



TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt

Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen

**Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter
Stahlbetonbauteile**

Stefanie Marilies von Greve-Dierfeld

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt
der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs
genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit
Technische Universität Kaiserslautern

Die Dissertation wurde am 19-02-2015 bei der Technischen Universität München eingereicht und
durch die Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt am 18-08-2015 angenommen.

Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile

Kurzfassung

Derzeit erfolgt die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken in den einschlägigen Regelwerken deskriptiv. Dabei wird die Dauerhaftigkeit indirekt sichergestellt, indem die Übereinstimmung mit Grenzwerten für die Betonzusammensetzung und die konstruktive Durchbildung nachgewiesen wird. Die Grenzwerte basieren zumeist auf lokalen Erfahrungswerten sowie der lokalen Verfügbarkeit von Betonrohstoffen. Sie sind wenig wissenschaftlich verifiziert und der Einfluss der spezifizierten Parameter ist nicht transparent. Unterschiede in der Höhe der Grenzwerte und z.T. der spezifizierten Parameter sind auch innerhalb Europas die Folge. Es muss vermutet werden, dass diese unterschiedlichen Regelungen nicht zu konsistenten Widerständen führen.

Das Ziel dieser Arbeit war auf Basis einer Analyse der derzeitigen Regelungspraxis der Expositionsklassen XC1 bis XC4 (Benchmark) mithilfe der bereits etablierten vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsbemessung, das derzeitige deskriptive Bemessungskonzept auf wissenschaftlicher Basis weiterzuentwickeln.

Im Benchmark wurde untersucht, welche Zuverlässigkeiten gegenüber einer carbonatisierungs-induzierten Bewehrungskorrosion zu erwarten sind, wenn die derzeitigen Regeln verschiedener europäischer Länder angewendet werden. Die berechneten Zuverlässigkeiten wurden mit den Anforderungen an Zielzuverlässigkeiten heutiger Vorschriften verglichen.

Auf Basis dieser Untersuchungen wurde ein zuverlässigkeitsbasiertes Bemessungskonzept mit klassifizierten Materialwiderständen entwickelt. Dieses Konzept ist analog zur gut eingeführten Vorgehensweise der Tragwerksbemessung mit klassifizierten Betondruckfestigkeiten. Im neuen Bemessungskonzept wurden Betone in Abhängigkeit ihrer Leistungsfähigkeit unter standardisierten Prüfbedingungen in Carbonatisierungs-Widerstandsklassen klassifiziert. Durch die Klassifizierung einer Vielzahl von Betonmischungen in Carbonatisierungs-Widerstandsklassen konnten deskriptive Regeln für die Betonzusammensetzung abgeleitet werden, für die angenommen werden kann, dass sie die Anforderungen der spezifischen Widerstandsklasse erfüllen. Ferner wurde ein zuverlässigkeitsbasiertes Bemessungsnomogramm entwickelt, mit dem in Abhängigkeit der spezifischen Carbonatisierungs-Widerstandsklasse, der spezifischen Einwirkung und der planmäßigen Nutzungsdauer die erforderliche Mindestbetondeckung abgelesen werden kann.

Abschließend wurden expositionsabhängig sinnvolle Kombinationen von Betondeckungsmaßen und Materialwiderstandsklassen angegeben.

Durability of Concrete Structures – Design Rules (XC Exposure Class)

Abstract

The current system for specifying and ensuring durability of new concrete structures in standards is commonly of a prescriptive type. In prescriptive specifications, durability is guaranteed indirectly by ensuring compliance with limiting values for concrete composition and construction details. These empirical provisions have typically evolved from local experience and the local availability of concrete constituents. They are based on the individual preferences on safety without any type of mathematical or scientific verification. One of the practical results is that there is an enormous variation in requirements between the various countries all over the world and even in Europe. However, the different national provisions cannot be explained on a rational basis and it is likely that they do not lead to a consistent resistance.

The aim of this work was to analyze the current design practice with deemed-to-satisfy rules of the exposure classes XC1 to XC4 in order to further develop the current design concept scientifically.

Within the benchmark it is determined which reliabilities against carbonation induced depassivation of rebars can be expected if the deemed-to-satisfy rules of different countries are considered. This includes not only calculations mainly based on short-term laboratory data, but also an independent assessment of existing structures. The calculated reliability ranges determined are compared with the target reliabilities proposed by current specifications.

Based on the above comparison, a proposal for improving deemed-to-satisfy rules and specifications is made. Herein, a new concept is presented for the future design of reinforced concrete structures with regard to environmental effects, which limit durability. The concept is similar to the well-established procedure for the specification of concrete strength. The new design concept is applied for the carbonation of concrete where material performance is classified into resistance classes. A wide range of concrete compositions were tested, analysed and allocated to a particular resistance class. For a given material resistance class, the required minimum cover to withstand a particular environmental load (XC exposure class) in dependence of a freely selectable target design service life can be found from a design chart.

Finally, useful combinations of minimum concrete cover and material resistance class in dependence of exposure class are presented.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	7
1.1	Problemstellung	7
1.2	Aufgabenstellung und Vorgehensweise	8
2	Bemessung mit deskriptiven Regeln	11
2.1	Einführung - Expositionsklassen	11
2.2	Auswahl nationaler Anwendungsnormen	12
2.3	Anforderungen an die Betonzusammensetzung	14
2.4	Anforderungen an die Betondeckung	16
2.5	Zusammenfassung	17
3	Leistungsbasierte vollprobabilistische Bemessung	18
3.1	Prinzip der vollprobabilistischen Bemessung	18
3.2	Grenzzustand	19
3.3	Bemessungsmodell	19
3.3.1	Carbonatisierungsmechanismus	19
3.3.2	Modellentwicklung	20
3.3.3	Bemessungsmodell	22
4	Modellvariablen material- und expositionsabhängig beschrieben	23
4.1	Carbonatisierungswiderstand	23
4.2	Ausführungsbedingte Einflüsse (in-situ)	25
4.2.1	Transport und Einbau	25
4.2.2	Nachbehandlungsdauer	26
4.3	Expositionsbedingte Einflüsse	28
4.3.1	Allgemeines	28
4.3.2	Relative Luftfeuchte	30
4.3.3	Wasserbenetzungsgrad	32
4.3.4	CO ₂ -Konzentration	37
4.4	Betondeckung	39
5	Benchmark deskriptiver Regeln	40
5.1	Zuverlässigkeit deskriptiver Regeln (a-priori)	40
5.1.1	Vorgehensweise	40
5.1.2	Zuverlässigkeit XC1-Exposition, Ergebnisse Europa	44
5.1.3	Zuverlässigkeit XC2-Exposition, Ergebnisse Europa	45
5.1.4	Zuverlässigkeit XC3-Exposition, Ergebnisse Europa	46
5.1.5	Zuverlässigkeit XC4-Exposition, Ergebnisse Europa	48
5.2	Bauwerkszuverlässigkeit (a-posteriori)	50
5.2.1	Einführung und Vorgehensweise	50
5.2.2	Bauwerksbestand	52
5.2.3	Zuverlässigkeiten	55
5.3	Zusammenfassung und Vergleich	59
6	Zielzuverlässigkeit	61
6.1	Anforderungen	61
6.2	Vergleich mit deskriptiv zu erwartenden Zuverlässigkeiten	64

7	Entwicklung semiprobabilistischer Bemessungsformate	65
7.1	Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten	65
7.1.1	Vorgehensweise	65
7.1.2	Bemessungsgleichung	65
7.1.3	Festlegung der charakteristischen Werte	68
7.1.4	Bemessungssituationen, Zielzuverlässigkeiten	69
7.1.5	Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte	70
7.1.6	Ergebnis	74
7.2	Bemessungsnomogramme	75
7.2.1	Vorgehensweise	75
7.2.2	Ergebnis	77
8	Klassifizierung von Beton	80
8.1	Carbonatisierungs-Widerstandsklassen RCX	80
8.2	Prüfung	81
8.2.1	Anforderung an die Prüfung	81
8.2.2	Existierende Prüfvorschriften	82
8.2.3	Untersuchungs- und Nachbehandlungsdauer	85
8.2.4	Gewählte Prüfvorschrift	88
8.3	Klassifizierung	89
8.3.1	Zu spezifizierende Parameter der Betonzusammensetzung - Vorüberlegung	89
8.3.2	Zur Klassifizierung herangezogener Datenbestand	99
8.3.3	Eigene Untersuchungen	102
8.3.4	Vergleich mit Literaturdaten	104
8.3.5	Bildung von Betonfamilien	106
8.3.6	Bildung von Carbonatisierungs-Familien	108
9	Bemessungsnomogramm nach Widerstandsklassen	113
9.1	Bemessungsnomogramm bezogen auf Carbonatisierungstiefen	113
9.2	Bemessungsnomogramm bezogen auf Widerstandsklassen	115
9.3	Verifizierung und Ergebnis	117
10	Vorschlag für Bemessungsregeln XC-exponierter Stahlbetonbauteile	119
10.1	Deskriptive Regeln nach Widerstandsklassen	119
10.2	Expositionsklassen quantitativ beschrieben – Vorschlag Deutschland	120
10.3	Mindestbetondeckungsmaße – Nutzungsdauer 50 Jahre Deutschland	120
10.4	Diskussion	122
11	Zusammenfassung	125
12	Referenzen	129
Anhang	136
A.1	Umgebungsbedingungen	137
A.1.1	Klimadaten: RH, ToW	137
A.1.2	Klimadaten: p_{SR}	138
A.1.3	Klimadaten: CO_2	139
A.2	Benchmark a-priori Zuverlässigkeiten	141
A.3	Bauwerkszuverlässigkeiten	169
A.4	Semiprobabilistische Bemessungssituationen	190
A.5	Eigene Untersuchungen	195

A.5.1	Betonzusammensetzung	195
A.5.2	Frisch- und Festbetonkennwerte	198
A.5.3	Carbonatisierungstiefen	203
A.6	Literaturrecherche	208
A.6.1	Quellen und Untersuchungsbedingungen	208
A.6.2	Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten	209
A.7	Zuverlässigkeitsspektren für RC- c_{\min} Kombinationen	217
A.7.1	RC- c_{\min} Kombinationen: XC2	217
A.7.2	RC- c_{\min} Kombinationen: XC3	218
A.7.3	RC- c_{\min} Kombinationen: XC4	221
A.7.4	RC- c_{\min} Kombinationen: XC4 – „trocken“	222
A.8	Betondeckungsmaße – Ausführungsqualität	223

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Gemäß EN 1990:2002 ist ein „Bauwerk so zu planen und auszuführen (...), dass es (...) in der vorgesehenen Nutzungszeit mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit den möglichen Einwirkungen und Einflüssen standhält (...)“, d.h. unter anderem dauerhaft ist.

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit neu zu errichtender Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke erfolgt innerhalb Europas im Allgemeinen indirekt über die Einhaltung deskriptiver Anforderungen an die Materialzusammensetzung (EN 206-1:2000/EN 206:2013; beispielsweise max w/z-Wert), an die konstruktive Durchbildung (EN 1992-1-1:2004+AC2010; beispielsweise Mindestbetondeckung) und an die Ausführung (EN 13670:2009; beispielsweise Nachbehandlung), welche in Abhängigkeit der Expositionsklasse für planmäßige Nutzungsdauern von 50 bzw. 100 Jahren angegeben sind.

Die EN Normen geben dabei den Rahmen vor, spezifiziert werden die einzelnen Grenzwerte bzw. Parameter üblicherweise in den nationalen Anwendungsdokumenten. Die spezifizierten Grenzwerte basieren dabei zumeist auf Erfahrungswerten mit lokalen Betonrohstoffen unter den lokalen klimatischen Bedingungen, was zu Unterschieden in der Regelungspraxis innerhalb der CEN-Mitgliedsstaaten geführt hat. Sie basieren maßgebend auf individuellem Sicherheitsbedürfnis gegenüber einer carbonatisierungsinduzierten Korrosion, sind teilweise nicht wissenschaftlich verifiziert und wurden zudem häufig geändert. Es bleibt zumeist unbekannt, wie zielgenau und zuverlässig eine carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion unterdrückt wird. Aufgrund der fehlenden Transparenz ist der Einfluss einzelner Parameter unbekannt und u.a. die Anwendung neuer Produkte oder eine Harmonisierung nur bedingt möglich.

Um die eng gefassten Regelungen auf Materialseite (EN 206-1:2000) zu öffnen und damit den Einsatz innovativer Baustoffe, für die keine Langzeiterfahrungen existieren, zu ermöglichen, kann der k-Wert-Ansatz für die Anwendbarkeit von Zusatzstoffen des Typs II wie Flugasche, Silikastaub (EN 206-1:2000) und Hüttensand (prEN 206:2012(E)) verwendet werden. Ferner existieren die Prinzipien der gleichwertigen Betonleistungsfähigkeit „Equivalent Concrete Performance Concept (ECPC)“ und das Konzept der gleichen Leistungsfähigkeit von Zementkombinationen „Equivalent Performance of Combination Concept (EPCC)“. Dabei werden Betone hinsichtlich ihres Verhaltens gegenüber einer dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkung untersucht. Bei Anwendung des Prinzips der gleichwertigen Betonleistungsfähigkeit erfolgt der Vergleich häufig gegenüber parallel geprüften Betonen, deren Betonzusammensetzung den deskriptiven Anforderungen in der geplanten Exposition entsprechen, oder über den Vergleich mit davon abgeleiteten Leistungskriterien. Der Vorteil, nach dem Materialwiderstände über dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften (leistungsbasiert) vergleichend ermittelt werden, wird insofern abgemindert, da die Abschätzung der Leistungsfähigkeit bisher durch Kalibrierung an Erfahrungswerten erfolgt.

Neben dieser auf Erfahrungswerten basierenden „Bemessung“ findet die vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung (*fib* MC SLD 2006, *fib* MC 2010 ISO 16204:2012) heute zumindest für die Schädigungsmechanismen chlorid- und carbonatisierungsinduzierte Korrosion von (ungerissenem) Beton als leistungsbezogenes Entwurfsverfahren Anwendung. Bei der vollprobabilistischen Bemessung werden der Materialwiderstand und damit die betontechnologische Zusammensetzung sowie die Betondeckung in Abhängigkeit von den lokalen (Einwirkungs-)Bedingungen unter wirtschaftlichen und konstruktiven Gesichtspunkten so aufeinander abgestimmt, dass die Anforderungen an Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit nach EN 1990 exakt eingehalten werden können.

Zur vollprobabilistischen Bemessung werden Modelle angewendet, die die Schädigungsentwicklung vorhersagen. Für die Prognosen sind die zukünftigen Einwirkungen abzuschätzen, Materialwiderstände, ggf. in Prüfungen zu bestimmen und dabei die Unsicherheiten in Modell, Einwirkung und Widerstand zu berücksichtigen. Wegen seiner Komplexität wird das vollprobabilistische Bemessungskonzept deshalb, obwohl normativ zugelassen, nur bei Sonderbauwerken von großer betriebs- oder volkswirtschaftlicher Relevanz, bei extremen Nutzungsdauern, extremen Einwirkungsbedingungen, besonders hohen Anforderungen an die Ausführungsqualität oder, wenn die Dauerhaftigkeit der lebensdauerbestimmende Faktor ist, angewendet.

Derzeit befinden sich EN 206:2013 und EN 1992-1-1:2004+AC2010 in Revision. Fest steht dabei, dass die deskriptive Dauerhaftigkeitsbemessung überarbeitet werden muss.

1.2 Aufgabenstellung und Vorgehensweise

Ziel der Arbeit ist es, das bestehende deskriptive Bemessungskonzept XC-exponierter Bauwerke auf wissenschaftlicher Grundlage weiterzuentwickeln und dabei die Anforderungen aus EN 1990 an Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit einzuhalten. Kern des Bemessungskonzeptes ist (Ad hoc Group under JWG under CEN TC250/SC2 TC104/SC1) ein System mit Materialwiderstandsklassen. In den Widerstandsklassen sollen Baustoffe bzw. Betone in Abhängigkeit von ihrer Leistungsfähigkeit klassifiziert werden. Ausgehend von den klassifizierten Materialwiderständen soll dann die Angabe von Bemessungsregeln bzw. Konstruktionsregeln (hier Betondeckungsmaßen) unter Berücksichtigung der Anforderungen aus EN 1990:2002 erfolgen.

Prinzipiell ist das neu zu erarbeitende Bemessungskonzept analog zum etablierten Bemessungskonzept, nach dem Tragwerke auf Last bemessen werden (vgl. Bild 1).

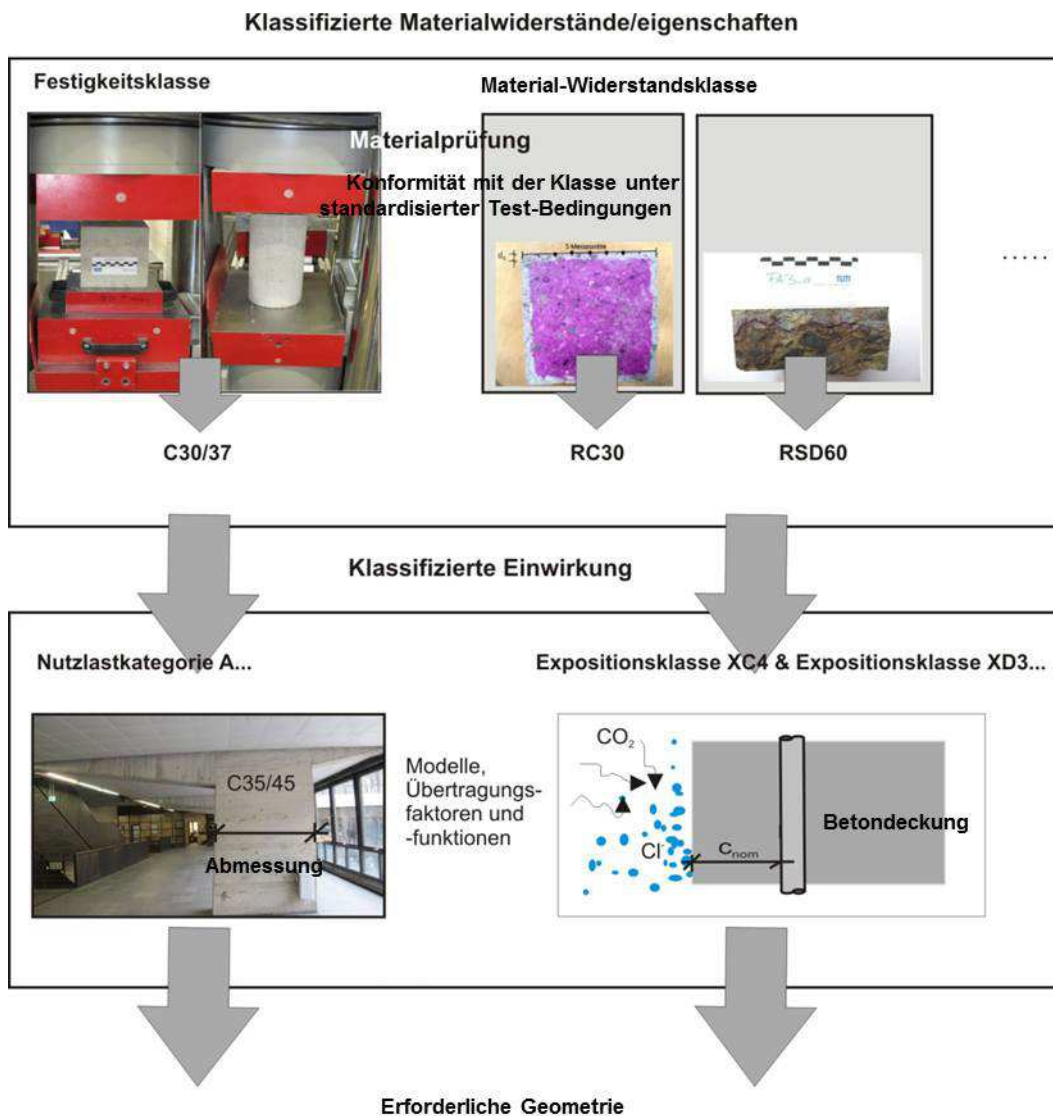


Bild 1: Leistungsbasiertes Bemessungskonzept, basierend auf Material-Widerstandsklassen

Die Betonleistungsfähigkeit wird unter Laborbedingungen geprüft und in Material-Widerstandsklassen klassifiziert. Die Klassifizierung kann für spezifische Betone oder Betonfamilien erfolgen (Klassifizierung nach Eigenschaften). Kann ein gesicherter Zusammenhang zwischen Carbonatisierungs-Widerstandsklasse und Parametern der Betonzusammensetzung hergeleitet werden, kann die Klassifizierung auch nach Zusammensetzung erfolgen (deskriptive Ansätze). Ist der Beton klassifiziert, ist er über die Klasse auch charakterisiert. Beispielsweise die Druckfestigkeitsklasse C30/37 steht für die charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$, die Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RC30 für eine charakteristische Carbonatisierungstiefe 30 mm.

Übertragungsfaktoren und -funktionen dienen der Übertragung vom Verhalten unter Laborbedingung auf das Verhalten unter in situ-Bedingungen, d.h. unter der gegebenen Lasten bzw. Einwirkung und den verschiedenen Ausführungsqualitäten.

Im Rahmen der Bemessung wird dann die erforderliche Abmessung ermittelt. In der Lastbemessung wird beispielsweise der erforderliche Stützenquerschnitt ermittelt, welche den Tragwiderstand bei gegebener Betonleistungsfähigkeit (Betondruckfestigkeitsklasse) mit hinreichender Zuverlässigkeit sicherstellt. In der Dauerhaftigkeitsbemessung wird die erforderliche Betondeckung ermittelt, welche die Dauerhaftigkeit mit hinreichender Zuverlässigkeit sicherstellt.

