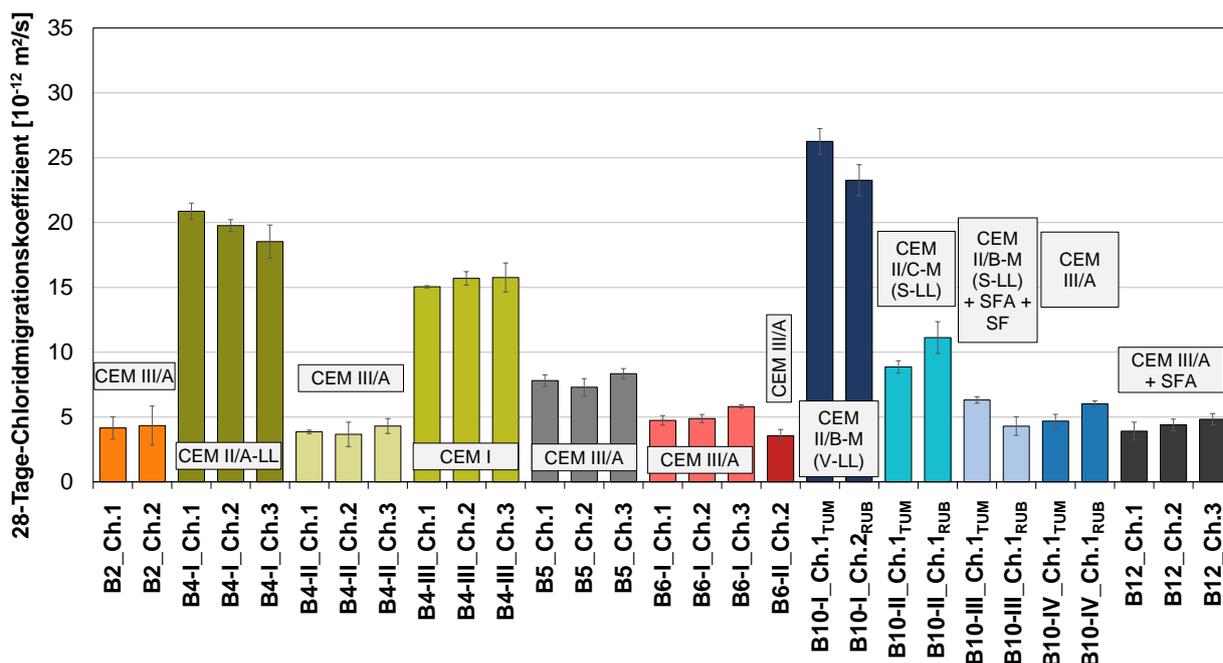


Abbildung 45: Chloridmigrationskoeffizient (D_{RCM}) im Alter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten

Im Rahmen der Ergebnisauswertung der untersuchten Baustellenbetone zeigt sich zudem, dass die ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten in Abhängigkeit von der Art des Bindemittels erheblich variieren können. Wie aus den dargelegten Ergebnissen zu entnehmen ist, lassen sich insbesondere bei den hochofenzementhaltigen Betonen (CEM III/A) die geringsten Chloridmigrationskoeffizienten und damit die höchsten Eindringwiderstände beobachten. Dies ist wegen der

dichten Gefügebildung und des hohen Chloridbindungsvermögens als Resultat der latent-hydraulischen Reaktion des Bindemittels zurückzuführen [68]. Dabei liegen die gemessenen Chloridmigrationskoeffizienten in einer Größenordnung zwischen $4,0 \cdot 10^{-12}$ und $8,0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, wobei ein wesentlicher Größenunterschied zwischen w/z-Werten von 0,45 und 0,50 nicht direkt erkennbar ist. Die Ergebnisse decken sich mit den Erfahrungswerten aus der Literatur ab, vgl. [69–71].

Im Gegensatz dazu wiesen die CEM I- und CEM II/A-LL-Betone (w/z = 0,49) unter anderem die größten D_{RCM} -Werte mit rd. $15,0 \cdot 10^{-12}$ bis $21,0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ auf, was mit der hohen Porosität und dem geringen Chloridbindungsvermögen dieser Betone begründet werden kann [27]. Bei den Zementsorten mit mehreren Hauptbestandteilen (CEM II/B-M (S-LL) und CEM II/C-M (S-LL)) zeigte sich ein positiver Effekt zum Eindringwiderstand, wenn anteilig Hüttensand vorhanden war. Demgegenüber wies der Baustellenbeton B10-I mit CEM II/B-M (V-LL) einen besonders hohen Chloridmigrationskoeffizienten von mehr als $25,0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ auf.

Um die Präzision der ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten zu bewerten, wurden die Variationskoeffizienten der jeweiligen Serien gegenübergestellt, vgl. Abbildung 46. Laut BAW-MERKBLATT MDCC [40] wird für die RCM-Prüfung eine Wiederholpräzision von 11 % und eine Vergleichspräzision von 20 % (berechnet als 90%-Quantil der Wiederholpräzision) angegeben. Der Median der bestimmten Variationskoeffizienten aller geprüften Prüfserien betrug 6,9 % und das 90%-Quantil 17,5 %, was in Einklang mit den Angaben in [40] steht. Auf Abbildung 46 ist jedoch zu sehen, dass bei D_{RCM} -Werten kleiner als $5,0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ aufgrund der geringeren und anfälligeren Messtiefen die Variationskoeffizienten größer werden können (z.T. größer als 20 %).

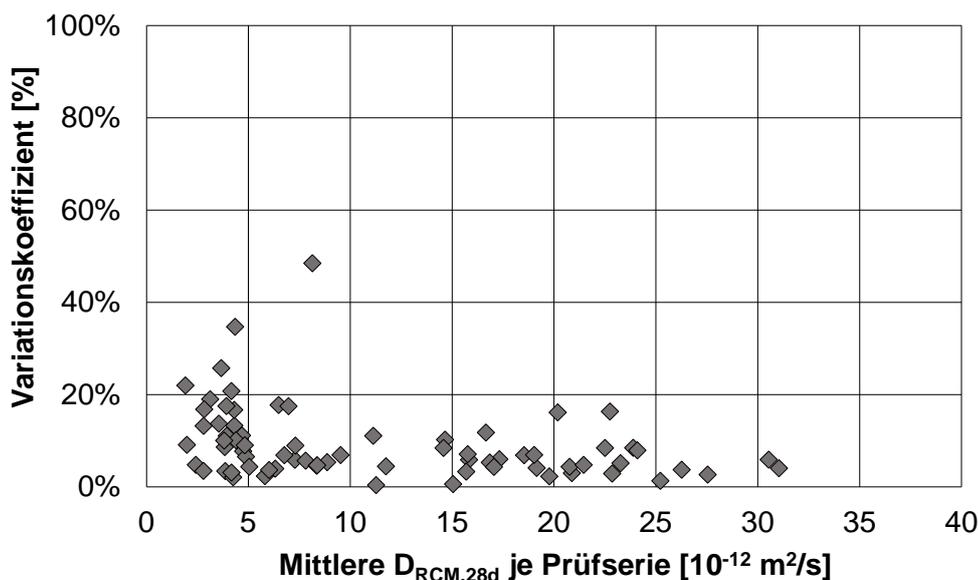


Abbildung 46: Variationskoeffizienten der gemessenen 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten, geprüft an den separat hergestellten Proben

4.3.3.2 Spezifischer Elektrolytwiderstand

4.3.3.2.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Der spezifische Elektrolytwiderstand von Beton kann als indirekter Indikator für den Chlorideindringwiderstand herangezogen werden (vgl. Kapitel 2.3). Grundsätzlich können zur Ermittlung des spezifischen Elektrolytwiderstands neben der Wenner-Sonde auch andere Messmethoden (Zwei-Elektroden-Methode (TER) usw.) verwendet werden.

In den vorliegenden Untersuchungen wurden die Messungen grundsätzlich an den Würfelprobekörpern (150 mm Kantenlänge), die gleichzeitig für den Nachweis der Betondruckfestigkeit bestimmt waren, durchgeführt. Dies bedeutete zugleich, dass für dieses Verfahren keine eigenen Betonproben auf der Baustelle hergestellt werden mussten, wodurch sich der Herstellungsaufwand im Rahmen einer Annahmeprüfung in einem vertretbaren Maß befand. Die hergestellten Proben wurden dann bis zum jeweiligen Prüftermin in einem temperierten, chloridfreien Wasserbad (rd. 20 °C) gelagert. Im Prüftermin von 7 und 28 Tagen wurden die Probekörper aus dem Wasser entnommen und die Messungen mit der Wenner-Sonde durchgeführt. An jedem Würfel wurden die vier Seitenflächen jeweils viermal diagonal gemessen, sodass insgesamt 16 Messwerte pro Würfel vorlagen, die anschließend gemittelt wurden (s. Abbildung 47, links) [7].

Im gleichen Zuge wurden die Demonstrator-Bauteile auch unter möglichst vergleichbaren Sättigungsbedingungen gemessen. Dafür wurden die Betonoberflächen im Vorfeld gründlich für mehreren Stunden befeuchtet. Es wurden dann Messungen in regelmäßigen Zeitabständen an der gleichen Stelle wiederholt, bis konstante Messwerte mit der Wenner-Sonde erreicht wurden. Zwischen den Messungen wurden die Prüfflächen der Demonstratoren weiterhin befeuchtet.

An ausgewählten Serien wurde außerdem der spezifische Elektrolytwiderstand nach der Zwei-Elektroden-Methode gemessen, dieses Verfahren wird in der Regel an Zylinderproben unmittelbar vor Beginn einer RCM-Prüfung (vgl. Kapitel 4.3.3.1) durchgeführt, s. Abbildung 47 (rechts).

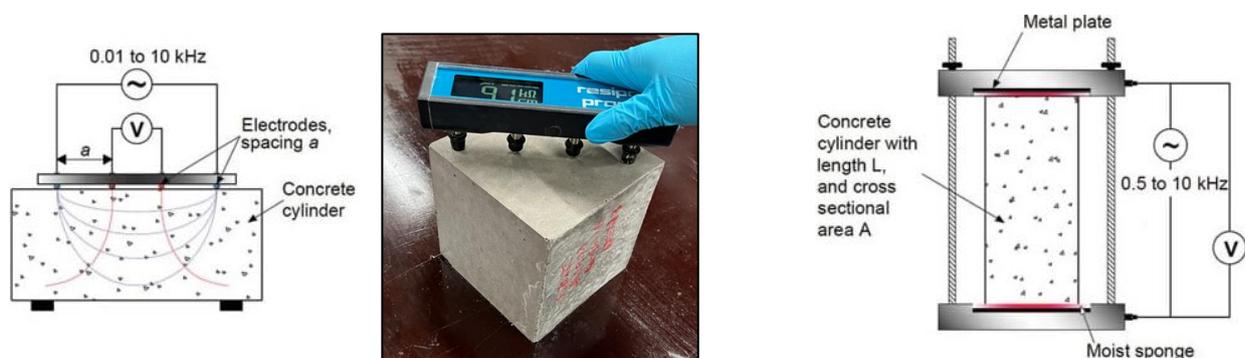


Abbildung 47: Versuchsaufbau der Wenner-Sonde (links) und der Zwei-Elektroden-Methode (rechts) [72]

4.3.3.2.2 Auswertung der Ergebnisse

In Abbildung 48 sind die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände mittels Wenner-Sonde und Zwei-Elektroden-Methode der auf die Expositionsklasse XD untersuchten Baustellenbetone (inkl. Angabe der Zementsorten) dargestellt. Dabei handelt es sich um die Messung des spezifischen Elektrolytwiderstands im Alter von 28 Tagen an den separat hergestellten Proben (SHP).

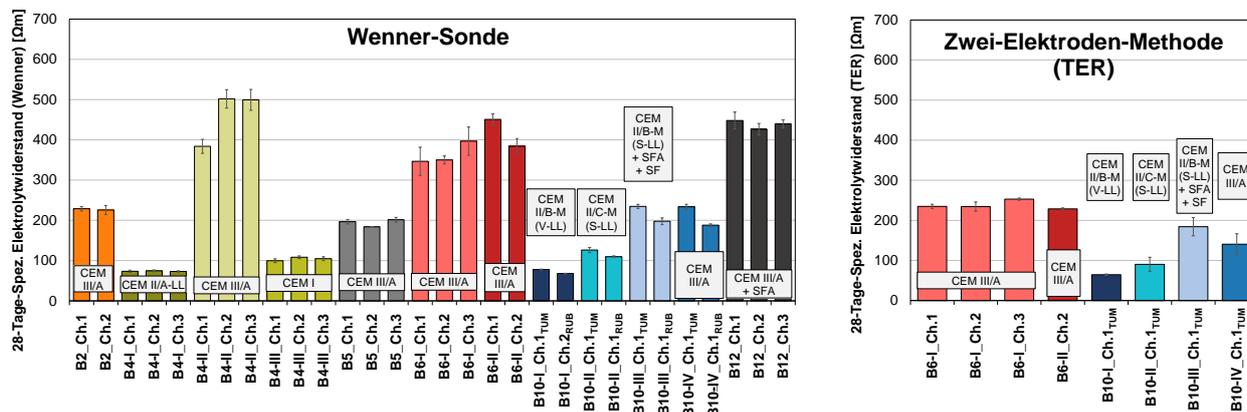


Abbildung 48: Spezifischer Elektrolytwiderstand (links: Wenner-Sonde; rechts: Zwei-Elektroden-Methode) im Alter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten

Trotz der unterschiedlichen Chargen liegen die Werte des spezifischen Elektrolytwiderstands der jeweiligen Baustellenbetone mit Ausnahme von B4-II in einer vergleichbaren Größenordnung. Hier wurde ein Unterschied zwischen den Chargen 1 und 2 von rd. 31 % festgestellt. Im Gegenzug betrug der geringste Chargenunterschied einer Betonrezeptur nur rd. 2 % (bei B4-I). Bei B10 wurden die Chargen in beiden Prüfinstituten geprüft. Hierbei wurde der größte Unterschied bei B10-IV (beide Institute mit der gleichen Charge, rd. 24 %) und der geringste Unterschied bei B10-I (ca. 15 %, aber aus zwei verschiedenen Chargen) und B10-II (gleiche Charge) festgestellt.

Bei der Auswertung der vorliegenden Baustellenbetone wurde ebenso deutlich, dass die absoluten Messwerte des spezifischen Elektrolytwiderstands (mittels Wenner-Sonde) je nach Art des verwendeten Bindemittels stark variieren können. Wie im ersten Blick aus diesen Messergebnissen ersichtlich wird, weisen insbesondere die hochfenzementhaltigen Baustellenbetone mit CEM III/A die deutlich größeren spezifischen Elektrolytwiderstandswerte auf. Dabei bewegen sich die gemessenen Ergebnisse zwischen 200 und 500 Ωm. Unter Einbeziehung der Messergebnisse zum Chloridmigrationswiderstand (vgl. Kapitel 4.3.3.1.2) wiesen diese CEM III/A-Betone die niedrigsten Koeffizienten auf. Auf den Zusammenhang zwischen diesen beiden Parametern wird in Kapitel 4.4.3.2 näher eingegangen.

Demgegenüber wiesen die geprüften Baustellenbetone mit CEM I bzw. CEM II/A-LL mit Messwerten zwischen 80 und 110 Ωm erheblich niedrigere spezifischen Elektrolytwiderstände auf. Bei den Zementarten mit mehreren Hauptbestandteilen CEM II/B-M (V-LL) und CEM II/C-M (S-LL) waren die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstandswerte ebenfalls relativ niedrig und lagen vergleichsweise in der Größenordnung wie die Portlandzementbetone (CEM I) und kalksteinhaltigen Betone (CEM II/A-LL). Bei dem Baustellenbeton B10-III mit CEM II/B-M (S-LL) + SFA + SF wurden mit etwa 200 Ωm ähnliche Messergebnisse wie bei den CEM III/A-Betonen festgestellt.

Der spezifische Elektrolytwiderstand (mittels Wenner-Sonde) wurde zusätzlich im Alter von 7 Tagen gemessen. Abbildung 49 zeigt die Ergebnisse der Messungen nach 7 und 28 Tagen. Bei allen Mischungen zeigte sich, dass der spezifische Elektrolytwiderstand mit dem Alter ansteigt. Dabei ist ebenso ersichtlich, dass die Bindemittelart einen Einfluss auf die zeitliche Entwicklung des spezifischen Elektrolytwiderstandes hat. Insbesondere die Betone mit Hüttensandanteil zeigten die größten Zunahmen der spezifische Elektrolytwiderstandswerte (CEM III/A: B4-II, B5, B6-I, B6-II, B10-IV und B12; CEM II/C-M (S-LL): B10-II und CEM II/B-M (S-LL) + SFA + SF: B10-III).

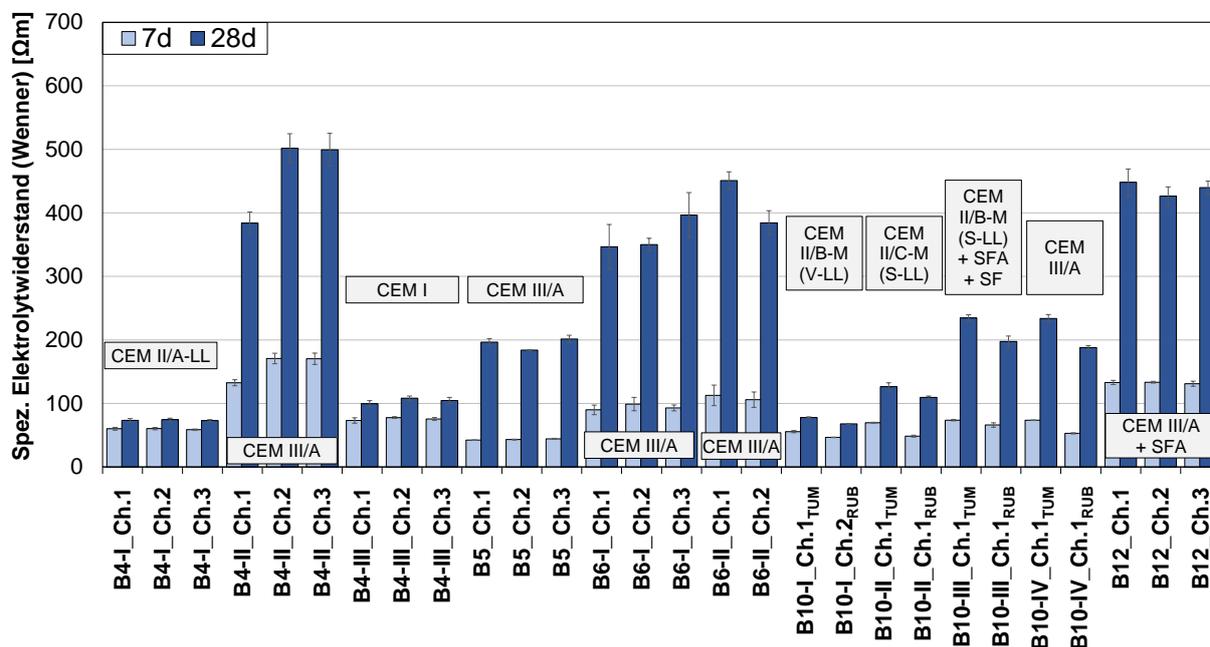


Abbildung 49: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 7 und 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten

4.3.4 Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften für Expositionsklasse XF

4.3.4.1 Frost-Tausalz-Widerstand

4.3.4.1.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Dauerhaftigkeit der Baustellenbetone hinsichtlich ihres Frost-Tausalz-Widerstandes wurde mittels CDF-Prüfung (**C**apillary suction, **D**eicing chemicals and **F**reeze-Thaw-test) nach BAW-MERKBLATT MFB [45] bewertet. Im Rahmen der Untersuchungen erfolgte die CDF-Prüfung ausschließlich an dem Beton der Baustelle B4-III (Brückenkappe), dafür wurden je Liefercharge bis zu fünf Probekörper gesondert nach den Beschreibungen in [45] hergestellt. Nach der Herstellung wurden die Probekörper für die CDF-Prüfung vorbereitet. Dies setzte sich aus einer 7-tägigen Nachbehandlung (1 Tag in Schalung und 6 Tage unter Wasser) und einer 21-tägigen Trockenlagerung (im Klimaraum) zusammen, wobei unmittelbar nach der Wasserlagerung aus den Probekörpern geeignete Standardprüfkörper mit den Abmessungen $150 \times 110 \times 70 \text{ mm}^3$ präpariert wurden (s. Abbildung 50, links). Darauffolgend wurden die Seitenflächen der Standardprüfkörper mit einem Buthylband abgedichtet, wobei die Proben vor und nach dem Abdichten noch gewogen und vermessen wurden. Daraufhin folgte die 7-tägige Vorsättigung durch kapillares Saugen in mehreren Prüfbehälter auf 5 mm hohen Abstandhaltern mit 3%-iger NaCl-Prüflösung. Im Anschluss wurden die Standardprüfkörper zur Frost-Tau-Belastung eingelagert (s. Abbildung 50, mittig) [45].

Infolge der Frost-Tau-Belastung wurde die äußere Schädigung anhand der Oberflächenabwitterungsmenge ermittelt, während die innere Schädigung anhand des relativen dynamischen E-Moduls über Ultraschalllaufzeitmessungen untersucht wurde. Diese erfolgten jeweils vor Beginn der Frost-Tau-Wechsel sowie nach 4, 8, 14, 18, 22 und 28 Frost-Tau-Wechseln. Zur Bestimmung der Oberflächenabwitterung wurde der Prüfbehälter zu jedem Messzeitpunkt in die Übertragungsflüssigkeit eines Ultraschallbades getaucht und für drei Minuten einer Ultraschall-Reinigung ausgesetzt, um lose anhaftendes, abgewittertes Material von der Prüffläche abzulösen (s. Abbildung 50, rechts).



Abbildung 50: Aufnahme eines Probekörpers vor der CDF-Prüfung (links), in der CDF-Truhe (mittig) und nach der CDF-Prüfung (rechts)

4.3.4.1.2 Auswertung der Ergebnisse

Die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes erfolgte in den vorliegenden Untersuchungen ausschließlich an dem Baustellenbeton B4-III. Hierbei handelte es sich um eine Betonzusammensetzung (Luftporenbeton) für eine Brückenkappe, welche aufgrund ihrer exponierten Lage einer starken Belastung durch Frost und Tausalz unterliegen kann.

In Abbildung 51 (links) sind die gemittelten, prüfflächenbezogenen Abwitterungsmengen dargestellt. Es wurden dabei bis zu fünf präparierte Standardprüfkörper je Liefercharge (Ch.1 bis Ch.3) untersucht. Bei allen drei Chargen wurde über die gesamte Prüfdauer eine leicht progressive bis nahezu lineare Entwicklung der Abwitterungsmengen beobachtet. Hinsichtlich der Gleichmäßigkeit der einzelnen Chargen war festzuhalten, dass B4-III_Ch.2 und B4-III_Ch.3 relative ähnliche Abwitterungsmengen über die gesamte Prüfzeit aufwiesen, während B4-III_Ch.1 eine etwas höhere Abwitterungsmenge nach 28 Frost-Tau-Wechsel (FTW) aufzeigte. In Bezug auf die Abnahmekriterien beim CDF-Test gilt nach [45] eine maximale Abwitterung von 1500 g/m² nach 28 Frost-Tau-Wechseln (FTW), welche im vorliegenden Diagramm gestrichelt gekennzeichnet ist. Mit Beendigung der CDF-Prüfung nach 28 FTW konnten alle drei Serien dieses Kriterium erfüllen.

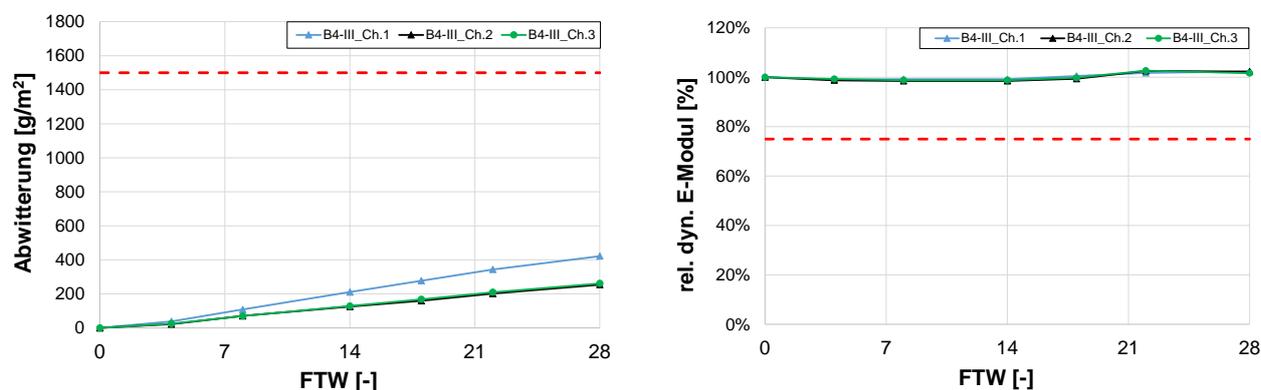


Abbildung 51: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B4-III

In Abbildung 51 (rechts) sind die ermittelten relativen dynamischen E-Modulen der geprüften Betonserien dargestellt. Bei den Messungen der Ultraschalllaufzeiten wurden für alle drei Serien eine nahezu konstante Durchschallungszeit und daraus ableitend ein nahezu konstanter relativer dynamischer E-Modul (bei 100 %) festgestellt. Folglich konnte für alle untersuchten Betonchargen von B4-III eine Gefügeschädigung ausgeschlossen werden. Auf der Grundlage des BAW-MERKBLATTES [45] hatten die vorliegenden Prüfserien ebenso das Abnahmekriterium für die innere Schädigung erfüllt, in der ein relativer dynamischer E-Modul gleich oder größer als 75 % vorgegeben wird (im vorliegenden Diagramm gestrichelt gekennzeichnet).

4.3.4.2 Frostwiderstand

4.3.4.2.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Überprüfung der Dauerhaftigkeit der Baustellenbetone hinsichtlich ihres Frostwiderstandes erfolgte mittels CIF-Prüfungen (**C**apillary suction, **I**nternal damage and **F**reeze-Thaw-test) nach BAW-MERKBLATT MFB [45]. Im Rahmen des Vorhabens wurde diese Prüfung ausschließlich an den Betonen von B9 (Zwischendecke) und B10-I (Brückenpfeiler) mit bis zu fünf Probekörpern je Liefercharge durchgeführt.

Die Vorbereitung der Prüfkörper und die Prüfungsausführung erfolgte ähnlich wie beim CDF-Test nach [45]. Jedoch wird beim CIF-Test demineralisiertes Wasser als Prüfflüssigkeit verwendet, die keine Salze enthält. Somit kann der Frostwiderstand ohne Einfluss von Salzen bzw. Taumitteln bestimmt werden. Die Abnahmekriterien für die CIF-Prüfung nach [45] beziehen sich auf einen unteren Grenzwert für den relativen dynamischen E-Modul und die maximale Abwitterung nach 28 Frost-Tau-Wechseln (bei Güte- und Bauwerksprüfung 24 Zyklen für die innere Schädigung).

4.3.4.2.2 Auswertung der Ergebnisse

Um die Gleichmäßigkeit der Chargen bei der CIF-Prüfung zu vergleichen, wurden zwei Betonchargen des Baustellenbetons B9 geprüft. Die Ergebnisse sind in Abbildung 52 dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass beide Chargen eine ähnliche Abwitterung und eine vergleichbare Veränderung des relativen dynamischen E-Moduls während der Prüfung aufwiesen. Die Abnahmekriterien beim CIF-Test sind nach [45] eine maximale Abwitterung von 1000 g/m² nach 28 Frost-Tau-Wechseln (FTW) und ein relativer dynamischer E-Modul gleich oder größer als 75 % nach 24 FTW für Güte- und Bauwerksprüfungen. Die Charge 1 erfüllte beide Kriterien, während die Charge 2 einen relativen dynamischen E-Modul von ca. 66,5 % nach 24 FTW aufwies und somit das zweite Kriterium nicht erfüllte.

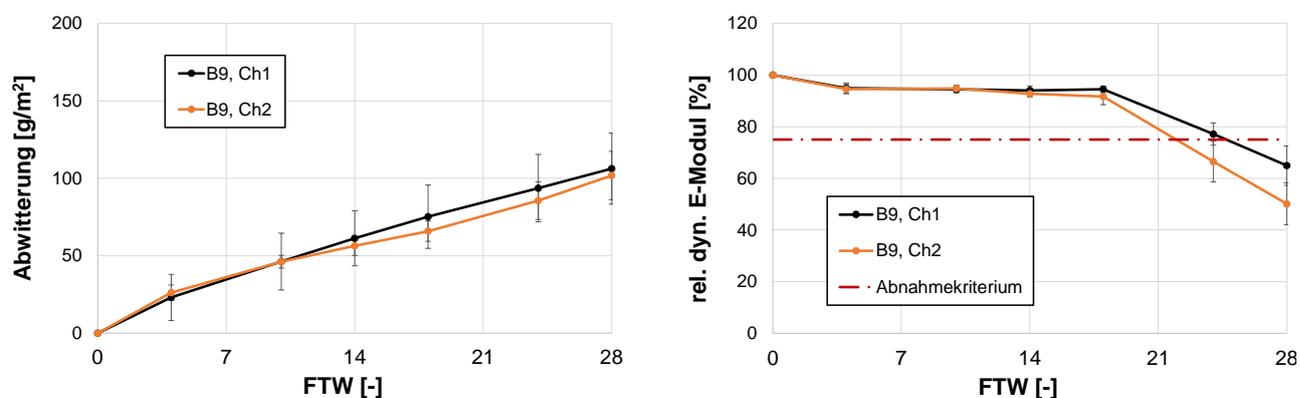


Abbildung 52: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B9

Zusätzlich wurde der CIF-Test an dem Baustellenbeton B10-I, sowohl an separat hergestellten Probekörpern als auch an Bauteilproben aus einem Demonstrator durchgeführt. Die Ergebnisse der Charge 1 sind zusammen mit den Ergebnissen des Demonstrators in Abbildung 53 dargestellt. Die Bezeichnung Demo A7 und A18 bedeutet, dass die Proben direkt auf der „Betonhaut“ (Außenseite des Bohrkerns) geprüft wurden und dass die eine Seite des Demonstrators für 7 Tage und die andere Seite für 18 Tage nachbehandelt wurden. Alle drei Serien erfüllten das erste Kriterium (Abwitterung nach 28 FTW $\leq 1000 \text{ g/m}^2$) [45], wobei die Abwitterung bei den separat hergestellten Proben höher war als bei den Demonstrator-Serien. Das zweite Kriterium (rel. dyn. E-Modul nach 24 FTW $\geq 75 \%$) [45] wurde von beiden Demonstrator-Serien erfüllt, jedoch nicht von den separat hergestellten Prüfkörpern (rel. dyn. E-Modul nach 24 FTW ca. 56,5 %).

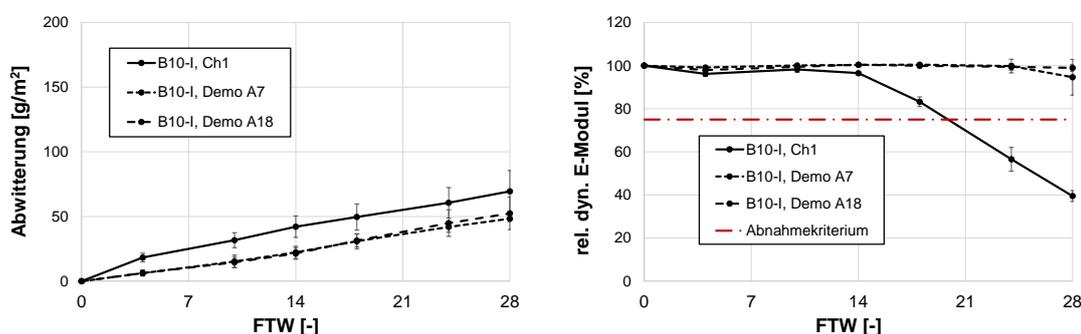


Abbildung 53: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B10-I

Da bei B10-I nur eine Referenzcharge geprüft wurde, wurden Rückstellproben der Charge 1 nachuntersucht. Die Proben wurden bis zur Prüfung in einem Raum mit Laborklima (ca. 20 °C und 65 % rel. Feuchte) gelagert. Die Rückstellproben wurden im Alter von 172 Tagen dem kapillaren Saugen und im Alter von 179 Tagen der Frostbeanspruchung ausgesetzt. Die Ergebnisse der Wiederholungsreihe (WDH) sind in Abbildung 54 dargestellt. Hier zeigt die WDH-Serie einen ähnlichen Verlauf der Abnahme des rel. dyn. E-Moduls wie die Referenzcharge (Charge 1), jedoch eine höhere Abwitterung. Die WDH-Serie erfüllte jedoch nur das erste Kriterium.

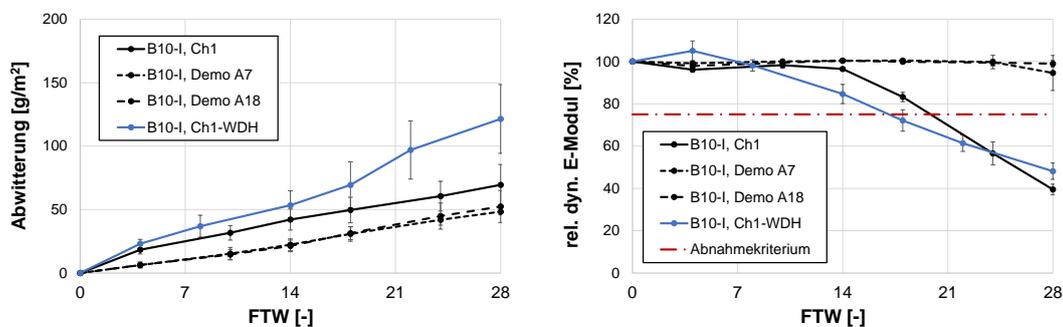


Abbildung 54: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B10-I mit wiederholter Serie (WDH)

Um die Abweichungen zwischen den Laborproben und die Proben aus dem Demonstrator zu erläutern, wurden zunächst die Lösungsaufnahme bei der kapillaren Sättigung (Vorlagerung) und während der Prüfung (Frost-Tau-Beanspruchung) für alle Serien berechnet. Diese werden in Abbildung 55 dargestellt. Bei der Vorlagerung wies die Labor-Serie (Ch.1) eine vergleichbare Lösungsaufnahme wie die Demonstrator-Serien auf. Jedoch nahm ab dem vierten Prüfungstag die Lösungsaufnahme der Referenzserie (Ch.1) deutlich mehr als die Demonstrator-Serien ab. Dies könnte die deutlich ausgeprägte Abnahme des rel. dyn. E-Moduls bei der Charge 1 (SHP) erklären, eine höhere Wasseraufnahme führt zu einer höheren inneren Schädigung, die wiederum zu einem Anstieg der Wasseraufnahme beim nächsten Frost-Tau-Wechsel führt.

Bei der Wiederholungsreihe (WDH) wurde im Gegensatz einen vergleichbaren Verlauf der Lösungsaufnahme während der Frost-Tau-Beanspruchung wie bei den Labor-Serien festgestellt, jedoch eine deutlich höhere Lösungsaufnahme bei der kapillaren Sättigung. Die höhere Lösungsaufnahme vor der Prüfung kann durch den längeren Zeitraum in der Klimakammer (20 °C und 65 % rel. Feuchte) erklärt werden.

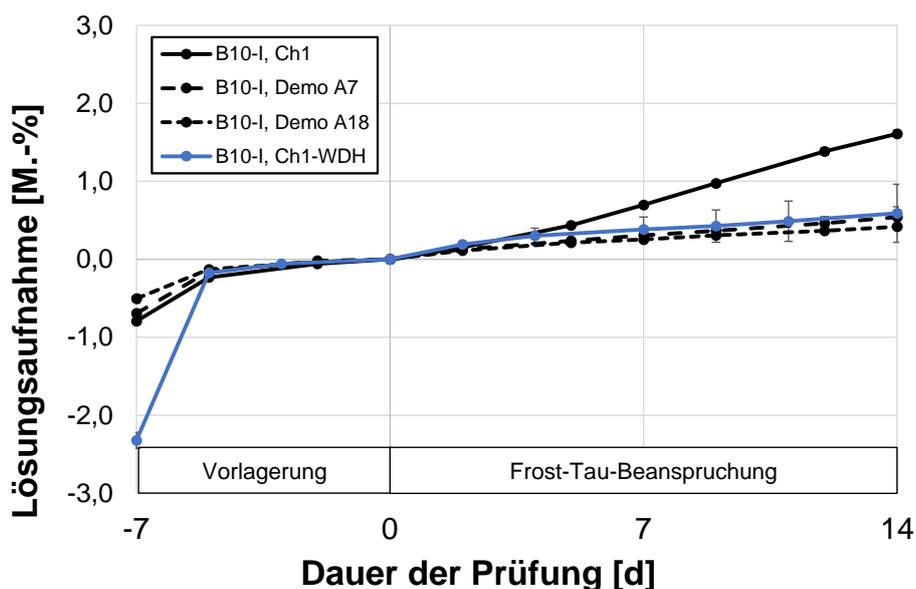


Abbildung 55: Lösungsaufnahme vs. Dauer der Prüfung bei Chargen der Baustelle B10-I mit wiederholter Serie (WDH)

4.3.4.3 Luftporenkennwerte in Festbeton

4.3.4.3.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Bestimmung der Luftporenkennwerte in Festbeton nach DIN EN 480-11 [73] wird in der Regel an LP-Betonen (Betone mit Luftporenbildner) durchgeführt. Die im Rahmen des Untersuchungsprogramms XF untersuchten LP-Betone war ausschließlich die Baustelle B4-III (Brückenkappe).

Die Prüfung wurde an gesondert aufbereiteten Festbetonprismen (Abmessungen: 100 mm Breite, 150 mm Höhe und 30 mm Dicke) durchgeführt, die aus Würfel oder Zylinder bzw. Bohrkernen gewonnen werden können. Die zu messende Schnittfläche mussten dann nass geschliffen werden, um eine geeignete Ebenheit der Probe herzustellen und anschließend gereinigt werden, um Schleifrückstände zu entfernen. Auf der Prüffläche wurden drei Messliniengruppen mit je 4 Messlinien im Abstand von 6 mm mit Hilfe eines Mikroskops abgefahren und die Messstrecke sowohl über den Feststoffanteil als auch über die Luftporensehnungen gemessen. Insgesamt waren je Serie zwei Probekörper zu messen, wobei je Probekörper eine Gesamtmesstrecke von mindestens 1200 mm zu messen war. Sofern die genaue Betonrezeptur (Einwaage) bekannt ist, können die LP-Kennwerte aus den gemessenen Strecken (Feststoff oder Luftporensehnungen) berechnet werden. Dabei sind der Gesamtanteil des Luftporenvolumens, der Abstandsfaktor und der Mikroluftporengehalt wichtige Kenngrößen.

4.3.4.3.2 Auswertung der Ergebnisse

Die Ergebnisse der LP-Auszählung (LP-Kennwerte) sind in Tabelle 5 dargestellt. Ergänzend sind in Tabelle 5 die Luftgehalte im Frischbeton angegeben. Der LP-Beton (B4-III) wies sowohl im Frischbeton als auch im Festbeton erwartungsgemäß einen hohen Luftgehalt auf. Der Luftgehalt und der Mikroluftporengehalt unterscheiden sich zwischen den Chargen und weisen keine Gleichmäßigkeit auf, wie dies bei anderen Parametern wie Druckfestigkeit, Karbonatisierungsrate oder Chloridmigrationskoeffizient der Fall ist. Der Abstandsfaktor liegt hingegen bei allen drei Chargen in einer vergleichbaren Größenordnung.

Tabelle 5: LP Kennwerte des Baustellenbetons B4-III

Baustelle	Charge	Luftgehalt im Frischbeton [V.-%]	Serie	Luftgehalt A [V.-%]	Mikroluftporengehalt A ₃₀₀ [V.-%]	Abstandsfaktor L [mm]
B4-III	Charge 1	5,0	SHP	6,11	2,13	0,26
	Charge 2	6,8	SHP	4,19	1,98	0,27
	Charge 3	7,0	SHP	6,64	4,38	0,22

4.4 Arbeitspaket 4: Analyse und Gegenüberstellung der generierten Ergebnisse

Auf Basis der generierten Untersuchungsergebnisse wurden in Arbeitspaket 4 mögliche Korrelationen zwischen den separat hergestellten Proben und Bauteilproben, zwischen den Betoneigenschaften und zwischen den direkten Prüfverfahren und indirekten Prüfverfahren analysiert.

4.4.1 Korrelation zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben

Um sicherzustellen, dass die Betone auch im eingebauten Zustand den geforderten Eigenschaften entsprechen, ist es von besonderem Interesse, die tatsächlichen Betoneigenschaften im Bauwerk zu untersuchen und nachzuweisen. Der Nachweis erfolgt nach wie vor an separat hergestellten Proben, die unter standardisierten Bedingungen hergestellt und nachbehandelt werden. Im Gegensatz dazu wird das reale Bauwerk oftmals unter verschiedene In-situ- und Erhärtingsbedingungen errichtet, weshalb es zu einer Abweichung der zu erwartenden Betoneigenschaften kommen kann. Im Folgenden werden bei der Auswertung die Demonstrator-Bauteile (Wände und Platten) und die Demonstrator-Pfeiler aufgrund der Bauteilgeometrie stets separat betrachtet.

4.4.1.1 Rohdichte

In Abbildung 56 wird zunächst die 28-Tage-Rohdichte (Festbeton) der separat hergestellten Proben (SHP) und der Bauteilproben (Wände und Platten) gegenübergestellt. Es konnten keine nennenswerte Unterschiede zwischen den separat hergestellten Proben und den aus Demonstratoren entnommenen Bohrkernen festgestellt werden. Im Durchschnitt lag die Rohdichte an Bohrkernen 0,2 % unter der separat hergestellten Proben. Dies stimmt mit den Erkenntnissen in [51] überein.

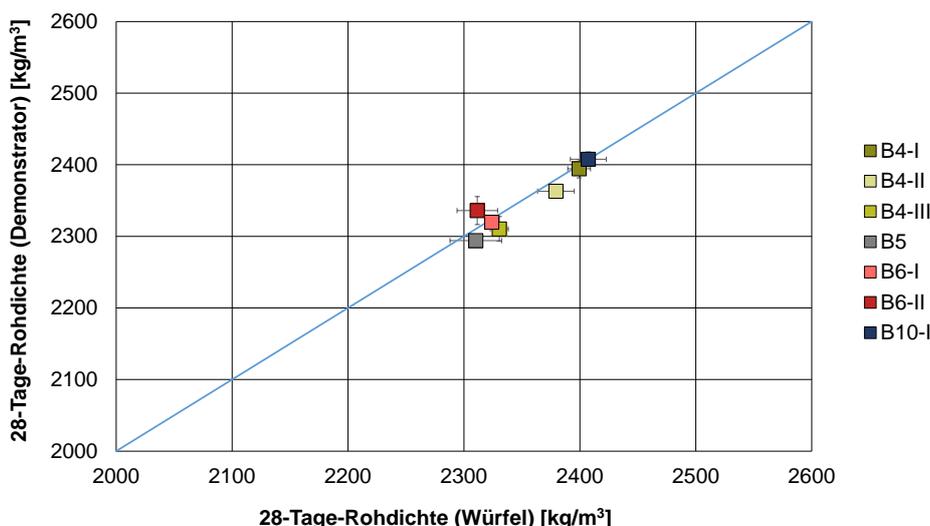


Abbildung 56: 28-Tage-Rohdichte (Festbeton) zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator)

Im Vergleich zu den Proben aus den Demonstrator-Pfeilern wiesen diese im Durchschnitt eine um rd. 0,5 % höhere Festbetonrohddichte als die separat hergestellten Proben auf (s. Abbildung 57). Dies könnte durch einen höheren hydrostatischen Druck während des Betonierens am Pfeiler (rd. 5-6 m hoch) im Vergleich zu den Demonstrator-Bauteilen (rd. 2 m hoch) zurückgeführt werden, da beide mit den gleichen Methoden (Rüttelflaschen) verdichtet worden sind.

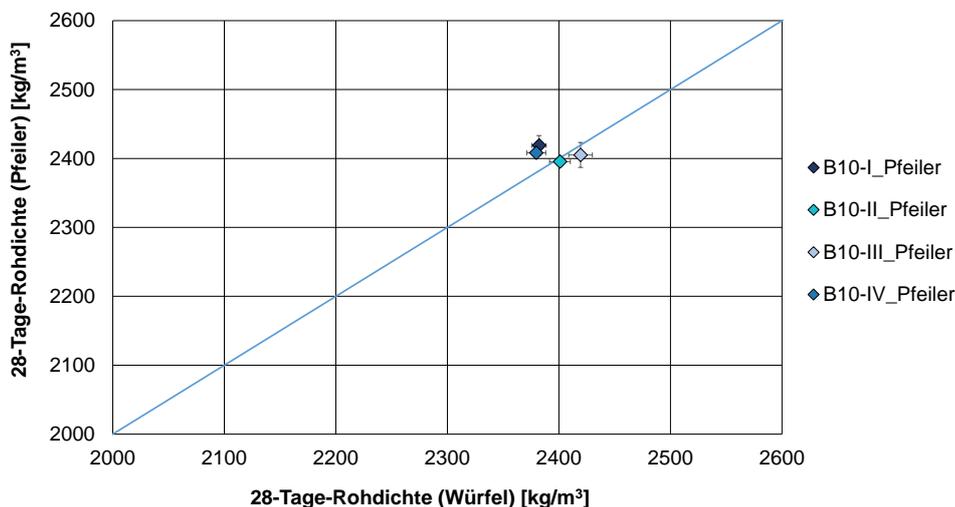


Abbildung 57: 28-Tage-Rohdichte (Festbeton) zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler)

4.4.1.2 Druckfestigkeit

Als Nächstes werden die 28-Tage-Druckfestigkeiten der separat hergestellten Proben und der Bohrkern aus den Demonstrator-Bauteilen (Wände und Platten) vergleichend betrachtet, s. Abbildung 58. Bei der Herstellung beider Versuchsreihen wurde berücksichtigt, dass diese aus der gleichen Liefercharge bzw. Betonmischfahrzeug stammen.

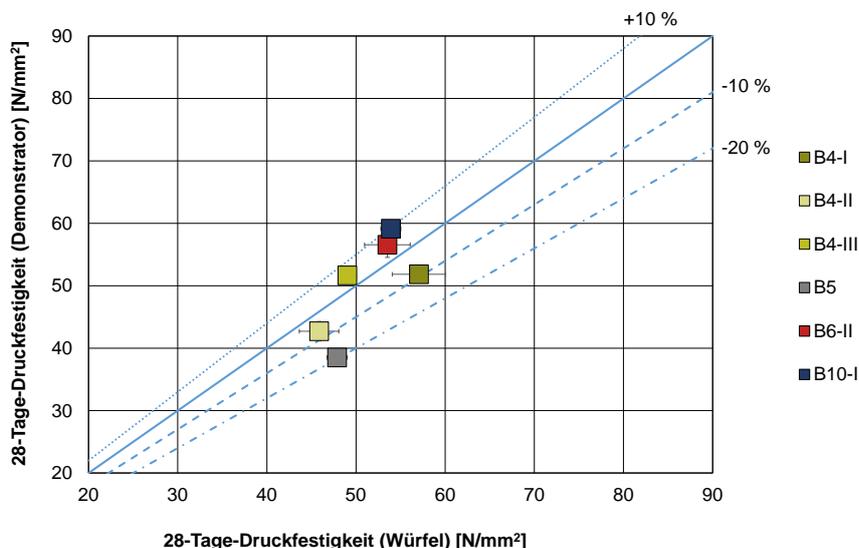


Abbildung 58: 28-Tage-Druckfestigkeit zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator)

Die Auswertung der Ergebnisse zeigen, dass die Druckfestigkeit der von den Demonstratoren entnommenen Bauteilproben tendenziell niedriger ist als die der separat hergestellten Proben. Dabei fällt die Druckfestigkeit der Bauteilproben bis zu 5 % höher, aber in anderen Fällen auch bis zu 25 % niedriger aus. Diese Ergebnisse decken sich ebenso mit den Erkenntnissen in [51] ab. Dort wurden die Abweichungen durch verschiedene Faktoren wie Unterschiede in der Verdichtung, Umgebungsbedingungen, Bauteilgeometrie sowie bei der Bohrkernentnahme erklärt [51], vgl. Kapitel 2.4. Im Zusammenhang mit dem Einfluss der Bauteilgeometrie, zeigten die Bauteilproben aus den Pfeilern, die im unteren Bereich entnommen wurden, eine um rd. 15 % höhere Druckfestigkeit auf als die separat hergestellten Prüfkörper (s. Abbildung 59). Dies kann unter anderem auf die erhöhte Verdichtung des unteren Pfeilerbereichs zurückgeführt werden.

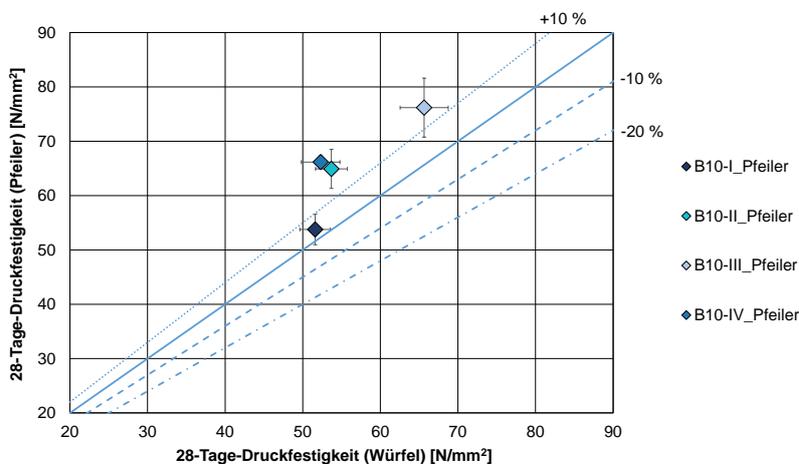


Abbildung 59: 28-Tage-Druckfestigkeit zwischen Wüfel (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler)

4.4.1.3 Rückprallwerte

In Abbildung 60 werden die gemessenen 28-Tage-Rückprallwerte zwischen den separat hergestellten Proben (Wüfel) und den Bauteilen (Demonstrator) verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass sich hierbei kein eindeutiger Trend abzeichnet. Die Rückprallwerte an den Demonstratoren können dabei sowohl höher als auch niedriger als die der separat hergestellten Proben ausfallen.

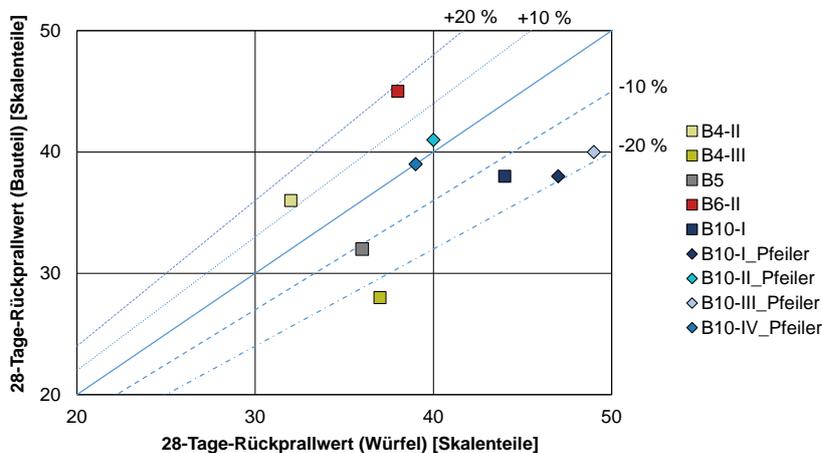


Abbildung 60: Vergleich der 28-Tage-Rückprallwerte zwischen Wüfel (SHP) und Bauteil (Demonstrator)

4.4.1.4 E-Modul

Als letzte zu betrachtende mechanische Betoneigenschaft werden in Abbildung 61 die ermittelten 28-Tage-E-Modulen zwischen den separat hergestellten Proben (Zylinder) und den Bauteilproben (Demonstrator) dargestellt. Trotz vergleichbarer Rohdichte wiesen die Proben aus den Demonstrator-Bauteilen tendenziell im Mittel einen um 6,3 % geringeren E-Modul auf als die separat hergestellten Proben.

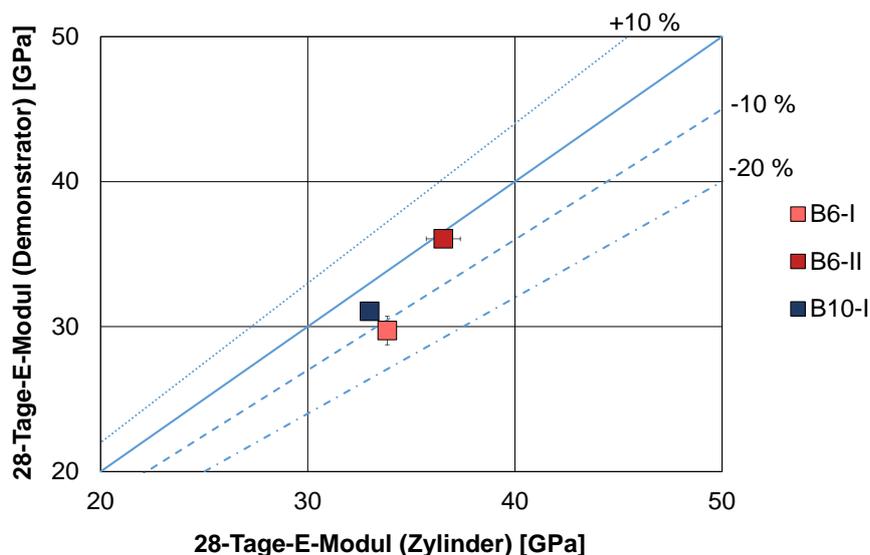


Abbildung 61: E-Modul im Alter von 28 Tagen zwischen Zylinder (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator)

Die aus den Pfeilern entnommenen Bauteilproben wiesen trotz etwas besserer Druckfestigkeit und vergleichbarer Rohdichte einen niedrigeren E-Modul auf als die separat hergestellten Probekörper, s. Abbildung 62. Hierbei betrug der Unterschied im Schnitt rd. 6,2 %.

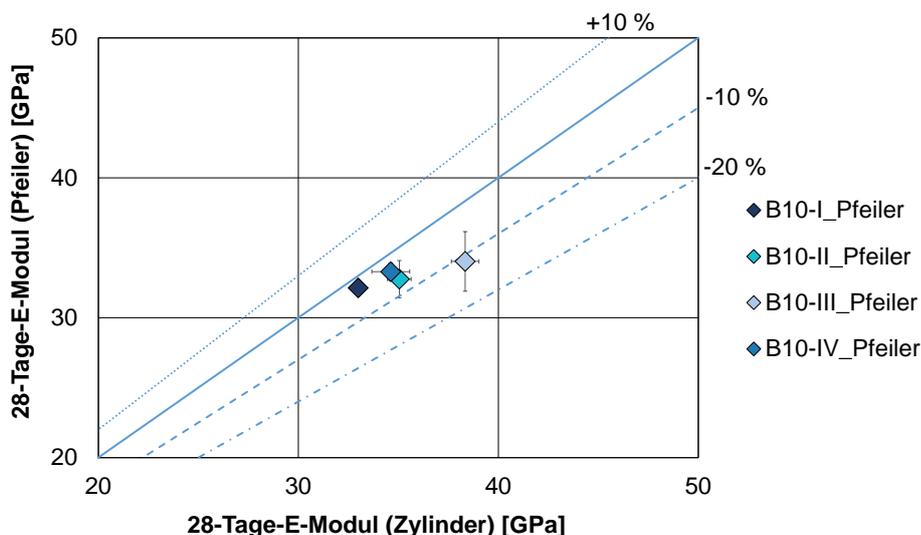


Abbildung 62: E-Modul im Alter von 28 Tagen zwischen Zylinder (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler)

4.4.1.5 Karbonatisierung (natürlich, unter Laborbedingungen)

Auf den Baustellen war es aus bauleistungsrechtlichen Gründen nicht immer möglich, die Demonstratoren über einen längeren Zeitraum stehen zu lassen, um Messungen der Karbonatisierungstiefe nach 3, 6 und ggf. 12 Monaten durchzuführen. Aus diesem Grund wurden zusätzliche Bauteilproben aus dem Demonstrator der Baustelle B6-II zur Untersuchung des Karbonatisierungswiderstandes unter Laborbedingungen parallel zu den separat hergestellten Probekörpern entnommen. Die Präparation der Bauteilproben wurde in Kapitel 4.2.3 beschrieben. Beide wurden in der gleichen Laborklimakammer gelagert und an den gleichen Tagen gemessen.

Bei den Bauteilproben wurden insgesamt 5 Serien geprüft: zwei "Demo-Lab"-Serien (nach 7 Tagen Nachbehandlung gebohrt und dann im Labor bis zum 28. Tag unter Wasser nachbehandelt) und drei „Demo“-Serien. Bei den „Demo“-Serien wurde zusätzlich zwischen drei Bereichen unterschieden: R-1d (1-tägige Nachbehandlung auf der Baustelle), R-7d (7-tägige Nachbehandlung) und Kern, vgl. Kapitel 4.2.3. Die Ergebnisse sind in Abbildung 63 dargestellt.

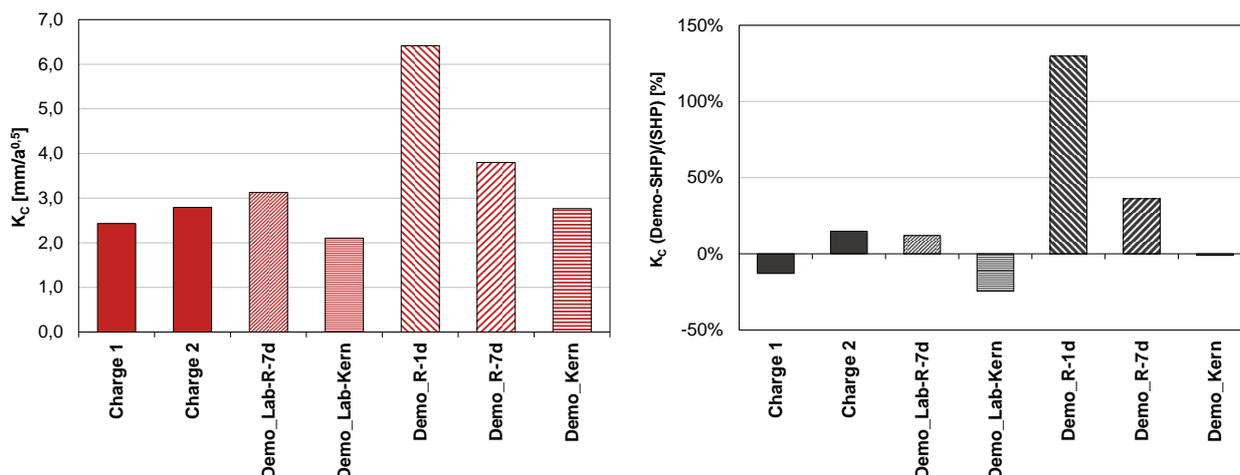


Abbildung 63: Karbonatisierungsrate (links) und prozentuale Abweichung zu SHP (rechts) unter natürlichen Bedingungen (0,05 Vol.-% CO_2) von Serien der Baustelle B6-II

Die im Labor nachbehandelten Bauteilproben weisen ähnliche Karbonatisierungsraten wie die separat hergestellten Proben (SHP) auf. Im Gegensatz dazu, zeigen die Bauteilproben eine um ca. 130 % höhere Karbonatisierungsrate bei einer Nachbehandlungsdauer von einem Tag, eine um ca. 36 % höhere Karbonatisierungsrate bei einer Nachbehandlungsdauer von sieben Tagen und eine vergleichbare Karbonatisierungsrate im Kernbereich des Demonstrators. Diese Ergebnisse belegen, dass die Nachbehandlung am Bauwerk (hier dargestellt durch den Demonstrator) eine wichtige Rolle für den Karbonatisierungswiderstand spielt.

4.4.1.6 Karbonatisierung (beschleunigt)

An ausgewählten Baustellen (B6-I, B6-II und B10-I) wurden an den Demonstrator-Bauteilproben zusätzlich die Karbonatisierungswiderstände unter beschleunigten Bedingungen (vgl. Kapitel 4.3.2.2) untersucht. Die Präparation der Bauteilproben wurde bereits in Kapitel 4.2.3 erläutert. Demnach werden die Karbonatisierungsraten K_{ac} der separat hergestellten Proben (Balken), der Bauteilproben der Demonstrator (Abbildung 64) sowie der Pfeiler (Abbildung 65) verglichen. Bei den Schnellkarbonatisierungsprüfungen an Bohrkernen und den separat hergestellten Balken lag der Unterschied im Mittel bei etwa 25 %. Wird die Karbonatisierungsrate am Kernbeton der Bauteilproben betrachtet, lag dieser bei ca. 15-20 %. Bei den Pfeilern konnte grundsätzlich eine niedrigere Abweichung gegenüber den separat hergestellten Proben festgehalten werden. Dies war unter anderem auf die kompakte Verdichtung des Bauteils zurückzuführen.