In dieser Arbeit wird deshalb die derzeitige Regelungspraxis vorgestellt und mithilfe der etablierten vollprobabilistischen Bemessung im Rahmen eines Benchmarks auf seine Wirtschaftlichkeit und Zuverlässigkeit hin untersucht.

Danach werden Zielzuverlässigkeiten, die in aktuell angewandten Normen vorgeschlagen werden vorgestellt und zuverlässigkeitsbasierte (semiprobabilistische) Bemessungsformate erarbeitet mit welchen erforderliche Betondeckungsmaße praktikabel, da quasi deterministisch, bei verschiedenen Betonqualitäten in Abhängigkeit der klimatischen Bedingung und planmäßigen Nutzungsdauer individuell ermittelt werden können.

Zum Vorschlag von Bemessungsregeln werden für XC-exponierte Stahlbetonbauteile Materialwiderstandsklassen eingeführt. Betone werden geprüft und klassifiziert. Ferner werden expositionsabhängig und zuverlässigkeitsbasiert sinnvolle Kombinationen von Betondeckungsmaßen und Materialwiderstandsklassen angegeben.

2 Bemessung mit deskriptiven Regeln

2.1 Einführung - Expositionsklassen

Auf EU- bzw. CEN-Ebene werden Dauerhaftigkeitsanforderungen in den Normen EN206-1:2000/EN 206:2013 auf Materialseite und EN 1992-1-1:2004+AC2010 (Eurocode 2) auf Konstruktionsseite formuliert. Ergänzt werden diese Normen durch Ausführungsanforderungen, beschrieben u.a. in EN 13670:2009.

In EN206-1:2000/EN 206:2013 sind in Abhängigkeit vom jeweilig wirkenden Angriffsmechanismus Expositionsklassen angegeben. Die Expositionsklassen sind entsprechend qualitativ beschriebenen Einwirkungsbedingungen gegliedert, vgl. Tabelle 1.

Tabelle 1: Expositionsklassen für Korrosion, ausgelöst durch Carbonatisierung nach EN 206-1:2000/EN 206:2013

Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	informative Beispiele
XC1	trocken	Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte
	ständig nass	Beton, der ständig in Wasser getaucht ist
XC2	nass, selten trocken	langzeit wasserbenetzte Betonoberflächen
XC3	mäßige Feuchte	Beton in Gebäuden mit mäßiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien
XC4	wechselnd nass und trocken	Betonoberflächen mit Wasserkontakt, die nicht der Klasse XC2 zuzuordnen sind

In Abhängigkeit von den Expositionsklassen (Einwirkung) sind Grenzwerte u.a. für:

- den maximalen w/z-Wert,
- den Mindestzementgehalt,
- die Mindestbetondruckfestigkeit (= indikative Druckfestigkeit) oder die Zementfestigkeitsklasse

zusammen mit Anforderungen an die Betonausgangsstoffe formuliert.

In EN 1992-1-1:2004+AC2010 sind, auf Konstruktionsseite u.a.

- Mindestbetondeckungsmaße vorgeschlagen.

EN 206-1:2000/EN 206:2013 gibt Empfehlungen und erlaubt die nationale Festlegung von Grenzwerten entsprechend der lokalen Erfahrung u.a. zum Materialverhalten unter den jeweiligen

klimatischen und geografischen Bedingungen, resultierend aus den jeweiligen Bautraditionen, sowie den rohstoffbedingten Möglichkeiten und entsprechend dem individuellen Sicherheitsbedürfnis (Schutzniveau). Auch EN 1992-1-1:2004+AC2010 gibt einen Rahmen vor, in dem Betondeckungsmaße national geregelt werden können. Deshalb werden die Normen EN 206-1:2000/EN 206:2013 und EN 1992-1-1:2004+AC2010 durch zahlreiche nationale Anwendungsnormen ergänzt.

2.2 Auswahl nationaler Anwendungsnormen

Da in nationalen Anwendungsnormen die Anforderungen entsprechend der lokalen Erfahrung u.a. zum Materialverhalten unter den jeweiligen klimatischen und geografischen Bedingungen, resultierend aus den jeweiligen Bautraditionen, sowie den rohstoffbedingten Möglichkeiten entsprechend dem individuellen Sicherheitsbedürfnis (Schutzniveau) spezifiziert sind, hatte die Auswahl der nationalen Anwendungsnormen folgende Ziele:

- Länder mit unterschiedlichsten klimatischen Bedingungen zu berücksichtigen,
- Unterschiede in den Anforderungen bzw. den festgelegten Grenzwerten und deren Kombination zu berücksichtigen.

In Tabelle 2 sind die danach gewählten Länder zusammen mit den berücksichtigten nationalen Anwendungsnormen angegeben.

Tabelle 2: Gewählte Länder, nationale Anwendungsnormen zu EN 206-1:2000, EN 1992-1-1:2004+AC2010, EN 13670:2009

Land	berücksichtigte Normen
Spanien (E)	EHE-08:2008
Portugal (P)	NP EN 1992-1-1/NA:2010, NP EN 206-1:2007, EN 206:2013, NP EN 13670:2011, LNEC E 464:2007
Großbritannien (GB)	BS NA EN 1992-1-1:2005, BS 8500-1:2006, BS 8500-2:2006+A1:2012, EN 206:2013, BS EN 13670:2013
Niederlande (NL)	NEN-EN 1992-1-1/NA:2011, NEN 8005:2008, EN 206:2013, NEN-EN 13670:2009
Deutschland (D)	DIN EN 1992-1-1/NA:2013, DIN 1045-2:2008, EN 206:2013, DIN 1045-3:2012, DIN EN 13670:2013
Dänemark (DK)	DS/EN:1992-1-1 DK NA:2011, DS 2426:2011, EN 206:2013, DS 2427 - EN13670:2011, DS/EN 13670:2010
Norwegen (N)	NS-EN 1992-1-1/NA:2008, NS-EN 206-1:2007, EN 206:2013, NS-EN 13670:2000+NA:2010

In Spanien sind die Expositionsklassen gemäß EN 206-1:2000/EN 206:2013 nicht übernommen, sondern individuell geregelt worden (EHE08:2008). In Dänemark und Norwegen werden die Expositionsklassen in Milieuklassen zusammengefasst. Eine qualitative Zuordnung der Regeln zu den Expositionsklassen in EN 206-1:2000/EN 206:2013 findet sich in Tabelle 3.

Tabelle 3: Expositionsklassendefinitionen für Korrosion, ausgelöst durch Carbonatisierung, nach EN 206-1:2000/EN 206:2013 und Zuordnung der Expositionsklassen in EHE-08:2008 (E), Milieuklassen nach DS 2426:2011 (DK) bzw. NS-EN 206-1/NA:2007 (N)

EN206-1: 2000	EHE-08:2008 (E)		DS 2426:2011 (DK), NS-EN 206-1/NA:2007 (N)
XC1	I oder IIa	Bauteile innerhalb von Gebäuden, die keiner Kondensation ausgesetzt sind	Milieuklasse „passiv“ keine bzw. schwache Einwirkung
XC2	IIa	hohe Feuchte: Gründungsbauteile, Bauteile im Wasser	Milieuklasse „moderat“ mittlere Einwirkung
XC3	IIa oder IIb	hohe Feuchte: Innenbauteile, die einer hohen relativen Luftfeuchte (> 65 %) oder Kondensation ausgesetzt sind	
XC4	IIb	Außenbauteile, die Niederschlagsmengen < 600 mm ausgesetzt sind	

2.3 Anforderungen an die Betonzusammensetzung

In Tabelle 4 sind empfohlene Zementarten und deren Kombination mit den Grenzwerten für w/z-Wert und Betondeckung der untersuchten Länder angegeben.

Tabelle 4: Empfohlene Zementarten in den Ländern E, P, GB, NL, D, DK, N

Land	zugelassene Zemente	
Spanien (E)	CEM I in Kombination mit niedrigeren Betondeckungsmaßen ¹⁾	Andere außer CEM II/A,B-Q, CEM II/A,B-W, CEM II/A,B-T, CEM III/C und CEM V/B in Kombination mit höheren Betondeckungsmaßen
Portugal (P)	CEM I, CEM II/A in Kombination mit höheren w/z- Werten	CEM II/B, CEM III/A, CEM IV, CEM V/A in Kombination mit niedrigeren w/z-Werten
Großbritannien (GB)	alle Zementarten außer CEM IV/B-V, verschiedene Betondeckungsmaße in Abhängigkeit vom w/z-Wert	
Niederlande (NL)	alle Zementarten	
Deutschland (D)	Alle Zementarten außer CEM II/B-LL, CEM II/A-L, CEM II/B-L, CEM II/A- W, CEM II/B-W, CEM III/C, CEM IV und CEM V ²⁾	
Dänemark (DK)	XC1: CEM I, CEM II/A-L, CEM II/A-LL, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM II/A-M und CEM II/B-M	XC2, XC3, XC4: CEM I, CEM II/A-L, CEM II/A-LL, CEM II/A-V und CEM II/B-V
Norwegen (N)	CEM I, CEM II/A-S, CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/A-L	

¹⁾ außer Klasse I (XC1) ²⁾ nicht verwendet in den Expositionsclassen XC1, XC3 und XC4

In Bild 2 sind die Anforderungen für den maximalen w/z-Wert (links) und den minimalen Zementgehalt (rechts) gültig für Normalzemente nach EN 197-1:2011 dargestellt.

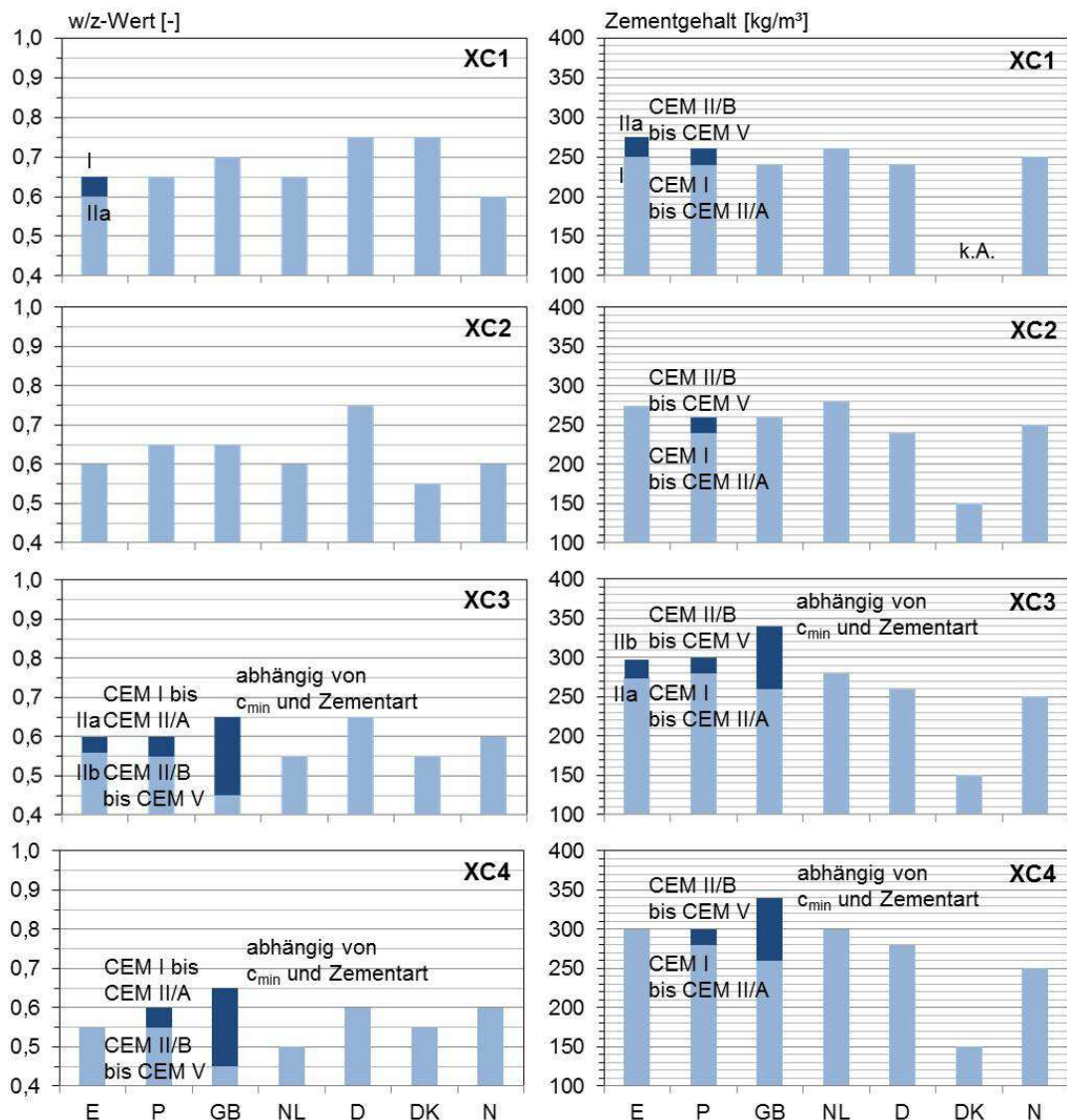


Bild 2: Maximaler w/z-Wert vorab publiziert in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 (links), minimaler Zementgehalt (rechts) [k.A. = keine Angaben]

Die Anforderungen an den w/z-Wert liegen in der XC1- bzw. XC2-Exposition zwischen 0,60 bzw. 0,55 und 0,75, in der XC3 bzw. XC4-Exposition zwischen 0,55 bzw. 0,50 und 0,65 (Bild 2 links).

Nicht alle Länder stellen Anforderungen an den Mindestzementgehalt. Werden Anforderungen gestellt, liegt der Mindestzementgehalt in der XC1-Exposition zwischen 240 kg/m³ und 275 kg/m², in der XC2-Exposition zwischen 150 kg/m³ und 280 kg/m³ und in der XC3- bzw. XC4-Exposition zwischen 150 kg/m³ und 340 kg/m³.

Zumeist werden noch Zementfestigkeitsklassen angegeben. Zum Teil werden auch sog. indikative Betondruckfestigkeitsklassen angegeben, welche sich aus w/z-Wert und Zementfestigkeitsklasse indirekt ergeben.

2.4 Anforderungen an die Betondeckung

Betondeckungsmaße werden in den meisten europäischen Ländern für planmäßige Nutzungsdauern von 50 und 100 Jahren angegeben. In Bild 3 sind die nationalen Anforderungen an das Mindestbetondeckungsmaß c_{min} für die planmäßige Nutzungsdauer von 50 Jahren angegeben.

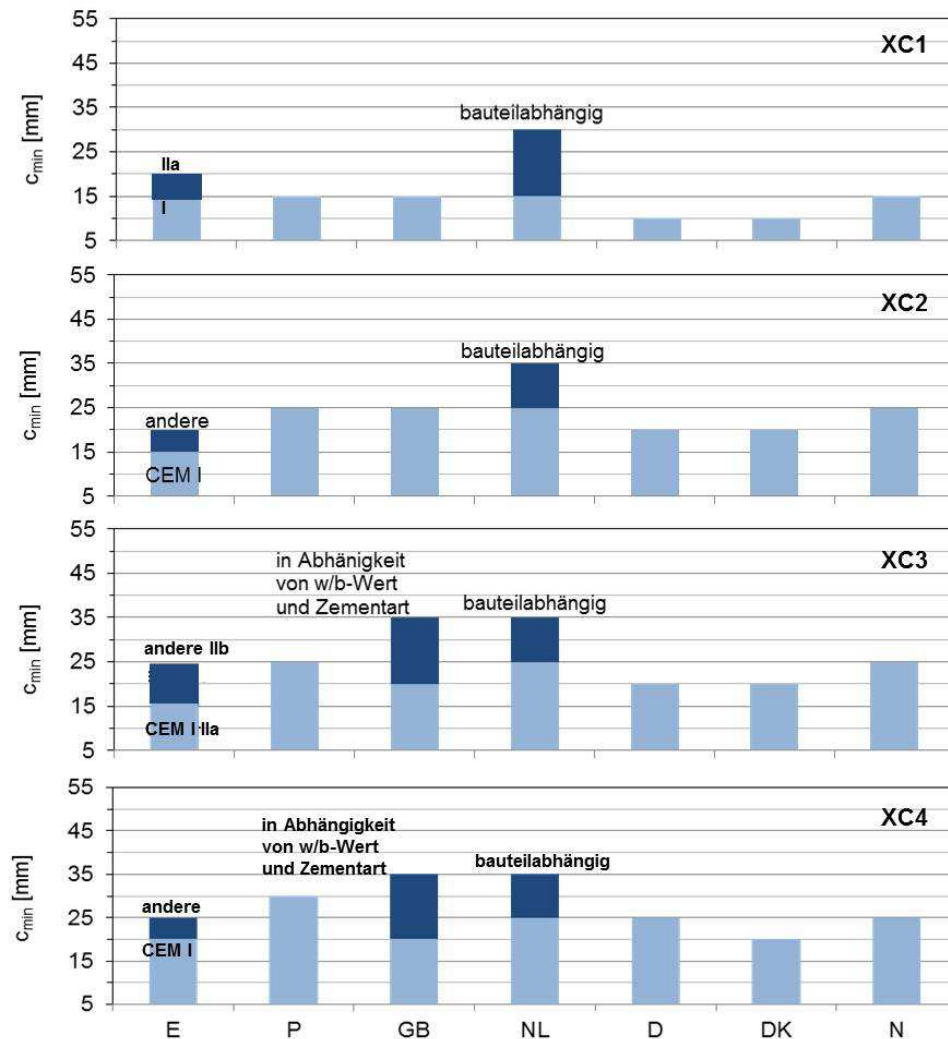


Bild 3: Mindestbetondeckungsmaße in den Expositionsklassen XC1, XC2, XC3 und XC4 vorab publiziert in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013

Die Anforderungen an die Mindestbetondeckung liegen in der XC1-Exposition zwischen 10 mm und 30 mm, in der XC2-Exposition zwischen 15 mm und 35 mm und in der XC3- und XC4-Exposition zwischen 20 mm und 35 mm.

Die Angabe der Betondeckung erfolgt für Ausführung und in Plänen mit dem Nennmaß c_{nom} . Das Nennmaß setzt sich zusammen aus der Mindestbetondeckung und einem Vorhaltemaß Δc zur Berücksichtigung unplanmäßiger Abweichungen. Vorhaltemaße werden dabei an ein bestimmtes Schutzniveau (D) oder an eine bestimmte Ausführungsqualität (EN 13670:2009) gebunden und

damit zumeist variabel angegeben. Das Vorhaltemaß darf theoretisch auch 0 sein, wenn nachgewiesen wird, dass kein Wert die Mindestbetondeckung c_{min} unterschreitet (EN 1992-1-1:2004+AC2010). Informativ sind in Bild 4 empfohlene Vorhaltemaße angegeben.

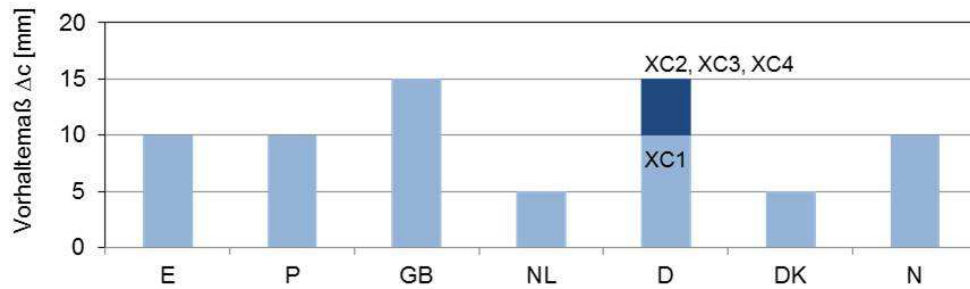


Bild 4: Empfohlene Vorhaltemaße

In Deutschland soll die Mindestbetondeckung in den Expositionsklassen XC2 bis XC4 dem 5 %-Quantil und in der Expositionsklasse XC1 dem 10%-Quantil der Betondeckung entsprechen (DBV Merkblatt 2011).

2.5 Zusammenfassung

E und P stellen höhere Anforderungen an Beton bzw. Betondeckung bei Zementen mit hohen Anteilen weiterer Hauptbestandteile (CEM III/A, CEM III/B). Andere schließen Zemente mit geringen Klinkergehalten ganz aus (DK, N). Großbritannien erlaubt unterschiedliche Kombinationen von w/z-Wert und Betondeckung. Die Schärfe der Einwirkung ergibt sich anhand der Regelungspraxis wie in Tabelle 5 angedeutet. In allen Ländern wird XC1 „trocken“ als die mildeste und XC4 als die schärfste XC-Exposition eingestuft. Die XC3-Exposition wird als weniger oder zumindest gleich scharfe Exposition wie die XC4-Exposition eingestuft.

Tabelle 5: Länderspezifische Einschätzung der Schärfe der Einwirkung

Land	mild	→	scharf
Spanien (E)	XC1 < XC2 <		XC3 = XC4
Portugal (P)	XC1 < XC2 < XC3 <		XC4
Großbritannien (GB)	XC1 <	XC2 <	XC3 = XC4
Niederlande (NL)	XC1 < XC2 < XC3 <		XC4
Deutschland (D)	XC1 < XC2 < XC3 <		XC4
Dänemark (DK)	XC1 <		XC2 = XC3 = XC4
Norwegen (N)	XC1 <		XC2 = XC3 = XC4

3 Leistungsbasierte vollprobabilistische Bemessung

3.1 Prinzip der vollprobabilistischen Bemessung

In der vollprobabilistischen Bemessung erfolgt der Nachweis der Dauerhaftigkeit rechnerisch durch Gegenüberstellung von Einwirkung S und Widerstand R . Die Differenz aus Einwirkung und Widerstand wird als Zustand Z bezeichnet. Ist der Zustand Z kleiner 0, tritt der als Versagen definierte Zustand ein, vgl. Gl. (1).

$$g(X) = R - S = Z \quad \text{Gl. (1)}$$

Da Einwirkungen und Widerstände unsichere Größen sind, werden sie in der probabilistischen Berechnung als Zufallsvariablen X eingeführt und in einer Grenzzustandsfunktion $g(X)$ gegenübergestellt. Die Differenz aus Einwirkung und Widerstand ist dann ebenfalls eine Zufallsvariable, vgl. Bild 5.