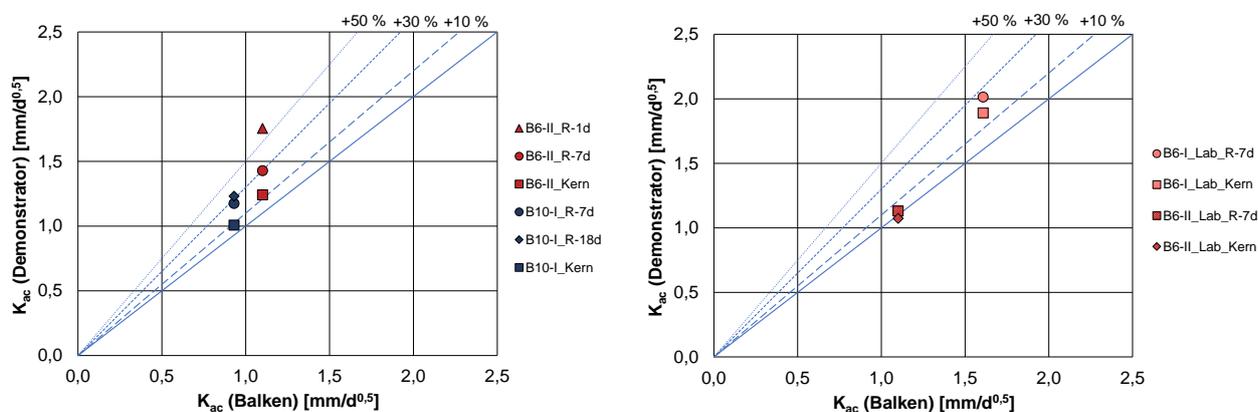


Abbildung 64: Karbonatisierungsrate (beschleunigt) an Balken (SHP) und Bohrkernen (links: Demonstrator, rechts: Lab.), geprüft in Abhängigkeit des Kernbereichs und der Randzone sowie mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

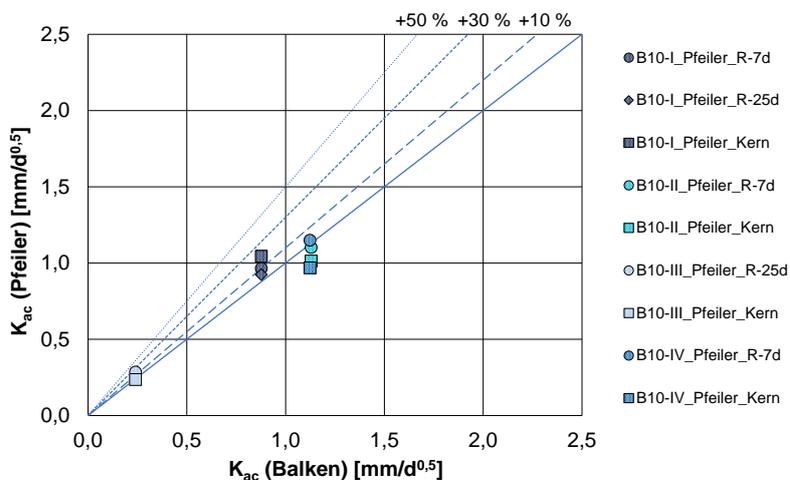


Abbildung 65: Karbonatisierungsrate (beschleunigt) an Balken (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler), geprüft in Abhängigkeit des Kernbereichs und der Randzone sowie mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

4.4.1.7 Chloridmigrationskoeffizient

Im Zuge der Untersuchungsreihe wurde ebenso der Chloridmigrationswiderstand des eingebauten Betons im Demonstrator-Bauteil anhand der separat hergestellten Proben verglichen und quantifiziert. Ähnlich wie bei den Ergebnissen der Druckfestigkeit und der Karbonatisierung zeigt sich in Abbildung 66, dass die Qualität der Bohrkerne erheblich von der Qualität der separat hergestellten Proben abweicht. Der Chloridmigrationskoeffizient der Bohrkerne weist eine Abweichung z.T. von mehr als 30-50 % auf, was auf eine wesentlich schwächere Performance im Bauteil hindeutet. Diese Ergebnisse decken sich ebenso vorwiegend mit den Erkenntnissen aus [51].

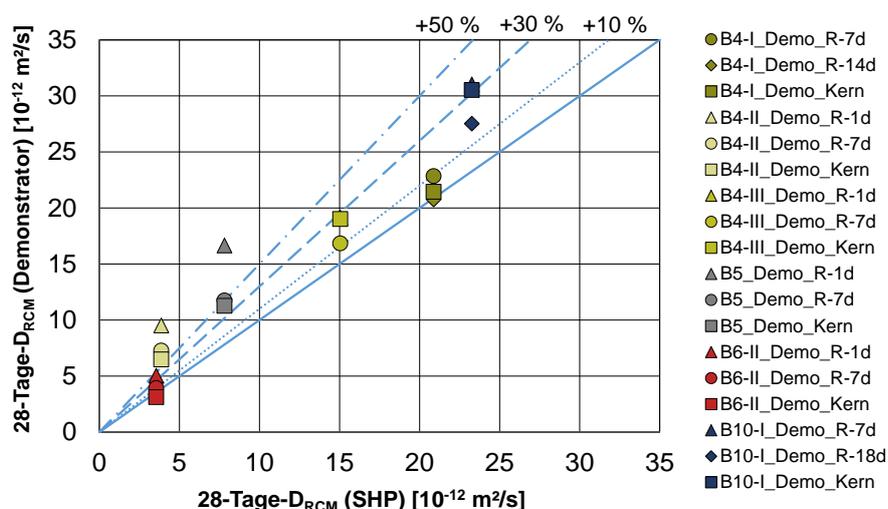


Abbildung 66: Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Bohrkerne (Demonstrator), geprüft an verschiedenen Bereichen mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

Der Effekt der Nachbehandlung wurde besonders bei den Betonen deutlich, bei denen eine kürzere Nachbehandlungsdauer zu einem höheren Chloridmigrationskoeffizienten und somit zu einem schwächeren Chlorideindringwiderstand führte. Wie bereits in Kapitel 4.2.3 beschrieben, wurden die Randzonen mit unterschiedlichen Nachbehandlungszeiträumen sowie der Kernbereich der Bauteilproben untersucht. Die nur für einen Tag lang nachbehandelten Probekörper (R-1d) wiesen im Vergleich zu den separat hergestellten Proben einen im Schnitt 50-60 % höherem Chloridmigrationskoeffizienten auf. Hingegen verbesserte eine längere Nachbehandlungszeit die Performance der Bauwerksproben. Allerdings wiesen die Bauteilproben immer noch einen 20 % höheren Wert im Vergleich zu den Separatproben auf.

Um den Einfluss der verschiedenen Umgebungs- und Lagerungsbedingungen beider Versuchsreihen zu eliminieren, wurden sog. Lab-Bohrkerne im Alter von 7 Tagen aus den Demonstratoren entnommen und anschließend bis zum Prüftermin unter Wasser gelagert (vgl. Kapitel 4.2.3).

In Abbildung 67 werden die 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten zwischen den separat hergestellten Proben und den Lab-Bohrkernen verglichen. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus Abbildung 66, lassen sich bei den Lab-Bohrkernen, die im Betonalter von 7 Tagen bis zum Prüfzeitpunkt unter Wasser nachbehandelt wurden, viel geringere Abweichungen beobachten.

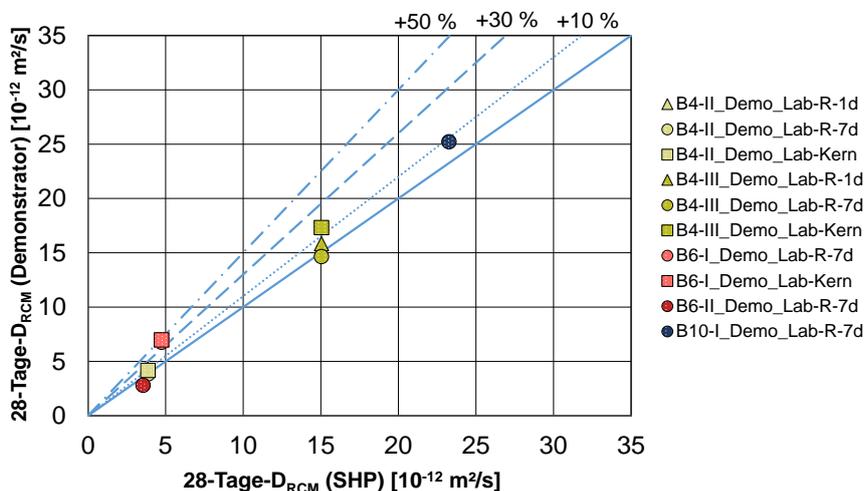


Abbildung 67: Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator), gelagert unter Laborbedingungen und geprüft mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

Im Zusammenhang mit einem möglichen Einfluss der Bauteilgeometrie bzw. -art, zeigten die Bauteilproben aus den Pfeilern, die im unteren Bereich entnommen wurden, einen um rd. 10 % niedrigeren Chloridmigrationskoeffizient auf als die separat hergestellten Prüfkörper (s. Abbildung 68). Dies kann u.a. auf die erhöhte Verdichtung des unteren Pfeilerbereichs zurückgeführt werden.

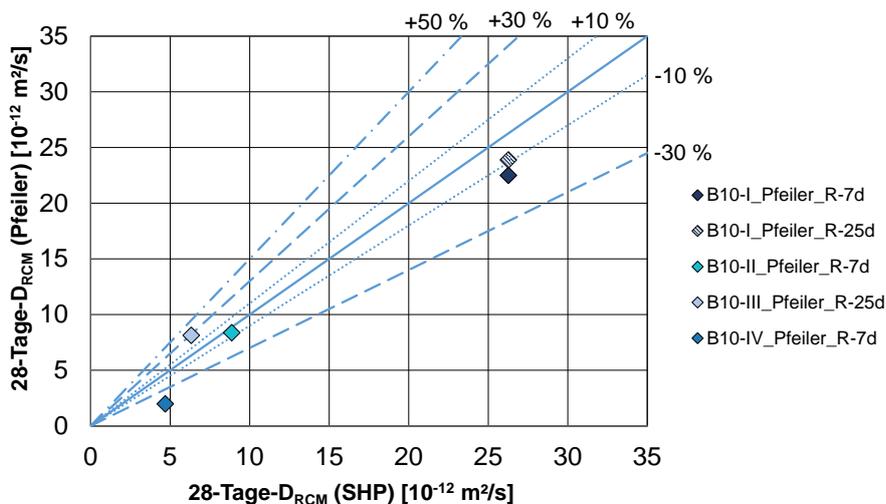


Abbildung 68: Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler), geprüft in der Randzone mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

4.4.1.8 Spezifischer Elektrolytwiderstand

Die Bestimmung des spezifischen Elektrolytwiderstands mit der Wenner-Sonde wurde an separat hergestellten Proben mit einer Kantenlänge von 150 mm durchgeführt. Diese Messung wurde dabei grundsätzlich im Laborklima bei ca. 19 °C vorgenommen, vgl. Kapitel 4.3.3.2. Bei den Messungen an den Demonstrator-Bauteilen bzw. Demonstrator-Pfeilern erfolgte die Prüfung nach ausreichender Befeuchtung der Bauteiloberfläche. Verschiedene Faktoren können dabei die Messung des spezifischen Elektrolytwiderstands beeinflussen, unter anderem die Temperatur und die Probegeometrie.

In der Literatur wird Folgendes zu den Faktoren beschrieben:

Umrechnung der Wenner-Sonde-Messungen von Würfeln mit 150 mm Kantenlänge auf Würfeln mit 200 mm Kantenlänge nach [7]:

$$\rho_{W200} = \frac{\rho_{W150}}{1,23}$$

Nach [74] beträgt der Umrechnungsfaktor bei Wenner-Sonde-Messungen an Würfeln mit 200 mm Kantenlänge auf Proben ohne geometriebedingte Störungen (z.B. an Demonstratoren oder Pfeilern) weniger als 10 %. Es wird jedoch kein fester Wert angegeben, deshalb wird dies nachfolgend als 1,10 angenommen [74]:

$$\rho_{W0} = \frac{\rho_{W200}}{1,10}$$

Umrechnung bei unterschiedlichen Temperaturen nach [75]:

$$\rho_{T1} = \rho_{T2} \cdot e^{b\left(\frac{1}{T1} - \frac{1}{T2}\right)}$$

mit b zwischen 1500 und 5000 K; hier 1750 K angenommen (sehr feuchter Beton)

Die Messungen an Demonstratoren oder Pfeilern wurden mit dem Korrekturfaktor für die Temperatur korrigiert. Je nach graphischer Darstellung werden nachfolgend die mit der Wenner-Sonde gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände auf Würfelgeometrie mit 150 mm Kantenlänge (ρ_{W150}), 200 mm Kantenlänge (ρ_{W200}), oder ohne geometriebedingte Störungen (ρ_{W0}) umgerechnet.

Abbildung 69 zeigt die Ergebnisse der Messungen an separat hergestellten Probekörpern (SHP) und an Demonstratoren (im unbewehrten Bereich) im Alter von 28 Tagen. Die Ergebnisse der SHP-Serie wurden auf Elektrolytwiderstände ohne geometriebedingte Störungen (ρ_{wo}) umgerechnet. Die an den 7-Tage nachbehandelten Betonseiten der Demonstratoren gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände sind im Mittel um 7 % niedriger als an den separat hergestellten Proben. Bei B6-II wurden um rd. 42 % höhere spezifische Elektrolytwiderstände am Demonstrator gemessen. Zwischen den mit 1 Tag und 7 Tage nachbehandelten Betonbereichen konnte kein nennenswerter Unterschied festgestellt werden.

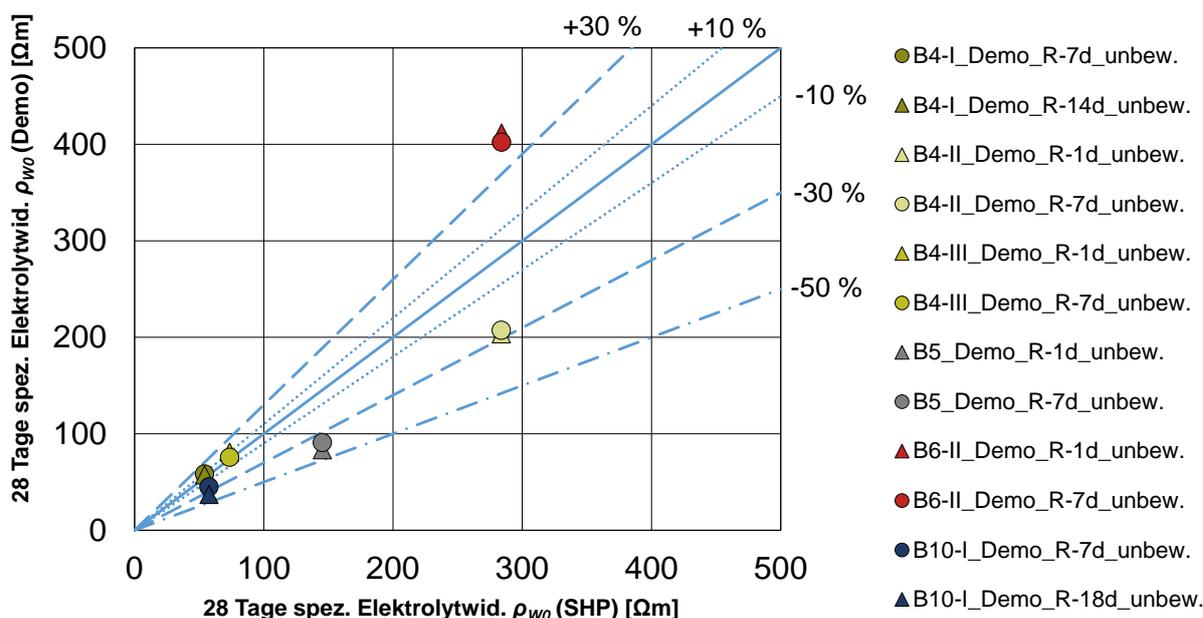


Abbildung 69: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Demonstratoren (unbewehrter Bereich)

In Abbildung 70 werden als Nächstes die spezifischen Elektrolytwiderstände im bewehrten Bereich der Demonstratoren mit den separat hergestellten Proben gegenübergestellt. Die Messungen an den bewehrten Bereichen der Demonstratoren ergaben dabei ein ähnliches Bild wie die Messungen an den unbewehrten Bereichen. Die Messungen an den Demonstratoren waren mit Ausnahme von B6-II niedriger als die Messungen an den Laborwürfeln. Auch hier konnte kein signifikanter Unterschied zwischen den Messungen an den Seiten mit unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer festgestellt werden.

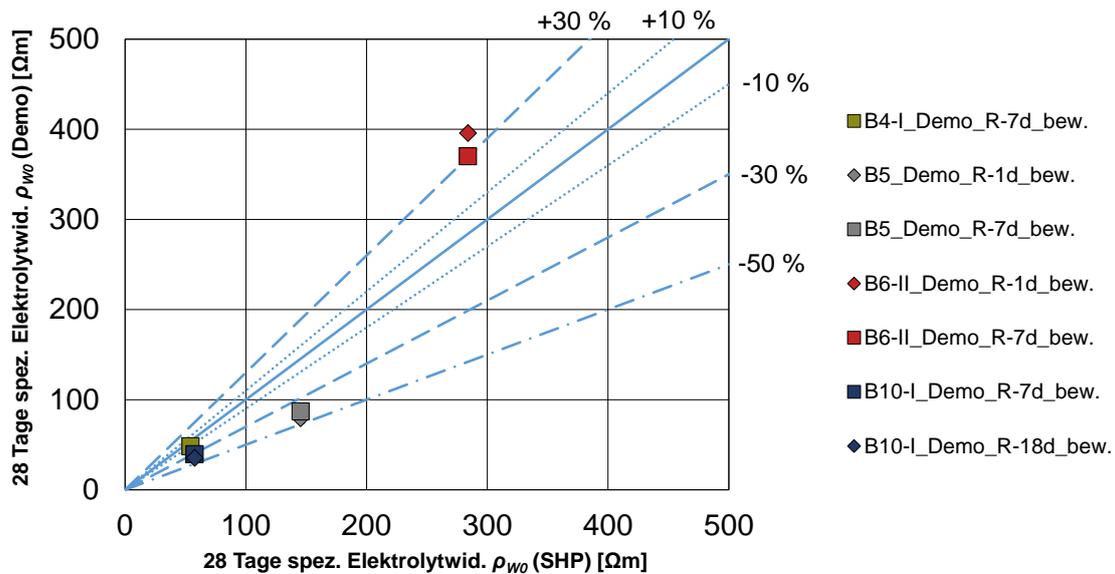


Abbildung 70: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen zwischen Würfeln (SHP) und Demonstratoren (bewehrter Bereich)

Die Messungen an den Pfeilern ergaben im Mittel rd. 10 % niedrigere spezifische Elektrolytwiderstände als die separat hergestellten Prüfkörpern, vgl. Abbildung 71. Hierbei konnte bspw. auch bei B10-I kein wesentlicher Unterschied der gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände zwischen den Seiten mit einer Nachbehandlungsdauer von 7 und 25 Tagen festgestellt werden.

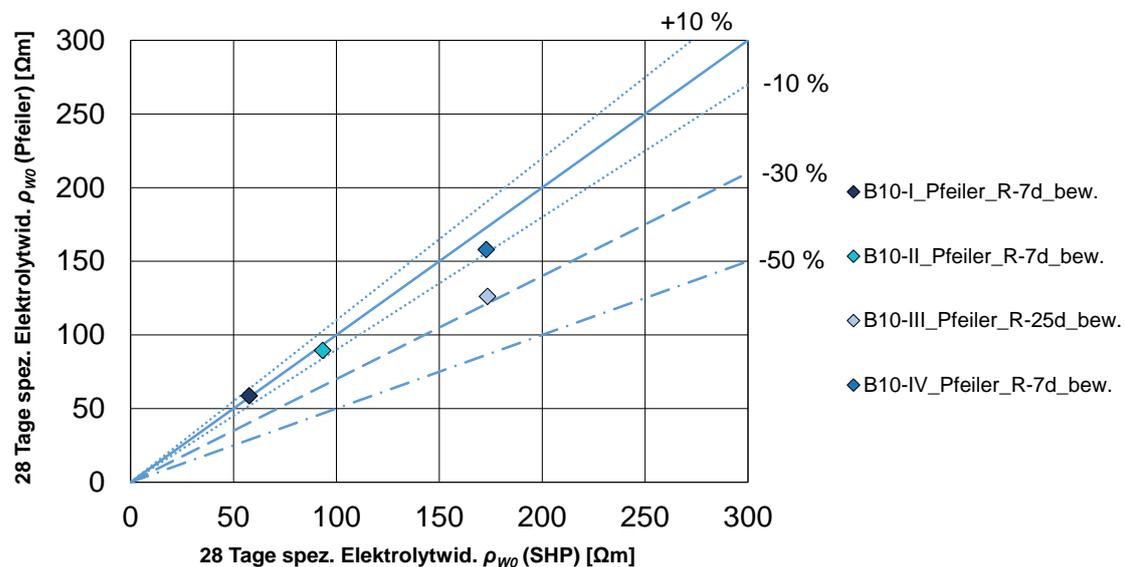


Abbildung 71: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen zwischen Würfeln (SHP) und Pfeiler (bewehrter Bereich)

Einfluss der Bewehrung

Um den Einfluss der Bewehrung auf die Messung des spezifischen Elektrolytwiderstandes zu quantifizieren, werden in Abbildung 72 die Messergebnisse der unbewehrten und bewehrten Bereiche der Demonstratoren gegenübergestellt.

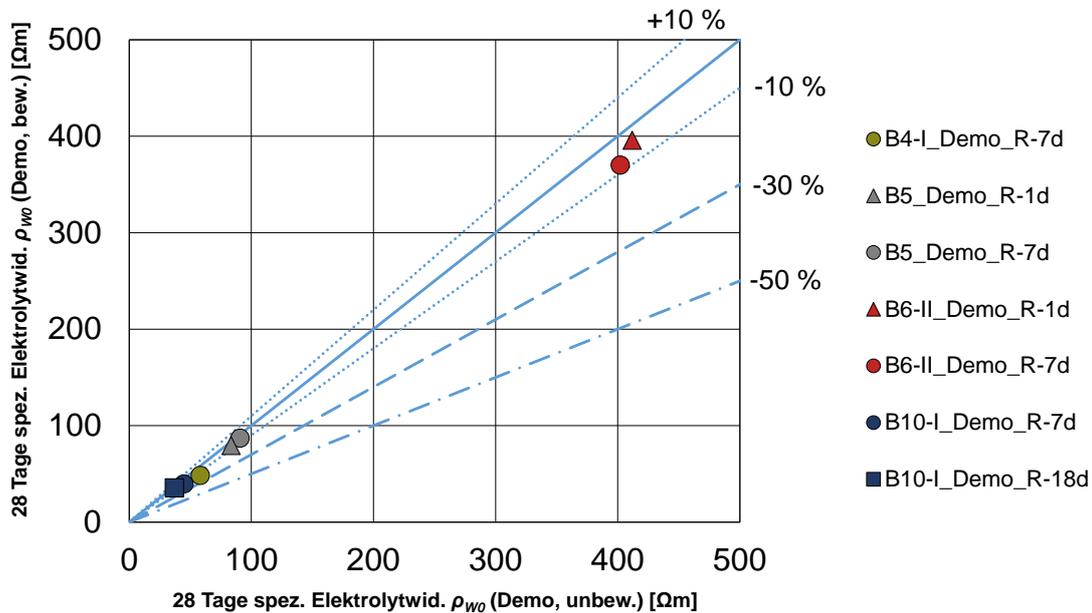


Abbildung 72: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen an Demonstratoren in unbewehrten und in bewehrten Bereichen

Es lässt sich erkennen, dass im vorliegenden Fall ein geringer Unterschied zwischen den beiden Bereichen besteht (rd. 6,5 %). Dies kann zum einen daran liegen, dass die Demonstrator-Bauteile mit wenig Bewehrung gebaut wurden, um die Bohrkernentnahme zu erleichtern. Zum anderen wurden die Demonstratoren mit der gleichen Betondeckung hergestellt wie die Bauteile, die sie repräsentieren. Da diese Demonstratoren ausschließlich Ingenieurbauwerke darstellten, die mit einer hohen Betondeckung gebaut werden, kann dies auch dazu geführt haben, dass der Unterschied zwischen bewehrten und unbewehrten Bereichen nicht so groß ausfiel.

Möglicherweise hat die Stahlbewehrung bei hochbewerten Bauteilen und/oder Bauteilen mit geringerer Betondeckung einen größeren Einfluss auf die Messung des spezifischen Elektrolytwiderstandes. Entsprechende Untersuchungen hierzu sind in [76] durchgeführt worden.

4.4.1.9 Frostwiderstand (CIF und LP-Kennwerte)

Die Ergebnisse des CIF-Tests sind in Abbildung 73, links (Abwitterung nach 28 FTW) und Abbildung 73, rechts (relativer dynamischer E-Modul nach 24 FTW) für die Baustelle B10-I dargestellt. Abbildung 73 (links) zeigt, dass die Abwitterung nach 28 Frost-Tau-Wechseln (FTW) bei den Demonstrator-Serien im Vergleich zu den separat hergestellten Proben (SHP) um rd. 25 bis 30 % geringer ausfiel. Weiterhin ist in Abbildung 73 (rechts) zu erkennen, dass die Demonstrator-Serien keinen auffälligen Abfall des rel. dynamischen E-Moduls nach 24 FTW aufwiesen.

Im Gegensatz dazu lag der relative dynamische E-Modul der SHP-Serie nach 24 FTW bei rd. 57 %. Somit weist die SHP-Serie einen geringeren Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel auf als die Serien aus dem Demonstrator. Ein Grund hierfür könnte die Prüfoberfläche sein. Die Laborprüfkörper (SHP) wurden an gesägten Oberflächen geprüft, während die Demonstrator-Serien direkt an der „Randzone“ (geschaltete Oberfläche) geprüft wurden. Dies konnte aufgrund der geringen Anzahl an XF-Baustellen mit Demonstratoren nicht systematisch analysiert werden.

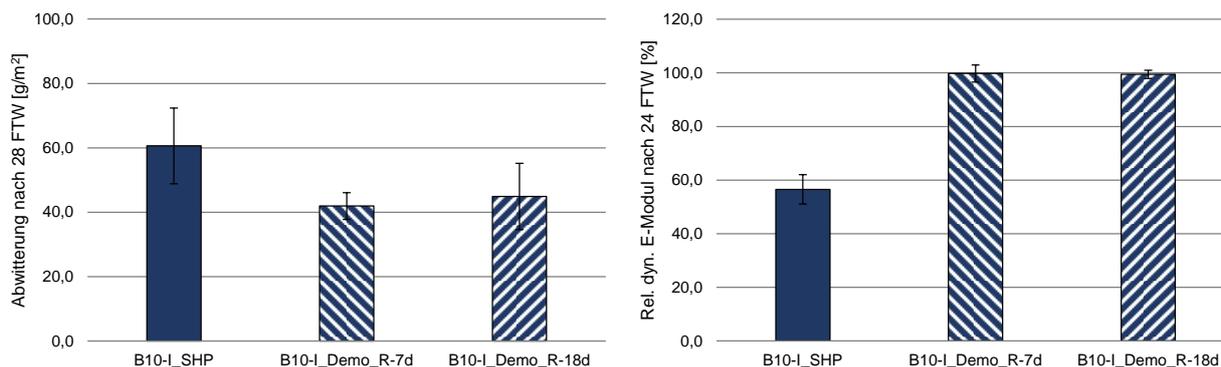


Abbildung 73: Abwitterung nach 28 FTW (links) und rel. dyn. E-Modul nach 24 FTW (rechts) beim CIF Test an Würfeln (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

Die Ergebnisse der LP-Auszählung sind in Abbildung 74 (Luftgehalt im Festbeton), Abbildung 75 (Mikroluftporengehalt) und Abbildung 76 (Abstandsfaktor) dargestellt. Die SHP-Serie zeigt einen höheren Luftgehalt bei vergleichbarem Mikroluftporengehalt und Abstandsfaktor als die Demonstrator-Serie. Dies deutet darauf hin, dass die SHP-Serie eine höhere Porosität als die Demonstrator-Serie aufweist, ohne einen besonders hohen Mikroluftporengehalt (A_{300}) oder einen geringeren Abstandsfaktor aufzuweisen. Diese höhere Porosität könnte auch erklären, warum die SHP-Serie eine höhere Verwitterung und einen stärkeren Abfall des relativen dynamischen E-Moduls im CIF-Test aufwies als die Demonstrator-Serie. Weitere Untersuchungen und ein größerer Stichprobenumfang sind erforderlich, um weitere Schlussfolgerungen ziehen zu können.

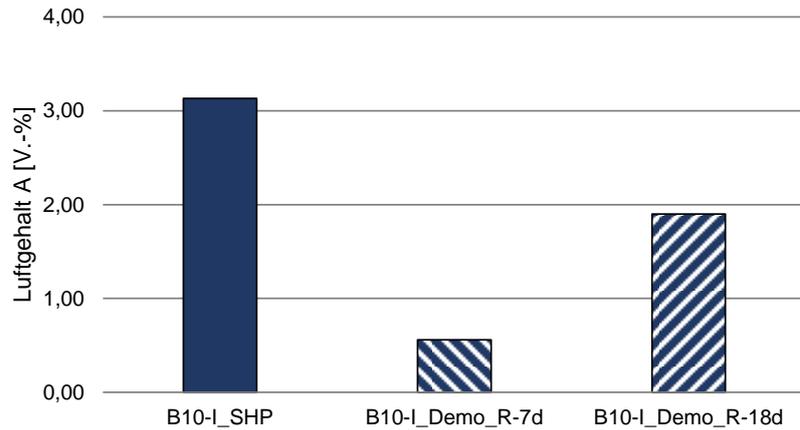


Abbildung 74: Luftgehalt im Festbeton an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

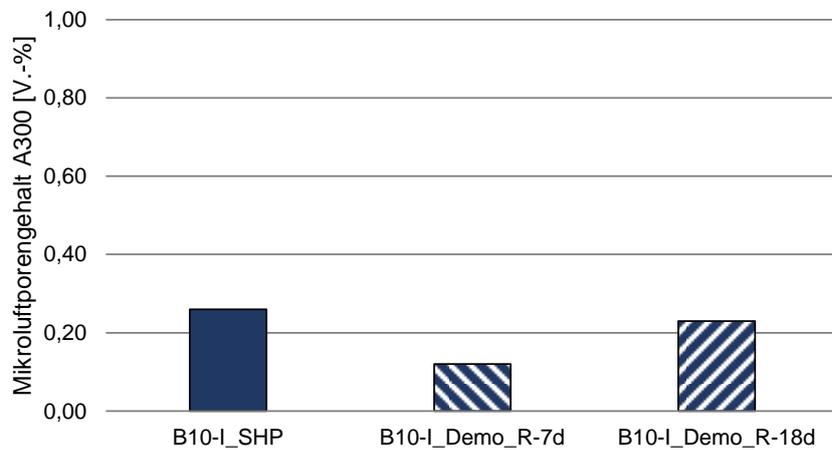


Abbildung 75: Mikroluftporengehalt im Festbeton an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

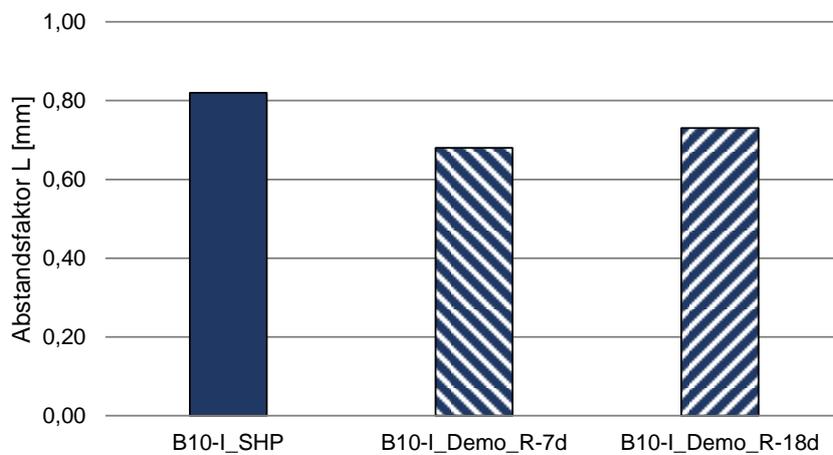


Abbildung 76: Abstandsfaktor an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung

4.4.2 Korrelation zwischen Betoneigenschaften

Nach derzeitigem Stand der Regelwerke wird die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken neben der Überprüfung der deskriptiven Vorgaben zur Zusammensetzung auch indirekt über die Betondruckfestigkeit nachgewiesen (vgl. Kapitel 1.1). Aus diesem Grund werden nachfolgend die Ergebnisse der 28-Tage-Druckfestigkeit mit den dauerhaftigkeitsrelevanten Parametern im Hinblick auf einen möglichen Zusammenhang gegenübergestellt. Um diese möglichst unter vergleichbaren Randbedingungen gegenüberstellen zu können, werden hierfür ausschließlich die Ergebnisse der separat hergestellten Proben (SHP) herangezogen.

4.4.2.1 Druckfestigkeit – Chloridmigrationskoeffizient

In Abbildung 77 werden die ermittelten Druckfestigkeiten mit den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} der auf Chlorid (XD) untersuchten Baustellenbetone im Betonalter von 28 Tagen verglichen.

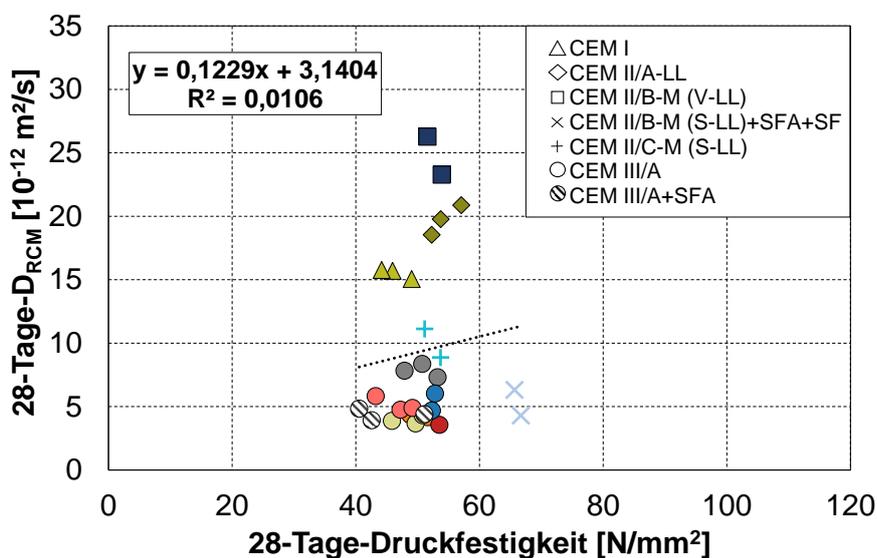


Abbildung 77: Gegenüberstellung von Druckfestigkeit und Chloridmigrationskoeffizient im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Durch die Gegenüberstellung der beiden Parameter lässt sich im ersten Anhieb feststellen, dass für die hier untersuchten Betone keine eindeutigen Zusammenhänge zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} und der Druckfestigkeit beobachtet werden können. Die Ursache liegt in erster Linie an den verschiedenen Bindemittelarten. Während die dargelegten Datenpunkte sich vornehmlich in einem Druckfestigkeitsbereich zwischen 40 und 60 N/mm² befinden, variiert der Bereich des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} zwischen $3 \cdot 10^{-12}$ und $26 \cdot 10^{-12}$ m²/s. Je höher dabei der Chloridmigrationskoeffizient ist, desto größer ist die Durchlässigkeit des Betons gegenüber Chloride, was auf eine wesentlich schwächere Performance der untersuchten Betone hindeutet.

Demgemäß wiesen insbesondere die hochofenzementhaltigen Betone (CEM III/A) aufgrund ihrer dichten Porenstruktur im Gefüge und ihres hohen Chloridbindungsvermögens infolge der latent-hydraulischen Reaktion tendenziell die niedrigsten Koeffizienten auf. Demgegenüber wiesen die CEM I-Betone und CEM II/A-LL-Betone sehr geringe Eindringwiderstände gegen Chloride auf, was auf die hohe Porosität und die geringe Chloridbindungskapazität dieser Betone zurückgeht [27, 70].

4.4.2.2 Druckfestigkeit – Spezifischer Elektrolytwiderstand

In Abbildung 78 werden die 28-Tage-Druckfestigkeiten mit dem spezifischen Elektrolytwiderstand (Wenner-Prüfung) im Betonalter von 28 Tagen gegenübergestellt.

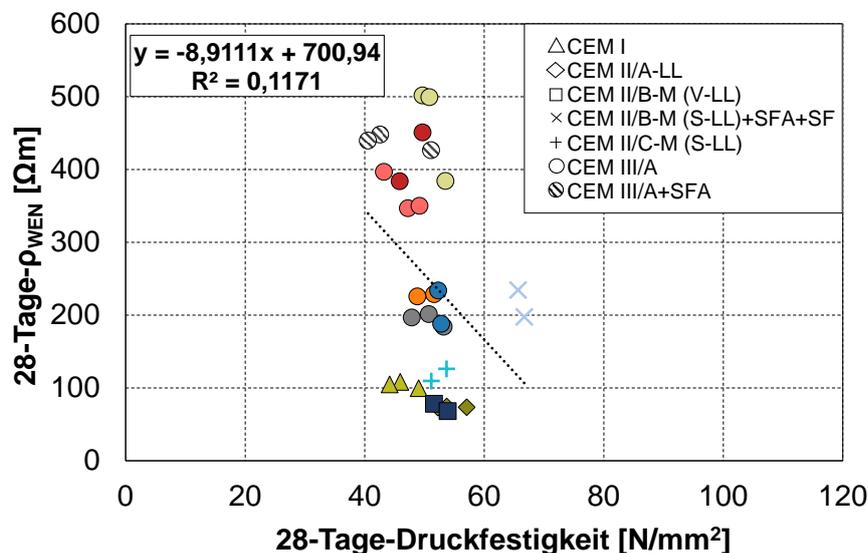


Abbildung 78: Gegenüberstellung von Druckfestigkeit und spezifischen Elektrolytwiderstand (Wenner) im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Ähnlich wie beim Vergleich mit dem Chloridmigrationskoeffizient, lässt sich bei dem spezifischen Elektrolytwiderstand (Wenner-Prüfung) ebenso keine eindeutige Korrelation mit der 28-Tage-Druckfestigkeit feststellen. Trotz vergleichbarer Druckfestigkeit zwischen 40 und 60 N/mm² aller hier untersuchten Betone, variiert der spezifische Elektrolytwiderstand zwischen 80 und 500 Ωm. Dies lässt sich wiederum auf die verschiedenen vorkommenden Bindemittelsorten zurückführen. Während die hochofenzementhaltigen Betone sich grundsätzlich im höheren spezifischen Elektrolytwiderstandsbereich zwischen 200 und 500 Ωm aufhalten, weisen die portland- und kalksteinzementhaltigen Betone geringere Werte als 100 Ωm auf. Dieser Trend bei den Bindemittelarten konnte ebenso bei den Ergebnissen des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} beobachtet werden, weshalb auf die Korrelation zwischen D_{RCM} und ρ_{WER} in Kapitel 4.4.3.2 nochmals eingegangen wird.

4.4.2.3 Druckfestigkeit – Karbonatisierungsrate

Die Druckfestigkeit des Betons, welche – im Vergleich zu anderen Kenngrößen – ohnehin immer ermittelt wird, kommt bei Dauerhaftigkeitsuntersuchungen zumeist auch als indirekter Indikator für den Karbonatisierungswiderstand in Betracht [28]. Im Folgenden werden daher die Ergebnisse der 28-Tages-Druckfestigkeit mit der Karbonatisierungsrate, ermittelt an den separat hergestellten Proben, verglichen. Dabei werden sowohl die Karbonatisierungsraten unter natürlichen Bedingungen K_c (s. Abbildung 79, links) als auch unter beschleunigten Bedingungen K_{ac} (s. Abbildung 79, rechts) berücksichtigt.

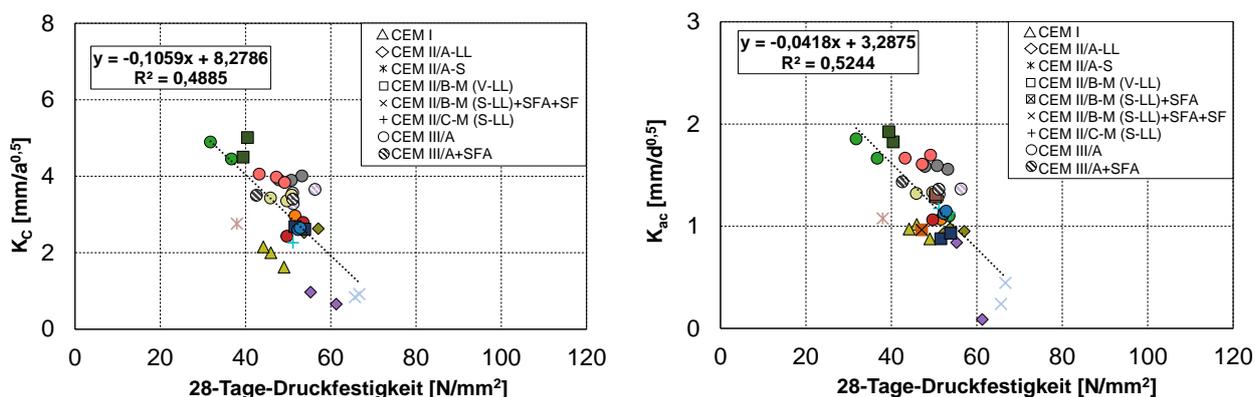


Abbildung 79: Gegenüberstellung von 28-Tage-Druckfestigkeit und K_c (links) bzw. K_{ac} (rechts), geprüft an den separat hergestellten Proben

Anhand der Ergebnisse ist festzustellen, dass zwischen der Druckfestigkeit und der Karbonatisierungsrate kein direkter Zusammenhang besteht. Dies lässt sich ebenfalls auf die verschiedenen Zementarten zurückführen. Trotz ähnlicher 28-Tage-Druckfestigkeiten ergab sich bspw. für hochfenzementhaltige Betone einen niedrigeren Karbonatisierungswiderstand im Vergleich zu portland- und kalksteinhaltigen Betonen. So nimmt bei gleicher Druckfestigkeit die Karbonatisierungsrate bzw. -geschwindigkeit zu, wenn der Gehalt an anderen Zusatzstoffen wie bspw. Hütensand oder Flugasche steigt. Beim Vergleich von karbonatisierten Betonen mit verschiedenen Bindemitteln ist demzufolge eine Abhängigkeit zur Druckfestigkeit nicht mehr eindeutig gegeben. Allerdings war bei den Ergebnissen eine leichte Korrelation erkennbar, wenn eine Betonserie mit der gleichen Zementsorte (z.B. K_c von CEM I und CEM II/A-LL) isoliert betrachtet wird.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen geht hervor, dass die Dauerhaftigkeit und die Druckfestigkeit nicht eindeutig zusammenhängen und vielmehr andere zuvor genannte Faktoren im Vordergrund stehen. Daher ist es nochmals umso wichtiger, die Dauerhaftigkeit des Baustoffs Beton leistungsbezogen zu bewerten. Nur durch gezielte Untersuchungen und leistungsbezogene Prüfungen lassen sich fundierte Aussagen über die Dauerhaftigkeit treffen.

4.4.2.4 Karbonatisierungsrate (natürlich) – Karbonatisierungsrate (beschleunigt)

Zur Bewertung des Karbonatisierungswiderstands von Beton gilt bislang die Prüfung unter natürlicher CO_2 -Konzentration (0,04 Vol.-%) nach DIN EN 12390-10 [33] als Referenzverfahren, vgl. Kapitel 4.3.2.1. Da dieses Referenzverfahren eine sehr lange Prüfdauer von mindestens 365 Tagen umfasst, jedoch für eine leistungsbezogene Annahmeprüfung auf der Baustelle schnelle Ergebnisse vorliegen müssen, wurde zusätzlich das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren nach DIN EN 12390-12 [35] berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.3.2.2). Hierbei könnte das beschleunigte Verfahren, welches eine Prüfdauer von 70 Tagen bei erhöhtem CO_2 -Gehalt (3,0 Vol.-%) aufweist, einen für die Baustelle etwas praxisgerechteren Ansatz darstellen. Es ist allerdings erforderlich, vorab einen Zusammenhang zwischen den beiden Methoden zu ermitteln, um das beschleunigte Verfahren als Alternative zum Referenzverfahren für die Baustelle vorschlagen zu können.

In Abbildung 80 werden daher die Ergebnisse der Karbonatisierungsgeschwindigkeiten, zwischen dem natürlichen K_c (aus Kapitel 4.3.2.1.2) und dem beschleunigten K_{ac} (aus Kapitel 4.3.2.2.2), gegenübergestellt. Dazu wurde die Einheit der Karbonatisierungsgeschwindigkeit K_{ac} (unter beschleunigten Bedingungen) von $\text{mm/d}^{0,5}$ auf $\text{mm/a}^{0,5}$ umgerechnet.

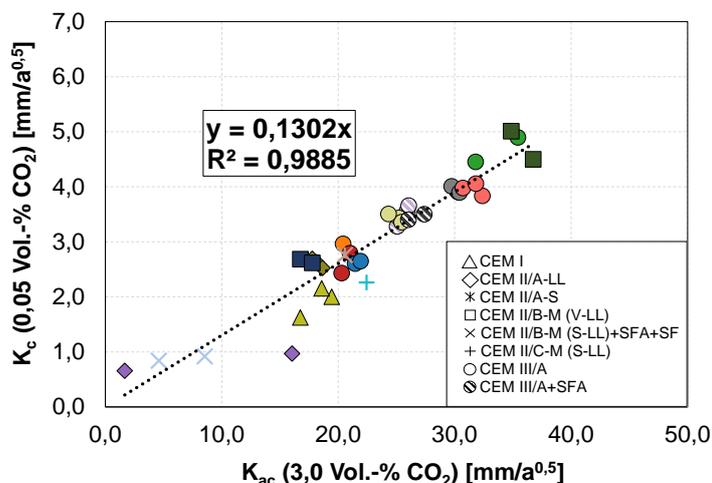


Abbildung 80: Zusammenhang zwischen der natürlichen Karbonatisierungsrate K_c und beschleunigten Karbonatisierungsrate K_{ac} , geprüft an den separat hergestellten Proben

Wie aus den Ergebnissen verschiedener untersuchten Betonsorten festgestellt werden kann, lässt sich eine enge Korrelation mit einem sehr guten Bestimmtheitsmaß ($R = 0,9885$) zwischen dem natürlichen K_c und dem beschleunigten K_{ac} beobachten. Auf Grundlage dieser gewonnenen Erkenntnisse kann festgehalten werden, dass Karbonatisierungsversuche unter beschleunigten Bedingungen grundsätzlich auf natürliche Bedingungen übertragen werden können, wodurch sich auch die Prüfzeit erheblich verkürzt. Diese gute funktionale Beziehung konnte auch von verschiedenen Autoren nachgewiesen werden [29, 77–79].

4.4.2.5 Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner) – Spezifischer Elektrolytwiderstand (TER)

Die Ergebnisse beider Methoden (TER und WEN_{200}) sind in Abbildung 81 gegenübergestellt. Die Messungen mit der Zwei-Elektroden-Methode ergaben im Durchschnitt rund 28 % niedrigere Werte als die Messungen mit der Wenner-Sonde.

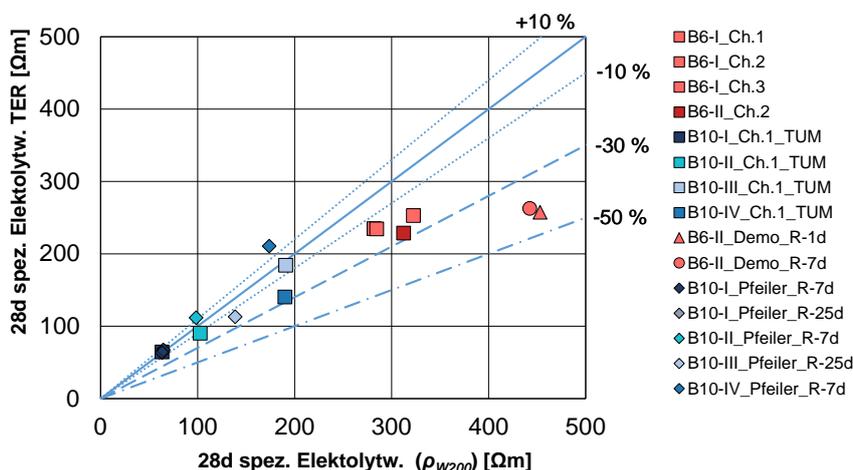


Abbildung 81: Zusammenhang zwischen dem spez. Elektrolytwiderstand, gemessen mit der Zwei-Elektroden-Methode und mit der Wenner-Sonde (umgerechnet auf W_{200}) im Alter von 28 Tagen

Die Daten der Abbildung 81 werden den Literaturdaten aus [7] in Abbildung 82 gegenübergestellt. Die im vorliegenden Projekt generierten Daten bestätigen die Daten aus [7], was auf einen guten funktionalen Zusammenhang zwischen den Messungen mit der Wenner-Sonde und der Zwei-Elektroden-Methode hinweist.

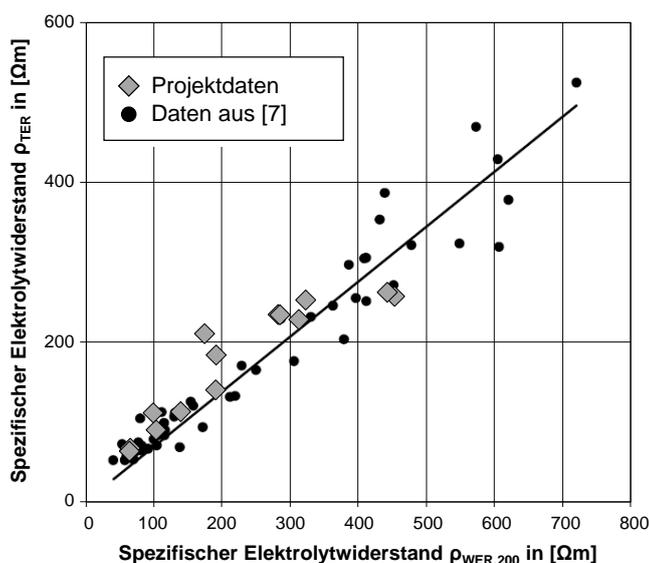


Abbildung 82: Zusammenhang zwischen dem spez. Elektrolytwiderstand, gemessen mit der Zwei-Elektroden-Methode und mit der Wenner-Sonde (umgerechnet auf W_{200}) [7]

4.4.3 Korrelation zwischen direkten und indirekten Prüfverfahren

In den Untersuchungen war die direkte Prüfung der dauerhaftkeitsrelevanten Parameter (z.B. Chloridmigrationskoeffizient, Karbonatisierungsrate) mit einem vergleichsweise hohen Aufwand verbunden und ist damit für die Überwachung auf der Baustelle nur in größeren Zeitabständen sinnvoll und realisierbar. Zumal sollte die Prüfung an einem neu errichteten Bauwerk möglichst zerstörungsfrei stattfinden, weshalb der Einsatz dieser direkten Prüfmethode auf der Baustelle unter Umständen nur bedingt geeignet ist. In diesem Kontext fehlt es nach wie vor an zerstörungsfreien und aussagekräftigen Prüfverfahren für eine Bewertung der Dauerhaftigkeit des Betons auf der Baustelle. Um die dauerhaftkeitsrelevanten Betoneigenschaften auf der Baustelle dennoch zuverlässig und präzise bewerten zu können, wurden daher indirekte Schnellprüfverfahren durchgeführt. Mit deren Anwendung sollen indirekt Rückschlüsse auf die dauerhaftkeitsrelevanten Parameter geschlossen werden, die zumal in deutlich engeren Zeitabständen durchführbar sind.

4.4.3.1 Karbonatisierungsrate – Rückprallwerte

Als indirektes Schnellprüfverfahren wurden Messungen mit dem Rückprallhammer vorgenommen, um – ähnlich wie zur Druckfestigkeit – ggf. auch Rückschlüsse über den Karbonatisierungswiderstand des Betons ziehen zu können.

In Abbildung 83 werden daher die an separat hergestellten Proben ermittelten 28-Tage-Rückprallwerte (aus Kapitel 4.3.1.2.2) mit den Karbonatisierungsraten, sowohl unter natürlichen (K_c) als auch beschleunigten Bedingungen (K_{ac}), gegenübergestellt. Bei den Ergebnissen wurde festgestellt, dass mit zunehmender Rückprallwert die Karbonatisierungsrate tendenziell abnimmt (besserer Widerstand). Jedoch lässt sich schließen, dass eine ausreichende Korrelation bei den hier untersuchten Betonen nicht vorhanden ist. Die Ursache ist – wie beim Vergleich zur Druckfestigkeit – auf die starke Bindemittelabhängigkeit der verwendeten Betone zurückzuführen.

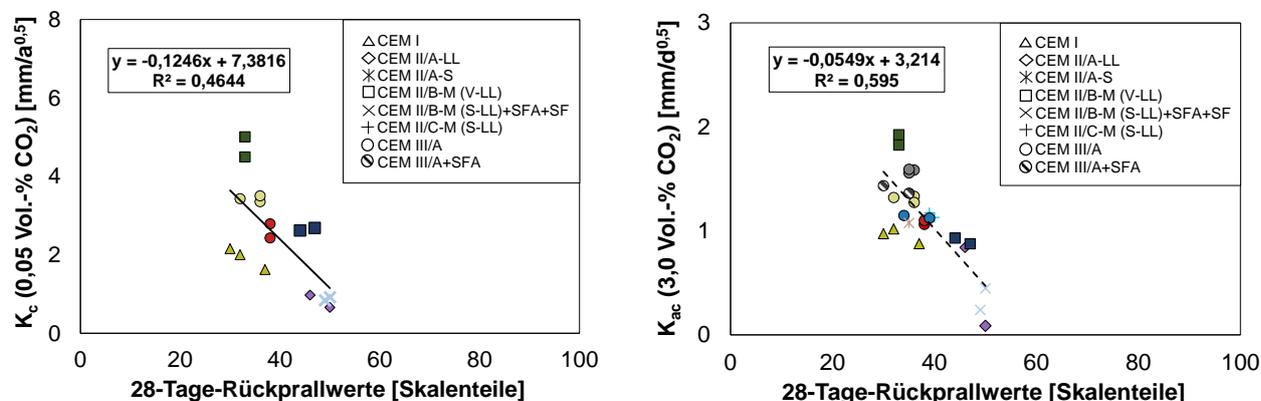


Abbildung 83: Gegenüberstellung von 28-Tage-Rückprallwerten und Karbonatisierungsrate K_c (links) bzw. K_{ac} (rechts), geprüft an den separat hergestellten Proben

4.4.3.2 Chloridmigrationskoeffizient – Spezifischer Elektrolytwiderstand

Der Zusammenhang zwischen den spezifischen Elektrolytwiderständen mittels Wenner-Sonde und den Chloridmigrationskoeffizienten (RCM-Test) werden nachfolgend für die separat hergestellten Proben (Abbildung 84, oben) und für die Demonstratoren bzw. Pfeiler (Abbildung 84, unten) dargestellt. Bei beiden Diagrammen ist eine relativ gute Korrelation zwischen den beiden Kennwerten ersichtlich (R^2 bei SHP rd. 0,91; und bei Demo/Pfeiler rd. 0,86). Ebenso sind sowohl die ermittelten Exponenten (SHP rd. -0,91; Demo/Pfeiler rd. -0,92) als auch die Regressionsbeiwerte (SHP rd. 904; Demo/Pfeiler rd. 918) praktisch gleich. Auffällig ist nur ein Ausreißer bei den Pfeilerproben, vgl. Abbildung 84 (unten). Hierbei handelt es sich um die Proben von der Rezeptur IV aus dem Demonstrator der Baustelle B10. Diese wiesen den niedrigsten Chloridmigrationskoeffizient (rd. $1,98 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) bei einem spez. Elektrolytwiderstand von rd. $175 \text{ } \Omega\text{m}$ auf. Eine Erklärung für den Ausreißer konnte nicht gefunden werden, wobei es sich hier um einen möglichen Messfehler handeln könnte. Betone ähnlicher Rezeptur (CEM III/A, w/z-Wert zwischen 0,45 und 0,50) wiesen in der Literatur Chloridmigrationskoeffizienten von rd. $4,0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ auf [80].

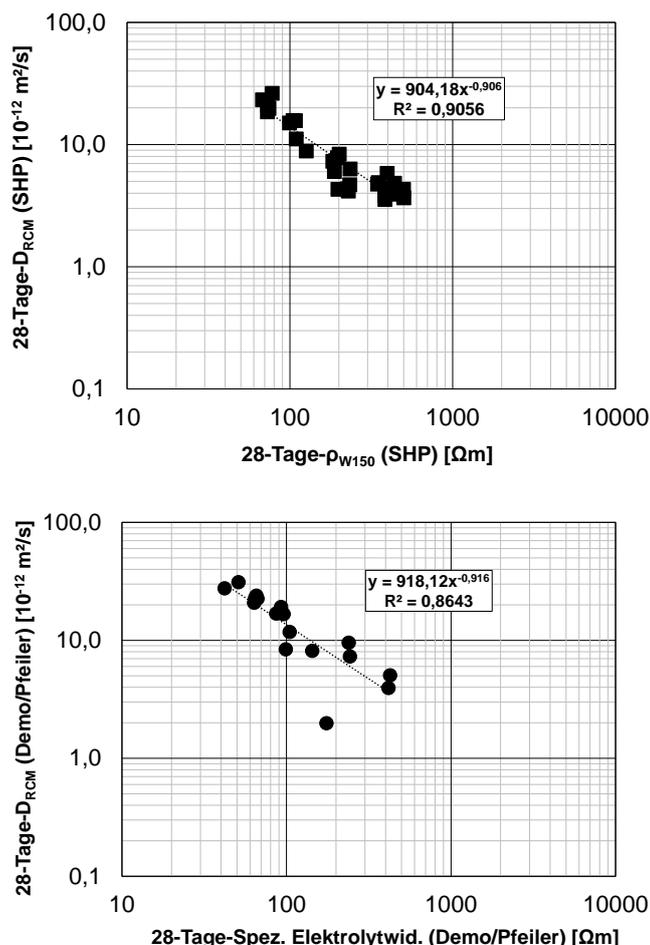


Abbildung 84: Zusammenhang zwischen spezifischem Elektrolytwiderstand (Wenner) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, dargestellt nur an den separat hergestellten Proben (oben) bzw. nur an den Demonstratoren und Pfeilern (unten)

Die gemessenen spez. Elektrolytwiderstände und Chloridmigrationskoeffizienten aller separaten Proben und Demonstratoren/Pfeilern werden in Abbildung 85 gegenübergestellt. Hierbei betrug das Bestimmtheitsmaß rd. 0,8954, was in der Gesamtheit auf eine sehr enge Korrelation hinweist.

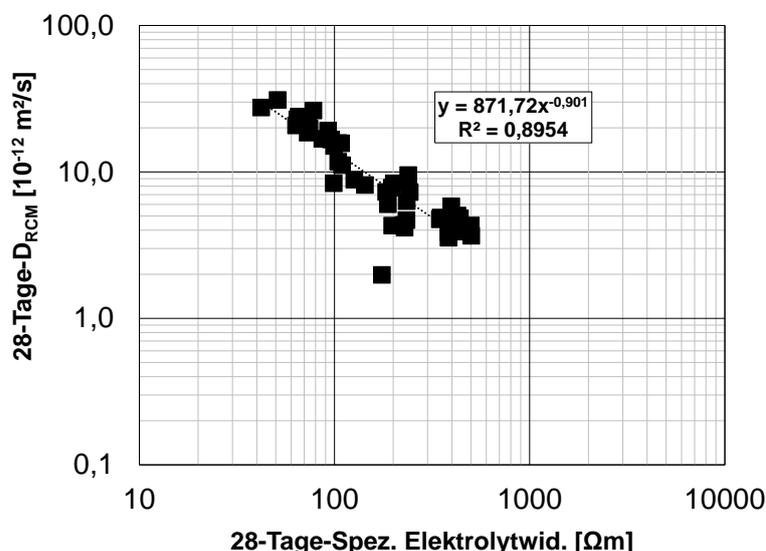


Abbildung 85: Zusammenhang zwischen spezifischem Elektrolytwiderstand (Wenner) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, dargestellt mit allen geprüften Versuchsreihen

Darauf aufbauend werden die Messdaten aus Abbildung 85 in die Literaturdaten aus [7] in Abbildung 86 eingebracht. Dabei erfolgte eine Umrechnung des gemessenen spez. Elektrolytwiderstands (Würfel mit 150 mm Kantenlänge auf Würfel mit 200 mm Kantenlänge), um die Ergebnisse mit der Literatur vergleichend darstellen zu können. Die im vorliegenden Projekt generierten Daten bestätigen die Daten aus [7], wodurch eine Korrelation zwischen dem Chloridmigrationskoeffizient und dem spez. Elektrolytwiderstand weiterhin bekräftigt wird.

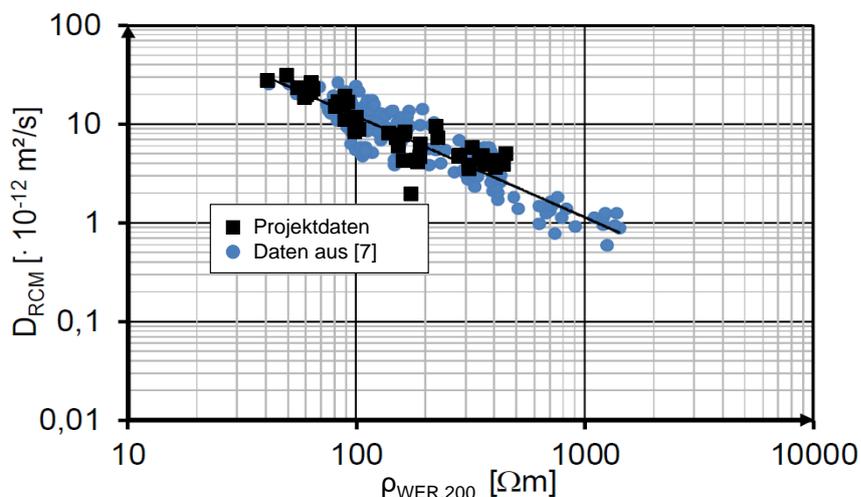


Abbildung 86: Zusammenhang zwischen spezifischem Elektrolytwiderstand (Wenner) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, an allen geprüften Serien und mit den Daten von [7]

Zwei-Elektroden-Methode (TER)

Die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände mittels der Zwei-Elektroden-Methode (TER) sind in Abbildung 87 mit den Chloridmigrationskoeffizienten gegenübergestellt.

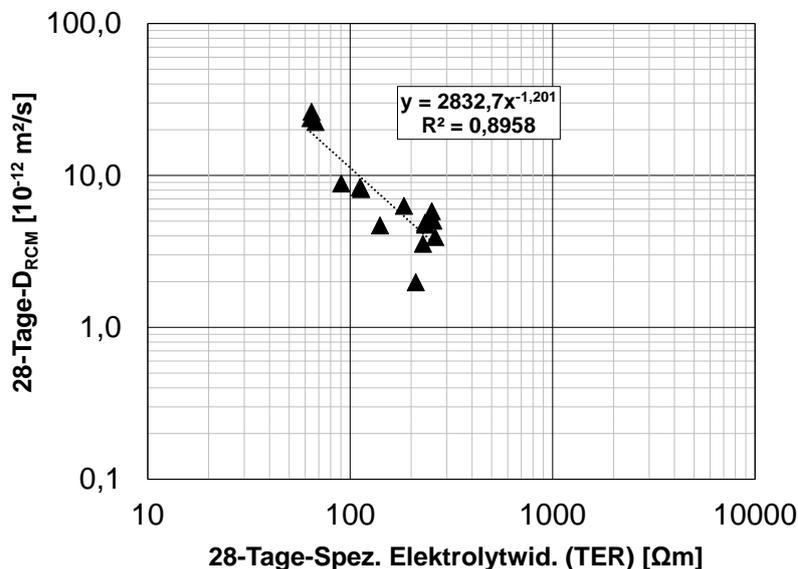


Abbildung 87: Zusammenhang zwischen spezifischer Elektrolytwiderstand (Zwei-Elektroden-Methode) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, geprüft an allen Versuchsreihen

Auch mit der Zwei-Elektroden-Methode konnte eine Korrelation mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,8958 festgestellt werden, wobei die Steigung gegenüber den Ergebnissen mit der Wenner-Sonde etwas steiler ausfällt bzw. der Exponent kleiner (negativer) wird.