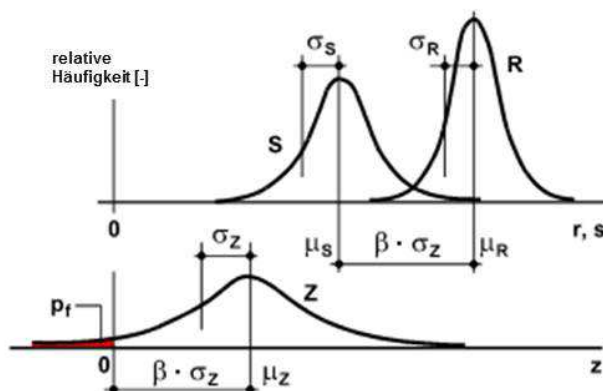


Bild 5: Gegenüberstellung von streuender Einwirkung und streuendem Widerstand (Schneider, 2007)

Der Bereich, in dem die Differenz aus Einwirkung und Widerstand kleiner oder gleich null ist, stellt den Versagensbereich dar und wird über die Versagenswahrscheinlichkeit definiert. Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit kann über das n-dimensionale Integral erfolgen, Gl. (2).

$$\Phi(-\beta) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_z}{\sigma_z}\right) = p_f = \int_{g(X) < 0} f_x(X) dx \quad \text{Gl. (2)}$$

β Zuverlässigkeitsindex

$\Phi()$ Standardnormalverteilung

μ_z Mittelwert der Zuverlässigkeit Z

σ_z Standardabweichung der Zuverlässigkeit Z

p_f Versagenswahrscheinlichkeit

$f_x(X)$ Gemeinsame Dichtefunktion für den Vektor der Zufallsvariablen X

$g(X) < 0$ Versagensbereich

Die Berechnung erfolgt durch Integration über den Versagensbereich (Ditlevsen & Madsen, 2005). Eine analytische Berechnung ist zumeist nicht möglich. Kommerzielle Computerprogramme bieten zu diesem Zweck Simulationsverfahren und Methoden der strukturellen Zuverlässigkeitsanalyse an (RCP, 2009).

In der Zuverlässigkeitsbemessung werden bestimmte Anforderungen an die Zuverlässigkeit gestellt, sodass die Versagenswahrscheinlichkeit in der Bemessung eine bestimmte Zielversagenswahrscheinlichkeit bzw. Zielzuverlässigkeit β_0 nicht unterschreiten darf, vgl. Gl. (3).

$$p_f = p\{g(X) < 0\} < p_0 \quad \text{Gl. (3)}$$

$g(X)$ Grenzzustandsfunktion

p_0 Zielversagenswahrscheinlichkeit

3.2 Grenzzustand

Bei carbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion erfolgt die Bemessung im Grenzzustand Depassivierung. Dabei wird angenommen, dass die Bewehrung dann depassiviert vorliegt, wenn die Carbonatisierungstiefe x_c die Bewehrungslage a erreicht hat, vgl., Gl. (4) und *fib* MC SLD 2006, *fib* MC 2010 und ISO 16204:2012.

$$p_f = p_{dep} = p\{a - x_c(t_{SL}) < 0\} < p_0 \quad \text{Gl. (4)}$$

p_{dep} Depassivierungswahrscheinlichkeit [-]

a Betondeckung [mm]

$x_c(t_{SL})$ Carbonatisierungstiefe zum Ende der planmäßigen Nutzungsdauer [mm]

t_{SL} Nutzungsdauer [Jahre]

3.3 Bemessungsmodell

3.3.1 Carbonatisierungsmechanismus

Die Carbonatisierung von teilgesättigtem Beton unter konstanten Bedingungen ist ein mehrstufiger physikalisch-chemischer Prozess. Zuerst tritt atmosphärisches CO_{2g} (g = gasförmig) in das Porengefüge des Betons ein und diffundiert als Gasmolekül durch Poren, die nicht mit Wasser gefüllt sind.

In der zweiten Stufe wird das CO_2 als CO_{2aq} (aq = gelöst) in der Porenlösung gelöst. Ist das CO_2 einmal gelöst, dissoziiert es in verschiedenste ionische Spezies. Die bekannteste Spezies ist die Dissoziation zu HCO_3^- , das im uncarbonatisierten Beton weiter zu CO_3^{2-} dissoziiert (Lagerblad, 2006).

Danach reagieren die leichtlöslichen Verbindungen NaOH und KOH. Durch die Reaktion mit den Alkalien (NaOH, KOH) vermindert sich der pH-Wert auf den pH-Wert der gesättigten $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung (in etwa pH 12,5). Im weiteren Verlauf reagieren die Carbonationen (CO_3^{2-}) mit den Ca^{2+} -Ionen des Porenwassers zu Calciumcarbonaten CaCO_3 . Dadurch verringert sich die Ca^{2+} -Ionenkonzentration im Porenwasser, was die Lösung von Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) und die Diffusion von Ca^{2+} vom Inneren des Betons zur Reaktionsfront und dann wiederum die Reaktion zu CaCO_3 zur Folge hat. Aufgrund seiner geringen Löslichkeit fällt das CaCO_3 aus. Der steigende Verbrauch von Calciumhydroxid führt zu einer zunehmenden Absenkung des pH-Werts (auf unter pH 9,2, Farbumschlag Phenolphthalein) und damit zum Verlust der Passivität der Bewehrung.

Die Carbonatisierungsreaktionen finden dabei je nach Diffusionsgeschwindigkeiten der beteiligten Spezies u.a. bedingt durch Feuchtegehalt und Phasenzusammensetzung, in unterschiedlichen Tiefenstufen statt.

3.3.2 Modellentwicklung

Carbonatisierungsprozesse werden über numerische oder analytische Modelle beschrieben. Numerische Modelle versuchen, alle am Carbonatisierungsprozess beteiligten Teilprozesse zu beschreiben. Dabei wird der Diffusionsprozess über partielle Differenzialgleichungen beschrieben. Die CO_2 -Diffusionskoeffizienten werden unter Berücksichtigung material- und zeitabhängiger Hydratationsgradienten sowie materialabhängiger Sorptionsisotherme abgebildet. Es werden Massenbilanzen aufgestellt, und die Kinetik von Reaktions- und Lösungsprozessen wird einbezogen (beispielsweise Muntean et al., 2011, Saetta & Vitaliani, 2005, Bary & Sellier, 2004). Obwohl diese Modelle aufgrund der hohen Komplexität wissenschaftlich exakt erscheinen, sind sie aufgrund der nicht geschlossenen Lösbarkeit und der zumeist fehlenden Eingangsgrößen für Bemessungszwecke nicht geeignet.

Deshalb werden zur Modellierung der Carbonatisierung von Beton überwiegend Modelle verwendet, die auf dem ersten Fick'schen Diffusionsgesetz basieren. Dabei wird die Eindringtiefe der Carbonatisierungsfront in den Beton berechnet, indem die CO_2 -Menge dm , die in den Beton nach Gl. (5) eindiffundiert, der CO_2 -Menge dm gegenübergestellt wird, die durch Reaktion mit alkalischen Phasen des Porenwassers in Carbonatphasen nach Gl. (6) umgesetzt werden kann:

$$dm = -D \cdot A \cdot \frac{C_1 - C_2}{x} \cdot dt \quad \text{Gl. (5)}$$

dm durch Diffusion im Zeitintervall dt transportierte Masse CO_2 [kg]

D CO_2 -Diffusionskoeffizient für carbonatisierten Beton [m^2/s]

A Oberfläche [m^2]

C_1 CO_2 -Konzentration der Umgebungsluft [kg/m^3]

C_2 CO_2 -Konzentration an der Carbonatisierungsfront [kg/m^3]

x Carbonatisierungstiefe [m]

$$dm = -a \cdot A \cdot dx \quad \text{Gl. (6)}$$

dm zur vollständigen Carbonatisierung von dx erforderliche Masse CO_2 [kg]

a CO_2 -Bindekapazität von uncarbonatisiertem Beton [kg/m^3]

Durch Vergleich beider Massenbilanzen und der Annahme, dass die CO_2 -Konzentration an der Carbonatisierungsfront null ist, ergibt sich die Carbonatisierungstiefe $x_c(t)$ gemäß Gl. (7).

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot \frac{D}{a} \cdot C \cdot \sqrt{t}} = \sqrt{2 \cdot R \cdot C \cdot \sqrt{t}} = k \cdot \sqrt{t} \quad \text{Gl. (7)}$$

$x_c(t)$ Carbonatisierungstiefe [m] zum Zeitpunkt t

R Carbonatisierungswiderstand [$(\text{m}^2/\text{s})/(\text{kg}/\text{m}^3)$]

k Carbonatisierungsrate [$\text{m}/\text{s}^{0,5}$]

C CO_2 -Konzentration an der Betonoberfläche [kg/m^3]

t CO_2 -Beaufschlagungsdauer [s]

Gl. (7) unterstellt, dass:

- die Diffusion des CO_2 geschwindigkeitsbestimmend ist. Diese Annahme ist zutreffend, solange der Beton weder wassergesättigt noch „wasserfrei“ vorliegt,
- der CO_2 -Diffusionskoeffizient eine konstante Materialeigenschaft ist, unbeeinflusst beispielsweise von voranschreitenden Hydratations- und noch stattfindenden Carbonatisierungsreaktionen im „carbonatisierten“ Beton,
- die CO_2 -Bindekapazität eine konstante Materialeigenschaft ist, unbeeinflusst vom Hydratationsgrad und Diffusionsprozessen des Calciumhydroxids,
- die CO_2 -Konzentration bis zur Carbonatisierungsfront der Konzentration an der Betonoberfläche entspricht, unbeeinflusst von noch bzw. bereits stattfindenden Carbonatisierungsreaktionen vor bzw. hinter der Carbonatisierungsfront (Carbonatisierungsgradienten).

3.3.3 Bemessungsmodell

Basierend auf Gl. (7) sind Bemessungsmodelle mit unterschiedlichem Differenzierungsgrad entwickelt worden. Sie können, zumal sie Eingang in Regelwerke fanden, als allgemein anerkannt angenommen werden (ISO 16204:2012, *fib* MC 2010 bzw. *fib* MC SLD 2006).

Das Bemessungsmodell zur Beschreibung des Carbonatisierungsfortschritts in ISO 16204:2012 ist mit Gl. (8) gegeben.

$$x_c(t) = k \cdot \sqrt{t} \cdot W \quad \text{Gl. (8)}$$

- k Faktor des Grundwiderstands der gewählten Betonzusammensetzung (wie w/z-Wert, Zementart, Zusatzstoff) unter Referenzbedingung und dem Einfluss der klimatischen Rahmenbedingung, wie CO₂-Konzentration und mittlerer relativer Luftfeuchte, bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Ausführungsbedingungen [mm/a^{0,5}]
- W Faktor zur Berücksichtigung von variierenden mesoklimatischen Bedingungen, wie relative Luftfeuchte und Temperatur am Bauteil, während der planmäßigen Nutzungsdauer [-].

Etwas differenzierter die umgebungs- und ausführungsbedingten Einflüsse auf den Carbonatisierungswiderstand (unter Laborbedingungen) aus den klimatischen Rahmenbedingungen und den Ausführungsbedingungen mithilfe von Übertragungsfaktoren k berücksichtigend, ist das Bemessungsmodell von Gehlen, 2000, das Eingang in *fib* MC 2010 und *fib* MC SLD 2006 fand, vgl. Gl. (9).

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot C_s \cdot k_e \cdot k_c} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \quad \text{Gl. (9)}$$

x_c Carbonatisierungstiefe zum Zeitpunkt t [m]

$R_{NAC,0}^{-1}$ inverser effektiver Carbonatisierungswiderstand unter dem Einfluss der klimatischen Rahmenbedingungen (65 ± 5 % relative Luftfeuchte und 20 ± 2 °C Temperatur), ermittelt bei natürlicher CO₂-Konzentration (rund 0,04 ± 0,005 Vol.-%) mit der Normalcarbonatisierungsmethode NAC [(m²/s)/(kg/m³)]

C_s CO₂-Konzentration der Umgebung [kg/m³]

k_e Übertragungsparameter für Umwelteinwirkungen [-]

k_c Übertragungsparameter Ausführungsqualität bzw. Nachbehandlungsdauer [-]

$W(t)$ Wasserbenetzungsgrad [-]

4 Modellvariablen material- und expositionsabhängig beschrieben

4.1 Carbonatisierungswiderstand

Der Carbonatisierungswiderstand repräsentiert sowohl den CO₂-Diffusionswiderstand des carbonatisierten und teilcarbonatisierten Betons als auch seine CO₂-Bindekapazität. Der CO₂-Diffusionswiderstand wird von der Porenstruktur (Porosität, Porengröße und Tortuosität) des Betons beeinflusst. Die Bindekapazität des Betons wird vom Calciumhydroxidgehalt des Betons beeinflusst. Der Carbonatisierungswiderstand wird ermittelt, indem Betone bei definierten Lagerungsbedingungen mit einer definierten CO₂-Konzentration beaufschlagt, die Carbonatisierungstiefe zu spezifischen Zeitpunkten gemessen, und daraus der Carbonatisierungswiderstand mit Gl. (7) berechnet wird. Da die Übertragungsfaktoren Gl. (9) auf Prüfbedingungen (relative Luftfeuchte, Nachbehandlungsdauer) bezogen sind, erfolgt die Prüfung bei 65% r.H. an sieben Tage nachbehandelten Betonen unter natürlichen NAC oder beschleunigten ACC Bedingungen. Natürliche Bedingungen liegen zwischen rund 0,03 Vol.-% CO₂ und 0,06 Vol.-% CO₂. Um die Prüfdauern zu verkürzen erfolgt die Prüfung oft unter beschleunigten Bedingungen bei erhöhten CO₂-Konzentrationen (2 Vol.-%). Da unter erhöhten CO₂-Konzentrationen vermehrt Reaktionsprodukte entstehen die die Poren verstopfen und zudem eine vermehrte Bildung von Wasser erwartet wird, verlangsamt sich der Carbonatisierungsprozess. Die Verlangsamung des Carbonatisierungsprozesses ist u.a. von der Erhöhung der CO₂-Konzentration abhängig und nimmt mit dieser nichtproportional zu. Erhöhungsfaktoren liegen dabei zwischen 1,15 bei 1 Vol.-% CO₂ und 1,38 bei 4 Vol.-% CO₂. Für eine CO₂-Konzentration von 2 Vol.-% sind die Erhöhungsfaktoren mit Gl. (10) gegeben (Gehlen, 2000).

$$R_{NAC,0}^{-1} = R_{ACC,0}^{-1} \cdot \varepsilon_t + k_t \quad \text{Gl. (10)}$$

$R_{ACC,0}^{-1}$ inverser effektiver Carbonatisierungswiderstand von trockenem Beton Rahmenbedingungen (65% ± 5 % relative Luftfeuchte und 20 ± 2 °C Temperatur), ermittelt bei erhöhter CO₂-Konzentration bei 2 Vol.-% mit der Schnellcarbonatisierungsmethode ACC [(m²/s)/(kg/m³)]

$R_{NAC,0}^{-1}$ inverser effektiver Carbonatisierungswiderstand von trockenem Beton Rahmenbedingungen (65% ± 5 r.H. und 20 ± 2 °C), ermittelt bei normaler CO₂-Konzentration mit der Normalcarbonatisierungsmethode NAC [(m²/s)/(kg/m³)]

ε_t Faktor zur Berücksichtigung von prüfbedingten Abweichungen der Schnellcarbonatisierung gegenüber der natürlichen Carbonatisierung

ε_t [-] = normalverteilt $\mu = 1,25$
 $\sigma = 0,35$

k_i : Faktoren zur Berücksichtigung von prüfbedingten Abweichungen der Schnellcarbonatisierung gegenüber der natürlichen Carbonatisierung [-]

$$k_i \cdot 10^{-11} [(m^2/s)/(kg/m^3)] = \text{normalverteilt} \quad \mu = 1$$

$$\sigma = 0,15$$

Carbonatisierungswiderstände spezifischer Betonmischungen von Gehlen, 2000, Bertolini et al, 2009, Visser, 2012 und VDZ, 2011 sind in Bild 6 in Abhängigkeit von w/b-Wert und Zementart angegeben. Die Angabe der w/b-Werte erfolgt bei voller Anrechnung von Zusatzstoffen ($k = 1$). Informativ sind die mit Gl. (7) für eine CO_2 -Konzentration $C = 0,04$ Vol.-% (ansonsten gleiche Bedingungen 65% RH, 20°C) berechneten äquivalenten Carbonatisierungsraten k angegeben.

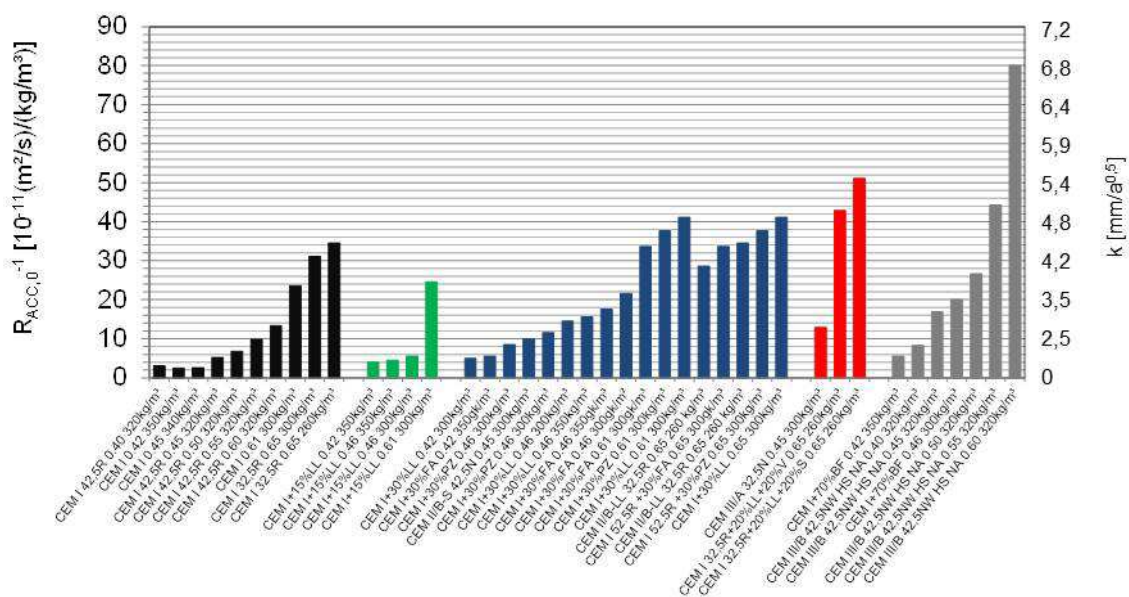


Bild 6: Inverse effektive Carbonatisierungswiderstände $R_{ACC,0}^{-1}$ spezifischer Betonmischungen Gehlen, 2000, Bertolini et al, 2009, Visser, 2012 und VDZ, 2011

Es ist zu erkennen, dass der Carbonatisierungswiderstand mit zunehmendem w/b-Wert und abnehmendem Klinkergehalt des Bindemittels exponentiell zunimmt, da diese Porosität und Calciumhydroxidgehalt beeinflussen.

Der Widerstand des Betons gegenüber Carbonatisierung wird zwar maßgebend von seiner Zusammensetzung bestimmt, unterliegt aber u.a. rohstoff- und herstellungsbedingt im Rahmen der Produktion gewissen Schwankungen. Deshalb wird der Carbonatisierungswiderstand mit Mittelwert und Standardabweichung beschrieben.

$$R_{ACC,0}^{-1} [(m^2/s)/(kg/m^3)] \quad \text{normalverteilt} \quad \mu \text{ nach Bild 6}$$

$$\sigma \text{ nach Gl. (11)}$$

Die Umrechnung der Einheit $10^{-11} [(m^2/s)/(kg/m^3)]$ auf $[(mm^2/a)/(kg/m^3)]$ erfolgt durch Multiplikation mit $315,5 \cdot 10^{11}$.

Die Standardabweichung wurde von (Gehlen, 2000) aus Daten zur Wiederholpräzision abgeschätzt, vgl. Gl. (11).

$$R_{ACC,0,\sigma}^{-1} = 0,69 \cdot R_{ACC,0,\mu}^{-1} \quad 0,78 \quad \text{Gl. (11)}$$

$R_{ACC,0,\sigma}^{-1}$ Standardabweichung des Carbonatisierungswiderstandes [(mm²/a)/(kg/m³)]

$R_{ACC,0,\mu}^{-1}$ Mittelwert des Carbonatisierungswiderstandes [(mm²/a)/(kg/m³)]

Der sich aus Gl. (11) ergebende Variationskoeffizient (Quotient aus Standardabweichung σ und Mittelwert μ) des Carbonatisierungswiderstandes nimmt mit abnehmender Betonqualität (zunehmendem Carbonatisierungswiderstand) ab und Werte zwischen 60 % und 40% an.

Prüfstreuungen, die Variationskoeffizienten der Wiederholpräzision liegen zwischen ca. 5 % und 10 % (DuraCrete, 1999). Variationskoeffizienten der Vergleichspräzision liegen zwischen ca. 10 % und 25 % (Jakobs & Leeman, 2007, Kapitel 8.2.5). Damit werden nach Gl. (11) für die Bemessung größere Streuungen berücksichtigt als alleine aus Prüfstreuungen zu erwarten wären. Damit kann angenommen werden, dass die angesetzten Streuungen neben Prüfstreuungen, Materialstreuungen und Streuungen aus dem Produktionsprozess berücksichtigen.

Neben der Materialzusammensetzung sowie den Produktions- und Prüfbedingungen haben die Ausführungsbedingungen Einfluss auf die Qualität des Betons.

4.2 Ausführungsbedingte Einflüsse (in-situ)

4.2.1 Transport und Einbau

Temperatur und Feuchtebedingungen beim Transport und Einbau, und der Transport auf die Baustelle selbst, führen nach König et al., 1998 nicht zu systematischen Veränderungen, jedoch zu größeren Streuungen der Betoneigenschaften. Abnehmende Verdichtungsgüte kann nach (König et al., 1998) zu einer Zunahme der Porosität führen. Nach Bild 38 darf vermutet werden, dass Auswirkungen auf den Carbonatisierungswiderstand, bei leicht erhöhter Porosität verursacht durch geringere Verdichtungsgüte, vernachlässigbar gering bleiben.

Untersuchungen an Baustellenbetonen und Transportbetonen vor Einbau von Ait-Mokhtar et al., 2013 ergaben Variationskoeffizienten zwischen 12 % (hohe Betonqualität) und 37 % (geringere Betonqualität). Zur Ermittlung der Streuungen wurden je Betonrezeptur 10 bis 40 Chargen ausgewertet.

Untersuchungen von Schießl et al., 2001 an einem Baustellenbeton im eingebauten Zustand ergaben Variationskoeffizienten von 27 %.

Damit liegen die angesetzten Variationskoeffizienten nach Gl. (11) auf der sicheren Seite und es kann angenommen werden, dass auch der Einfluss von Transport und Einbau darin eingeschlossen ist.

4.2.2 Nachbehandlungsdauer

Die Nachbehandlungsdauer beeinflusst die Qualität des oberflächennahen Betons, da dadurch u.a. das Verdunsten von Wasser vermindert und die Hydratation des oberflächennahen Betons verbessert wird. Mit zunehmender Nachbehandlungsdauer nimmt der Carbonatisierungswiderstand nach Hainer et al., 2015 zu, da der hydratationsgrad und damit die Dichtigkeit zunimmt. Theoretisch hängt der Hydratationsgrad u.a. vom Bindemittel ab. Latent hydraulische oder puzzolanische Bindemittel erfordern theoretisch eine längere Nachbehandlungsdauer. Dennoch zeigen die Untersuchungen von Hainer et al., 2015, dass der Nachbehandlungseinfluss auf den Carbonatisierungswiderstand nahezu bindemittelunabhängig ist und hinreichend mit dem Modell von Gehlen, 2000 Gl. (12) beschrieben werden kann.

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7} \right)^{b_c} \quad \text{Gl. (12)}$$

t_c Nachbehandlungsdauer [Tage]

b_c Regressionsexponent

$b_c [-] =$ normalverteilt $\mu = -0,567$
 $\sigma = 0,024$

Der Einfluss des Nachbehandlungsverfahrens auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften ist demgegenüber vernachlässigbar, was Untersuchungen an Betonen im Alter von 120 Tagen bestätigen (Buenfeld & Yang, 2001).

Innerhalb der EU wird die Nachbehandlungsart und -dauer normativ in der EN 13670:2009 geregelt und in den nationalen Anwendungsnormen spezifiziert.

In EN 13670:2009 sind vier Nachbehandlungsklassen definiert. Die Nachbehandlungsklasse 1 schreibt grundsätzlich eine Nachbehandlungsdauer von 12 h vor. Die Nachbehandlungsklassen 2 bis 4 schreiben vor, dass so lange nachzubehandelt ist, bis ein festgelegter prozentualer Anteil der charakteristischen 28 Tage Betondruckfestigkeit erreicht ist. In der Nachbehandlungsklasse 3 muss beispielsweise so lange nachbehandelt werden, bis 50% der charakteristischen 28 Tage Betondruckfestigkeit erreicht sind. In der Nachbehandlungsklasse 4 müssen 70% erreicht werden und in der Nachbehandlungsklasse 2 müssen 35 % der charakteristischen 28 Tage Betondruckfestigkeit erreicht werden.

In den meisten nationalen Anwendungsdokumenten wird die Nachbehandlungsklasse in Abhängigkeit der Expositionsklasse festgelegt. Für die Expositionsklasse XC1 wird zumeist die Nachbehandlungsklasse 1 vorgeschrieben und für die Expositionsklassen 2 bis 4 wird die Nachbehandlungsklasse 3 vorgeschrieben.

Ist durch die Nachbehandlungsart sichergestellt, dass der oberflächennahe Beton unter den vorherrschenden Umgebungsbedingungen (beispielsweise relative Luftfeuchte, Temperatur, Windgeschwindigkeit etc.) nicht austrocknet, hängt die Nachbehandlungsdauer maßgebend von

der Festigkeitsentwicklung des Betons unter Standardbedingungen und der Betontemperatur ab. Im informativen Anhang F der EN 13670:2009 bzw. in den nationalen Anwendungsdokumenten werden Vorschläge zur Ermittlung bzw. Festlegung der Nachbehandlungsdauer in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung des Betons ($r = f_{cm2}/f_{cm28}$) unter Standardbedingungen und in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur zum Zeitpunkt des Einbaus oder der Oberflächentemperatur unterbreitet.

In Tabelle 6 sind Nachbehandlungsdauern in Abhängigkeit der Oberflächentemperatur für die Nachbehandlungsklasse 3 in Abhängigkeit dreier Festigkeitsentwicklungen nach DIN EN 13670:2011/DIN 1045-3:2008 angegeben. Daneben ist die vorgeschlagene Nachbehandlungsdauer der Nachbehandlungsklasse 1, welche für die Expositionsklasse XC1 empfohlen wird, angegeben.

Tabelle 6: Anhaltswerte für die Nachbehandlungsdauer in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur nach DIN EN 13670:2011/DIN 1045-3:2012 (Nachbehandlungsklasse 3)

vorgeschlagene Expositionsklassen XC2, XC3, XC4			
Festigkeitsentwicklung des Betons $r = f_{cm2}/f_{cm28}$ [t_c in Tagen]			
Oberflächentemperatur t [°C]	schnell $r \geq 0,5$	mittel $0,5 > r \geq 0,3$	langsam $0,3 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	1,5	2,5	3,5
$25 > t \geq 15$	2,0	4	7
$15 > t \geq 10$	2,5	7	12
$10 > t \geq 5$	3,5	9	18

Fortsetzung Tabelle 6: Anhaltswerte für die Nachbehandlungsdauer in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur nach DIN EN 13670:2011 bzw. EN 13670:2009

vorgeschlagene Expositionsklassen XC1			
Festigkeitsentwicklung des Betons $r = f_{cm2}/f_{cm28}$ [t_c in Tagen]			
Oberflächentemperatur ϑ [°C]	schnell $r \geq 0,5$	mittel $r \geq 0,3$	langsam $r \geq 0,15$
k.A.	0,5		

Die mittlere jährliche Temperatur liegt gemäß Wetterdaten von (www.DWD.de, 2013) in Südeuropa (E, P) bei rund 15°C, in Westeuropa (GB, NL, D) bei rund 10°C und in Nordeuropa (Dk, N) bei rund 8°C.

Die Festigkeitsentwicklung von Beton unter Standardbedingungen hängt u. a. von dem w/b-Wert, der Zementfestigkeit und der Zementart ab. Mit abnehmendem w/b-Wert und zunehmender Zementfestigkeit nimmt die Festigkeitsentwicklung zu.

Anhaltswerte zur Nachbehandlungsdauer von Betonen in Abhängigkeit ihrer Zusammensetzung sind in Tabelle 7 angegeben.

Tabelle 7: Anhaltswerte für die Nachbehandlungsdauer in Abhängigkeit ihrer Zusammensetzung nach (Hoffmann & Krause, 2011)

	Festigkeitsentwicklung des Betons $r = f_{cm2}/f_{cm28}$ [t_c in Tagen]		
	schnell $r \geq 0,5$	mittel $r \geq 0,3$	langsam $r \geq 0,15$
w/z-Wert, Zementfestigkeitsklasse	w/z < 0,5; 42,5R, 52,5R	w/z = 0,50 bis 0,60; 52,5R, 42,5R w/z < 0,5 32,5R	w/z = 0,5 bis 0,6 32,5R

Puzzolanische oder latent hydraulische Bindemittel können die Festigkeitsentwicklung verlangsamen.

4.3 Expositionsbedingte Einflüsse

4.3.1 Allgemeines

Theoretisch ist die Diffusionsgeschwindigkeit von CO_2 in Wasser 10^4 mal geringer als in der Luft (Sun, 2010). Deshalb muss genügend „wasserfreier“ Porenraum zur Verfügung stehen, damit CO_2 ausreichend schnell in den Beton diffundieren kann. Die chemische Reaktion erfordert wiederum einen bestimmten Wassergehalt in den Poren. CO_2 und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ müssen gelöst werden bzw. $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Ionen müssen zum Reaktionsort diffundieren können, damit sich ein Gleichgewicht zwischen gelöstem und gasförmigem CO_2 sowie ein Konzentrationsausgleich zwischen gelöstem CO_2 und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ einstellen kann. Deshalb gibt es einen Bereich zwischen r.H. (= relative Luftfeuchte) < 45 % und r.H. > 90 % indem kaum Carbonatisierungsprozesse stattfinden können, das Wurzel-Zeit-Gesetz nicht gültig ist und damit auch die Bemessungsmodelle nach Gl. (8) und Gl. (9) nicht gültig sind. Demgegenüber gibt es ein Optimum, bei dem die Carbonatisierungsgeschwindigkeit ein Maximum annimmt, welches zwischen rund 50 % < r.H. < 70 % liegt (Cizer et al., 2012, Papadakis et al., 1991).

Bei unberegneten Außenbauteilen (geschützt), auch bei stark streuenden relativen Luftfeuchten (temporär < 45 % bzw. > 90 %), verliert das Wurzel-Zeit-Gesetz nach experimentellen Untersuchungen von Chen & Ho, 2012 und Wierig, 1984 nicht seine Gültigkeit, vgl. Bild 7.

Bei beregneten Außenbauteilen (direkte Befeuchtung) weicht das Carbonatisierungsverhalten nach Wierig, 1984 vom Wurzel-Zeit-Verhalten ab, vgl. Bild 7. Bunte, 1993 bzw. Gehlen, 2000 geben an,

dass der oberflächennahe Porenraum direkt berechnete Außenflächen Wasser bis zur Sättigung aufnimmt. Die Tiefe der durchfeuchteten Schicht hängt neben den Materialeigenschaften von der Regendauer und der Ausrichtung der Oberfläche ab. Durch die wassergefüllten Poren findet keine Diffusion von gasförmigem CO_2 statt. Der Carbonatisierungsfortschritt kommt nahezu zum Erliegen. Im Anschluss an Niederschlagsperioden folgen immer Austrocknungsperioden, in denen der Carbonatisierungsfortschritt wieder voranschreiten kann. Je tiefer die Carbonatisierungsfront ins Betoninnere fortschreitet, desto kürzer werden die wirksamen Carbonatisierungsperioden, bis die Carbonatisierungstiefe praktisch einen Endwert erreicht.

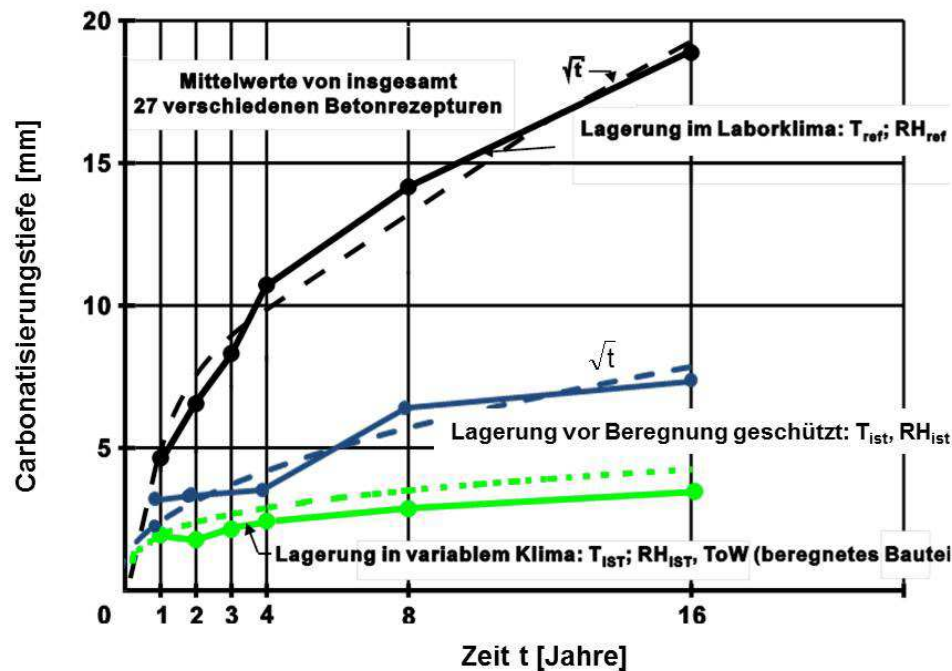


Bild 7: Schematische Darstellung des Carbonatisierungsprozesses bei vor Berechnung geschützten Bauteilen und berechneten Bauteilen (Wierig, 1984)

Theoretisch nimmt mit zunehmender Temperatur die Diffusionsgeschwindigkeit gasförmiger Spezies zu. Gleichzeitig reduziert sich die relative Feuchte in den Poren, sodass mehr Raum für die CO_2 -Diffusion zur Verfügung steht. Grundsätzlich steigt auch die Reaktionskinetik mit der Temperatur. Demgegenüber verringert sich die Löslichkeit von CO_2 und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (Song et al., 2006). Optimale Bedingungen für den Carbonatisierungsprozess liegen zwischen $20\text{ }^\circ\text{C}$ (Van Balen & Van Gemert, 1994) und $30\text{ }^\circ\text{C}$ (Ishida & Li, 2008). Gegenüber dem Einfluss von Feuchtezustand und CO_2 -Konzentration ist der Einfluss der Temperatur in Bereichen zwischen $10\text{ }^\circ\text{C}$ und $40\text{ }^\circ\text{C}$ nach Untersuchungen von Ruixia, 2010, Moreno, 2009, Loo, 1994, Parrott, 1997, Papadakis et al., 1991 jedoch vernachlässigbar.

4.3.2 Relative Luftfeuchte

Der Einfluss der relativen Luftfeuchte k_e auf den Carbonatisierungswiderstand, welcher nach Auswertung von Daten von (Ruixia, 2010, Russell et al., 2001, Papadakis et al., 1991) nahezu bindemittelunabhängig ist, ist mit Gl. (13) gegeben (Gehlen, 2000).

$$k_e = \frac{\left(1 - \left(\frac{RH_{ist}}{100}\right)^{f_e}\right)^{g_e}}{\left(1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100}\right)^{f_e}\right)^{g_e}} \quad \text{Gl. (13)}$$

RH_{ist} relative Luftfeuchte am Bauteil [%]

RH_{ref} Referenzfeuchte

RH_{ref} [%] konstant 65

f_e Regressionsexponent

f_e [-]= konstant 5

g_e Regressionsexponent

g_e [-]= konstant 2,5

In der Expositionsklasse XC1 „nass“ ist die CO₂-Diffusion so stark verlangsamt, dass der Carbonatisierungsfortschritt vernachlässigbar gering ist. Deshalb wird die Expositionsklasse XC1 „nass“ im Laufe der Arbeit nicht weiter berücksichtigt.

Die Expositionsklasse XC1 „trocken“ gilt für Bauteile innerhalb von Gebäuden (im Allgemeinen Wohnräume), die keiner Kondensation ausgesetzt sind. In Wohnräumen (XC1) ist die relative Luftfeuchte aus bauphysikalischen Gründen begrenzt. Für ein optimales Wohnraumklima sollte die relative Luftfeuchte nach DIN EN 13779:2007 zwischen $40\% \leq RH_{ist} \leq 70\%$ liegen (20°C), vgl. Bild 8. Die relative Luftfeuchte wird in der XC1-Exposition konservativ mit $65\% \leq RH_{ist}$ angegeben, da diese relative Luftfeuchte im Bereich des Optimums des Carbonatisierungsfortschritts liegt.

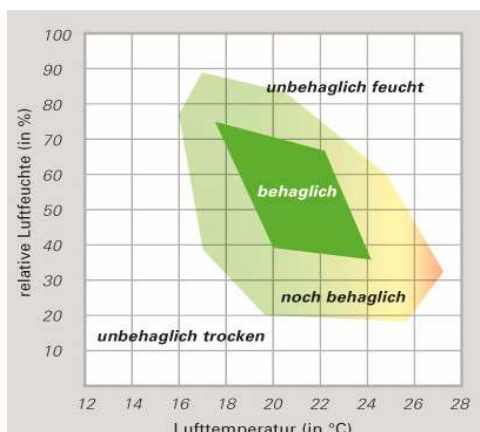


Bild 8: Behagliches Wohnraumklima
DIN EN 13779:2007

In der XC2-Exposition, d.h. an Bauteilen, die häufig mit Wasser beaufschlagt werden, ist der Beton nahezu ständig wassergesättigt. Es kann von einer konstanten relativen Luftfeuchte von 90 % ausgegangen werden (LNEC E 465:2007).

Die relative Luftfeuchte RH_{ist} an Außenbauteilen (XC3, XC4) unterliegt saisonalen Streuungen und wird deshalb stochastisch beschrieben.

Als Verteilungsfunktion wird die Weibull(max)-Verteilung empfohlen, da die relative Luftfeuchte nur Werte zwischen $0\% < RH_{ist} < 100\%$ annehmen kann. Nach dem Deutschen Wetter Dienst werden Mittelwerte für einen Bezugszeitraum von 20 Jahren ermittelt (langjähriges Mittel). Die saisonalen Streuungen basieren auf Tagesmittelwerten und werden über ein Jahr quantifiziert. Die schneller fluktuierenden tageszeitlichen Streuungen bleiben unberücksichtigt, da sie sich kaum in den Beton übertragen. Der Ansatz streuender relativer Luftfeuchten ist konservativ, da die Feuchtevariationen lediglich den oberflächennahen Beton beeinflussen. Mit zunehmender Tiefe stellt sich die mittlere jährliche relative Luftfeuchte ein (Einflussbereich ca. 20 mm, vgl. Steffens, 2000, Nilsson & Fridh, 2009).

Die Feuchtebedingungen variieren, örtlich gesehen, lokal, regional und global. Globale Streuungen werden hier nicht betrachtet. Lokale Streuungen (Mikroklima) an der Betonoberfläche, beispielsweise aufgrund angrenzender Bebauung oder lokaler Besonderheiten in der Vegetation, können im Rahmen der Bemessung ebenfalls nicht berücksichtigt werden.

Regionale Streuungen der relativen Luftfeuchte (langjähriges Mittel; Bezugszeitraum 30 Jahre) sind in Bild 9 wiedergegeben.

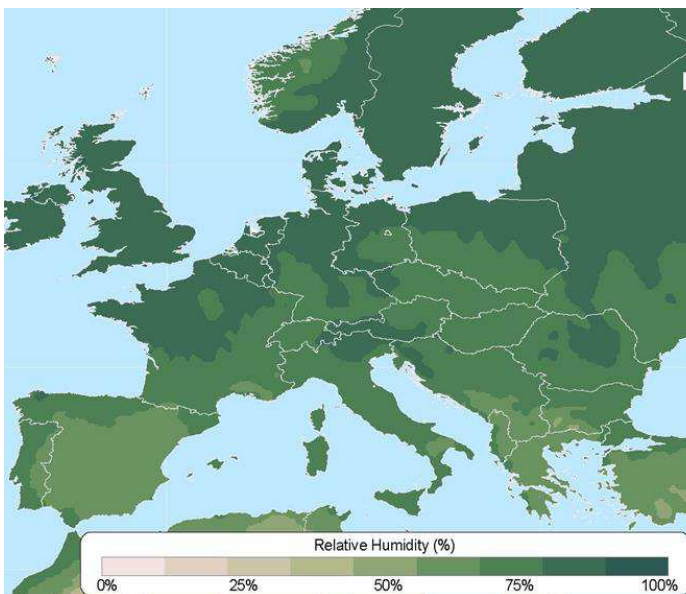


Bild 9: Verteilung der mittleren jährlichen relativen Luftfeuchte innerhalb Europas (Encyclopædia Britannica, 2014, New et al., 1999)

In Tabelle 8 sind maximale und minimale regionale Feuchtebedingungen in Abhängigkeit einzelner Länder abgeschätzt und in Anlehnung an die Klimaklassifikation nach Köppen, 1936 zusammengefasst. Dazu sind Daten von (DWD, 2013) innerhalb Europas ausgewertet worden (vgl. Anhang A1).

Tabelle 8: Maximale und minimale regionale relative Luftfeuchten in Abhängigkeit einzelner Länder angegeben (Expositionsklassen XC3 und XC4)

Länder	relative Luftfeuchte (Weibullverteilung) $\omega = 100\%$	
	Mittelwert μ [%]	Standardabweichung σ [%]
E, P (mediterran trocken)	$65 \leq \mu \leq 70$	$10 \leq \sigma \leq 14$
D, N (gemäßigt)	$75 \leq \mu \leq 80$	$10 \leq \sigma \leq 12$
GB, NL, DK, D, N (See-/ Inselklima feucht)	$75 \leq \mu \leq 85$	$8 \leq \sigma \leq 12$

Zusammenfassend werden die folgenden relativen Luftfeuchten RH_{ist} in den Expositionsklassen XC1 bis XC4 angenommen, vgl. Tabelle 9.