4.4.3.3 Frostwiderstand – LP-Gehalt / LP-Kennwert

Auf einen Vergleich der Ergebnisse der CIF- bzw. CDF-Prüfung mit den LP-Kennwerten bzw. mit dem LP-Gehalt im Frischbeton wird aufgrund der zu geringen Stichproben (nur ein LP-Beton und nur ein Nicht-LP-Beton) verzichtet. Hierzu sind weitere Untersuchungen, insbesondere eine größere Stichprobe, erforderlich, um diese Größen sinnvoll miteinander vergleichen zu können.

5 Fazit

5.1 Zusammenfassung

Gegenwärtig wird die Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken in den einschlägigen Regelwerken deskriptiv sichergestellt, indem Anforderungen für die Betonzusammensetzung (u.a. höchstzulässiger w/z-Wert, Mindestzementgehalt) und die konstruktive Durchbildung (z.B. Mindestbetondeckung) eingehalten werden. Dazu werden die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften indirekt über die einzuhaltende Mindestdruckfestigkeit nachgewiesen. Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von neu zu errichtenden Bauwerken soll künftig durch ein performance-orientiertes Konzept erweitert werden, da die bisherigen deskriptiven Vorgaben lediglich auf empirischen Erfahrungen mit dem Einsatz von konventionellen Zementarten beruhen. Zumal befindet sich die Betonherstellung derzeit aufgrund von Klimaschutz und Ressourceneffizienz in einem stetigen Wandel, bei dem zunehmend klinkerärmere Bindemittel eingesetzt werden.

Die Einführung eines performance-orientierten Konzepts zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken ist daher erklärtes Ziel der europäischen Normung. Die Basis dazu bilden leistungsbezogene Prüfverfahren zur direkten Bestimmung der Materialeigenschaften im Hinblick auf die relevanten Einwirkungen (Karbonatisierung, Chlorideindringung, Frost- / Frost-Tausalzangriff etc.). Diese direkten Prüfverfahren sind allerdings verhältnismäßig mit einem hohen Versuchsaufwand verbunden. Um dennoch die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des einzubauenden Betons zuverlässig und präzise bewerten zu können, sollten daher – über die Druckfestigkeitsprüfung hinausgehend – geeignete indirekte Schnellprüfverfahren identifiziert werden.

Vor diesem Hintergrund wurden im Zuge des Forschungsvorhabens insgesamt 19 Baustellenbetone unter Einbezug der dauerhaftigkeitsrelevanten Expositionsklassen XD, XC und XF untersucht. Dabei sollten sich die regional in Deutschland verteilten Baustellenbetone u.a. hinsichtlich Betonfestigkeitsklasse und Zementart unterscheiden sowie Bereiche aus dem Hoch-, Tief- und Ingenieurbau abdecken. Die Untersuchungen erfolgten somit ausschließlich an auf Baustellen gewonnenen Betonproben. Zur präzisen Ermittlung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften wurden die direkten Prüfverfahren im Rahmen des Performance-Konzeptes angewendet. Parallel dazu sollten an den gleichen Betonen auch dauerhaftigkeitsrelevante Materialkennwerte mit Schnellprüfverfahren (z.B. Wenner-Sonde und Rückprallhammer) ermittelt werden.

Die erzielten Ergebnisse werden nachfolgend durch die Beantwortung der eingangs aufgestellten Forschungsfragen (aus Kapitel 3.1) zusammengefasst:

- *Kann der Karbonatisierungswiderstand eines angelieferten Transportbetons im Zuge der Annahmeprüfung hinreichend genau anhand der Druckfestigkeit desselben Betons bewertet werden und welche Abhängigkeiten (Zementart usw.) ergeben sich?*

Die erzielten Untersuchungsergebnisse zeigten einen Zusammenhang zwischen dem Karbonatisierungswiderstand und der Druckfestigkeit. Mit zunehmender Druckfestigkeit nahm die Karbonatisierungsrate tendenziell ab bzw. der Karbonatisierungswiderstand zu. Dieser Trend kann jedoch aufgrund der großen Abhängigkeit des Bindemittels nicht als funktionaler Zusammenhang herangezogen werden. Betone mit klinkerreichen Zementen wiesen einen höheren Karbonatisierungswiderstand als Betone mit Zusatzstoffen wie Hüttensand oder Flugasche auf. Hier spielte auch der w/z-Wert bzw. w/b-Wert eine wichtige Rolle. Eine allgemeingültige Umrechnung von der Druckfestigkeit auf den Karbonatisierungswiderstand ist demnach aufgrund der starken Bindemittelabhängigkeit nicht möglich, diese Erkenntnisse wurden bereits in der Literatur festgestellt.

Darüber hinaus wiesen verschiedene Chargen einer Betonrezeptur vergleichbare Karbonatisierungswiderstände und Druckfestigkeiten auf. Dies bedeutet, dass große Unterschiede in der Druckfestigkeit bei der An- oder Abnahmeprüfung wichtige Informationen über den zu erwartenden Karbonatisierungswiderstand des geprüften Betons bzw. des geprüften Bauwerks liefern können. Ist die Druckfestigkeit bei der Annahmeprüfung deutlich geringer als bei der Erstprüfung, so ist auch zu erwarten, dass der Karbonatisierungswiderstand des Betons bei der Annahmeprüfung geringer ist als bei der Erstprüfung. Dies kann durch weitere direkte Prüfungen an gesondert hergestellten Probekörpern (Annahmeprüfung) oder an aus dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen (Abnahmeprüfung) überprüft werden.

- *Kann der Chloridmigrationswiderstand hinreichend genau mit dem mit der Wenner-Sonde ermittelten Elektrolytwiderstand bewertet werden und welche Abhängigkeiten (Zementart usw.) ergeben sich?*

In vergangenen Untersuchungen wurde bereits ein funktionaler Zusammenhang zwischen dem spezifischen Elektrolytwiderstand und dem Chloridmigrationswiderstand von Betonen mit verschiedenen Zementsorten festgestellt. Dieser konnte mit den vorliegenden Untersuchungsergebnissen sowohl für die Messungen mit der Wenner-Sonde (Würfel mit Kantenlänge von 150 mm) als auch mit der Zwei-Elektroden-Methode (an RCM-Prüfkörpern) und dem Chloridmigrationskoeffizienten (RCM-Test) ebenso bestätigt werden. Dabei ist anzumerken, dass ein funktionaler Zusammenhang sowohl an auf den Baustellen hergestellten Betonen als auch an diversen Demonstrator-Bauteilen nachgewiesen werden konnte.

- *Kann der Frost-/Frost-Tausalz-Widerstand hinreichend genau mit den am Festbeton ermittelten LP-Kennwerten bewertet werden?*

Beim CDF-Test konnte aufgrund der zu kleinen Stichprobe kein funktionaler Zusammenhang zwischen den am Festbeton ermittelten LP-Kennwerten und der Abwitterung bzw. der Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls aufgestellt werden. Aufgrund des zu geringen Stichprobenumfangs konnte ebenfalls beim CIF-Versuch kein allgemeingültiger Zusammenhang zwischen den am Festbeton ermittelten LP-Kennwerten und der Abwitterung bzw. dem Abfall des relativen dynamischen E-Moduls festgehalten werden. Für einen aussagekräftigen Vergleich dieser Größen sind weitere Untersuchungen, insbesondere eine größere Stichprobe, notwendig.

- *Wie korrelieren die Ergebnisse der einschlägigen Prüfungen (Druckfestigkeit, Karbonatisierungswiderstand, Chloridmigrationswiderstand, Frost-/Frost-Tausalz-Widerstand) an aus dem Bauwerk entnommenen Bauteilproben mit jenen an separat hergestellten, normgelagerten Proben?*

Vergangene Forschungsarbeiten [51, 54] hatten bereits gezeigt, dass die am Bauwerk erzielten Betoneigenschaften von denen der separat hergestellten Proben erheblich abweichen können. Während dies bei der Betondruckfestigkeit bislang bekannt und auch normativ geregelt ist, sind die Abweichungen bei den dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften nicht hinreichend quantifiziert, zumal verschiedene Randbedingungen – insbesondere die Nachbehandlung des Betons – eine zentrale Rolle spielen. Diese Abweichungen zwischen den separat hergestellten Proben und den Bauteilproben wurden daher in den Untersuchungen des vorliegenden Forschungsvorhabens ermittelt.

Die Druckfestigkeit der von den Demonstratoren entnommenen Bauteilproben fiel tendenziell bis zu 10-20 % niedriger aus als die der separat hergestellten Proben. Allerdings lag die Druckfestigkeit bei einigen Demonstratoren wiederum höher als bei den separat hergestellten Proben. So variierte das Druckfestigkeitsverhältnis zwischen den Bauteilproben und den separat hergestellten Proben (28-tägige Wasserlagerung) in einem Bereich von 0,80 bis 1,10 und betrug im Mittel ca. 0,98. Diese Druckfestigkeitsverhältniswerte wurden ebenso in [54, 81] festgestellt. Eine wesentliche Einflussgröße stellte unter anderem auch die Bauteilart bzw. -geometrie dar. Dies zeigte sich entsprechend bei den Demonstrator-Pfeilern, in der die Druckfestigkeit im unteren Pfeilerbereich aufgrund der Bauteilbedingungen wesentlich höher (im Schnitt 10 bis 15 %) ausfiel.

In Bezug auf den Karbonatisierungswiderstand zeigte sich, dass die Bauteilproben grundsätzlich eine höhere Karbonatisierungsrate aufwiesen als die separat hergestellten Proben. An ausgewählten Karbonatisierungsprüfungen unter natürlichen Bedingungen, die projektbedingt nur im Labor (0,05 Vol.-% CO₂) stattgefunden hatten, wiesen die Bauteilproben, in der die Randzone mit 1 Tag bzw. 7 Tage Nachbehandlungsdauer geprüft wurden, eine um 130 % bzw. 36 % höhere Karbonatisierungsrate auf. Bei den Schnellkarbonatisierungsprüfungen (3,0 Vol.-% CO₂) war die Karbonatisierungsrate der Bohrkerne (mit Randzone) etwa 25 % höher als die separat hergestellten Proben. Wurde hingegen die Karbonatisierungsrate am Kernbeton der Bauteilproben betrachtet, lag dieser ca. 15-20 % höher als die separat hergestellten Proben. Im Zusammenhang mit der Karbonatisierungsrate spielte bei den Ergebnissen vor allem die Nachbehandlungsdauer in der Betonrandzone eine wesentliche Rolle.

Auch bei der Bewertung des Chloridmigrationskoeffizienten zeigten die Bauteilproben eine Abweichung von mehr als 30-50 %, was auf einen wesentlich schwächeren Chlorideindringwiderstand in den Demonstrator-Bauteilen hindeutete. Dabei spielte wiederum der Einfluss der Nachbehandlungsdauer am Bauteil eine zentrale Rolle. Während die Bauteilproben mit längerer Nachbehandlungsdauer (7 Tage) in der Randzone ca. 20-30 % höheren Chloridmigrationskoeffizienten aufwiesen, lagen die Bauteilproben mit nur 1 Tag Nachbehandlungsdauer nahezu 50-60 % höher im Vergleich zu den separat hergestellten Proben. Der Einfluss der verschiedenen Umgebungs- und Lagerungsbedingungen beider Versuchsreihen war dabei auch nicht auszuschließen.

Für den Fall des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands konnten aufgrund der geringen Anzahl an Untersuchungen im vorliegenden Forschungsvorhaben keine konkreten Aussagen getroffen werden. Hierzu müssten noch weitere Prüfungen an Demonstratoren vorgenommen werden, um die Abweichung beider Versuchsreihen genauer quantifizieren zu können.

5.2 Empfehlungen für die Praxis

Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse werden folglich Empfehlungen für die Baupraxis ausgesprochen. Diese werden zuerst für Karbonatisierung (Expositionsklasse XC) erläutert; des Weiteren für Chlorid (Expositionsklassen XD und XS); und schließlich für Frost bzw. Frost-Tausalz-Widerstand (Expositionsklasse XF).

Für die Sicherstellung des Karbonatisierungswiderstands eines Betons sind zusätzliche Schritte bei der Erstprüfung erforderlich. Neben der Prüfung der Konsistenz und der Druckfestigkeit muss auch der Karbonatisierungswiderstand einer neuen Rezeptur leistungsbezogen bestimmt werden. Dies kann beispielsweise bei bekannten Bindemitteln unter beschleunigten Bedingungen nach DIN EN 12390-12 [35] erfolgen. Wird jedoch ein neues Bindemittel bzw. ein Bindemittel, bei dem nur wenige Erfahrungen vorliegen, in der Betonrezeptur eingesetzt, wird empfohlen, zusätzlich den Karbonatisierungswiderstand unter natürlichen Bedingungen nach DIN EN 12390-10 [33] zu prüfen. Die Ergebnisse der Karbonatisierungsprüfung können dann für die Einordnung in eine der zukünftigen ERC-Klassen herangezogen werden. Die genaue Prüfverfahren sowie die Anforderungen für die Einordnung in eine der zukünftigen ERC-Klassen müssen noch von den zuständigen Fachausschüssen definiert werden.

Bei der Annahmeprüfung auf der Baustelle wird derzeit neben den Frischbetoneigenschaften hauptsächlich die Druckfestigkeit an separat hergestellten Probekörpern geprüft. Für die Expositionsklassen XC1, XC2 und XC3 ist der Aufwand für eine zusätzliche Prüfung des Karbonatisierungswiderstands im Vergleich zu dem für diese Expositionsklassen zu erwartenden Korrosionsrisiko, bei einer angemessenen Betondeckung, vergleichsweise hoch. Es wird daher empfohlen, für diese Expositionsklassen und einer angestrebten Nutzungsdauer bis zu maximal 50 Jahren vorerst keine zusätzliche Prüfung des Karbonatisierungswiderstands als Annahmeprüfung einzuführen (vgl. Abbildung 88). Werden jedoch die Anforderungen an die Druckfestigkeit bei der Annahmeprüfung nicht erfüllt, sind weitere Untersuchungen bzw. eine Überprüfung am Bauwerk notwendig (vgl. Abbildung 88). Solche Überprüfungen der Druckfestigkeit bzw. der Karbonatisierungswiderstand kann bspw. mit dem Rückprallhammer und einer stichprobenartigen Prüfung der Bohrkerndruckfestigkeit bzw. der Karbonatisierungsrate an Bohrkernen durchgeführt werden.

Handelt es sich um ein Bauteil oder Bauwerk der Expositionsklasse XC4 oder um ein Monumentalbauwerk mit einer langen geplanten Nutzungsdauer (100 Jahre und mehr), wird empfohlen, zusätzlich zum Nachweis der Druckfestigkeit auch den Karbonatisierungswiderstand an separat hergestellten Prismen unter beschleunigten Bedingungen nach DIN EN 12390-12 [35] in größeren Abständen zu prüfen (vgl. Abbildung 88).

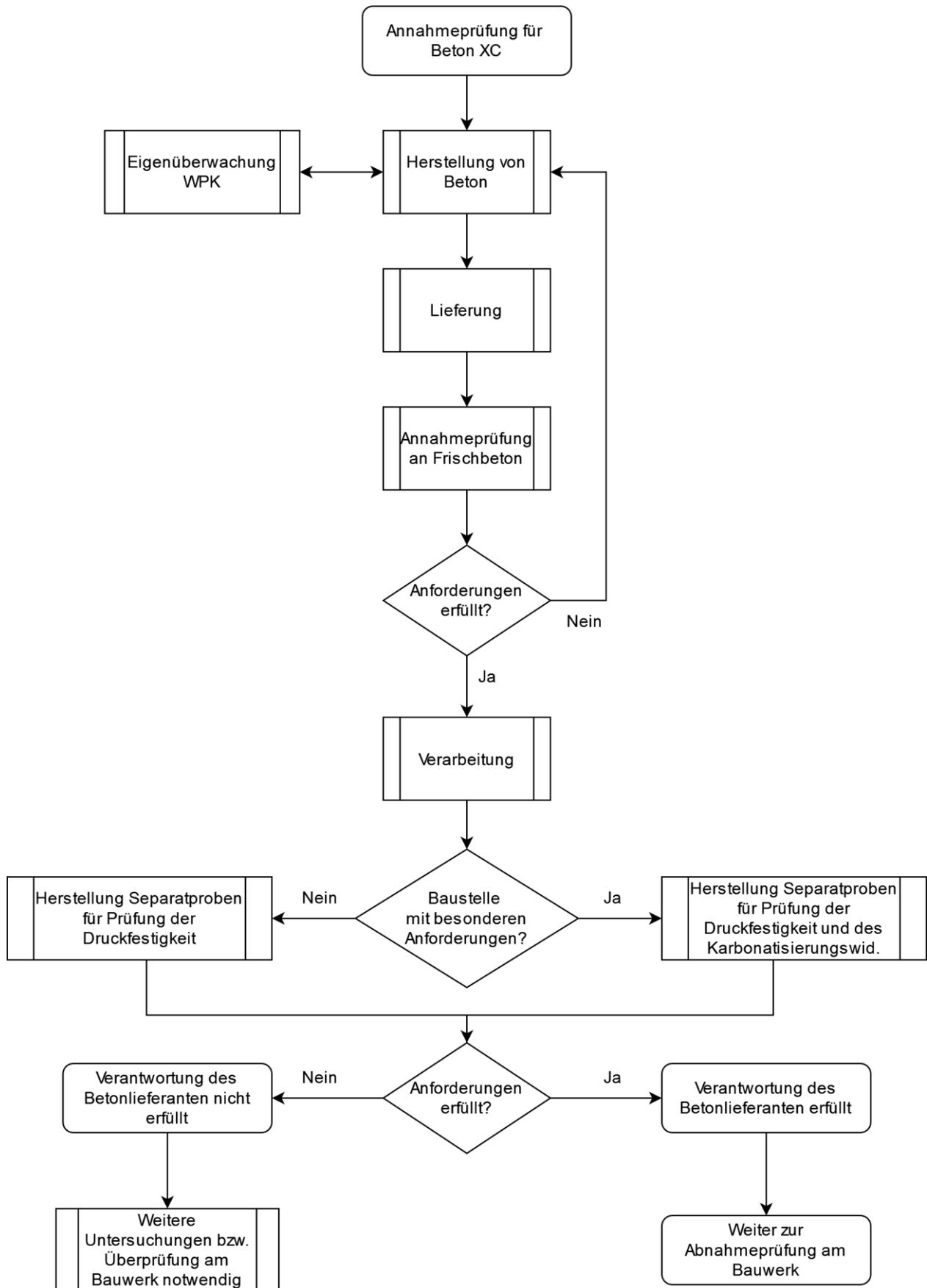


Abbildung 88: Empfohlene Vorgehensweise bei der Annahmeprüfung für XC

Werden die Anforderungen dabei nicht eingehalten, kann die Qualität des Betons am Bauwerk mit indirekten oder direkten Prüfmethode n überprüft werden. Dabei ist zu beachten, dass eine Bohrkernentnahme nur in Zweifelsfällen angeordnet werden sollte, um bspw. das optische Erscheinungsbild des neuen Bauwerks möglichst nicht zu beeinträchtigen. Als indirekte Prüfung kann die Prüfung mittels des Rückprallhammer angeordnet werden (vgl. Abbildung 89). Ist jedoch eine direkte Prüfung erforderlich, können analog zur Prüfung der Druckfestigkeitsprüfung auffällige Stellen mit dem Rückprallhammer lokalisiert werden, um eine zielgerichtete Auswahl der Bohrkern-Entnahmestellen zu unterstützen. Anschließend kann die Druckfestigkeit und/oder den Karbonatisierungswiderstand an Bohrkernen überprüft werden.

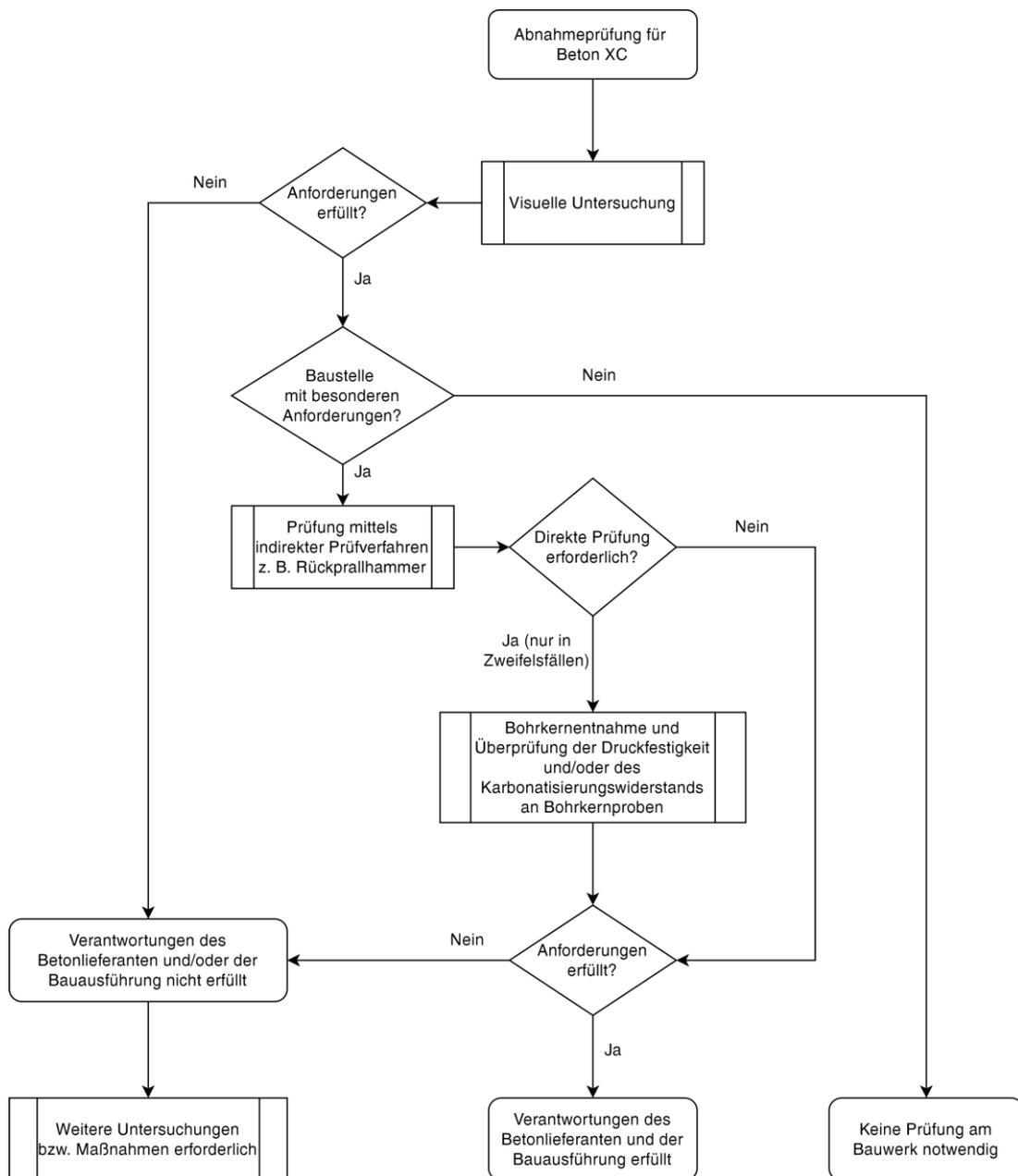


Abbildung 89: Empfohlene Vorgehensweise bei der Abnahmeprüfung für XC

Bei den Expositionsklassen XD und XS wird analog zur Expositionsklasse XC empfohlen, im Rahmen der Erstprüfung den Chlorideindringwiderstand zu prüfen. Hierzu können Probekörper für den RCM-Test, bspw. nach BAW-Merkblatt MDCC [40], hergestellt und im Alter von z.B. 28, 56, 90 und/oder 365 Tagen geprüft werden. Die genauen Prüfmuster können projektspezifisch in Abstimmung mit den Baubeteiligten festgelegt werden, sofern hierzu keine Richtlinie oder Norm von den entsprechenden Fachausschüssen veröffentlicht wird. Neben der direkten Prüfung des Chlorideindringwiderstands wird empfohlen, zusätzlich den spezifischen Elektrolytwiderstand des Betons (z.B. mit der Wenner-Sonde) zu den gleichen Prüfzeitpunkten zu messen. Auf diese Weise können altersabhängige Zusammenhänge (Chloridmigrationskoeffizient – Wenner-Sonde-Messung) gebildet werden, die als Referenz für die Annahme- bzw. Abnahmeprüfungen dienen. Die Ergebnisse der Chlorideindringwiderstandsprüfung können dann für die Einordnung in eine der zukünftigen ERC-Klassen herangezogen werden. Wie bei den XC-Klassen, sind die genauen Prüfverfahren sowie die Anforderungen für die Einordnung in einer der zukünftigen ERC-Klassen von den zuständigen Fachausschüssen festzulegen.

Wie bei den Expositionsklassen XC1, XC2 und XC3 ist auch bei den Bauteilen der Expositionsklassen XD1 und XS1 der Aufwand für eine direkte Annahmeprüfung auf der Baustelle im Vergleich zu der zu erwartenden Korrosionsgefahr durch Chlorideinwirkung qualitativ hoch. Es wird daher empfohlen, für diese Expositionsklassen und einer angestrebten Nutzungsdauer von bis zu maximal 50 Jahren vorläufig keine zusätzliche Prüfung des Chlorideindringwiderstands als Annahmeprüfung einzuführen (vgl. Abbildung 90). Handelt es sich um ein Bauteil oder ein Bauwerk der Expositionsklasse XD2/XD3 bzw. XS2/XS3, oder um ein Monumentalbauwerk mit einer langen geplanten Nutzungsdauer (100 Jahre und mehr), wird empfohlen, im Rahmen der Annahmeprüfung zusätzlich zum Nachweis der Druckfestigkeit einerseits den Chlorideindringwiderstand indirekt über spezifischen Elektrolytwiderstand und andererseits in größeren Abständen direkt über den Schnellchloridmigrationstest RCM (an separat hergestellten Proben) zu prüfen (vgl. Abbildung 90).

Bestehen jedoch Zweifel an der Qualität des Betons oder der Bauausführung nach dem Betonieren, können weitere indirekte oder direkte Prüfungen am Bauwerk gefordert bzw. vorgeschrieben werden. Analog zur Druckfestigkeit kann für den Chlorideindringwiderstand die Wenner-Sonde benutzt werden, um auffällige Bereiche (solche mit einem vergleichsweise geringeren spezifischen Elektrolytwiderstand) zu detektieren und damit eine eventuelle Bohrkernentnahme zu lokalisieren. Dabei ist zu beachten, dass eine Bohrkernentnahme nur in Zweifelsfällen angeordnet werden sollte (bspw., wenn eine indirekte Prüfung mittels der Wenner-Sonde nicht ausreicht), um das optische Erscheinungsbild des neuen Bauwerks möglichst nicht zu beeinträchtigen.

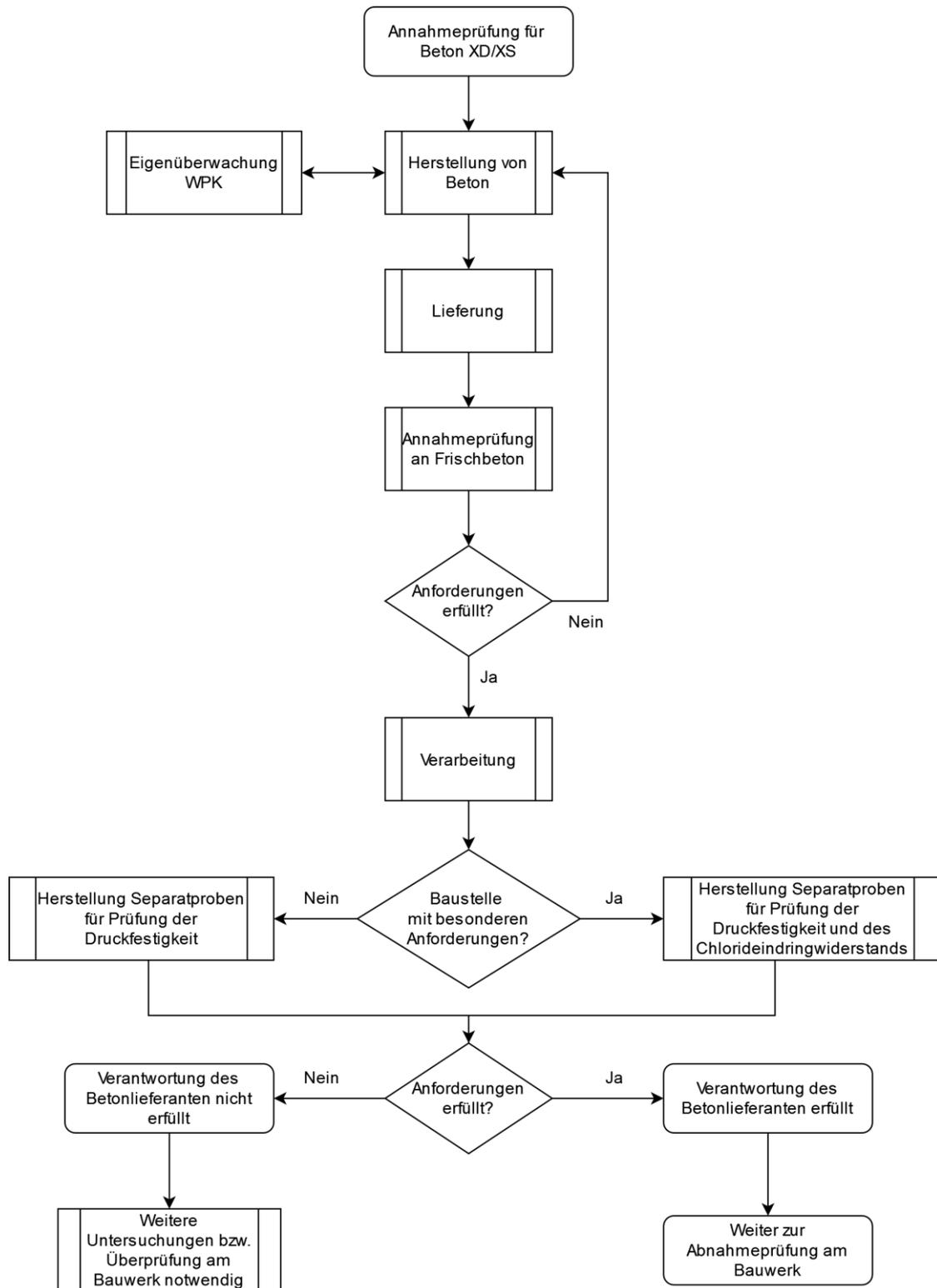


Abbildung 90: Empfohlene Vorgehensweise bei der Annahmeprüfung für XD/XS

Als Abnahmeprüfung kann eine indirekte Prüfung des Chlorideindringwiderstandes z.B. mit der Wenner-Sonde durchgeführt werden (vgl. Abbildung 91). Dabei sind je nach funktionellem Zusammenhang temperatur- und geometrieabhängige Korrekturfaktoren sowie eine ausreichende Befeuchtung des Bauteils vor und während der Messung zu beachten (vgl. Kapitel 4.4.1.8).