Tabelle 9: Maximale und minimale regionale relative Luftfeuchten in Abhängigkeit einzelner Länder angegeben

Expositionsklasse	Verteilungstyp	RH_{ist} (Weibullverteilung) $\omega = 100\%$	
		Mittelwert μ [%]	Standardabweichung σ [%]
XC1	Konstante	65	-
XC2	Konstante	90	-
XC3, XC4	Weibull(max)	Tabelle 8	Tabelle 8

4.3.3 Wasserbenetzungsgrad

Der Einfluss direkter Befeuchtung wird in der Literatur entweder über die Abminderung des Wurzel-Exponenten (ohne separate Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte) oder über eine Witterungsfunktion $W(t)$ nach Gl. (14) beschrieben (Gehlen, 2000).

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^w \quad \text{Gl. (14)}$$

t_0 Referenzzeitpunkt, nach Gehlen, 2000 und fib MC SLD 2006 ist

$$t_0 [\text{Jahre}] = \text{konstant} \quad 0,0767$$

w Witterungsexponent nach Gl. (15) [-]

Der Witterungsexponent wurde von (Gehlen, 2000) wie folgt quantifiziert, vgl. Gl. (15).

$$w = \frac{(p_{SR} \cdot ToW)^{b_w}}{2} \quad \text{Gl. (15)}$$

b_w Regressionsexponent

b_w [-] normalverteilt $\mu = 0,446$
 $\sigma = 0,163$

p_{SR} Schlagregenwahrscheinlichkeit [-]

ToW Befeuchtungszeitraum (Time of Wetness) [-] bzw. an Außenbauteilen die Niederschlagshäufigkeit [-]

Bei Außenbauteilen ist die mittlere jährliche Niederschlagshäufigkeit gemäß Gl. (16) definiert, vgl. hierzu Gehlen, 2000.

$$ToW = \frac{\text{Regentage mit } h_{ND} > 2,5\text{mm}}{365} \quad \text{Gl. (16)}$$

h_{ND} ist die Anzahl der Tage mit Niederschlagsmengen größer 2,5 mm, da nach Gehlen, 2000 bzw. Bunte, 1993 überschlagsmäßig eine Niederschlagsmenge von durchschnittlich 2,5 mm pro Tag erforderlich ist, um den Beton im technisch relevanten Bereich carbonatisierungsbeeinträchtigend zu durchfeuchten. Dies stellt nach Gehlen, 2000 eine auf der sicheren Seite liegende Vereinfachung dar, da der durchfeuchtete Tiefenbereich, neben der Niederschlagsmenge, vom Feuchtegehalt des Betons vor Beginn einer Regenperiode und der Sättigungsfuchte des Betons abhängt.

Bei vertikalen, berechneten Außenbauteilen ist p_{SR} die Schlagregenwahrscheinlichkeit, die mit Gl. (17) berechnet wird:

$$p_{SR} = \frac{\sum d\{w_i + r\}}{\sum d\{r\}} \quad \text{Gl. (17)}$$

$d\{w_i+r\}$ Tage d mit Wind w in die Richtung i während eines Regenereignisses

$d\{r\}$ Tage mit Regenereignissen

p_{SR} berücksichtigt, dass ein geneigtes Außenbauteil nur dann in ausreichendem Maß mit Regenwasser beaufschlagt wird, wenn zugleich Wind w in Richtung i des Bauteils vorherrscht.

In der XC1-Exposition „trocken“ findet keine Wasserbeaufschlagung statt. In der XC1-Exposition „ständig nass“ ist $ToW = 1,0$. Da CO_2 -Diffusionsprozesse im Wasser gefüllten Porenraum stark verlangsamt stattfinden (vgl. Kapitel 4.3.1), wird die XC1-Exposition „ständig nass“ im weiteren Verlauf der Arbeit nicht betrachtet.

In der XC2-Exposition werden Befeuchtungszeiträume ToW von 0,02 bis 0,8 angenommen. Diese Annahme erfolgte in Anlehnung an Vorschläge in LNEC E 465:2007, Helland et al., 2001, Cather & Marsh, 1997.

In der XC3-Exposition „mäßige Feuchte“ (Beton in Gebäuden mit mäßiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien) findet definitionsgemäß keine direkte Wasserbeaufschlagung statt. Deshalb wird kein Befeuchtungszeitraum berücksichtigt.

In der XC4-Exposition ergeben sich regionale Unterschiede im Wasserbenetzungsgrad. Regionale Niederschlagsbedingungen sind in Bild 10 links qualitativ über die Niederschlagsmenge dargestellt, welche qualitativ Anhaltswerte über den Befeuchtungszeitraum (ToW) liefern. Niederschlagswindrosen (Bild 10 rechts) geben grundsätzlich Auskunft über die Schlagregenwahrscheinlichkeit an vertikalen Außenbauteilen.

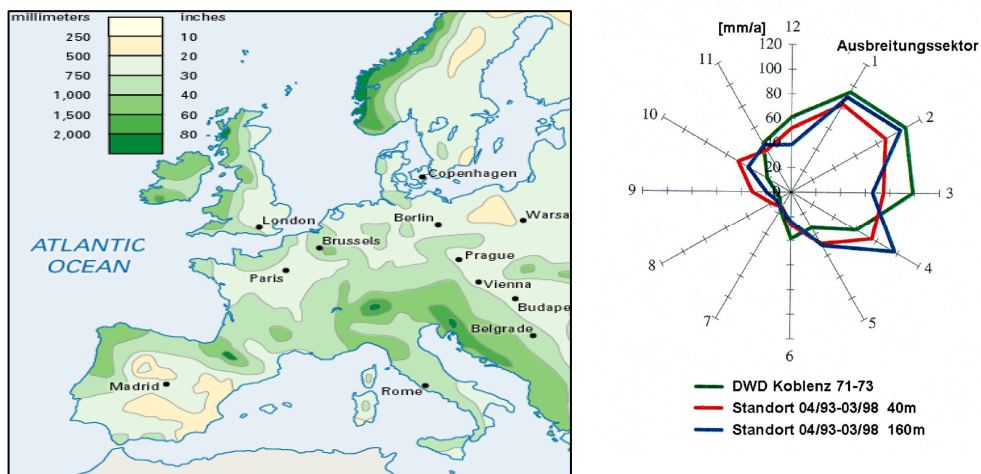


Bild 10: Verteilung der jährlichen Niederschlagsmenge innerhalb Europas (Encyclopædia Britannica, 2014, New et al., 1999) links, Niederschlagswindrose (RWE, 2013) rechts

In Tabelle 10 sind maximale und minimale regionale Niederschlagshäufigkeiten (Befeuchtungszeiträume) in Abhängigkeit einzelner Länder abgeschätzt und in Anlehnung an die Klimaklassifikation nach Köppen, 1936 zusammengefasst. Dazu sind Daten von DWD, 2013 innerhalb Europas ausgewertet worden (Anhang A1).

Tabelle 10: Maximale und minimale regionale Niederschlagshäufigkeiten (Befeuchtungszeiträume) in Abhängigkeit einzelner Klimatypen (Expositionsklassen XC4)

Klimatypen	ToW [-] (Konstante)
E, P (Mediterran trocken)	$0,10 \leq ToW \leq 0,20$
D, N, GB (mäßig feucht)	$0,20 \leq ToW \leq 0,25$
GB, NL, DK, D, N (Seeklima feucht)	$0,25 \leq ToW \leq 0,30$

Die Schlagregenwahrscheinlichkeit p_{SR} hängt global gesehen maßgebend von der Windintensität bzw. -geschwindigkeit, Regenintensität (beispielsweise Tropfenform) ab und nimmt mit zunehmender Windgeschwindigkeit und Regenintensität zu. Sogenannte „wind-driven-rain maps“ wurden u.a. für bauphysikalische Zwecke entwickelt und geben zumeist qualitativ Auskunft über die Verteilung der Schlagregenintensität bzw. -wahrscheinlichkeit (BS 8104:1992). Genauso dienen Niederschlags-Windrosen dazu, die Schlagregenwahrscheinlichkeit abzuschätzen. In Bild 10 (rechts) ist beispielsweise die Schlagregenwahrscheinlichkeit in mm/a angegeben in Abhängigkeit der geographischen Ausrichtung einmal ermittelt von DWD in den Jahren 1971 bis 1973 am Standort Koblenz (grüne Kurve) und einmal ermittelt von RWE, 2013 zwischen 04/1993 bis 03/1998 am Standort Mühlheim-Kärlich (blaue und rote Kurve). In der Planungsphase werden Schlagregenwahrscheinlichkeiten häufig aus Niederschlagswindrosen ermittelt.

Daneben nimmt lokal die Schlagregenwahrscheinlichkeit im Allgemeinen mit der Neigung der Fassade gegenüber der Vertikalen und der Höhe über Gelände (mit zunehmender Höhe am Gebäude) zu und wird dabei u.a. von der Topographie (Lage des Bauwerks beispielsweise in Senken) sowie Verschattung durch angrenzende Bebauung beeinflusst (vgl. Barreira et al., 2013, Hens, 2010, Sanders & Phillipson, 2003, Künzel, 1994).

Obwohl sich die Hauptwindrichtung in einzelnen Regionen unterscheidet, wird angenommen, dass sich die Höhe der regionalen Schlagregenwahrscheinlichkeit (abgekoppelt von der Niederschlagshäufigkeit und ohne Differenzierung nach Windstärke und Regenintensität) innerhalb Europas kaum unterscheidet.

Die Schlagregenwahrscheinlichkeit an berechneten Außenbauteilen kann überschlägig gemäß Tabelle 11 angegeben werden.

Tabelle 11: Maximale und minimale regionale Schlagregenwahrscheinlichkeiten

Beispiele	p_{SR} [-] (Konstante)
horizontale Bauteile	1,0
vertikale Bauteile mit Windbeaufschlagung	$0,3 \leq p_{SR} \leq 0,6$
vertikale Bauteile im Windschatten	$0,1 \leq p_{SR} \leq 0,3$

Einzelwerte finden sich im Anhang A1 (Barreira et al., 2013, Perez-Bella et al., 2012, Hunkeler, 2012, Hens, 2010, Reydock et al., 2005, Blocken & Carmeliet, 2004, Sanders & Phillipson, 2003, Künzel, 1994, Henriquez, 1992).

Zusammenfassend sind in Tabelle 12 die in den Expositionsklassen XC1 bis XC4 in den ausgewählten Ländern erwarteten relativen Luftfeuchten RH_{ist} , Befeuchtungszeiträume ToW und Schlagregenwahrscheinlichkeiten p_{SR} angegeben.

Tabelle 12: Relative Luftfeuchten, Befeuchtungszeiträume und Schlagregenwahrscheinlichkeiten in den Expositionsklassen XC1 bis XC4 der ausgewählten Länder

Expositionsklasse	XC1	XC2	XC3	XC4
Beschreibung	trocken ¹⁾ (innen)	nass, selten trocken	mäßige feuchte (außen geschützt)	wechselnd nass und trocken (außen bewittert)
RH_{ist} [%]	65 konstant	90 konstant	$65 \leq RH_{ist} \leq 85$ weibull max verteilt $\omega = 100$	$65 \leq RH_{ist} \leq 85$ weibull max verteilt $\omega = 100$
ToW [-] konstante p_{SR} [-] konstante	-	$0,02 \leq ToW \leq 0,8$ $p_{SR} = 1,0$	- ²⁾	$0,10 \leq ToW \leq 0,30$ $0,10 \leq p_{SR} \leq 1,0$

¹⁾ XC1 „nass“ wird aufgrund des vernachlässigbaren Carbonatisierungsfortschritts nicht berücksichtigt, ²⁾ eine geringe Wasserbenetzung in der XC3-Exposition beispielsweise aufgrund von Tauwasser ist zwar nicht auszuschließen, bleibt jedoch im folgenden Benchmark aufgrund des positiven Einflusses auf die Carbonatisierung („unkritischer“) auf der sicheren Seite liegend unberücksichtigt.

4.3.4 CO₂-Konzentration

Die CO₂-Diffusionsgeschwindigkeit wird durch die CO₂-Konzentrationsdifferenz kontrolliert. Mit zunehmendem CO₂-Konzentrationsgradienten nimmt theoretisch die Diffusionsgeschwindigkeit proportional zu. Jedoch führt das schnellere und tiefere Eindringen von CO₂ dazu, dass die Reaktionen nicht am selben Ort stattfinden wie unter normalen Bedingungen (Lagerblad, 2006). Nach Castellote & Andrade, 2008 führt das zu einer verstärkten Bildung von Calcit, zu einem Verstopfen der Poren und damit zu langsameren Carbonatisierungsgeschwindigkeiten. Auch die Bildung von Wasser bei der Reaktion unter erhöhten CO₂-Konzentrationen und damit die Erhöhung der Betonfeuchte wird dokumentiert und als Grund für die Abweichung vom proportionalen Verhalten genannt (Visser, 2012). Natürliche Bedingungen liegen zwischen rund 0,03 Vol.-% CO₂ und 0,06 Vol.-% CO₂ vor (Büns & Kuttler, 2012, Vogt et al., 2006). Liegt die CO₂-Konzentration oberhalb von 0,07 Vol.-% (Hunkeler, 2012), weicht die Zunahme vom proportionalen Verhalten ab.

Derzeit liegt die CO₂-Konzentration in der Atmosphäre (global) bei rund 400 ppm (= 0,04 Vol.-%). Im Zeitraum von 1958 bis 2013 stieg der Kohlenstoffdioxidanteil jährlich um rund 1,3 ppm/Jahr (vgl. Bild 11, www.esrl.noaa.gov, 2014). Geht man von einer weiterhin ungebremsten konstanten Steigerungsrate aus (vgl. Gehlen 2000), ist in 50 Jahren mit einer CO₂-Konzentration von rund 465 ppm zu rechnen.

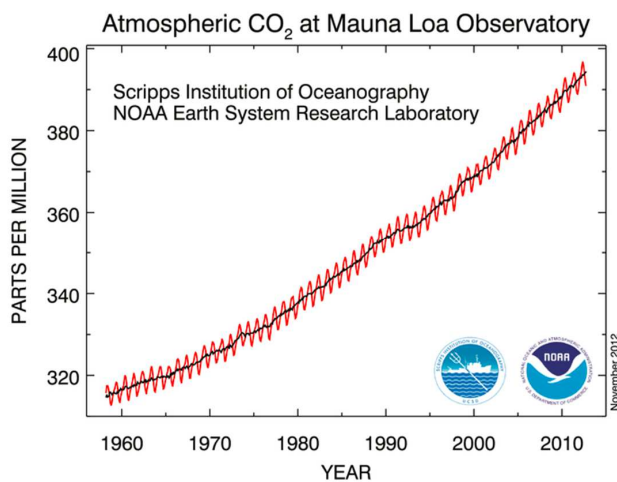


Bild 11: CO₂-Konzentration der Atmosphäre von www.noaa.gov, 2014

In Innenräumen (XC1) hängt die CO₂-Konzentration von der Nutzungsfrequenz ab. In wenig bis normal frequentierten Innenräumen entspricht die CO₂-Konzentration den Bedingungen im Freien. Bei wachsenden Menschenansammlungen in geschlossenen Innenräumen (beispielsweise Hörsälen) kann die CO₂-Konzentration jedoch 700 ppm und sogar 1000 ppm übersteigen (Büns & Kuttler, 2012).

Die CO₂-Konzentration an Außenbauteilen (XC3, XC4) unterliegt systematischen saisonalen Schwankungen. Nach Büns & Kuttler, 2012 ist die CO₂-Konzentration in der Luft im Sommer (vegetationsbedingt) etwas geringer. Weitere Schwankungen resultieren aus Windgeschwindigkeit,

atmosphärischer Stabilität, Verkehrsaufkommen und menschlicher Atmung. Im Mittel liegt die CO₂-Konzentration in Ballungszentren zwischen ca. 380 ppm und 430 ppm und im ländlichen Raum zwischen ca. 360 ppm und 420 ppm. Die saisonalen Schwankungen führen zu zufälligen Streuungen von rund 10 bis 50 ppm (Crawford et al., 2011). Beispielhaft ist in Bild 12 die Messung von Büns & Kuttler, 2012 aus Essen dargestellt. Die obiger Auswertung zugrundeliegenden Einzeldaten finden sich im Anhang A1.

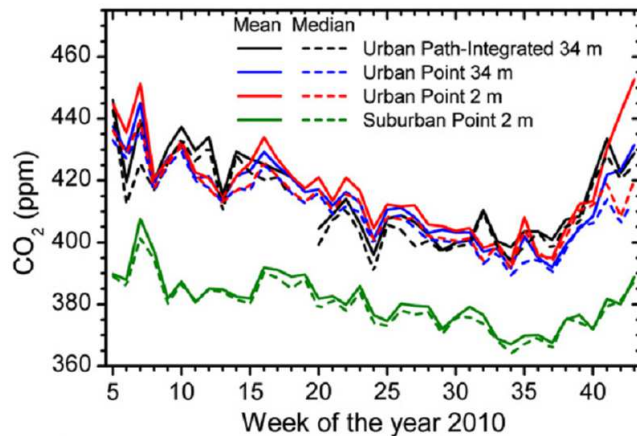


Bild 12: CO₂-Konzentration gemessen in Essen (Büns & Kuttler, 2012)

Aufgrund der geringen Unterschiede in der CO₂-Konzentration unter üblichen Expositionsbedingungen kann man von einer natürlichen CO₂-Konzentration von 400 ppm bei einer Streuung von 55 ppm ausgehen. Wird eine Normalverteilung unterstellt, kann die natürliche CO₂-Konzentration für alle Expositionsclassen wie folgt in kg/m³ (angesetzte Rohdichte von CO₂ = 1,815 kg/m³) angegeben werden.

$$C_{s,NAC} \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad \text{normalverteilt} \quad \begin{aligned} \mu &= 0,00073 \\ \sigma &= 0,0001 \end{aligned}$$

Unter Berücksichtigung der jährlichen Steigerungsrate der CO₂-Konzentration von 1,3 ppm erhöht sich die CO₂-Konzentration $C_{s,NAC}$ in 50 Jahren um ca. 0,0001 kg/m³. Damit kann die anzusetzende CO₂-Konzentration C_s wie folgt angegeben werden.

Gesamte CO₂-Konzentration inklusive jährlicher Steigerungsrate:

$$C_s \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad \text{normalverteilt} \quad \begin{aligned} \mu &= 0,00083 \\ \sigma &= 0,0001 \end{aligned}$$

4.4 Betondeckung

Die Betondeckung a wird in Bemessung und Ausführungsplänen als Nennmaß angegeben. Die Betondeckung ist aufgrund bauseitig nicht zu vermeidender Abweichungen vom Nennmaß keine konstante Größe und wird deshalb über Verteilungsfunktion, Mittelwert und Standardabweichung beschrieben.

Grundsätzlich kann die Betondeckung als normalverteilt angenommen werden, da die Wahrscheinlichkeit von negativen Werten verschwindend gering ist, solange die Streuungen nicht zu groß sind und die mittlere Betondeckung nicht zu klein ist ($c_{nom} \geq 20$ mm). Daneben werden auch die logarithmische Normalverteilung (Malioka, 2009), die Neville-Verteilung (DBV Merkblatt 2011, Brameshuber et al., 2004) und die Beta-Verteilung (Gehlen, 2000) angegeben, da die Betondeckung u. a. aufgrund der Verwendung von Abstandshaltern zumeist rechtsschief verteilt ist. Es wird auch die Weibull(min)-Verteilung (Faber & Sörensen, 2003) vorgeschlagen, da gerade lokal geringe Betondeckungsmaße für die Korrosion kritisch sind.

Konservativ kann der Mittelwert der Betondeckung a_μ mit dem Nennmaß c_{nom} gleichgesetzt werden, obwohl die mittlere Betondeckung das Nennmaß zumeist um rund 5 mm überschreitet.

Die Streuung der Betondeckung wird maßgebend von Faktoren wie Größtkorn, Bauteilgeometrie, Art und Verteilung von Abstandshaltern, Verlegung der Bewehrung, Biegetoleranz usw. bestimmt und damit durch die Konstruktions- und Ausführungsanforderungen (EN 13670:2009) bzw. die Qualitätskontrolle (Überwachungs-/ Qualitätsklassen) festgelegt. Unterstellt man, dass die Mindestbetondeckung c_{min} dem 5 %-Quantil der Betondeckung a entsprechen muss (*fib* MC 2010, DBV Merkblatt 2011), ergibt sich die maximal zulässige Streuung aus den maximal zulässigen Abweichungen (=Vorhaltemaß Δc) nach Gl. (18).

$$\Delta c = a_\sigma \cdot 1,64 \quad \text{Gl. (18)}$$

Die so ermittelten maximal zulässigen Streuungen der Betondeckung sind in Tabelle 13 in Abhängigkeit von drei üblichen Vorhaltemaßen angegeben.

Tabelle 13: Vorhaltemaß und maximal zulässige Standardabweichung

Betondeckung a (Normalverteilung)			
Mittelwert $a_\mu = c_{nom}$ [mm]	c_{nom}		
Vorhaltemaß $\Delta c = \Delta a$ [mm]	5	10	15
Standardabweichung a_σ [mm]	3 ¹⁾	6	9

¹⁾ Die Untersuchungen von Elliott & Jolly, 2013 zeigen, dass diese Streuungen in der Praxis, auch in Fertigteilwerken kaum realisiert werden können.

5 Benchmark deskriptiver Regeln

5.1 Zuverlässigkeit deskriptiver Regeln (a-priori)

5.1.1 Vorgehensweise

Zur Ermittlung der sich bei normkonformer Bemessung ergebenden Zuverlässigkeiten wird für jedes Land und jede Expositionsklasse eine Fallstudie durchgeführt. Ein Fallbeispiel (= eine Bemessungssituation) einer Fallstudie entspricht einem möglichen Bauteil, welches unter Einhaltung der deskriptiven Regeln in einer möglichen Umgebungsbedingung errichtet ist.

Da die Anforderungen jedoch Spielraum in der Wahl der Zementart und zum Teil in der Wahl der Grenzwerte (beispielsweise w/z-Wert) geben, können innerhalb eines Landes und einer Expositionsklasse Betone mit höherem, aber auch geringerem Widerstand gewählt werden.

Auch die klimatischen Bedingungen an Außenbauteilen, die derselben Expositionsklasse zugeordnet werden können, variieren innerhalb eines Landes. Damit ergeben sich innerhalb einer Expositionsklasse schwächere Einwirkungen (feuchtere Bedingungen) bzw. stärkere (trockenere Bedingungen).

Das führt zu „unkritischeren“ und „kritischeren“ Bemessungssituationen innerhalb eines Landes und einer Expositionsklasse mit jeweils unterschiedlichen Zuverlässigkeiten:

- „unkritischerer“ Bemessungssituation: Beton mit höherem Widerstand (geringer w/z-Wert, Zement mit hohem Klinkergehalt, hohe Betondeckung) in Kombination mit einer schwächeren Einwirkung (feuchte Umgebung).
- „kritischerer“ Bemessungssituation: Beton mit geringerem Widerstand (hoher w/z-Wert, Zement mit geringem Klinkergehalt) in Kombination mit einer stärkeren Einwirkung (trockene Umgebung),

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Zuverlässigkeiten wird am Beispiel Deutschland für die Expositionsklasse XC4 vorgestellt. Die Normvorgaben nach DIN 1045-2:2008 sind in Tabelle 14 zusammengestellt.

Tabelle 14: Deskriptive Anforderungen für die Expositionsklasse XC4 in Deutschland gemäß DIN 1045-2:2008

Einwirkung	Materialwiderstand				Bauteilwiderstand
	minimaler Zementgehalt [kg/m ³]	maximaler w/z-Wert [-]	Mindestdruckfestigkeitsklasse	zugelassene Normzemente	
Expositions-klasse					nominale Betondeckung [mm] $c_{nom} = c_{min} + \Delta c$
XC4	280	0,60	C25/30	alle außer CEM II/A-L, -W; CEM II/B-LL, -L, -W; CEM III/C; CEM IV und CEM V	40 = 25 + 15

Ein normkonformer Beton mit höherem Carbonatisierungswiderstand ergibt sich bei Wahl eines CEM I. Ein ebenfalls normkonformer Beton mit geringerem Carbonatisierungswiderstand ergibt sich bei Wahl eines CEM III/B. Für beide Betone ist der w/z-Wert mit maximal 0,6 festgelegt. Die Nachbehandlungsdauer wird für beide Betone mit vier Tagen gemäß Tabelle 6 festgelegt.

Für die „unkritischere“ Bemessungssituation wird der CEM I-Beton für ein Bauteil angesetzt, dass in einem feuchteren Klima beispielsweise in Hamburg (hohe relative Luftfeuchte und Niederschlagshäufigkeit), unverschattet mit allseitiger Windumströmung erhöht gelegen ist (hohe Schlagregenwahrscheinlichkeit). Für die „kritischere“ Bemessungssituation wird der CEM III/B-Beton für ein Bauteil angesetzt, dass in einem trockeneren Klima beispielsweise in Halle (niedrige relative Luftfeuchte und Niederschlagshäufigkeit) in einer Senke, verschattet, mit ausgeprägter Leeseite gelegen ist (niedrige Schlagregenwahrscheinlichkeit).

Die Betondeckung a ist über die Anforderung an Mindestbetondeckung und Vorhaltemaß gemäß Tabelle 13 festgelegt. Die mittlere Betondeckung ist gleich der nominalen Betondeckung ($a_{\mu} = c_{nom}$). Bei einem Vorhaltemaß von $\Delta c = 15$ mm ist die maximal zulässige Standardabweichung der Betondeckung $a_{\sigma} = 9$ mm.

Die sich aus Betonzusammensetzung und geographischer Lage ergebenden Modellparameter sind in Tabelle 15 zusammengestellt.

Tabelle 15: Modellparameter für die „unkritischer“ und die „kritischer“ Bemessungssituation in Deutschland

Symbol	Einheit	Ver- teilungstyp	„unkritischer“ CEM I Hamburg		„kritischer“ CEM III/B Halle	
			Mittel- wert μ	Standard- abweichung σ	Mittel- wert μ	Standard- abweichung σ
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	4228	1648	25240	6641
ε_t	-	normal	1,25	0,35	1,25	0,35
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	315,5	48
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-0,567	0,024
t_c	d	konstant	4	-	4	-
RH_{ist}	%	weibull(max) $\omega = 100$	80	10	75	12
RH_{ref}	%	konstant	65	-	65	-
g_e	-	konstant	5	-	5	-
f_e	-	konstant	2,5	-	2,5	-
ToW	-	konstant	0,3	-	0,2	-
ρ_{SR}	-	konstant	1,0	-	0,3	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	0,446	0,163
t_0	a	konstant	0,0767	-	0,0767	-
C_s	kg/m ³	konstant	0,00083	0,0001	0,00083	0,0001
a	mm	normal	40	9	40	9
t_{SL}	a	konstant	50	-	50	-

Mit Gl. (4) sind die Zuverlässigkeitsverläufe der beiden Bemessungssituationen berechnet und in Bild 13 über die Nutzungsdauer dargestellt worden. Der zeitliche Verlauf mit höheren Zuverlässigkeiten (obere Kurve Bild 13) ergibt sich für die „unkritischere“ Bemessungssituation. Der zeitliche Verlauf mit geringeren Zuverlässigkeiten (untere Kurve Bild 13) ergibt sich für die „kritischere“ Bemessungssituation.

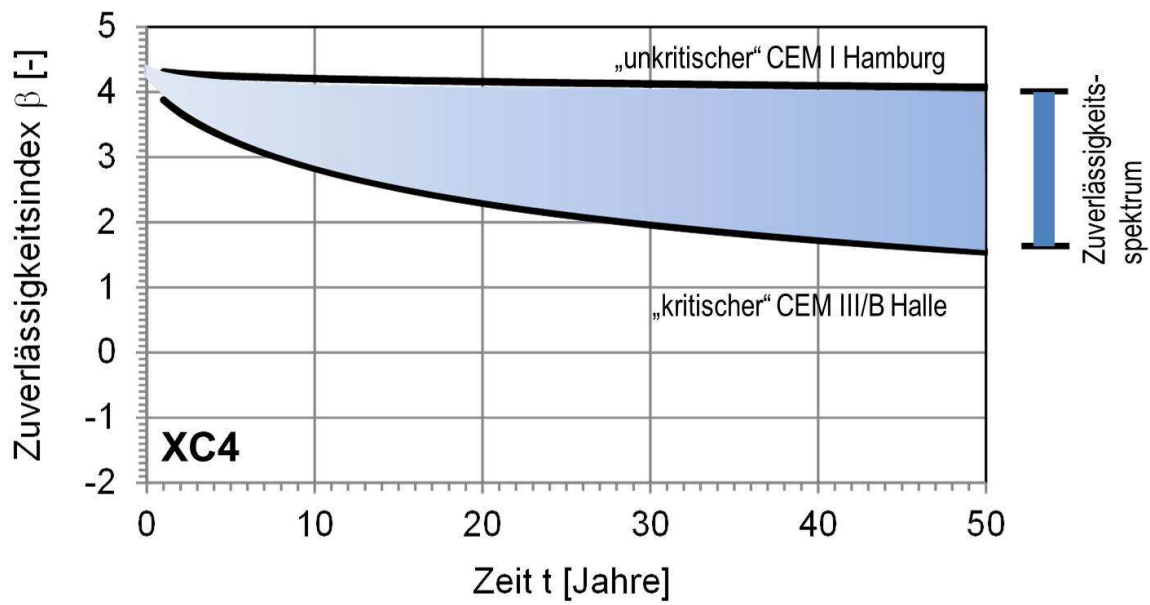


Bild 13: Zuverlässigkeitsverlauf für die „unkritischere“ und die „kritischere“ Bemessungssituation in Deutschland, XC4 vorab veröffentlicht für XS3-exponierte Bauteile in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013

Die Zuverlässigkeit der kritischeren Bemessungssituation gibt an, wie sicher bzw. unsicher deskriptiv bemessene Bauteile sein können. Das Zuverlässigkeitsspektrum am Ende der Nutzungsdauer zeigt in welchem Bereich die Zuverlässigkeiten deskriptiv bemessener Bauteile in Deutschland in der XC4-Exposition liegen können.

In analoger Weise sind für jede Expositionsklasse und jedes untersuchte Land die Zuverlässigkeitsspektren ermittelt worden.

In Bild 14 bis Bild 17 sind rechts die Zuverlässigkeitsspektren der einzelnen Länder in den jeweiligen Expositionsklassen angegeben. Die Anforderungen an Mindestbetondeckung und w/z -Wert sind in den Bildern 14 bis 17 links wiedergegeben. Ferner sind die gewählten Zementarten für die „kritischere“ Bemessungssituation (links oben) und die „unkritischere“ Bemessungssituation (links unten) angegeben. Variieren Mindestbetondeckung oder w/z -Wert mit der Zementart, ist zusätzlich die mit der Betondeckung bzw. dem w/z -Wert kombinierte Zementart zugeordnet.

5.1.2 Zuverlässigkeit XC1-Exposition, Ergebnisse Europa

In Bild 14 sind die Anforderungen und die sich daraus ergebenden Zuverlässigkeiten für die Expositionsklasse XC1 „trocken“ dargestellt. Die relative Luftfeuchte wurden mit konstant 65% angesetzt. Die Nachbehandlungsdauer wurde abweichend von den Anforderungen in EN 13670:2009 mit sieben Tagen angesetzt, um die unterschiedliche Wirkung der Regelungen unter sonst gleichen Bedingungen (die üblicherweise Laborbedingungen entsprechen) vergleichen zu können. Carbonatisierungswiderstände wurden Bild 47 entnommen.

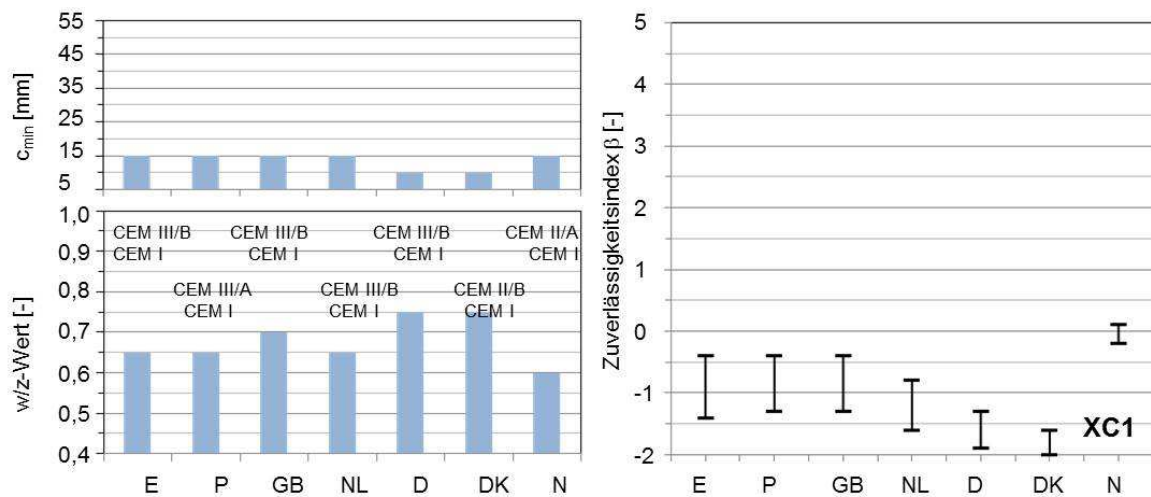


Bild 14: Mindestbetondeckung, maximal zulässiger w/z-Wert, gewählte Zementarten ggf. in Abhängigkeit der Mindestbetondeckung (links), Zuverlässigkeitsspektren für eine planmäßige Nutzungsdauer von 50 Jahren (rechts), XC1 „trocken“ (Spanien (E) Expositionsklasse I)

Insgesamt liegen die Zuverlässigkeiten auf einem sehr niedrigen Niveau. Grundsätzlich ergeben sich maximale Zuverlässigkeiten für CEM I-Betone; minimale Zuverlässigkeiten ergeben sich in der Regel für CEM III-Betone. Für E und P ergeben sich nahezu gleiche Zuverlässigkeitsbereiche aufgrund der nahezu identischen deskriptiven Vorgaben. In Portugal wird CEM III/B-Beton nicht verwendet, sodass sich die Zuverlässigkeit etwas erhöht. In Deutschland (D) und Dänemark (DK) werden die geringsten Anforderungen gestellt, sodass die Zuverlässigkeiten auch am geringsten ausfallen. In DK resultieren die geringen Zuverlässigkeiten maßgebend aus dem geringen Nennmaß der Betondeckung ($c_{nom} = 15$ mm). Norwegen (N) stellt die höchsten Anforderungen, sodass die Zuverlässigkeiten am höchsten ausfallen. Die Zuverlässigkeitsspektren fallen in DK und N schmaler aus, da Zemente mit geringen Klinkergehalten ausgeschlossen werden.

5.1.3 Zuverlässigkeit XC2-Exposition, Ergebnisse Europa

In Bild 15 sind die Anforderungen und die sich daraus ergebenden Zuverlässigkeiten für die XC2-Exposition dargestellt. Für die XC2-Exposition ist mit einer konstanten relativen Luftfeuchte von 90% gerechnet worden. Für die „kritischere“ Bemessungssituation ist eine ToW von 0,02 und für die „unkritischere“ Bemessungssituation eine ToW von 0,8 angesetzt worden. Die CO_2 -Konzentration ist normalverteilt mit Mittelwert $\mu = 0,00083 \text{ kg/m}^3$ und mit einer Standardabweichung von $\sigma = 0,0001 \text{ kg/m}^3$ angesetzt worden. Die Carbonatisierungswiderstände wurden in Abhängigkeit von w/z -Wert und zugelassener Zementart Bild 6 entnommen. Die Nachbehandlungsdauer wurde in E und P mit zwei Tagen, in GB, NL und D mit vier Tagen und in DK und N mit fünf Tagen angesetzt.

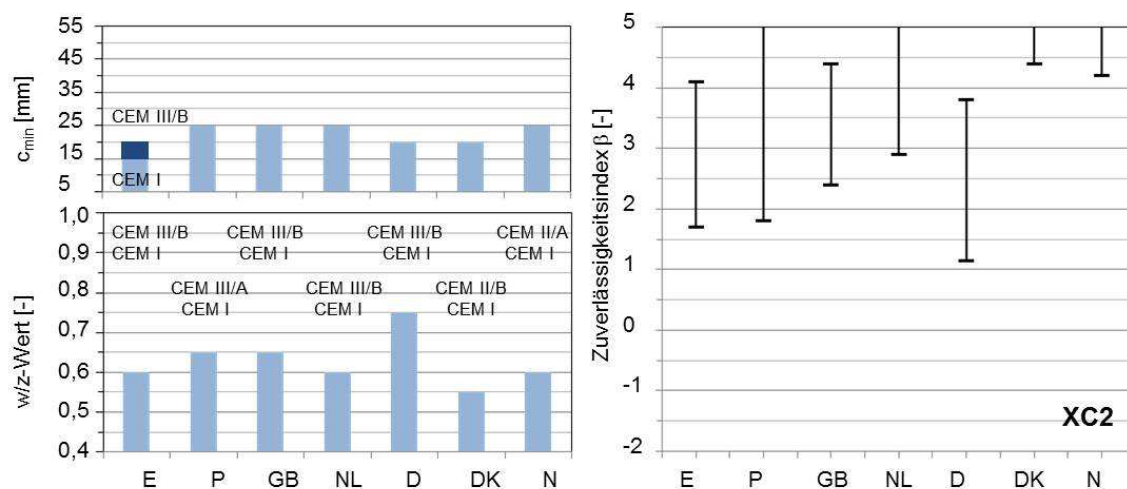


Bild 15: Mindestbetondeckung, maximal zulässiger w/z -Wert, gewählte Zementarten ggf. in Abhängigkeit der Mindestbetondeckung (links), Zuverlässigkeitsspektren für eine planmäßige Nutzungsdauer von 50 Jahren in ähnlicher Form wurden die Zuverlässigkeitsspektren in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 vorab publiziert; (rechts), XC2 die Darstellungsweise entspricht der vorab publizierten Vorgehensweise in den Expositionsklassen XD/XS in Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014a

Gegenüber der XC1-Exposition „trocken“ liegen die Zuverlässigkeiten in der XC2-Exposition „nass“ auf einem hohen Niveau. Die Zuverlässigkeitsspektren sind u.a. aufgrund der variierenden Feuchtebedingungen breiter. Grundsätzlich ergeben sich maximale Zuverlässigkeiten für CEM I-Betone. Minimale Zuverlässigkeiten ergeben sich in der Regel für CEM III-Betone. Die Zuverlässigkeiten der Länder Dk und N, welche Zemente mit geringem Klinkergehalt ausschließen, liegen auf einem höheren Niveau. In Deutschland führen die im Vergleich geringe Mindestbetondeckung und der hohe w/z -Wert zu verhältnismäßig geringen Zuverlässigkeiten.

Anders als in der Veröffentlichung Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 wurde hier, entsprechend der Vorgehensweise in LNEC E 465:2007, eine Wasserbenetzung (ToW) in der XC2-Exposition „nass-selten trocken“ angesetzt. Damit wird berücksichtigt, dass in der XC2-Exposition sowohl mit leicht erhöhten relativen Luftfeuchten, als auch mit einer häufigeren Wasserbenetzung, die zudem zwischen „kritischerer“ und „unkritischerer“ Bemessungssituation variiert, als in der XC4-Exposition

gerechnet werden kann. Das führte zu einem insgesamt höheren Zuverlässigkeitsniveau und zu breiteren Zuverlässigkeitsspektren.

Während für die Veröffentlichung Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 für die Expositionsklassen XD/XS bereits eine Datenbank mit Materialwiderständen verschiedener Autoren und Einwirkungsbedingungen (Chloridkonzentrationen) verschiedener Bemessungssituationen innerhalb Europas zusammengetragen waren, war die Kenntniss über Materialwiderstände und Einwirkungsbedingungen der XC-exponierten Bauteile noch gering. Insbesondere für Betonmischungen mit hohen w/z-Werten oder Mischungen mit Kompositzementen lagen keine bzw. nur wenige Informationen über Materialwiderstände vor. Die Berücksichtigung der geringeren Carbonatisierungswiderstände bei hohen w/z-Werten in P, GB und insbesondere D führte zu einer Erhöhung der Zuverlässigkeit in der „kritischeren“ Bemessungssituation dieser Länder. Die bessere Kenntniss über die Materialwiderstände von Kompositzementen führte zu leichten Änderungen in den Ländern Dk und N.

Daneben wurden die Nachbehandlungsdauern in (Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013) in allen Ländern gleich angesetzt. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Nachbehandlungsdauern entsprechend den lokalen Klimabedingungen angepasst, was zu einer Zunahme der Nachbehandlungsdauer von Süd nach Nord und damit einer tendenziellen Zunahme der Zuverlässigkeiten von Süd nach Nord führt.

5.1.4 Zuverlässigkeit XC3-Exposition, Ergebnisse Europa

In Bild 16 sind die Anforderungen und die sich daraus ergebenden Zuverlässigkeiten für die XC3-Exposition dargestellt. Die für die Berechnungen zugrunde gelegten Klimabedingungen sind länderabhängig in Tabelle 16 angegeben.

Tabelle 16: Für die Berechnungen zugrunde gelegte Variablen

Parameter / Verteilungstyp		E	P	GB	NL	D	DK	N
$RH_{ist} [\%]$ Weibull(max)-Verteilung $\omega = 100$	μ	65/70 ¹⁾²⁾	70	75/80 ¹⁾²⁾	80	75/80 ¹⁾²⁾	80	75/80 ¹⁾²⁾
	σ	14/12 ¹⁾²⁾	12	12/10 ¹⁾²⁾	10	12/10 ¹⁾²⁾	10	12/10 ¹⁾²⁾
$C_s [\text{kg/m}^3]$ Normal-Verteilung	μ	0,00083						
	σ	0,0001						

¹⁾ kritischere/unkritischere Bemessungssituation ²⁾³⁾Relative Luftfeuchte bzw. Time of Wetness waren innerhalb eines Landes differenziert worden, wenn die Abweichung bei 5 % bzw. 0,1 lag

Carbonatisierungswiderstände wurden in Abhängigkeit von w/z-Wert und Zementart Bild 6 entnommen. Die Nachbehandlungsdauer wurde in E und P mit zwei Tagen, in GB, NL und D mit vier Tagen und in DK und N mit fünf Tagen angesetzt.