Reicht eine indirekte Prüfung nicht aus, so kann in einem weiteren Schritt eine Bohrkernentnahme und abschließende direkte Prüfung des Chlorideindringwiderstandes veranlasst werden. Dies sollte jedoch nur in Zweifelsfällen erfolgen (vgl. Abbildung 91). Ist jedoch eine direkte Prüfung erforderlich, kann analog zur Druckfestigkeitsprüfung die Wenner-Sonde für den Chlorideindringwiderstand benutzt werden, um auffällige Bereiche (solche mit einem vergleichsweise geringeren spezifischen Elektrolytwiderstand) zu detektieren und damit die Stellenauswahl für eine eventuelle Bohrkernentnahme zu unterstützen. Anschließend kann den Chlorideindringwiderstand an Bohrkernen überprüft werden. Hierbei ist besonders auf das Prüfalter zu achten, da dieses, je nach Bindemittel, einen großen Einfluss auf die Prüfergebnisse (z.B. RCM-Test) hat.

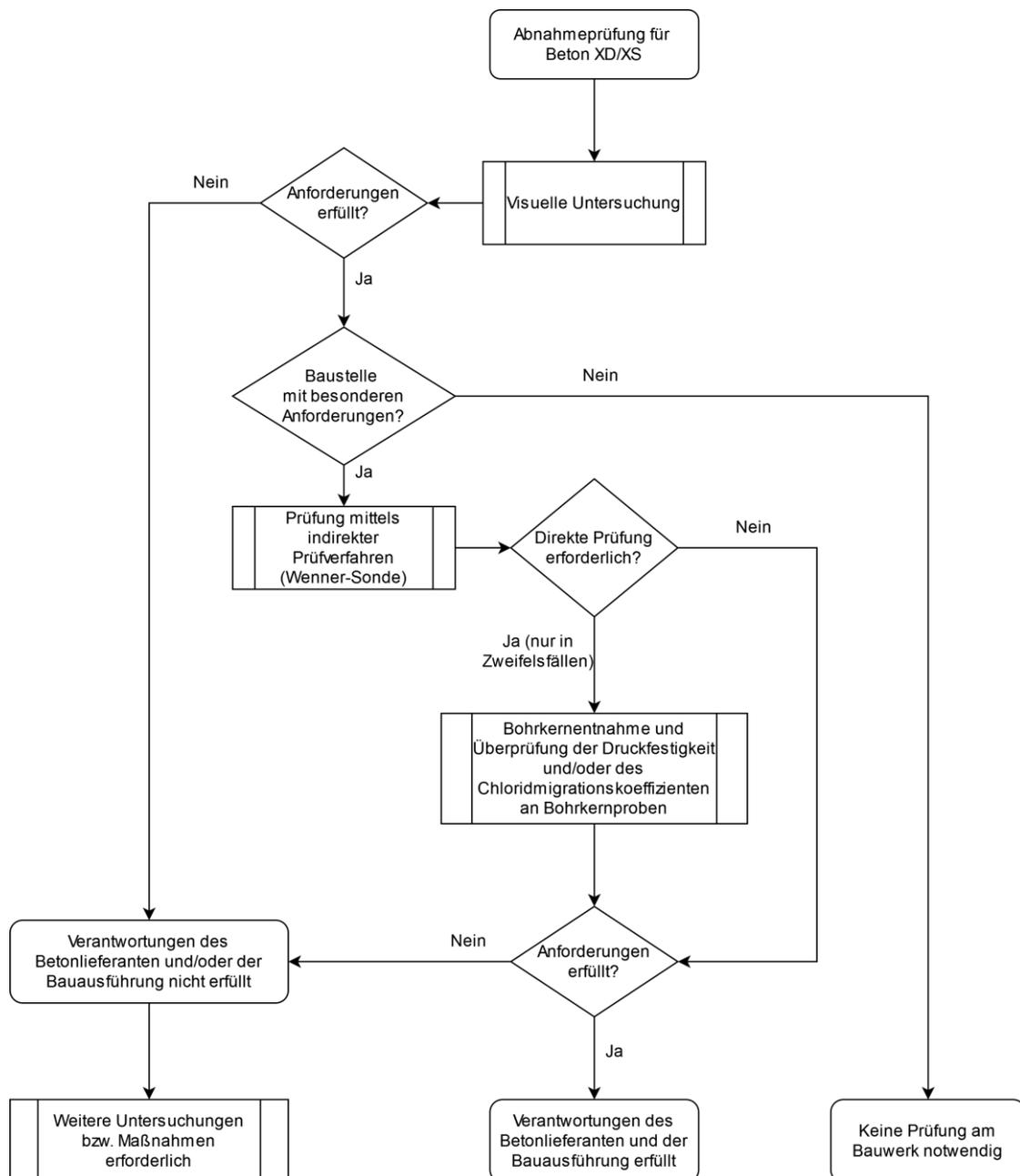


Abbildung 91: Empfohlene Vorgehensweise bei der Abnahmeprüfung für XD/XS

Für die Expositionsklasse XF (Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand) sind derzeit noch weitere Untersuchungen erforderlich, um ein leistungsbezogenes Konzept für den Nachweis der Beton- und Ausführungsqualität analog zu den hier beschriebenen Empfehlungen für Karbonatisierung (XC) und Chlorid (XD/XS) zu erarbeiten.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass eine umfassende Überwachung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften auf der Baustelle eine Herausforderung darstellen wird, die höchstwahrscheinlich nur durch eine Kombination aus direkten und indirekten Prüfverfahren bewältigt werden kann.

5.3 **Ausblick**

Das künftige Performance-Konzept wird für die Baupraxis eine Umstellung bei der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken mit sich bringen. Die im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens erzielten Ergebnisse können dabei im ersten Ansatz für eine erfolgsorientierte Umsetzung der neuen Vorgehensweise dienen. Weiterhin können die gewonnenen Erkenntnisse als Grundlage zur Optimierung von nachfolgenden Forschungsaktivitäten genutzt werden.

Während für die Fälle der Chlorideinwirkung (XD/XS) und Karbonatisierung (XC) erste leistungsbezogene Ansätze zur Annahmeprüfung auf der Baustelle bzw. Abnahmeprüfung am Bauwerk als Empfehlungen für die Praxis formuliert werden konnten, fehlen noch entsprechende Ansätze für den Fall der Frost- und Frost-Tausalz-Beanspruchungen (XF). Dazu müssten noch entsprechend weitere Baustellenbetone auf den Frostwiderstand untersucht werden. Hinzukommend müsste noch ein geeignetes Schnellprüfverfahren ausfindig gemacht werden, womit der Frostwiderstand des Betons indirekt bewertet werden kann. Eine ausreichende Korrelation bspw. über den Kennwert des Luftgehalts im Frischbeton konnte in den vorliegenden Untersuchungen nicht nachgewiesen werden.

Im Hinblick auf die untersuchten Baustellen können die Anwendungsbereiche noch entsprechend erweitert werden. So wären für den Fall der Frost- und Frost-Tausalz-Beanspruchungen insbesondere Bereiche aus dem Wasser- und Straßenbau von Bedeutung. Zur Bewertung der Qualität im Bauwerk müssen auch verschiedene Randbedingungen im Rahmen einer Parameterstudie nochmals systematisch eruiert werden. Nennenswerte Einflüsse wären sowohl die vorherrschenden Temperaturen als auch die verschiedenen Bauteilgeometrien. Der Zusammenhang zwischen Rückprallwert und Karbonatisierungsgeschwindigkeit sollte dabei tiefergehend überprüft werden. Hinzukommend könnten noch andere Prüfmethode ausgewählt werden, um die Dauerhaftigkeit des Betons zu untersuchen. Für eine Bewertung der Dauerhaftigkeit des Betons stellt z.B. die zerstörungsfreie Permeabilitätsmessung ein Instrument dar.

Vor diesen genannten Hintergründen besteht nach wie vor ein umfangreicher Forschungsbedarf auf dem Gebiet der Dauerhaftigkeit des Betons sowie insbesondere in Verbindung mit dem kommenden Performance-Konzept. Die in diesem Forschungsvorhaben gewonnenen Erkenntnisse stellen jedoch einen Mehrwert durch die Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf die Baupraxis als auch für die weitere experimentelle Forschung mit den leistungsbezogenen Prüfverfahren dar.

6 Verwertungsplan

6.1 Verwendung der Zuwendung

Wissenschaftlich-technisches Personal (Einzelansatz A.1 des Finanzierungsplans):

Zur konsekutiven Bearbeitung des gegenständlichen Forschungsvorhabens wurden Zuwendungen für wissenschaftlich-technisches Personal verwendet. Eine Gesamtübersicht über die im Berichtszeitraum in den beiden Forschungseinrichtungen (FE) eingesetzten Personenmonate (PM) ist in Tabelle 6 dargestellt.

Tabelle 6: Zuwendungen für das wissenschaftlich-technische Personal der FE 1 und FE 2

	Personenmonate	
	FE 1 (RUB)	FE 2 (TUM)
Jahr 2021	3,0 PM	3,9 PM
Jahr 2022	7,5 PM	6,0 PM
Jahr 2023	2,0 PM	2,6 PM
Σ	12,5 PM	12,5 PM

Geräte (Einzelansatz B des Finanzierungsplans):

Zuwendungen für Geräte waren von beiden Forschungseinrichtungen nicht beantragt und wurden innerhalb des Berichtszeitraums entsprechend nicht benötigt.

Leistungen Dritter (Einzelansatz C des Finanzierungsplans):

Zuwendungen für Leistungen Dritter waren von beiden Forschungseinrichtungen nicht beantragt und wurden im Berichtszeitraum auch nicht in Anspruch genommen.

6.2 Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit

Die im Berichtszeitraum geleisteten Forschungsarbeiten entsprachen in vollem Umfang den skizzierten Lösungsweg und waren für die Durchführung des Forschungsvorhabens notwendig und angemessen. Detaillierte Ausführungen zu den eingesetzten Ressourcen und der Abgleich mit dem Arbeitsplan erfolgte dabei stets in den jeweiligen Zwischenberichten. Es hatten sich im Projektverlauf keine gravierenden Abweichungen ergeben.

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

Die Umstellung auf das Performance-Prinzip zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken bedeutet für die gesamte Branche eine Auseinandersetzung mit dem neuen System in der Praxis. Betroffen davon sind zum einen die Betonhersteller, zum anderen die bauausführenden Unternehmungen und bei Letzteren insbesondere deren Überwachungslabore. In all diesen drei betroffenen Bereichen sind die Unternehmungen überwiegend KMU zuzurechnen. Die im Forschungsvorhaben durchgeführten Arbeiten sollen genau diese Umsetzung der neuen Regelungen in die Praxis unterstützen bzw. das dafür notwendige „Werkzeug“ bei den Annahmeprüfungen und ggf. Bauwerksprüfungen bereitstellen. Dies erleichtert letztendlich allen o.g. betroffenen KMU den Übergang zum neuen Konzept, was sich auch wirtschaftlich entsprechend positiv abbilden lässt.

Die im Vorhaben erzielten Ergebnisse wurden dabei zum Teil bereits auf nationalen und internationalen Konferenzen vorgetragen und somit einem breiten Fachpublikum aus Wissenschaft und Industrie zugänglich gemacht. Weitere Publikationen sollen zeitnah in Form von wissenschaftlichen Artikeln in einschlägigen Fachjournals und -zeitschriften veröffentlicht werden. Des Weiteren sollen die gewonnenen Erkenntnisse des Vorhabens demnächst Eingang in die Schriftenreihe der „Grünen Hefte“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton e. V. (DAfStb) finden. Hierzu hat der DAfStb die Erstellung einer Heftreihe auf Grundlage des Verbundprojekts „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“ geplant. Diese Heftreihe ist eine der umfangreichsten und angesehensten Schriftenreihe des Betonbaus. Im Allgemeinen führt diese Schriftenreihe wissenschaftliche Grundlagen und praxisorientierte Beiträge zu Fragen der Bemessung, Betontechnik, Umweltverträglichkeit, Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit im Betonbau zusammen und spricht gleichermaßen alle Bauentscheidungsträger und am Bau beteiligten Gruppen des privaten und öffentlichen Bereiches an (Wissenschaftler, Bauindustrie, Beratende Ingenieure etc.). Die grünen Hefte dienen der Unterstützung der täglichen Arbeit ebenso wie der Weiterentwicklung der Betonbauart.

Neben der Veröffentlichung der Projektergebnisse werden die Erkenntnisse auch in den einschlägigen Fachgremien und Arbeitsgruppen des DAfStb, NABau und CEN eingebracht, um sicherzustellen, dass entsprechende Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens auch über diese Gremien weiterverwertet werden können. Außerdem fließen die Projektergebnisse auszugsweise in die Lehre an der Ruhr-Universität Bochum (RUB) und der Technischen Universität München (TUM) ein. Die Resultate sollen in die Vorlesungsreihen der Bachelor- und Master-Studiengänge „Bauingenieurwesen“ sowie „Umweltingenieurwesen“ einfließen.

6.4 Plan zum Ergebnistransfer in die Wirtschaft

Um eine Nutzung der Forschungsergebnisse in der Praxis zu ermöglichen, wurden bereits folgende Transfermaßnahmen während der Projektlaufzeit durchgeführt (s. Tabelle 7).

Tabelle 7: Durchgeführte Transfermaßnahmen (seit Projektbeginn)

Maßnahme	Ziel / Anlass	Rahmen / Ort	Zeitraum
Projektbegleitender Ausschuss P5	Diskussion der Ergebnisse, Verwertung und Transfer, Vorgehensweise des Projekts	1. Kick-Off-Sitzung (online)	09.07.2021
		2. Sitzung (online)	11.04.2022
		3. Sitzung (Bochum)	23.08.2022
		4. Sitzung (online)	30.03.2023
		5. Sitzung (Bochum)	05.10.2023
		6. Sitzung (Berlin)	04.03.2024
DAfStb-Koordinierungsgruppe	Treffen aller fünf Projekte im Verbundvorhaben, Vorstellung und Diskussion der Forschungsergebnisse	1. Kick-Off-Sitzung (online)	22.06.2021
		2. Sitzung (Düsseldorf)	28.04.2022
		3. Sitzung (Düsseldorf)	10.11.2022
		4. Sitzung (Düsseldorf)	04.05.2023
Tagungsbeitrag	„Auf der Baustelle – Vertrauen und Kontrolle“ [82]	Praxis Transportbeton 2022, Berlin, Deutschland	14.-15.09.2022
	“Durability of Concrete: Assessing the Performance Achieved in the Laboratory and on the Construction Site” [83]	fib Symposium 2023, Istanbul, Türkei	05.-07.06.2023
	“Assessment of Deviations in Concrete Properties Quantified Under Laboratory Conditions and from the Construction Site“ [84]	RILEM SynerCrete 2023, Milos, Griechenland	14.-16.06.2023
	„Leistungsbezogene Bewertung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken durch baustellen-taugliche Abnahmeprüfungen“ [85]	21. ibausil, Weimar, Deutschland	13.-15.09.2023
Fachpublikation	“Bridging the Gap: Assessing Material Performance of Laboratory Specimens and Concrete Structures” [86]	Materials 2023, 16, 4306	11.06.2023

Neben den erfolgten Veröffentlichungen wurden die Projektinhalte auch in die Lehre eingebunden, indem verschiedene Fragestellungen in Form von Bachelor- und Masterarbeiten bearbeitet wurden:

- Bachelorarbeit (2021):
„Dauerhaftigkeit von Beton – Schädigungsmechanismen und Lebensdauerprognose von Bauteilen“
- Masterarbeit (2021):
„Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Einfluss von w/z-Wertschwankungen auf die Parameter Chlorideindring- und Carbonatisierungswiderstand“
(in Kooperation mit Projekt 4 aus dem Verbundforschungsvorhaben)
- Masterarbeit (2023):
„Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung an Brückenbauwerken“
(in Kooperation mit Projekt 1 aus dem Verbundforschungsvorhaben)
- Masterarbeit (2023):
„Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Zustandserfassung an Hochbauten“
(in Kooperation mit Projekt 1 aus dem Verbundforschungsvorhaben)

Darüber hinaus wurde eine Dissertation auf Grundlage der Forschungsergebnisse generiert:

- Dissertation (2024):
„Leistungsbezogene Bewertung der Dauerhaftigkeit von Beton in der Praxis“ (Arbeitstitel)

Um sicherzustellen, dass die Ergebnisse und Erkenntnisse des Forschungsvorhabens auch nach der Projektlaufzeit weiterverwertet werden, sind weitere Transfermaßnahmen geplant bzw. in Bearbeitung (s. Tabelle 8).

Tabelle 8: Geplante Transfermaßnahmen (nach Projektende)

Maßnahme	Ziel / Anlass	Ort / Rahmen	Zeitraum
DAfStb-Fachkolloquium	Ausrichtung eines Fachkolloquiums „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“ für Wissenstransfer in die Wirtschaft und Forschung	Berlin	2024 / 2025
Veröffentlichung „Grüne Hefte“	Heftreihe zu den fünf Projekten im Verbundforschungsvorhaben	DAfStb, Grüne Hefte, DIN Media, Berlin	ab Q2 2024
Fachpublikation	Ergebnistransfer in Wirtschaft und Forschung	Nationale und internationale Fachzeitschriften	
	„Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk“	TB-iNFO, Das Transportbeton-Magazin, (Hrsg.): in puncto Transportbeton GmbH, Berlin	ab Q2 2024
	(Arbeitstitel) „Ringversuch zur Prüfung der Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“	In Planung	ab 2024
	(Arbeitstitel) „Beurteilung des Chlorideindringwiderstandes von Betonbauwerken mittels Wenner-Sonde als Schnellprüfverfahren“	In Planung	ab 2024
Tagungsbeitrag	Ergebnistransfer in Wirtschaft und Forschung	Nationale und internationale Konferenzen (z.B. Beton-Tage, fib Symposium)	ab 2024
Normungsarbeit	Einbindung des performance-orientierten Konzepts in die Regelwerke	Einschlägige Gremien (z.B. NABau, CEN und DAfStb)	ab Q2 2024
Universitäre Lehre	Wissensvermittlung an Studierende in den Studiengängen Bauingenieurwesen und Umweltingenieurwesen	Lehre an der Ruhr-Universität Bochum und an der Technischen Universität München	ab Q2 2024

Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 206 (2021): *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A2:2021*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [2] DIN 1045-2 (2023): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [3] DIN EN 1992-1-1 (2011): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (2008): *Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, S. 837-839.
- [5] Dehn, F. (2018): *Bemessungsrelevante Kennwerte zukünftiger Betone und deren Abbildung in Regelwerken*. In: *Betone der Zukunft - Herausforderungen und Chancen*: 14. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 21.03.2018.
- [6] International Federation for Structural Concrete (2010): *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Lausanne, Switzerland.
- [7] Gehlen, C. (2000): *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. Dissertation, RWTH Aachen, DAfStb Heft 510, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [8] DIN EN 1992-1-1 (2021): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [9] Gehlen, C.; Mayer, T. F.; Schießl-Pecka, A. (2020): *Schutz und Instandsetzung von Betonbauten, Dauerhaftigkeitsbemessung*. In: *Zilch, K.; Diederichs, C. J. et al. (Hrsg.) Handbuch für Bauingenieure*, Springer Fachmedien, Wiesbaden, S. 1-32.
- [10] Wiens, U. (2022): *Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen nach dem Performance-Prinzip*. 18. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), S. 23-34.
- [11] Dehn, F.; Wiens, U. (2022): *Beton*. In: *Bergmeister, K.; Fingerloos, F. et al. (Hrsg.) Nachhaltigkeit, Digitalisierung, Instandhaltung, Beton-Kalender 2022*, Ernst & Sohn, Berlin, S. 1-172.
- [12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (2020): *Rahmenbeschreibung zum Forschungsvorhaben „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“*.

- [13] VDZ Technology gGmbH; Technische Universität München (2024): *Projekt 1: Objektsammlung, Zustandserfassung eines repräsentativen Bauwerksbestandes (XC, XD, XS und XF)*. Abschlussbericht, IGF-Vorhaben Nr. 21789 N im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“.
- [14] Technische Universität München; Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg (2024): *Projekt 2: Grenzzustände / erforderliche Zuverlässigkeiten*. Abschlussbericht, IGF-Vorhaben Nr. 21828 N im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“.
- [15] Institut für Baustoff-Forschung e.V.; Karlsruher Institut für Technologie; Ruhr-Universität Bochum (2024): *Projekt 3: Prüfverfahren für Laboruntersuchungen*. Abschlussbericht, IGF-Vorhaben Nr. 21835 N im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“.
- [16] VDZ Technology gGmbH; Karlsruher Institut für Technologie; HafenCity Universität Hamburg (2024): *Projekt 4: Klassifikation Materialwiderstände, Produktionskontrolle (PC), Konformitätskriterien und -kontrolle (CC)*. Abschlussbericht, IGF-Vorhaben Nr. 21826 N im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“.
- [17] DIN EN 12390-2 (2019): *Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2019*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [18] DIN 1045-3 (2023): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [19] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (2011): *Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN 4226*. DAfStb Heft 526, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [20] DIN EN 13791 (2020): *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2019*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [21] DIN EN 12504-1 (2021): *Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 12504-1:2019 + AC:2020*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [22] DIN EN 12504-2 (2021): *Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung – Bestimmung der Rückprallzahl; Deutsche Fassung EN 12504-2:2021*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [23] DIN EN 12504-4 (2021): *Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 4: Bestimmung der Ultraschall-Impulsgeschwindigkeit; Deutsche Fassung EN 12504-4:2021*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

- [24] Gehlen, C.; Greve-Dierfeld, S. von (2013): *Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen – Empfehlungen für eine modifizierte deskriptive Bemessung*. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. et al. (Hrsg.) *Lebensdauer und Instandsetzung - Brandschutz, Beton-Kalender 2013*, Ernst & Sohn, Berlin, S. 223-270.
- [25] Gehlen, C.; Mayer, T. F.; Thiel, C.; Fischer, C. (2021): *Lebensdauerbemessung*. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. et al. (Hrsg.) *Fertigteile, Integrale Bauwerke, Beton-Kalender 2021*, Ernst & Sohn, Berlin, S. 1-57.
- [26] Greve-Dierfeld, S. von (2015): *Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile*. Dissertation, Technische Universität München.
- [27] Rahimi, A. (2016): *Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung*. Dissertation, Technische Universität München.
- [28] Hunkeler, F.; Lammar, L. (2012): *Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen*. Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildeggen.
- [29] The European Union – Brite EuRam III (2000): *DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures*. Technical Report, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347 2000.
- [30] Stark, J.; Wicht, B. (2013): *Dauerhaftigkeit von Beton*. Springer Vieweg, Berlin / Heidelberg.
- [31] Verein Deutscher Zementwerke (2008): *Zement-Taschenbuch*. 51. Ausgabe, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf.
- [32] Springenschmid, R. (2018): *Betontechnologie für die Praxis*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [33] DIN EN 12390-10 (2019): *Prüfung von Festbeton – Teil 10: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton bei atmosphärischer Konzentration von Kohlenstoffdioxid; Deutsche Fassung EN 12390-10:2018*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [34] International Federation for Structural Concrete (2006): *Model Code for Service Life Design*. bulletin no. 34, Lausanne, Switzerland.
- [35] DIN EN 12390-12 (2020): *Prüfung von Festbeton – Teil 12: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton – Beschleunigtes Karbonatisierungsverfahren; Deutsche Fassung EN 12390-12:2020*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

- [36] Breit, W.; Dauberschmidt, C.; Gehlen, C.; Sodeikat, C.; Taffe, A. et al. (2011): *Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehaltes bei Stahlbetonbauwerken*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5, S. 290-298.
- [37] Raupach, M.; Dauberschmidt, C. (2004): *Dauerhaftigkeit von Küstenbauwerken: Anforderungen an Diffusionskoeffizienten von Betonen*. Forschungsbericht Nr. F 903, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen.
- [38] Tang, L.; Utgenannt, P.; Lindvall, A.; Boubitsas, D. (2010): *Validation of models and test methods for assessment of durability of concrete structures in road environment*. CBI Uppdragsrapport No. P802606, CBI Betonginstitutet AB, Stockholm.
- [39] DIN EN 12390-11 (2015): *Prüfung von Festbeton – Teil 11: Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton – Einseitig gerichtete Diffusion; Deutsche Fassung EN 12390-11:2015*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [40] BAW-Merkblatt (2019): *Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung (MDCC)*. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [41] Breitenbücher, R.; Youn, B.-Y. (2013): *Untersuchungen zu Betonabplatzungen an Brückenkappen infolge Frost-Taumittleinwirkungen*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, S. 373-381.
- [42] DIN CEN/TS 12390-9 (2017): *Prüfung von Festbeton – Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand – Abwitterung; Deutsche Fassung CEN/TS 12390-9:2016*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [43] DIN-Fachbericht CEN/TR 15177 (2006): *Prüfung des Frost-Tauwiderstandes von Beton – Innere Gefügestörung; Deutsche Fassung CEN/TR 15177:2006*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [44] Siebel, E. (2005): *Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse – Sachstandsbericht*. DAfStb-Heft 560, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [45] BAW-Merkblatt (2012): *Frostprüfung von Beton*. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [46] Schießl, P.; Mayer, T. F. (2009): *Lebensdauermanagement von Stahlbetonbauwerken*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, S. 747-753.
- [47] Breitenbücher, R.; Gehlen, C.; Schießl, P.; van den Hoonard, J.; Siemes, T. (1999): *Service life design for the Western Scheldt Tunnel*. Durability of Building Materials and Components 8, Vol. 1, Vancouver, Canada, pp. 3-15.
- [48] Breitenbücher, R. (2003): *Probabilistische Lebensdauerbemessung – Umsetzung am Beispiel des Westerscheldetunnels*. Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Peter Schießl, Schriftenreihe Baustoffe der TUM, cbm, Heft 2/2003.

- [49] Gehlen, C.; Schießl, P. (1999): *Probability-based durability design for the Western Scheldt Tunnel*. Structural Concrete, P1, No. 2.
- [50] Schießl, P. (2005): *New Approach to Service Life Design of Concrete Structure*. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 6, No 5, pp. 393-407.
- [51] Jacobs, F.; Hunkeler, F.; Mühlán, B. (2018): *Prüfung und Bewertung der Betonqualität am Bauwerk*. Forschungsprojekt AGB 2014/008 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.
- [52] Weber, M. (2019): *Zur Ermittlung mechanischer Kennwerte von Bestandsbetonen*. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern.
- [53] Glock, C.; Schnell, J.; Weber, M. (2020): *Bauen im Bestand*. In: Zilch, K.; Diederichs, C. J. et al. (Hrsg.) Handbuch für Bauingenieure, Springer Fachmedien, Wiesbaden, S. 1-44.
- [54] Schnell, J.; Weber, M. (2019): *Experimentelle Ermittlung der Korrelation der Druckfestigkeiten von Bohrkernen aus Bauwerksbeton und genormten Probekörpern*. Abschlussbericht DAfStb-Forschungsvorhaben V 496, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [55] Spörel, F. (2010): *Untersuchungen zum Einsatz von Mikrohohlkugeln in Beton als Alternative zum Luftporenbeton*. FuE-Abschlussbericht A39510370002, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
- [56] Spörel, F.; Müller, H. (2012): *Untersuchung des Einflusses von Schalung und Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter Betonflächen massiger Betonbauteile*. FuE-Abschlussbericht A39510310141, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
- [57] Spörel, F.; Müller, H.; Westendarp, A. (2013): *Einfluss der Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter massiger LP-Betonbauteile*. beton 6/2013, S. 234-239.
- [58] Jacobs, F. (2019): *Dauerhaftigkeit von Beton im Bauteil*. Beton und Stahlbetonbau, Heft 6, S. 383-391.
- [59] DIN EN 12350-1 (2019): *Prüfung von Frischbeton – Teil 1: Probenahme und Prüfgeräte; Deutsche Fassung EN 12350-1:2019*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [60] DIN EN 12350-5 (2019): *Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung EN 12350-5:2019*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [61] DIN EN 12350-6 (2019): *Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung EN 12350-6:2019*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [62] DIN EN 12350-7 (2022): *Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt – Druckverfahren; Deutsche Fassung EN 12350-7:2019 + AC:2022*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [63] DIN EN 12390-3 (2019): *Prüfung von Festbeton – Teil_3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

- [64] Breit, W.; Merkel, M. (2019): *Vergleichende Untersuchungen zur Rückprallhammerprüfung bezogen auf R- und Q-Werte*. DAfStb-Heft 634, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [65] Merkel, M.; Breit, W. (2018): *Zerstörungsfrei zur Bauwerksfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9, S. 640-646.
- [66] DIN EN 12390-13 (2021): *Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2021*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [67] Krenkler, K. (1980): *Chemie des Bauwesens – Band 1: Anorganische Chemie*, Springer, Berlin.
- [68] Rahimi, A.; Gehlen, C. (2018): *Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauten unter Chlorideinwirkung*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, S. 13-21.
- [69] Müller, C. (2006): *Performance of Portland-composite cements*. Cement International 2/2006, Vol. 4, pp. 3-9.
- [70] Lay, S. (2006): *Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken*. Dissertation, Technische Universität München.
- [71] Celebi, A. R. (2020): *Chloridumverteilung in Beton nach Applikation eines Oberflächenschutzsystems – Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7*. Technische Universität Kaiserslautern.
- [72] Layssi, H.; Ghods, P.; Alizadeh, A. R.; Salehi, M. (2015): *Electrical Resistivity of Concrete*. ACI Concrete International, Vol. 37, Iss. 5, pp. 41-46.
- [73] DIN EN 480-11 (2005): *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Prüfverfahren - Teil 11: Bestimmung von Luftporenkennwerten in Festbeton; Deutsche Fassung EN 480-11:2005*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [74] Millard, S. G.; Ghassemi, M. H.; Bungey, J. H.; Jafar, M. I. et al. (1990): *Assessing the electrical resistivity of concrete structures for corrosion durability studies*. 3. International Symposium on "Corrosion of reinforcement in Concrete Construction", held at the Belfry Hotel, Wishaw, Warwickshire, UK, pp. 303-313.
- [75] Ungricht, H.; Hunkeler, F. (2007): *Instandsetzung von Galerien – Wirkung und Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen*. Forschungsauftrag AGB 2005/025 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amts für Tiefbau des Kantons Uri, TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.
- [76] Weydert, R.; Gehlen, C. (1999): *Electrolytic Resistivity of Cover Concrete: Relevance, Measurement and Interpretation*. Durability of Building Materials and Components 8, Vols 1-4, pp. 409-419.