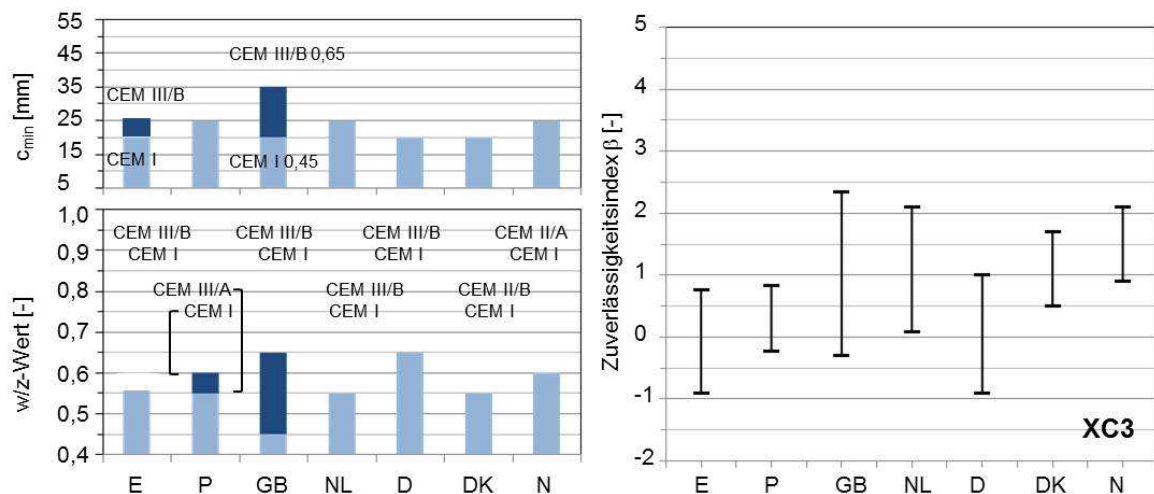


Bild 16: Mindestbetondeckung, maximal zulässiger w/z-Wert, gewählte Zementarten ggf. in Abhängigkeit der Mindestbetondeckung (links), Zuverlässigkeitsspektren für eine planmäßige Nutzungsdauer von 50 Jahren, in ähnlicher Form wurden die Zuverlässigkeitsspektren in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 vorab publiziert; (rechts), XC3 die Darstellungsweise entspricht der vorab publizierten Vorgehensweise in den Expositionsklassen XD/XS in Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014a

Die Zuverlässigkeiten liegen zwischen dem Niveau der XC1-Exposition „trocken“ und der XC2-Exposition „nass“. Grundsätzlich ergeben sich maximale und damit in der Regel unkritische Zuverlässigkeiten für CEM I-Betone; minimale, d. h. eher kritische Zuverlässigkeiten, ergeben sich in der Regel für CEM III-Betone. Das im Verhältnis niedrige Zuverlässigkeitsniveau in Deutschland ist auf die in Deutschland milderen Anforderungen zurückzuführen. Hohe Zuverlässigkeiten ergeben sich in N und D, da Zementarten mit geringem Klinkergehalt ausgeschlossen werden. Positiv wirken sich in NL und DK auch die tendenziell feuchteren Klimabedingungen aus. Demgegenüber wirken sich die trockeneren Klimabedingungen in E tendenziell negativ auf die Zuverlässigkeit aus. Das heißt, dass in NL in der „kritischeren“ Bemessungssituation eine höhere relative Luftfeuchte zu erwarten ist und in E eine geringere, als in der „kritischen“ Bemessungssituation in Deutschland. Das ist zudem ein Grund für das höhere Zuverlässigkeitsniveau in NL bzw. des geringeren Zuverlässigkeitsniveaus in E gegenüber D und gegenüber Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013.

Zudem ergeben sich gegenüber den Ergebnissen in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 in Deutschland und Großbritannien aufgrund der besseren Kenntnisse zum Materialwiderstand bei hohen w/z-Werten etwas geringere Zuverlässigkeiten.

Daneben wurden die Nachbehandlungsdauern in (Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013) in allen Ländern gleich angesetzt. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Nachbehandlungsdauern entsprechend den lokalen Klimabedingungen angepasst, was zu einer Zunahme der Nachbehandlungsdauer von Süd nach Nord und damit einer tendenziellen Zunahme der Zuverlässigkeiten von Süd nach Nord führt.

5.1.5 Zuverlässigkeit XC4-Exposition, Ergebnisse Europa

In Bild 17 sind die Anforderungen und die sich daraus ergebenden Zuverlässigkeiten für die XC4-Exposition dargestellt. Die für die Berechnungen zugrunde gelegten Klimabedingungen sind in Tabelle 17 länderabhängig angegeben.

Tabelle 17: Für die Berechnungen zugrunde gelegte Variablen

Parameter / Verteilungstyp		E	P	GB	NL	D	DK	N
$RH_{ist} [\%]$ Weibull(max)-Verteilung $\omega = 100$	μ	65/70 ¹⁾²⁾	70	75/80 ¹⁾²⁾	80	75/80 ¹⁾²⁾	80	75/80 ¹⁾²⁾
	σ	14/12 ¹⁾²⁾	12	12/10 ¹⁾²⁾	10	12/10 ¹⁾²⁾	10	12/10 ¹⁾²⁾
$ToW [-]$ Konstant		0,1/0,2 ¹⁾³⁾	0,2	0,2/0,3 ¹⁾³⁾	0,3	0,2/0,3 ¹⁾³⁾	0,3	0,2/0,3 ¹⁾³⁾
$\rho_{SR} [-]$ Konstant		0,3/1,0 ¹⁾						
$C_s [kg/m^3]$ Normal-Verteilung	μ	0,00083						
	σ	0,0001						

¹⁾ kritischere/unkritischere Bemessungssituation ²⁾³⁾Relative Luftfeuchte bzw. Time of Wetness waren innerhalb eines Landes differenziert worden, wenn die Abweichung bei 5 % bzw. 0,1 lag

Carbonatisierungswiderstände wurden in Abhängigkeit von w/z-Wert und Zementart Bild 6 entnommen. Die Nachbehandlungsdauer wurde in E und P mit zwei Tagen, in GB, NL und D mit vier Tagen und in DK und N mit fünf Tagen angenommen.

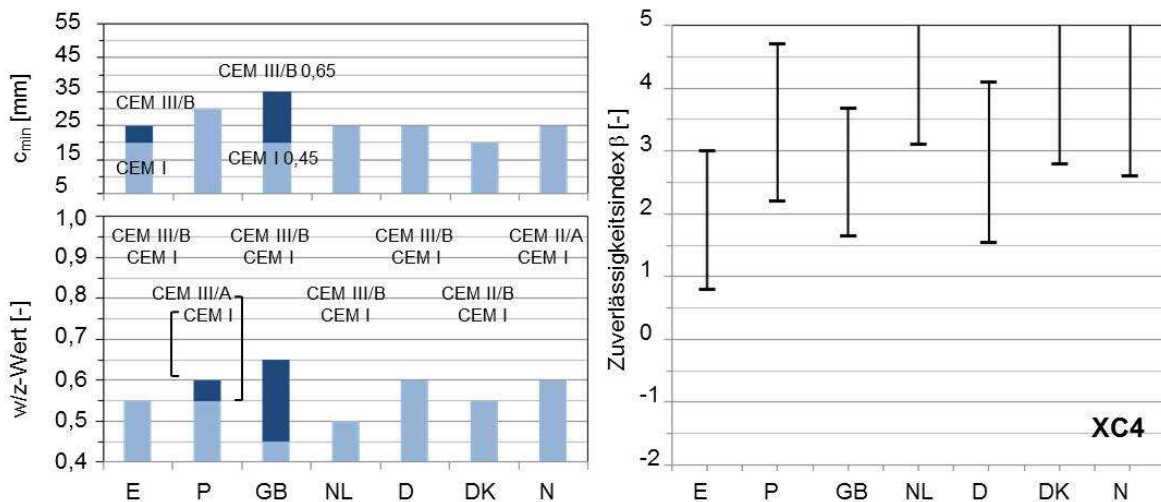


Bild 17: Mindestbetondeckung, maximal zulässiger w/z -Wert, gewählte Zementarten ggf. in Abhängigkeit der Mindestbetondeckung (links), Zuverlässigkeitsspektren für eine planmäßige Nutzungsdauer von 50 Jahren, in ähnlicher Form wurden die Zuverlässigkeitsspektren in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 vorab publiziert; (rechts), XC4 die Darstellungsweise entspricht der vorab publizierten Vorgehensweise in den Expositionsklassen XD/XS in Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014a

Gegenüber der XC3-Exposition führen die hinzukommenden variierenden Feuchtebedingungen am Bauteil zu einem höheren Zuverlässigkeitsniveau und zu einer Zunahme der Spreizung der Zuverlässigkeitsspektren. Grundsätzlich ergeben sich maximale und damit in der Regel unkritische Zuverlässigkeiten für CEM I-Betone; minimale, d. h. eher kritische Zuverlässigkeiten, ergeben sich in der Regel für CEM III-Betone. Die scharfen Anforderungen an den w/z -Wert in NL und der Ausschluss klinkerarmer Zemente in Dk und N führen zu den im Verhältnis höheren Zuverlässigkeiten. Positiv wirken sich insbesondere in NL die tendenziell feuchteren Klimabedingungen aus. Demgegenüber wirken sich die trockeneren Klimabedingungen in E tendenziell negativ auf die Zuverlässigkeit aus. Das heißt, dass in NL in der „kritischeren“ Bemessungssituation eine höhere relative Luftfeuchte und Niederschlagshäufigkeit zu erwarten ist und in E eine geringere, als in der „kritischen“ Bemessungssituation in Deutschland. Das ist zudem ein Grund für das höhere Zuverlässigkeitsniveau in NL bzw. des geringeren Zuverlässigkeitsniveaus in E gegenüber D und gegenüber Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013.

Anders als in der Veröffentlichung Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 wurde in der „kritischeren“ Bemessungssituation eine höhere Schlagregenwahrscheinlichkeit angesetzt, was insgesamt zu einer geringfügigen Erhöhung des Zuverlässigkeitsniveaus führt. Ziel war dabei die XC4- und XC3-Expositionen klarer voneinander abzugrenzen bzw. zu berücksichtigen, dass extrem geringe Schlagregenwahrscheinlichkeiten, die beispielsweise an extrem verschatteten Gebäuden erwartet werden können („kritische“ Bemessungssituation), vergleichbar beaufschlagt sind, wie Tau belastete Bauteile der XC3-Exposition („unkritischer“ Bemessungssituation). Die Folge für diese Arbeit ist dann, für den Vorschlag von Betondeckungsmaßen berücksichtigen zu können, dass

unter extrem trockenen Bedingungen auch geringere Zuverlässigkeiten hinnehmbar sind (vgl. Kapitel 6.1 und Kapitel 10).

Zudem ergeben sich gegenüber den Ergebnissen in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013 in Großbritannien aufgrund der besseren Kenntnisse zum Materialwiderstand bei hohen w/z-Werten etwas geringere Zuverlässigkeiten.

Daneben wurden die Nachbehandlungsdauern in (Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013) in allen Ländern gleich angesetzt. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Nachbehandlungsdauern entsprechend den lokalen Klimabedingungen angepasst, was zu einer Zunahme der Nachbehandlungsdauer von Süd nach Nord und damit einer tendenziellen Zunahme der Zuverlässigkeiten von Süd nach Nord führt.

Die Berechnungen sind im Einzelnen im Anhang A2 zusammen mit den deskriptiven Anforderungen und den angesetzten Modellparametern angegeben.

Bisher basieren die Analysen auf Modellprognosen (a-priori). Bauwerksuntersuchungen dienen nun dazu:

- die Modellprognosen zu validieren.
- die a-priori Zuverlässigkeiten über Bauwerkszuverlässigkeiten zu verifizieren.

5.2 Bauwerkszuverlässigkeit (a-posteriori)

5.2.1 Einführung und Vorgehensweise

Generell sind Modellprognosen mit Unsicherheiten behaftet. Die Modelle müssen, wie oben beschrieben, mit Vereinfachungen auskommen und es können nicht alle Einflussparameter bei der Modellierung berücksichtigt werden, um bemessungstechnisch handhabbar zu bleiben. Es sind zudem unsichere Annahmen zu zukünftigen Einwirkungen sowie Materialeigenschaften zu treffen. Einzelne Einflüsse können korrelieren oder es können Interaktionen mit weiteren Umwelteinwirkungen auftreten. Durch gezielte Bauwerksuntersuchungen können jedoch Informationen hinsichtlich der tatsächlichen Umwelteinwirkung und Materialeigenschaften bzw. des Zusammenwirkens von Bauwerk und Umwelt erhoben werden.

Diese Daten können den Modellprognosen gegenübergestellt werden, um die Güte der Modellprognosen zu überprüfen.

Diese Daten können auch zur Verifizierung der a-priori Zuverlässigkeiten herangezogen werden. Da aber auch Inspektionsdaten mit Unsicherheiten behaftet sind, erfolgt die Verifizierung der a-priori Zuverlässigkeiten im Rahmen dieser Arbeit über ein Bayes'sches Update. Mit Hilfe des Satzes von Bayes werden die unsicheren Erwartungswerte (a priori Modell) durch die realen, am

Bauwerk gemessenen Daten abgesichert, in ein a-posterior Modell umgewandelt und die a-priori berechnete Zuverlässigkeit aktualisiert.

Der Satz von Bayes ist mit Gl. (19) dargestellt.

$$p(F|I) = \frac{P(F \cap I)}{P(I)} \quad \text{Gl. (19)}$$

Die Berechnung erfolgt durch Auswertung der bedingten Wahrscheinlichkeit von Versagensereignis F (a-priori Modell Gl. (4)) bei gegebener Information I .

Die Information I wird ebenfalls als Grenzzustandsgleichung $h(X)$, zusammen mit einer Versagensbedingung, beschrieben. Die Versagensbedingung kann dabei als Gleichheits- ($h_i(X) = 0$) oder Ungleichheitsbedingung ($h_i(X) < 0$) vorliegen.

Die Berechnung von Gl. (19) erfolgt durch Integration über die Versagensbereiche nach Gl. (20), vgl. Ditlevsen & Madsen, 2005.

$$p(F|I) = \frac{\int_{g(X) < 0 \cap h(X) \leq 0} f_x(X) dx}{\int_{h(X) \leq 0} f_x(X) dx} \quad \text{Gl. (20)}$$

Die Berechnung der Oberflächenintegrale und damit die Berechnung der Zuverlässigkeit erfolgt mithilfe der Methoden der strukturellen Zuverlässigkeitsanalyse (SORM, FORM, RCP, 2009).

Das a-posteriori-Modell (Gl. (20)) ist nicht auf eine Information beschränkt, sondern kann leicht um zusätzliche Informationen $\cap h_i$ erweitert werden, beispielsweise, wenn Untersuchungsergebnisse zu mehreren Zeitpunkten vorliegen.

In dieser Arbeit werden an Bauwerken gemessene Carbonatisierungstiefen zur Überprüfung der Modellprognosen und zur Verifizierung der a-priori Zuverlässigkeiten herangezogen.

Die Berücksichtigung von Carbonatisierungstiefen zur Berechnung der Bauwerkszuverlässigkeiten (a-posteriori Zuverlässigkeiten) erfolgt mit der Gleichheitsbedingung Gl. (21).

$$h(X) = d_k(t_{insp}) - W(t_{insp}) \cdot \sqrt{R_{NAC,0}^{-1} \cdot 2 \cdot \Delta C_s \cdot k_c \cdot k_e \cdot t_{insp}} = 0 \quad \text{Gl. (21)}$$

$d_k(t_{insp})$ Carbonatisierungstiefe zum Inspektionszeitpunkt [mm]

t_{insp} Inspektionszeitpunkt [Jahre].

Um mithilfe von Bauwerksuntersuchungen nicht nur die Modellprognosen zu überprüfen, sondern auch die a-priori Zuverlässigkeiten zu verifizieren, waren folgende Bedingungen einzuhalten:

- Die Betonzusammensetzung der untersuchten Bauwerke musste mit den deskriptiven Regeln gemäß Kapitel 2 konform sein.
- Die Betondeckung musste als normkonform vorausgesetzt werden.

5.2.2 Bauwerksbestand

Der herangezogene Bauwerksbestand sollte im Gegensatz zu (Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013) das gesamte Spektrum möglicher Umgebungsbedingungen abdecken, d.h. auch andere europäische Länder berücksichtigen. Deshalb wurden Bauwerke aus Gegenden mit geringer relativer Luftfeuchte und Bauwerke mit Inselklima bzw. in Küstennähe mit hoher relativer Luftfeuchte gewählt, vgl. Bild 18 (links), Bauwerke in Gegenden mit geringeren und höheren Niederschlagsmengen, vgl. Bild 18 (rechts), sowie Bauwerke im ländlichen Raum und in Ballungszentren mit temporär geringfügig höherer CO₂-Belastung. Ferner ist ein möglichst breites Spektrum an Zementarten bei üblichen w/z-Werten ausgesucht worden.

Die Untersuchungsstandorte sind qualitativ in Bild 18 dargestellt. Die Bauwerksdaten konnten Helland, 2013, Gehlen et al., 2013, Galan et al., 2010, Appleton, 2009, Schießl et al., 2004, Helland et al., 2001, Osborne, 1999 entnommen werden.

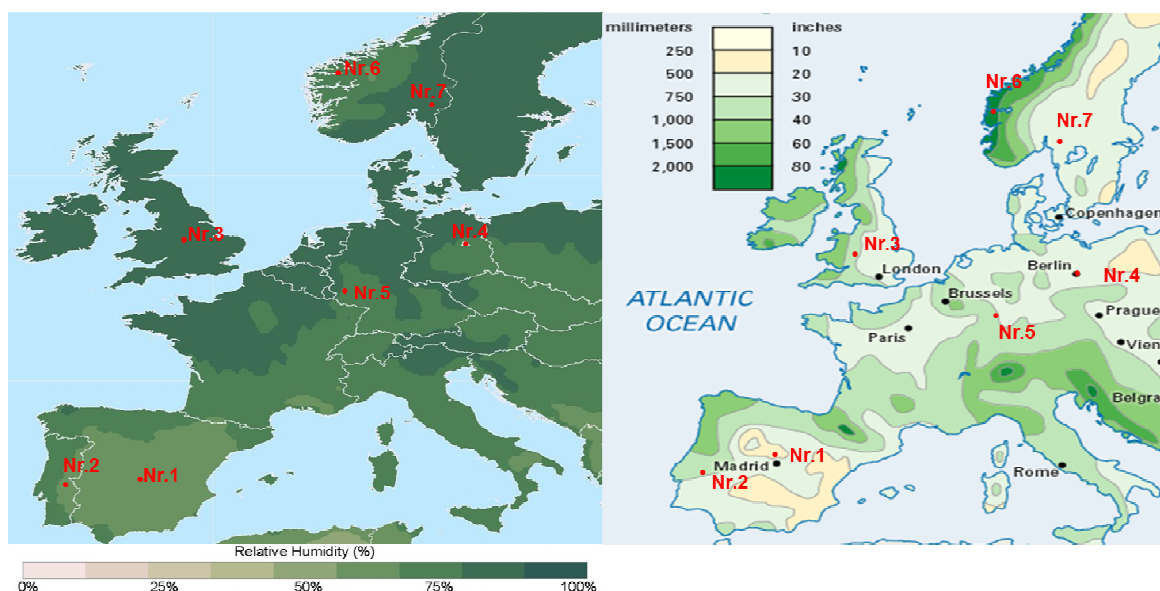


Bild 18: Bauwerksuntersuchungen (Klimakarten zum langjährigen Mittel von Encyclopædia Britannica, 2014, New et al., 1999)

Bild 19 zeigt die Bauwerke.

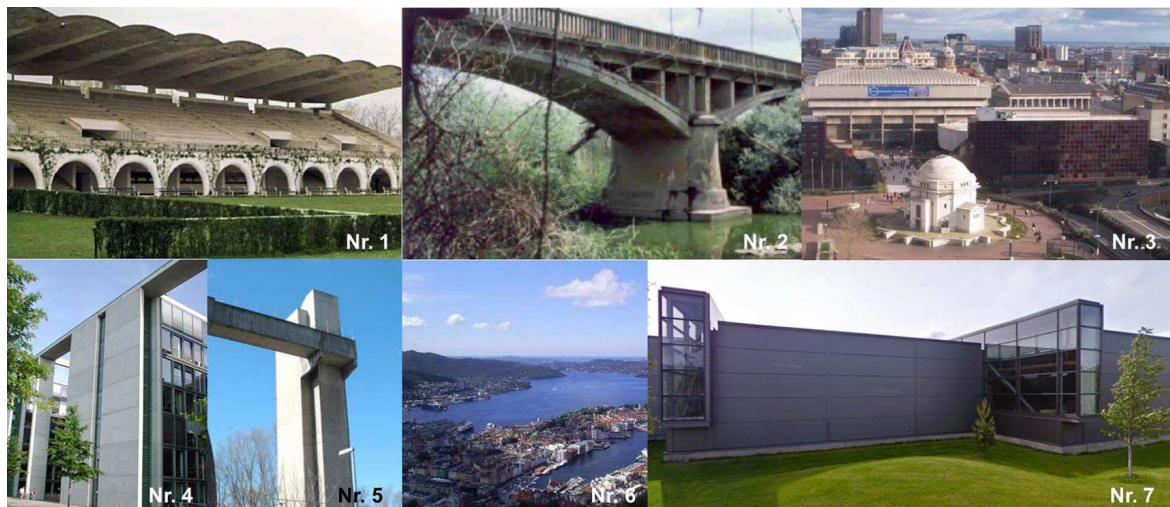


Bild 19: Ansicht der Bauwerke Nr. 1 bis Nr. 7, (Galan et al., 2010, Appleton, 2009, Schießl et al., 2004, Gehlen et al., 2013, www.wikipedia.org, 2013, www.google.de, 2014)

Ein Überblick über den zur Validierung herangezogenen Bauwerksbestand gibt Tabelle 18 mit Angabe von Bauwerksnummer, -alter, -standort, -exposition, der Beschreibung der Örtlichkeit sowie der Betonzusammensetzung (verwendete Zementart und w/z-Wert). Detaillierte Informationen zu den Untersuchungen finden sich im Anhang A3.