- [77] Leemann, A.; Moro, F. (2017): *Carbonation of concrete: the role of CO₂ concentration, relative humidity and CO₂ buffer capacity*. Materials and Structures, Vol. 50, Iss. 1.
- [78] Rathnarajan, S.; Dhanya, B. S.; Pillai, R. G.; Gettu, R.; Santhanam, M. (2022): *Carbonation model for concretes with fly ash, slag, and limestone calcined clay - using accelerated and five - year natural exposure data*. Cement and Concrete Composites, Vol. 126, p. 104329.
- [79] Thiel, C. (2023): *Einfluss von CO₂-Druck und Feuchtegehalt auf das Porengefüge von zementgebundenen Materialien während der Carbonatisierung*. Dissertation, Technische Universität München.
- [80] Fédération internationale du béton (2015): *Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides*. State-of-the-art report / fib Bulletin no. 76, Lausanne, Switzerland.
- [81] Concrete Society (2004): *In situ concrete strength – An investigation into the relationship between core strength and standard cube strength*. Project Report No. 3, The Concrete Society, Camberley.
- [82] Breitenbücher, R.; Ov, D. (2022): *Auf der Baustelle – Vertrauen und Kontrolle*. Beiträge zur Fachtagung Praxis Transportbeton, beton 09|2022, S. 20.
- [83] Lozano Valcarcel, J. M.; Ov, D.; Kränkel, T.; Gehlen, C.; Breitenbücher, R. (2023): *Durability of Concrete: Assessing the Performance Achieved in the Laboratory and on the Construction Site*. In: Ilki, A.; Çavunt, D.; Çavunt, Y.S. (eds.): Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient, Lecture Notes in Civil Engineering, Springer Nature Switzerland, Cham, pp. 450-459.
- [84] Ov, D.; Lozano Valcarcel, J. M.; Kränkel, T.; Breitenbücher, R.; Gehlen, C. (2023): *Assessment of Deviations in Concrete Properties Quantified Under Laboratory Conditions and from the Construction Site*. In: Jędrzejewska, A.; Kanavaris, F.; Azenha, M. et al. (eds.): International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement-based Materials and Concrete Structures, RILEM Bookseries, Springer Nature Switzerland, Cham, pp. 764-774.
- [85] Ov, D.; Lozano Valcarcel, J. M.; Breitenbücher, R.; Kränkel, T.; Gehlen, C. (2023): *Leistungsbezogene Bewertung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken durch baustellentaugliche Abnahmeprüfungen*. 21. Internationale Baustofftagung (ibausil), ce papers (ce/papers), Heft 6, Weimar, S. 1493-1504.
- [86] Lozano Valcarcel, J. M.; Ov, D.; Kränkel, T.; Gehlen, C.; Breitenbücher, R. (2023): *Bridging the Gap: Assessing Material Performance of Laboratory Specimens and Concrete Structures*. MDPI Materials, Vol. 16, Iss. 12.

[87] Wetterzentrale.de (2024): *Wetterdaten in Deutschland*. <https://www.wetterzentrale.de>
[Zugriff am: 03.03.2024].

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Betonabplatzungen aufgrund von Bewehrungskorrosion in Stahlbetonbauteilen	1
Abbildung 2:	Darstellung der Projekte und beteiligten Forschungsstellen im Verbundforschungsvorhaben	3
Abbildung 3:	Lieferung eines Transportbetons aus dem Betonmischfahrzeug (links) und entsprechende Verarbeitung auf der Baustelle (rechts)	4
Abbildung 4:	Entnahme eines Bohrkerns mit 100 mm Durchmesser, dargestellt sind Vorderseite (links) und Rückseite (rechts) des Bauteils	7
Abbildung 5:	Schädigungen infolge Karbonatisierung, dargestellt sind Betonabplatzungen in mehreren Bereichen eines Bauwerks	8
Abbildung 6:	Schädigungen infolge Chlorideindringung (und Karbonatisierung), dargestellt sind Bereiche einer Kaimauer am Meer	10
Abbildung 7:	Schädigungen infolge Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff, dargestellt sind mehrere Bereiche am Beispiel einer Brückenkappe [41]	12
Abbildung 8:	Funktionaler Zusammenhang zwischen D_{RCM} (RCM-Test) und ρ_{WER} (mit Wenner-Sonde) verschiedener Betonzusammensetzungen, aus [27] nach [7]	14
Abbildung 9:	Im Zuge der Qualitätskontrolle für den Tübbingbeton ermittelten Elektrolytwiderstände [48]	15
Abbildung 10:	Ansicht der hergestellten Versuchswand und der Bohrkernentnahmestellen [55]	17
Abbildung 11:	Übersicht der untersuchten Baustellen (rechts), Ergebnisse zum Chloridmigrationskoeffizient (oben) und Frost-Tausalz-Widerstand (unten), geprüft an Bohrkernen aus dem Bauteil und an separat hergestellten Proben im Alter von 28 Tagen [51, 58]	18
Abbildung 12:	Struktur und Ablauf der Arbeitspakete des Forschungsvorhabens	21
Abbildung 13:	Ergebnisse der Luft- und Frischbetontemperaturen auf den Baustellen B1 bis B13	24
Abbildung 14:	Ergebnisse der Ausbreitmaße auf den Baustellen B1 bis B13	25
Abbildung 15:	Ergebnisse der Frischbetonrohddichte auf den Baustellen B1 bis B13	25
Abbildung 16:	Ergebnisse der Luftgehalte auf ausgewählten Baustellen B1, B4-III, B6 bis B10	25
Abbildung 17:	Verdichtung (links) und Folienabdeckung (rechts) der separat hergestellten Proben (SHP)	26

Abbildung 18: Gesamtübersicht der ausgewählten Baustellen und Baustellenrezepturen, unterteilt nach den untersuchten Expositionsclassen und der Anzahl an hergestellten Lieferchargen.....	27
Abbildung 19: Aufnahmen der hergestellten Demonstrator-Wände auf den Baustellen B4-I, B4-II und B6-I	29
Abbildung 20: Aufnahmen der hergestellten Demonstrator-Platten auf den Baustellen B4-III und B5.....	29
Abbildung 21: Aufnahmen der hergestellten Demonstrator-Pfeiler auf der Baustelle B10.....	30
Abbildung 22: Aufnahmen der Bohrkernentnahme an einem Demonstrator-Bauteil (Wand).....	31
Abbildung 23: Präparation der Bohrkern für Druckfestigkeitsprüfungen	32
Abbildung 24: Präparation der Bohrkern mit Randzone und Kernbeton für Chloridprüfungen	33
Abbildung 25: Präparation der Bohrkern mit Randzone und Kernbeton für Karbonatisierungsprüfungen	33
Abbildung 26: Ergebnisse der mittleren Druckfestigkeit nach 28 Tagen an separat hergestellten Proben, unterteilt nach den einzelnen Chargen und mit Angaben der jeweiligen Zieldruckfestigkeitsklassen.....	35
Abbildung 27: Ergebnisse der Druckfestigkeit im Betonalter von 7, 28, 70 und 90 Tagen, geprüft an SHP	36
Abbildung 28: Entwicklung der Druckfestigkeit nach 90 Tagen, exemplarisch an B4-II (SHP) dargestellt	36
Abbildung 29: Bestimmung der Rückprallwerte an separat hergestellten Proben, nach [64, 65]	37
Abbildung 30: Darstellung der Rückprallwerte und der Druckfestigkeit nach 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben	38
Abbildung 31: Ergebnisse des E-Moduls nach 28 Tagen, geprüft an separat hergestellten Proben.....	39
Abbildung 32: Lagerung von Proben unter natürlicher CO ₂ -Konzentration (links) und exemplarisch gemessene Karbonatisierungstiefen über 12 Monate (rechts)	40
Abbildung 33: Kontrollmessung der relativen Feuchte bzw. Temperatur (oben) und CO ₂ -Konzentration (unten) in der Klimakammer der Forschungseinrichtung 2	41
Abbildung 34: Darstellung der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter natürlichen CO ₂ -Bedingungen (0,05 Vol.-%) nach 0 Tagen, 3 Monaten, 6 Monaten, 9 Monaten und 12 Monaten, geprüft an den separat hergestellten Proben	42

Abbildung 35: Ermittlung der Karbonatisierungsrate K_c (unter natürlichen Bedingungen) mittels Wurzel-Zeit-Gesetz.....	43
Abbildung 36: Karbonatisierungsrate K_c unter natürlichen CO_2 -Bedingungen (0,05 Vol.-%), geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten.....	43
Abbildung 37: Variationskoeffizienten der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter natürlichen Bedingungen (0,05 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben.....	44
Abbildung 38: Lagerung von Proben (sowohl Prismen als auch Bauteilproben) in der CO_2 -Kammer unter beschleunigten Bedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) (links) und exemplarisch gemessene Karbonatisierungstiefen über 70 Tage (rechts)	45
Abbildung 39: Kontrollmessung der relativen Feuchte bzw. Temperatur (oben) und CO_2 -Konzentration (unten) des CO_2 -Schranks der Forschungseinrichtung 2.....	46
Abbildung 40: Darstellung der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter beschleunigten CO_2 -Bedingungen (3,0 Vol.-%) nach 0, 7, 28 und 70 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben	47
Abbildung 41: Ermittlung der Karbonatisierungsrate K_{ac} mittels Wurzel-Zeit-Gesetz.....	47
Abbildung 42: Karbonatisierungsrate K_{ac} unter beschleunigten CO_2 -Bedingungen (3,0 Vol.-%), geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten.....	48
Abbildung 43: Variationskoeffizienten der gemessenen Karbonatisierungstiefen unter beschleunigten Bedingungen (3,0 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben.....	49
Abbildung 44: Schematischer Versuchsaufbau des RCM-Tests (links) [40] und Messung der Chlorideindringtiefe einer besprühten Probe (rechts)	50
Abbildung 45: Chloridmigrationskoeffizient (D_{RCM}) im Alter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten	51
Abbildung 46: Variationskoeffizienten der gemessenen 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten, geprüft an den separat hergestellten Proben.....	52
Abbildung 47: Versuchsaufbau der Wenner-Sonde (links) und der Zwei-Elektroden-Methode (rechts) [72].....	53

Abbildung 48: Spezifischer Elektrolytwiderstand (links: Wenner-Sonde; rechts: Zwei-Elektroden-Methode) im Alter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten.....	54
Abbildung 49: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 7 und 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zementsorten.....	55
Abbildung 50: Aufnahme eines Probekörpers vor der CDF-Prüfung (links), in der CDF-Truhe (mittig) und nach der CDF-Prüfung (rechts)	56
Abbildung 51: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B4-III	57
Abbildung 52: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B9	58
Abbildung 53: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B10-I	59
Abbildung 54: Ergebnisse der Abwitterung (links) und des relativen dynamischen E-Moduls (rechts) während der Frost-Tau-Wechselperiode (FTW) für die Baustelle B10-I mit wiederholter Serie (WDH).....	59
Abbildung 55: Lösungsaufnahme vs. Dauer der Prüfung bei Chargen der Baustelle B10-I mit wiederholter Serie (WDH)	60
Abbildung 56: 28-Tage-Rohdichte (Festbeton) zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator).....	62
Abbildung 57: 28-Tage-Rohdichte (Festbeton) zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler)	63
Abbildung 58: 28-Tage-Druckfestigkeit zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator).....	63
Abbildung 59: 28-Tage-Druckfestigkeit zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler)	64
Abbildung 60: Vergleich der 28-Tage-Rückprallwerte zwischen Würfel (SHP) und Bauteil (Demonstrator).....	64
Abbildung 61: E-Modul im Alter von 28 Tagen zwischen Zylinder (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator).....	65
Abbildung 62: E-Modul im Alter von 28 Tagen zwischen Zylinder (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler)	65

Abbildung 63: Karbonatisierungsrate (links) und prozentuelle Abweichung zu SHP (rechts) unter natürlichen Bedingungen (0,05 Vol.-% CO ₂) von Serien der Baustelle B6-II	66
Abbildung 64: Karbonatisierungsrate (beschleunigt) an Balken (SHP) und Bohrkernen (links: Demonstrator, rechts: Lab.), geprüft in Abhängigkeit des Kernbereichs und der Randzone sowie mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung.....	67
Abbildung 65: Karbonatisierungsrate (beschleunigt) an Balken (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler), geprüft in Abhängigkeit des Kernbereichs und der Randzone sowie mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung.....	67
Abbildung 66: Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator), geprüft an verschiedenen Bereichen mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung	68
Abbildung 67: Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demonstrator), gelagert unter Laborbedingungen und geprüft mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung.....	69
Abbildung 68: Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Bohrkernen (Pfeiler), geprüft in der Randzone mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung.....	69
Abbildung 69: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Demonstratoren (unbewehrter Bereich)	71
Abbildung 70: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Demonstratoren (bewehrter Bereich).....	72
Abbildung 71: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen zwischen Würfel (SHP) und Pfeiler (bewehrter Bereich)	72
Abbildung 72: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) im Alter von 28 Tagen an Demonstratoren in unbewehrten und in bewehrten Bereichen	73
Abbildung 73: Abwitterung nach 28 FTW (links) und rel. dyn. E-Modul nach 24 FTW (rechts) beim CIF Test an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung.....	74
Abbildung 74: Luftgehalt im Festbeton an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung.....	75

Abbildung 75: Mikroluftporengehalt im Festbeton an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung	75
Abbildung 76: Abstandsfaktor an Würfel (SHP) und Bohrkernen (Demo), geprüft in verschiedenen Bereichen und mit unterschiedlicher Dauer der Nachbehandlung	75
Abbildung 77: Gegenüberstellung von Druckfestigkeit und Chloridmigrationskoeffizient im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben	76
Abbildung 78: Gegenüberstellung von Druckfestigkeit und spezifischen Elektrolytwiderstand (Wenner) im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben	77
Abbildung 79: Gegenüberstellung von 28-Tage-Druckfestigkeit und K_c (links) bzw. K_{ac} (rechts), geprüft an den separat hergestellten Proben	78
Abbildung 80: Zusammenhang zwischen der natürlichen Karbonatisierungsrate K_c und beschleunigten Karbonatisierungsrate K_{ac} , geprüft an den separat hergestellten Proben	79
Abbildung 81: Zusammenhang zwischen dem spez. Elektrolytwiderstand, gemessen mit der Zwei-Elektroden-Methode und mit der Wenner-Sonde (umgerechnet auf W_{200}) im Alter von 28 Tagen	80
Abbildung 82: Zusammenhang zwischen dem spez. Elektrolytwiderstand, gemessen mit der Zwei-Elektroden-Methode und mit der Wenner-Sonde (umgerechnet auf W_{200}) [7]	80
Abbildung 83: Gegenüberstellung von 28-Tage-Ruckprallwerten und Karbonatisierungsrate K_c (links) bzw. K_{ac} (rechts), geprüft an den separat hergestellten Proben	81
Abbildung 84: Zusammenhang zwischen spezifischem Elektrolytwiderstand (Wenner) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, dargestellt nur an den separat hergestellten Proben (oben) bzw. nur an den Demonstratoren und Pfeilern (unten)	82
Abbildung 85: Zusammenhang zwischen spezifischem Elektrolytwiderstand (Wenner) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, dargestellt mit allen geprüften Versuchsreihen	83
Abbildung 86: Zusammenhang zwischen spezifischem Elektrolytwiderstand (Wenner) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, an allen geprüften Serien und mit den Daten von [7]	83

Abbildung 87: Zusammenhang zwischen spezifischer Elektrolytwiderstand (Zwei-Elektroden-Methode) und Chloridmigrationskoeffizient im Alter von 28 Tagen, geprüft an allen Versuchsreihen.....	84
Abbildung 88: Empfohlene Vorgehensweise bei der Annahmeprüfung für XC.....	90
Abbildung 89: Empfohlene Vorgehensweise bei der Abnahmeprüfung für XC.....	91
Abbildung 90: Empfohlene Vorgehensweise bei der Annahmeprüfung für XD/XS.....	93
Abbildung 91: Empfohlene Vorgehensweise bei der Abnahmeprüfung für XD/XS.....	94

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Konformitätskriterien für die Druckfestigkeit, nach [1, 2].....	5
Tabelle 2:	Annahmekriterien für die Druckfestigkeit, nach [18]	6
Tabelle 3:	Übersicht der gewählten Baustellen und Betonzusammensetzungen	23
Tabelle 4:	Übersicht der hergestellten Demonstratoren.....	31
Tabelle 5:	LP Kennwerte des Baustellenbetons B4-III	61
Tabelle 6:	Zuwendungen für das wissenschaftlich-technische Personal der FE 1 und FE 2.....	97
Tabelle 7:	Durchgeführte Transfermaßnahmen (seit Projektbeginn).....	99
Tabelle 8:	Geplante Transfermaßnahmen (nach Projektende)	101

Anhang

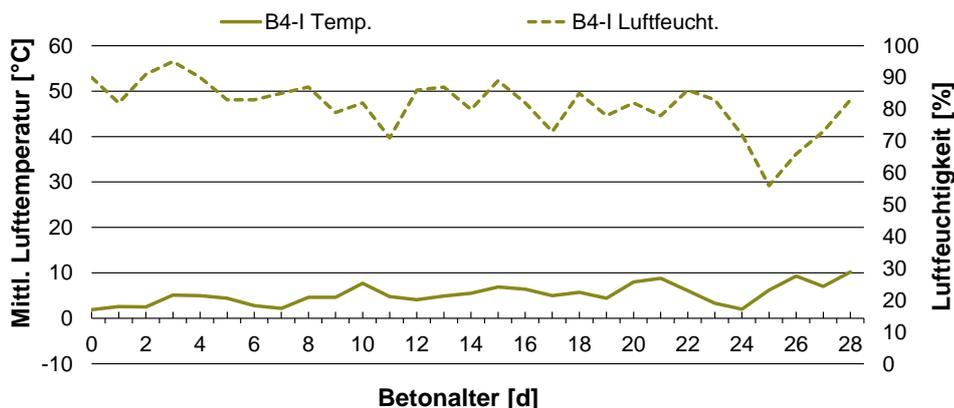
Anhang A:	Baustellenprotokolle	119
Anhang B:	Wetterdaten der Baustellen mit Demonstrator-Bauteile.....	120
Anhang C:	Einzelergebnisse	128

Anhang A: Baustellenprotokolle

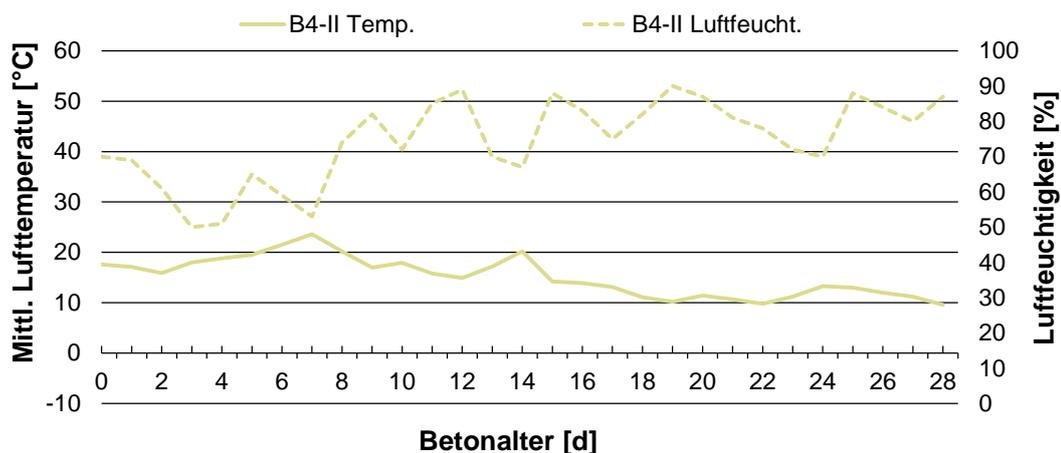
Baustelle	Charge	Herstelldatum	Temp.-Luft	Temp.-Beton	Ausbreitmaß	Konsistenz	Frischbetonroh- dichte	LP-Gehalt
[-]	[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[mm]	[-]	[kg/m³]	[Vol.-%]
B1	Ch.1	14.09.2021	16,0	21,0	430	F3	2258	5,4
	Ch.2	14.09.2021	18,0	22,0	480	F3	2220	7,4
B2	Ch.1	23.09.2021	16,4	21,3	480	F3	2400	-
	Ch.2	23.09.2021	19,0	22,0	470	F3	2440	-
B3	Ch.1	18.11.2021	9,9	13,8	680	F6	2400	-
	Ch.2	18.11.2021	9,6	13,6	570	F5	2370	-
	Ch.3	10.12.2021	3,3	11,4	590	F5	2330	-
B4-I	Ch.1 + Demonstrator	19.01.2022	5,8	10,0	460	F3	2400	-
	Ch.2	31.03.2022	8,0	13,2	510	F4	2405	-
	Ch.3	31.03.2022	6,0	14,0	450	F3	2350	-
B4-II	Ch.1+ Demonstrator	30.08.2022	23,9	28,6	460	F3	2340	-
	Ch.2	30.08.2022	20,0	25,5	460	F3	2350	-
	Ch.3	30.08.2022	20,4	26,2	440	F3	2370	-
B4-III	Ch.1+ Demonstrator	21.11.2022	3,4	11,9	440	F3	2300	5,0
	Ch.2	21.11.2022	3,0	10,6	480	F3	2290	6,8
	Ch.3	21.11.2022	2,9	10,4	520	F4	2330	7,0
B5	Ch.1+ Demonstrator	16.03.2023	5,3	19,0	510	F4	2328	-
	Ch.2	16.03.2023	7,7	22,0	460	F3	2358	-
	Ch.3	16.03.2023	6,0	19,6	480	F3	2301	-
B6-I	Ch.1+ Demonstrator	02.11.2021	11,8	17,5	480	F3	2334	1,5
	Ch.2	02.11.2021	12,0	17,6	490	F4	2332	1,8
	Ch.3	02.11.2021	14,9	18,3	480	F3	2347	1,6
B6-II	Ch.1	11.05.2022	24,0	24,0	460	F3	2382	1,6
	Ch.2+ Demonstrator	11.05.2022	25,2	26,0	450	F3	2355	1,7
B7	Ch.1	10.08.2022	15,8	23,9	510	F4	2459	1,0
	Ch.2	10.08.2022	25,1	24,3	530	F4	2410	1,6
B8	Ch.1	06.09.2022	28,9	26,6	n.b.	n.b.	n.b.	-
	Ch.2	13.09.2022	27,8	23,5	560	F5	2480	1,0
B9	Ch.1	26.07.2023	17,8	22,7	510	F4	2466	1,0
	Ch.2	26.07.2023	18,0	23,7	580	F5	2449	1,1
B10-I	Ch.1 _{TUM} + Pfeiler	02.02.2023	4,6	9,7	520	F4	2450	1,0
	Ch.2 _{RUB} + Demonstrator	02.02.2023	4,8	10,3	510	F4	2436	1,0
B10-II	Ch.1 _{TUM} + Pfeiler	20.02.2023	7,5	13,6	440	F3	2430	1,9
	Ch.1 _{RUB}							
B10-III	Ch.1 _{TUM} + Pfeiler	02.02.2023	5,0	11,0	560	F5	2430	1,2
	Ch.1 _{RUB}							
B10-IV	Ch.1 _{TUM} + Pfeiler	20.02.2023	7,5	13,2	480	F3	2410	1,7
	Ch.1 _{RUB}							
B11	Ch.1	27.03.2023	12,7	15,7	480	F3	2350	-
	Ch.2	27.03.2023	11,0	15,0	500	F4	2350	-
B12	Ch.1	05.04.2023	8,6	16,0	380	F2	2462	-
	Ch.2	05.04.2023	8,6	16,7	410	F2	2402	-
	Ch.3	05.04.2023	4,2	15,0	460	F3	2403	-
B13	Ch.1	24.05.2023	14,2	21,9	470	F3	2414	-

Anhang B: Wetterdaten der Baustellen mit Demonstrator-Bauteile

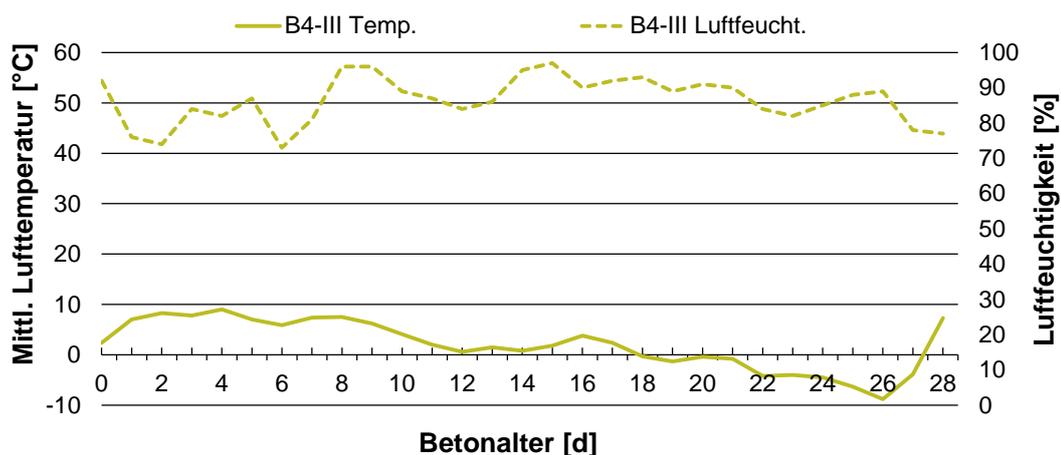
Baustelle B4-I, Wetterdaten aus [87]



B4-I					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	19.01.2022	-2,5	4,8	1,9	90
1	20.01.2022	0,3	4,1	2,6	82
2	21.01.2022	0	4,7	2,5	91
3	22.01.2022	4,2	6,4	5,1	95
4	23.01.2022	3,6	6,5	5	90
5	24.01.2022	3	5,6	4,4	83
6	25.01.2022	2,1	3,2	2,8	83
7	26.01.2022	1,4	2,8	2,2	85
8	27.01.2022	2,4	7,1	4,6	87
9	28.01.2022	3	6,9	4,6	79
10	29.01.2022	5,2	10	7,7	82
11	30.01.2022	1,4	6,5	4,8	71
12	31.01.2022	2,3	6,1	4,1	86
13	01.02.2022	2	7,9	4,9	87
14	02.02.2022	1,6	8,7	5,5	80
15	03.02.2022	5,4	8,5	6,9	89
16	04.02.2022	3,3	8,9	6,4	82
17	05.02.2022	3,3	6,6	5	73
18	06.02.2022	2,1	7,1	5,7	85
19	07.02.2022	2	7,7	4,4	78
20	08.02.2022	4,5	10,1	8	82
21	09.02.2022	7,7	10,4	8,8	78
22	10.02.2022	3,1	8,2	6,1	86
23	11.02.2022	-0,5	5	3,3	83
24	12.02.2022	-2,6	6,8	2	72
25	13.02.2022	0,1	10,8	6,2	56
26	14.02.2022	5,7	12,7	9,3	66
27	15.02.2022	5,2	9	7	73
28	16.02.2022	6,5	14,1	10,2	83

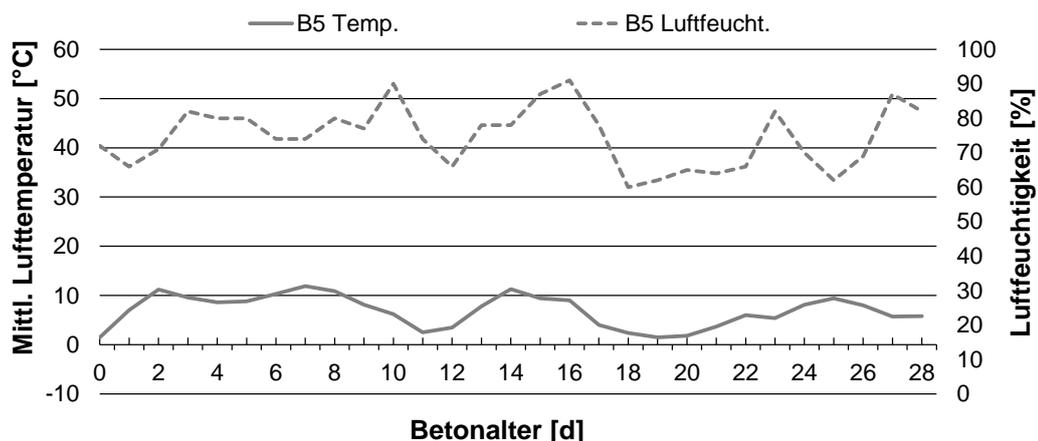
Baustelle B4-II, Wetterdaten aus [87]

B4-II					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	30.08.2022	9,9	24,6	17,6	70
1	31.08.2022	9,8	24,1	17,1	69
2	01.09.2022	6,7	24,4	15,9	61
3	02.09.2022	9,2	25,9	18	50
4	03.09.2022	12,4	24,5	18,8	51
5	04.09.2022	10	28,5	19,5	65
6	05.09.2022	12,6	29,5	21,5	59
7	06.09.2022	17,7	31,1	23,6	53
8	07.09.2022	14,1	25,7	20,2	74
9	08.09.2022	13,6	21,7	17	82
10	09.09.2022	14,5	23,3	17,9	72
11	10.09.2022	12,3	19,9	15,8	85
12	11.09.2022	11,1	20,1	14,9	89
13	12.09.2022	8,4	24,8	17,2	70
14	13.09.2022	16,5	24,6	20,2	67
15	14.09.2022	10,9	16,4	14,2	88
16	15.09.2022	10,8	18,1	13,9	83
17	16.09.2022	10,1	17,6	13,1	75
18	17.09.2022	8,9	15,8	11,1	82
19	18.09.2022	9	11,7	10,2	90
20	19.09.2022	9	17,4	11,4	87
21	20.09.2022	4,8	15,9	10,7	81
22	21.09.2022	3,3	17,4	9,8	78
23	22.09.2022	3,3	18,8	11,2	72
24	23.09.2022	7,3	19,9	13,3	70
25	24.09.2022	10,6	16,1	13	88
26	25.09.2022	7,2	16,7	12	84
27	26.09.2022	8,5	13,3	11,2	80
28	27.09.2022	7,5	12,4	9,6	87

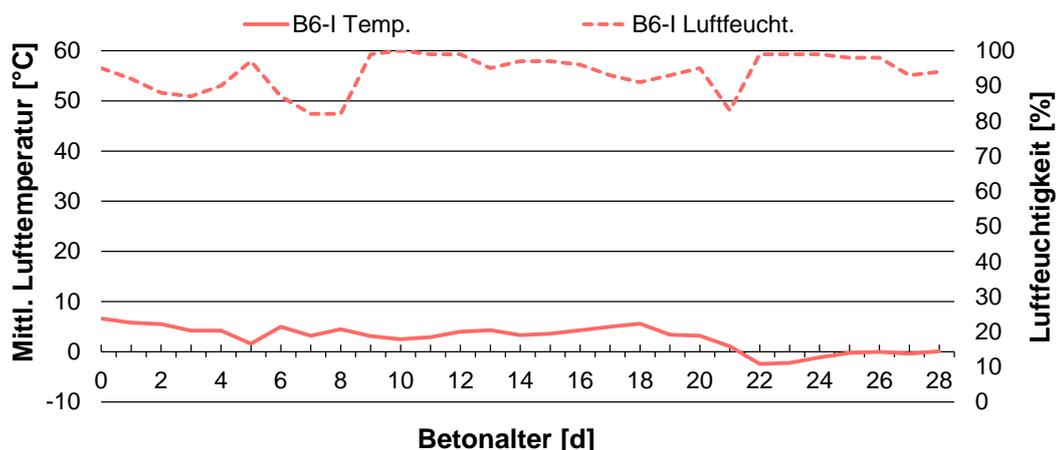
Baustelle B4-III, Wetterdaten aus [87]

B4-III					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	21.11.2022	0,3	6,9	2,4	92
1	22.11.2022	3,8	9,4	7	76
2	23.11.2022	3,8	11,2	8,3	74
3	24.11.2022	4	10,6	7,8	84
4	25.11.2022	6,9	11,5	9	82
5	26.11.2022	2,6	11,1	7	87
6	27.11.2022	0	11,6	5,9	73
7	28.11.2022	6,5	8,6	7,4	81
8	29.11.2022	6,8	8,4	7,5	96
9	30.11.2022	5,3	7,4	6,2	96
10	01.12.2022	2,7	5,4	4,1	89
11	02.12.2022	0,9	3	2	87
12	03.12.2022	0,2	1,3	0,6	84
13	04.12.2022	0,3	2,4	1,5	86
14	05.12.2022	0,2	1,9	0,8	95
15	06.12.2022	0,4	3,8	1,8	97
16	07.12.2022	2,8	5,2	3,8	90
17	08.12.2022	0,2	3,9	2,4	92
18	09.12.2022	-2,8	0,9	-0,3	93
19	10.12.2022	-4	-0,1	-1,3	89
20	11.12.2022	-0,6	-0,1	-0,4	91
21	12.12.2022	-4,3	1,3	-0,8	90
22	13.12.2022	-7,2	-0,9	-4,2	84
23	14.12.2022	-7,5	-0,4	-4	82
24	15.12.2022	-8,3	1,6	-4,5	85
25	16.12.2022	-9,6	-0,5	-6,3	88
26	17.12.2022	-10,7	-4,9	-8,8	89
27	18.12.2022	-10,1	1,8	-3,9	78
28	19.12.2022	0,4	11,5	7,3	77

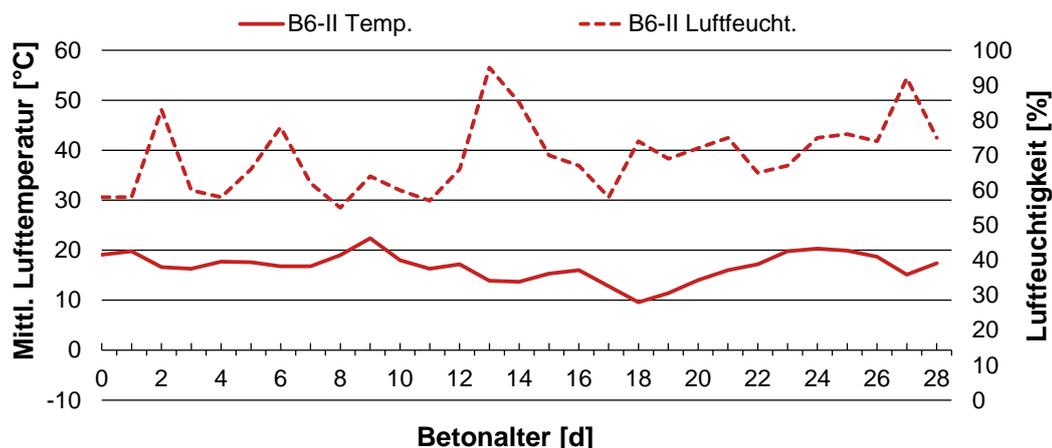
Baustelle B5, Wetterdaten aus [87]



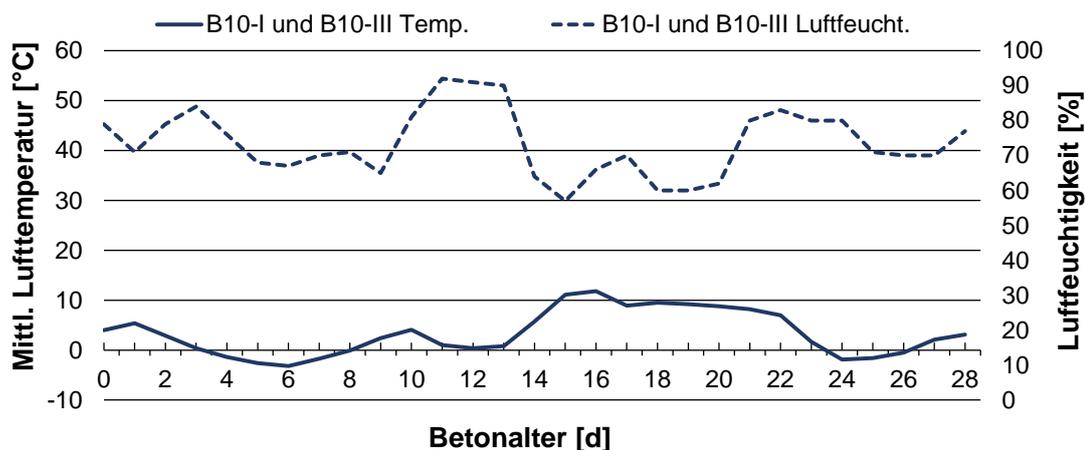
B5					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	16.03.2023	-6,1	8,2	1,5	72
1	17.03.2023	-1,5	14,8	7	66
2	18.03.2023	5,4	17,5	11,2	71
3	19.03.2023	5,6	15,6	9,6	82
4	20.03.2023	5	12,4	8,6	80
5	21.03.2023	6,1	12,7	8,8	80
6	22.03.2023	3,5	14,9	10,3	74
7	23.03.2023	9,3	14,1	11,9	74
8	24.03.2023	7,5	13,5	10,9	80
9	25.03.2023	6	10,9	8,1	77
10	26.03.2023	3,5	7,8	6,2	90
11	27.03.2023	-0,1	6,3	2,5	74
12	28.03.2023	0,4	7,3	3,5	66
13	29.03.2023	2,3	12,2	7,8	78
14	30.03.2023	7,4	16,4	11,3	78
15	31.03.2023	7,8	12,5	9,4	87
16	01.04.2023	7,7	10,8	9	91
17	02.04.2023	2,1	7,7	4	78
18	03.04.2023	-0,8	6,1	2,4	60
19	04.04.2023	-3,3	6,7	1,5	62
20	05.04.2023	-5,3	8,5	1,8	65
21	06.04.2023	-5,6	12,8	3,7	64
22	07.04.2023	-0,5	13,6	6	66
23	08.04.2023	0,3	9	5,4	82
24	09.04.2023	1,5	14,2	8,1	70
25	10.04.2023	-1,2	16,7	9,4	62
26	11.04.2023	0,3	12,6	8	69
27	12.04.2023	0,4	11	5,7	87
28	13.04.2023	0,3	11,2	5,8	82

Baustelle B6-I, Wetterdaten aus [87]

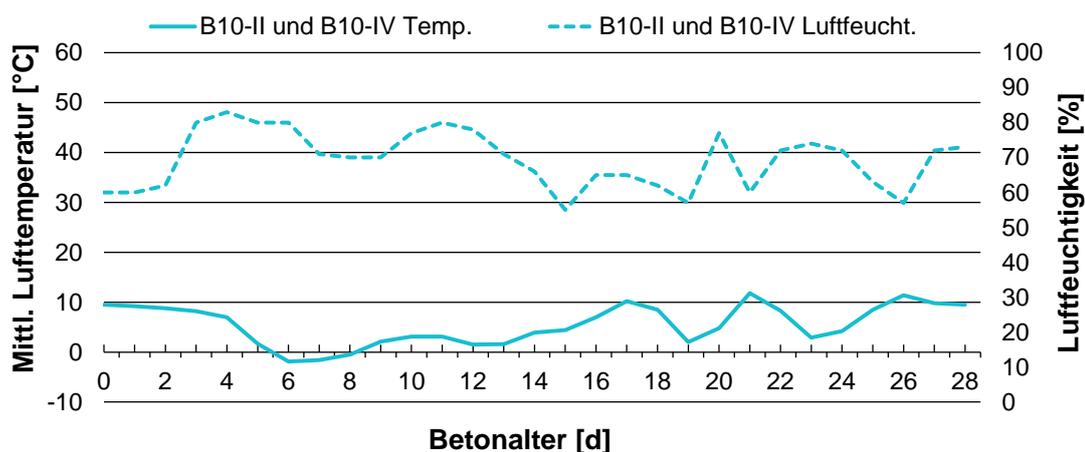
B6-I					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	02.11.2021	3,7	10	6,6	95
1	03.11.2021	0,6	10,1	5,8	92
2	04.11.2021	2,6	7	5,5	88
3	05.11.2021	1,9	7	4,2	87
4	06.11.2021	-1	8,4	4,2	90
5	07.11.2021	-1,3	5,3	1,6	97
6	08.11.2021	-0,1	8,1	5	87
7	09.11.2021	-2,7	9,5	3,2	82
8	10.11.2021	-0,3	8,9	4,5	82
9	11.11.2021	1,5	4,7	3,1	99
10	12.11.2021	1,7	3,1	2,5	100
11	13.11.2021	1,8	3,7	2,9	99
12	14.11.2021	2	5,8	4	99
13	15.11.2021	0,3	9	4,3	95
14	16.11.2021	0,4	4,5	3,3	97
15	17.11.2021	3,2	4,2	3,6	97
16	18.11.2021	3,3	5,4	4,3	96
17	19.11.2021	4	6,2	5	93
18	20.11.2021	4,7	7,2	5,6	91
19	21.11.2021	1,9	4,7	3,4	93
20	22.11.2021	1,8	4,7	3,2	95
21	23.11.2021	-2,5	5,9	1,1	83
22	24.11.2021	-4,7	-0,5	-2,4	99
23	25.11.2021	-4,2	-1,4	-2,2	99
24	26.11.2021	-1,7	-0,5	-1,1	99
25	27.11.2021	-1,7	1,2	-0,2	98
26	28.11.2021	-1	1,2	0	98
27	29.11.2021	-0,9	0,5	-0,4	93
28	30.11.2021	-0,8	2,9	0,1	94

Baustelle B6-II, Wetterdaten aus [87]

B6-II					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	11.05.2022	10,7	26,3	19,1	58
1	12.05.2022	13,4	25	19,8	58
2	13.05.2022	13,3	20,4	16,6	83
3	14.05.2022	9,4	21,9	16,3	60
4	15.05.2022	9,3	24,6	17,7	58
5	16.05.2022	12,7	24,6	17,6	66
6	17.05.2022	13,8	21,6	16,8	78
7	18.05.2022	11,1	22	16,8	62
8	19.05.2022	10,5	26,6	19	55
9	20.05.2022	15,1	29,1	22,4	64
10	21.05.2022	12,5	21,8	18	60
11	22.05.2022	9,2	21,7	16,3	57
12	23.05.2022	12,6	23,3	17,2	66
13	24.05.2022	11,9	16,4	13,9	95
14	25.05.2022	11,7	17,8	13,7	85
15	26.05.2022	10,4	20,1	15,3	70
16	27.05.2022	12,2	21,5	16	67
17	28.05.2022	7,2	16,2	12,8	58
18	29.05.2022	4,7	14,3	9,6	74
19	30.05.2022	5,2	17,5	11,4	69
20	31.05.2022	6,4	22,6	14	72
21	01.06.2022	11,9	22,5	16	75
22	02.06.2022	10,7	23	17,2	65
23	03.06.2022	13	27,2	19,8	67
24	04.06.2022	14,7	27,5	20,3	75
25	05.06.2022	14,4	27,3	19,9	76
26	06.06.2022	14,1	25	18,7	74
27	07.06.2022	13,6	17,4	15,1	92
28	08.06.2022	12,7	23,6	17,4	75

Baustelle B10-I und B10-III, Wetterdaten aus [87]

B10-I und B10-III					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	02.02.2023	3,4	4,6	4	79
1	03.02.2023	4,3	7,1	5,4	71
2	04.02.2023	-0,9	4,7	2,9	79
3	05.02.2023	-3	3,8	0,4	84
4	06.02.2023	-3,8	0	-1,4	76
5	07.02.2023	-5,7	2,1	-2,6	68
6	08.02.2023	-6	-0,2	-3,2	67
7	09.02.2023	-7,3	4,9	-1,7	70
8	10.02.2023	-4,3	5,3	-0,1	71
9	11.02.2023	-2,4	7,2	2,4	65
10	12.02.2023	0,7	9,1	4,1	81
11	13.02.2023	-1	2,5	1	92
12	14.02.2023	-1,8	5,3	0,4	91
13	15.02.2023	-2,4	8	0,8	90
14	16.02.2023	-2,6	13,4	5,7	64
15	17.02.2023	8,4	13,8	11,1	57
16	18.02.2023	10,3	14,8	11,8	66
17	19.02.2023	7,5	11,3	8,9	70
18	20.02.2023	5,4	14,7	9,5	60
19	21.02.2023	4,3	16,2	9,2	60
20	22.02.2023	2,1	16,4	8,8	62
21	23.02.2023	5,2	11,6	8,2	80
22	24.02.2023	2,2	11	7	83
23	25.02.2023	-1,9	5,7	1,7	80
24	26.02.2023	-4,4	1,1	-1,9	80
25	27.02.2023	-2,6	0,2	-1,6	71
26	28.02.2023	-3,6	3,4	-0,5	70
27	01.03.2023	-1,1	6,2	2,1	70
28	02.03.2023	-1,2	11,5	3,1	77

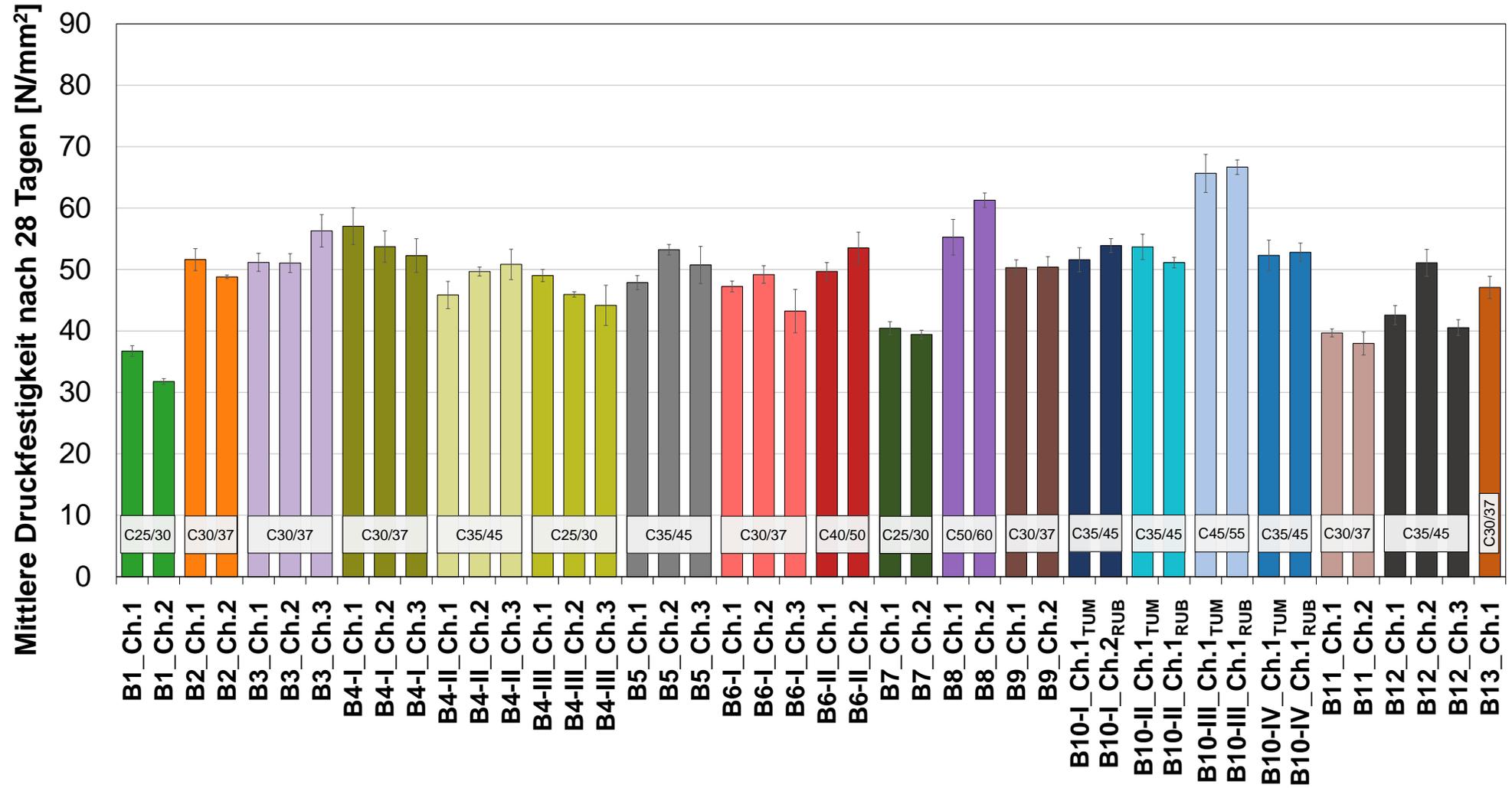
Baustelle B10-II und B10-IV, Wetterdaten aus [87]

B10-II und B10-IV					
Tag	Datum	Min. Temp.	Max. Temp.	Mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[dd.mm.yyyy]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	20.02.2023	5,4	14,7	9,5	60
1	21.02.2023	4,3	16,2	9,2	60
2	22.02.2023	2,1	16,4	8,8	62
3	23.02.2023	5,2	11,6	8,2	80
4	24.02.2023	2,2	11	7	83
5	25.02.2023	-1,9	5,7	1,7	80
6	26.02.2023	-4,4	1,1	-1,9	80
7	27.02.2023	-2,6	0,2	-1,6	71
8	28.02.2023	-3,6	3,4	-0,5	70
9	01.03.2023	-1,1	6,2	2,1	70
10	02.03.2023	-1,2	11,5	3,1	77
11	03.03.2023	-0,2	7,5	3,1	80
12	04.03.2023	-0,6	6,7	1,5	78
13	05.03.2023	-0,4	3,4	1,6	71
14	06.03.2023	0,8	2,5	3,9	66
15	07.03.2023	1,6	8,3	4,4	55
16	08.03.2023	2,2	12,4	7	65
17	09.03.2023	7	14,1	10,2	65
18	10.03.2023	2,8	13,2	8,5	62
19	11.03.2023	-0,1	5,3	2	57
20	12.03.2023	-0,2	9,8	4,8	77
21	13.03.2023	4,9	19,5	11,8	60
22	14.03.2023	3,6	12,7	8,3	72
23	15.03.2023	-0,1	7	2,9	74
24	16.03.2023	-0,5	10,2	4,2	72
25	17.03.2023	1,3	16,3	8,5	63
26	18.03.2023	4,6	18,3	11,4	57
27	19.03.2023	5,9	14,1	9,8	72
28	20.03.2023	7,5	13,3	9,5	73

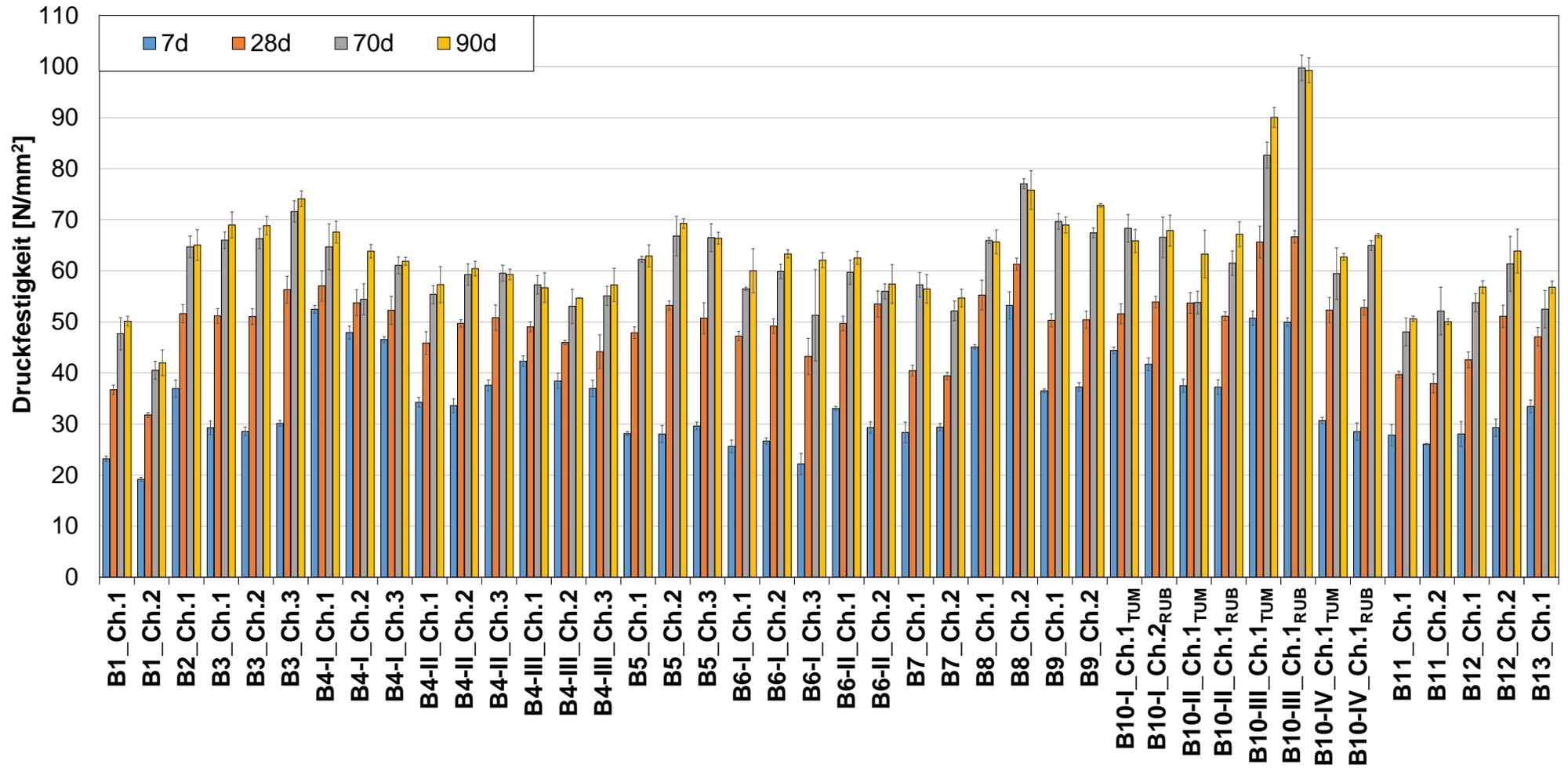
Anhang C: Einzelergebnisse

Bau- stelle	Charge	Herstelldatum	Druckfestigkeit				K _c	K _{ac}	D _{RCM,28d}	ρ _{W150,28d}
			7 Tage [N/mm ²]	28 Tage [N/mm ²]	70 Tage [N/mm ²]	90 Tage [N/mm ²]				
B1	Ch.1	14.09.2021	23,2	36,7	47,7	50,1	4,5	1,7	-	-
	Ch.2	14.09.2021	19,2	31,8	40,5	42,0	4,9	1,9	-	-
B2	Ch.1	23.09.2021	36,9	51,6	64,7	65,0	3,0	1,1	4,16	228,8
	Ch.2	23.09.2021	-	48,8	-	-	-	-	4,34	225,6
B3	Ch.1	18.11.2021	29,3	51,2	66,0	69,0	3,3	1,3	-	-
	Ch.2	18.11.2021	28,6	51,1	66,3	68,9	3,6	1,4	-	-
	Ch.3	10.12.2021	30,1	56,3	71,6	74,1	3,7	1,4	-	-
B4-I	Ch.1	19.01.2022	52,5	57,1	64,7	67,6	2,6	1,0	20,88	73,4
	Ch.2	31.03.2022	47,9	53,7	54,4	63,8	2,5	1,0	19,77	74,4
	Ch.3	31.03.2022	46,5	52,3	61,1	61,9	2,7	0,9	18,53	72,9
B4-II	Ch.1	30.08.2022	34,3	45,9	55,4	57,3	3,4	1,3	3,86	383,9
	Ch.2	30.08.2022	33,6	49,7	59,3	60,4	3,4	1,3	3,67	501,7
	Ch.3	30.08.2022	37,6	50,8	59,5	59,3	3,5	1,3	4,31	499,2
B4-III	Ch.1	21.11.2022	42,3	49,0	57,3	56,7	1,6	0,9	15,05	99,6
	Ch.2	21.11.2022	38,4	45,9	53,0	54,7	2,0	1,0	15,69	108,2
	Ch.3	21.11.2022	37,0	44,2	55,1	57,3	2,2	1,0	15,77	104,8
B5	Ch.1	16.03.2023	28,1	47,9	62,3	62,9	3,9	1,6	7,81	196,6
	Ch.2	16.03.2023	28,0	53,2	66,8	69,3	4,0	1,6	7,30	183,9
	Ch.3	16.03.2023	29,6	50,7	66,5	66,4	3,9	1,6	8,35	201,4
B6-I	Ch.1	02.11.2021	25,6	47,2	56,5	60,0	4,0	1,6	4,74	346,7
	Ch.2	02.11.2021	26,6	49,2	59,9	63,3	3,8	1,7	4,88	350,0
	Ch.3	02.11.2021	22,2	43,2	51,3	62,1	4,1	1,7	5,81	396,7
B6-II	Ch.1	11.05.2022	33,1	49,7	59,7	62,5	2,4	1,1	-	450,8
	Ch.2	11.05.2022	29,3	53,5	56,0	57,4	2,8	1,1	3,55	384,2
B7	Ch.1	10.08.2022	28,3	40,5	57,3	56,5	5,0	1,8	-	-
	Ch.2	10.08.2022	29,4	39,4	52,2	54,7	4,5	1,9	-	-
B8	Ch.1	06.09.2022	45,1	55,3	65,9	65,7	1,0	0,8	-	-
	Ch.2	13.09.2022	53,2	61,3	77,0	75,8	0,7	0,1	-	-
B9	Ch.1	26.07.2023	36,5	50,3	69,7	69,0	-	1,3	-	-
	Ch.2	26.07.2023	37,3	50,4	67,4	72,8	-	1,3	-	-
B10-I	Ch.1 _{TUM}	02.02.2023	44,4	51,6	68,3	65,9	2,7	0,9	26,26	384,2
	Ch.2 _{RUB}	02.02.2023	41,7	53,9	66,6	67,9	2,6	0,9	23,27	78,0
B10-II	Ch.1 _{TUM}	20.02.2023	37,5	53,7	53,8	63,3	2,7	1,1	8,87	68,0
	Ch.1 _{RUB}	20.02.2023	37,2	51,1	61,5	67,2	2,3	1,2	11,13	126,3
B10-III	Ch.1 _{TUM}	02.02.2023	50,7	65,6	82,6	90,0	0,8	0,2	6,32	109,5
	Ch.1 _{RUB}	02.02.2023	50,0	66,7	99,7	99,3	0,9	0,4	4,30	234,6
B10-IV	Ch.1 _{TUM}	20.02.2023	30,7	52,3	59,5	62,7	3,0	1,1	4,69	197,7
	Ch.1 _{RUB}	20.02.2023	28,5	52,8	65,0	66,9	2,8	1,1	6,02	233,8
B11	Ch.1	27.03.2023	27,8	39,7	48,0	50,6	2,8	1,1	-	-
	Ch.2	27.03.2023	26,1	38,0	52,1	50,0	3,5	1,4	-	-
B12	Ch.1	05.04.2023	28,0	42,6	53,8	56,8	3,4	1,4	3,92	448,0
	Ch.2	05.04.2023	29,3	51,1	61,4	63,9	3,3	1,3	4,39	426,4
	Ch.3	05.04.2023	-	40,5	-	-	-	-	4,82	439,7
B13	Ch.1	24.05.2023	33,4	47,1	52,5	56,8	-	1,0	-	-

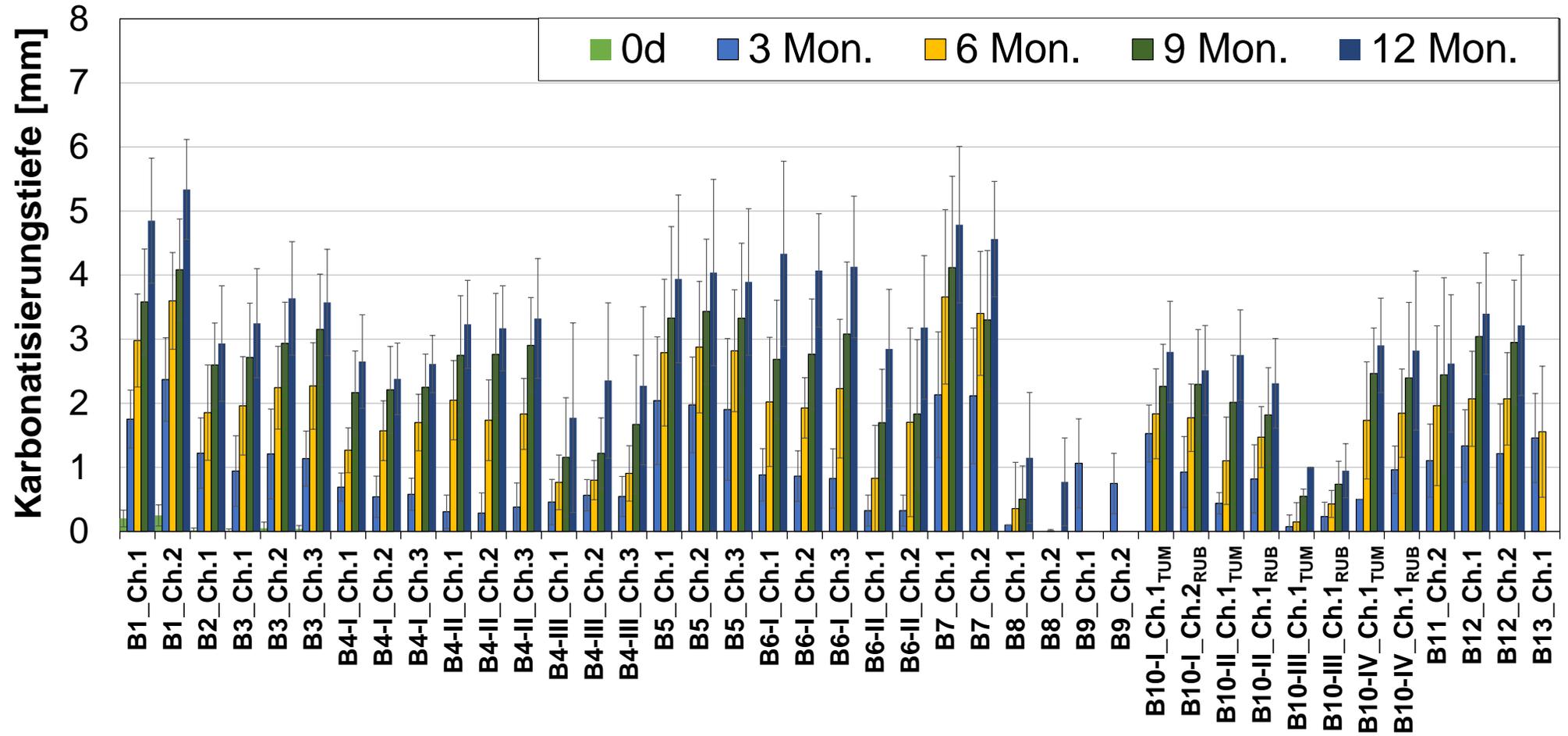
28-Tage-Druckfestigkeit der Baustellen B1 bis B13



Druckfestigkeitsentwicklung der Baustellen B1 bis B13



Karbonatisierungstiefen (unter natürlichen Bedingungen mit 0,05 Vol.-% CO₂) der Baustellen B1 bis B13



Karbonatisierungstiefen (unter beschleunigten Bedingungen mit 3,0 Vol.-% CO₂) der Baustellen B1 bis B13