Tabelle 18: Bauwerksnummer, Alter, Land, Beschreibung der Örtlichkeit, Zementart, w/z-Wert und Expositions-kategorie

Nr.	Alter [a]	Land	Ortsbeschreibung	Zementart	w/z-Wert [-]	Expositions-kategorie
1	7	E	Madrid, Hypodromo de la Zarzuela (östlicher Teil), Ballungszentrum (Galan et al., 2010)	CEM I	0,50	IIb (XC4)
2	60	P	Montargil und Mora, Brücke über den Fluss Raia ländlich (Appleton, 2009)	CEM I	0,50	XC3
3	9,5	GB	Midlands UK, Stahlbetonstützen eines überdachten Gehwegs um ein Tropenhaus, Ballungszentrum (Osborne, 1999)	CEM III/B	0,60	XC3
4	6	D	Berlin, Hochbaufassade, Ballungszentrum (Schießl et al., 2004)	CEM III/A 32,5NA + 60kg/m ³ FA	0,57	XC4
5	30	D	bei Aachen, Treppenturmanlage, ländlich (Gehlen et al., 2013)	CEM II/A-S ¹⁾	0,60 ²⁾	XC4
6	10,2	N	Bergen, Hochbaufassaden, Ballungszentrum (Helland et al., 2001)	CEM I+ rund 6% SF	~ 0,55	XC4
7	9	N	Oslo, Einkaufszentrum, Ballungszentrum (Helland, 2013)	CEM II/A-V + 6% SF	0,53	XC3

¹⁾ Der oberflächennahe Beton des Bauwerks Nr. 5 besteht vermutlich aus einem CEM II/A-S, da eine leichte für Hüttensand charakteristische Blaufärbung in der lichtmikroskopischen Laboruntersuchung festgestellt wurde. ²⁾ Abschätzung des w/z-Werts aus gemessenen Druckfestigkeiten

Die Betonzusammensetzungen der Untersuchungen Nr. 1 bis 7 sind normkonform. Sie weisen jedoch gegenüber den deskriptiven Anforderungen zum Teil eine höhere Qualität auf (geringerer w/z-Wert). Dies sollte sich in höheren Bauwerkszuverlässigkeiten niederschlagen.

In Tabelle 19 sind die w/z -Werte (w/z_{ist}) der Bauteile Nr. 1 bis 7 zusammengestellt. Ferner sind die normativ vorgeschriebenen maximalen w/z -Werte (w/z_{max}) sowie die normativ erforderlichen und zur Berechnung der Bauwerkszuverlässigkeiten angesetzten Mindestbetondeckungsmaße angegeben.

Tabelle 19: Erforderliche Mindestbetondeckungsmaße, maximal zulässige w/z -Werte (w/z_{max}), vorhandene w/z -Werte (w/z_{ist}) Bauwerke Nr. 1 bis Nr. 7

Nr.	1	2	3	4	5	6	7
Expositions- klasse	XC4	XC3	XC3	XC4	XC4	XC4	XC3
c_{min} [mm]	20	25	30	25	25	25	25
w/z_{max}	0,55	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
w/z_{ist}	0,50	0,50	0,60	0,57	0,60	0,53-0,57	0,53

5.2.3 Zuverlässigkeiten

In Bild 20 bis Bild 22 (links) sind die gemessenen und prognostizierten Carbonatisierungstiefen zum Zeitpunkt der Inspektion dargestellt. Die Messungen der Carbonatisierungstiefen erfolgten in Anlehnung an DAfStb Heft 422 (DAfStb, 1991). Die gemessenen Carbonatisierungstiefen sind mit ihrer Dichtefunktion dargestellt (braune Kurve), wenn die Carbonatisierungstiefen bereits statistisch ausgewertet vorlagen. Die gemessenen Carbonatisierungstiefen sind mit ihrer relativen Häufigkeit dargestellt (Balken), wenn die Carbonatisierungstiefen als Einzelwerte vorlagen. Die Prognose der Carbonatisierungstiefen erfolgte unter Ansatz der objektspezifischen Daten (Zementart, w/b -Wert, relative Luftfeuchte, Niederschlagshäufigkeit etc.). Die prognostizierten Carbonatisierungstiefen sind mit ihrer Dichtefunktion (schwarze Kurve) dargestellt.

In Bild 20 bis Bild 22 (rechts) sind die a-priori- und a-posteriori Zuverlässigkeitsverläufe (Update) dargestellt. Die a-priori Zuverlässigkeitsprognose erfolgte unter Ansatz der objektspezifischen Daten (Zementart, w/b -Wert, relative Luftfeuchte, Niederschlagshäufigkeit etc.) und der normativ vorgegebenen Betondeckungsmaße. Die a-priori Zuverlässigkeitsverläufe sind als schwarze Kurven dargestellt. Zum Update der a-priori Zuverlässigkeiten (a-posteriori Zuverlässigkeiten) wurden die gemessenen Carbonatisierungstiefen statistisch ausgewertet, mit Verteilungsfunktion, Mittelwert und Standardabweichung beschrieben und mit der Gleichheitsbedingung Gl. (21) im Update Gl. (19) berücksichtigt. Die a-posteriori Zuverlässigkeitsverläufe sind als braune Kurven dargestellt.

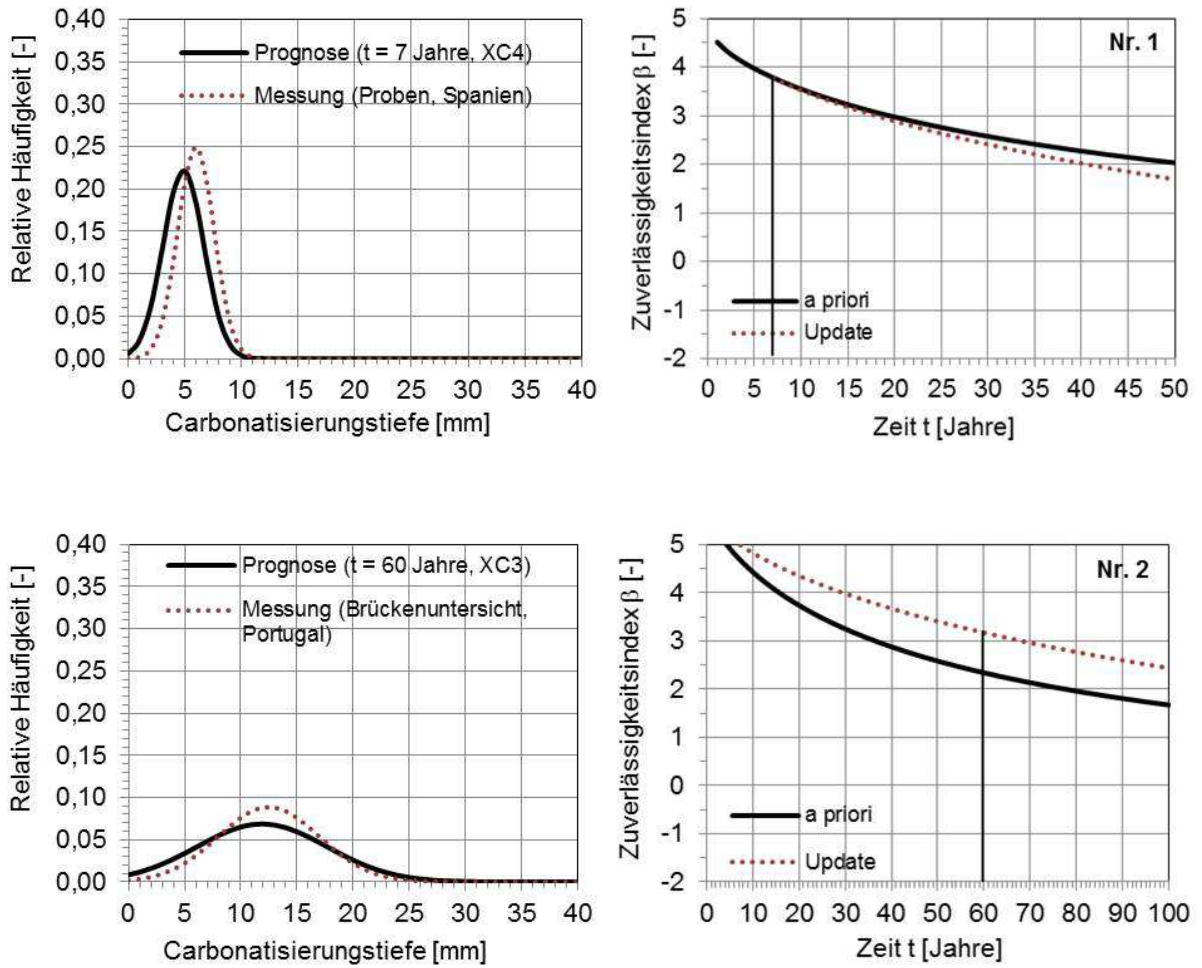


Bild 20: Gemessene und prognostizierte Carbonatisierungstiefen (links), a-priori- und a-posteriori Zuverlässigkeitsprognose (rechts), Südeuropa

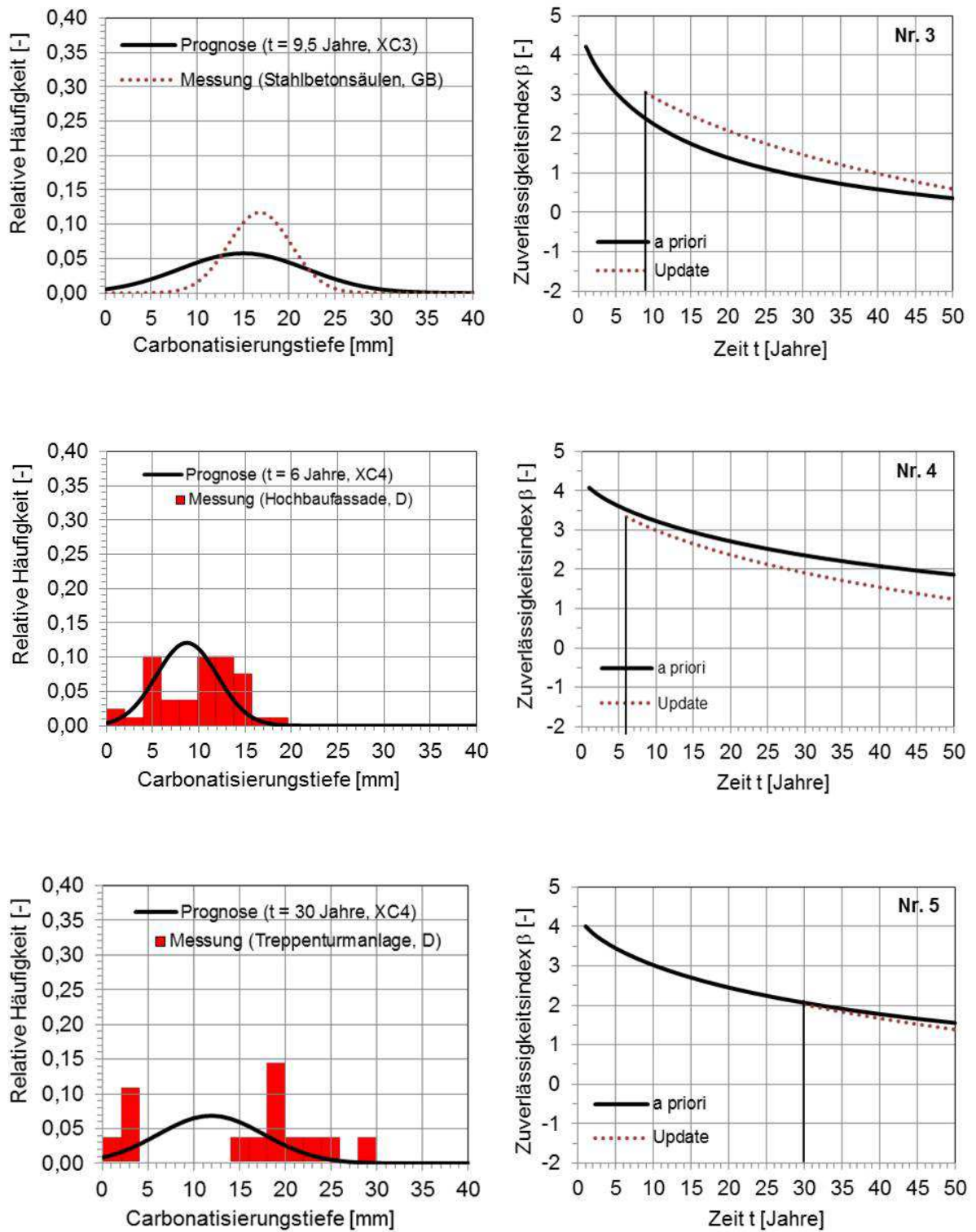


Bild 21: Gemessene und prognostizierte Carbonatisierungstiefen (links), a-priori- und a-posteriori Zuverlässigkeitsprognose (rechts), Westeuropa

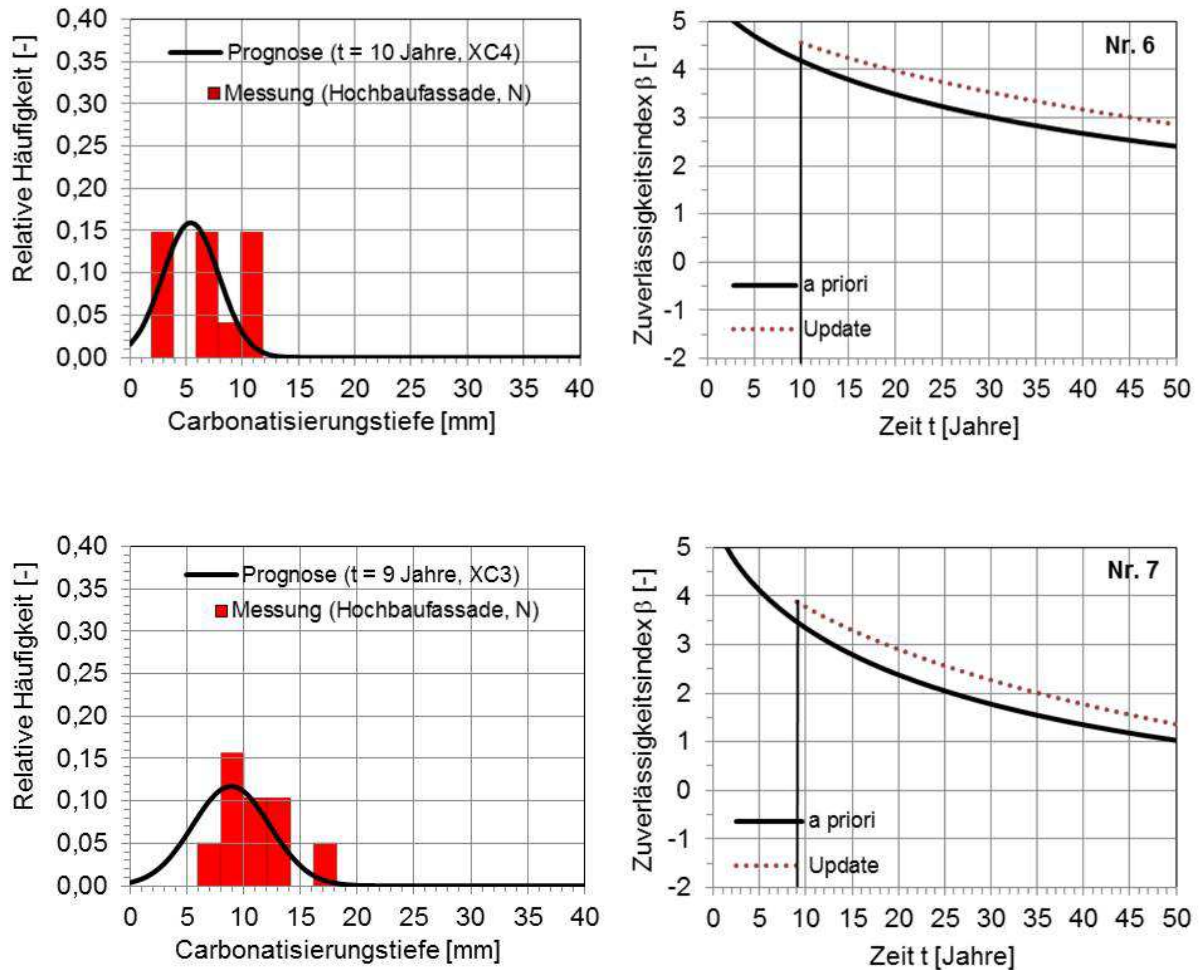


Bild 22: Gemessene und prognostizierte Carbonatisierungstiefen (links), a-priori- und a-posteriori Zuverlässigkeitsprognose (rechts), Nordeuropa

Aus Bild 20 bis Bild 22 (links) sieht man, dass die Modellprognosen die tatsächlichen Carbonatisierungstiefen gut zu umschreiben vermögen. Aus Bild 20 bis Bild 22 (rechts) sieht man, dass die Bauwerkszuverlässigkeiten z.T. eine steilere zeitliche Abnahme der Zuverlässigkeiten zeigen. Die Bauwerkszuverlässigkeiten zum Ende der Nutzungsdauer liegen in allen untersuchten Fällen nahe an der prognostizierten Zuverlässigkeit.

5.3 Zusammenfassung und Vergleich

In Bild 23 und Bild 24 sind die Zuverlässigkeitsbereiche der Zuverlässigkeitsbemessung (a-priori) dargestellt (vgl. Bild 14 bis Bild 17). Der Bereich, in dem sich die rechnerisch (a-priori) ermittelten Zuverlässigkeiten der untersuchten Länder befinden, ist als blaues Quadrat qualitativ dargestellt. An die berechneten Zuverlässigkeitsbereiche der XC3- und XC4-Exposition sind die Bauwerkszuverlässigkeiten der Bauteile Nr. 1 bis Nr. 7 für den Zeitpunkt $t_{SL} = 50$ Jahre angefügt (schwarze Symbole).

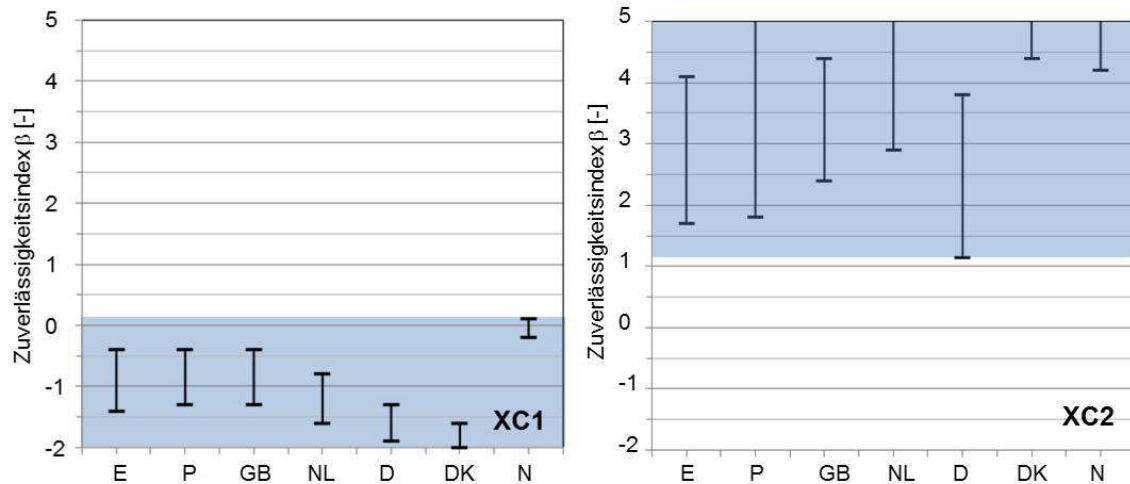


Bild 23: a-priori-Zuverlässigkeitsspektren, XC1 „trocken“ und XC2 in ähnlicher Form vorab publiziert in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013

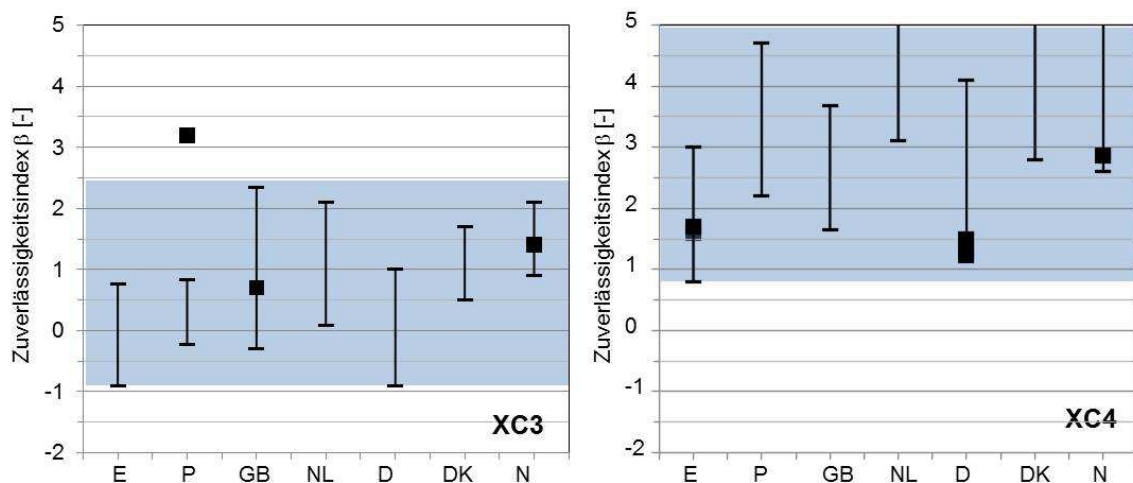


Bild 24: a-priori-Zuverlässigkeitsspektren und Bauwerkszuverlässigkeiten, XC3 und XC4 in ähnlicher Form vorab publiziert in Gehlen & Greve-Dierfeld, 2013

Die Zuverlässigkeiten gegenüber einer Depassivierung der Bewehrung liegen in der XC1- und XC3-Exposition auf einem niedrigeren Niveau. Die Zuverlässigkeiten in der XC2- und XC4-Exposition liegen auf einem höheren Niveau.

Tendenziell fallen die Bauwerkszuverlässigkeiten in der XC3-Exposition höher aus, als vom Modell prognostiziert. Demgegenüber liegen die Bauwerkszuverlässigkeiten in der XC4-Exposition zumeist unter den prognostizierten.

Insgesamt liegen die Bauwerkszuverlässigkeiten innerhalb der a-priori berechneten Zuverlässigkeitsspektren (Bauwerke Nr. 1, 3, 5, 6 und 7). Ausgenommen ist die Bauwerkszuverlässigkeit ermittelt in Portugal in der XC3-Exposition (Bauwerk Nr. 2), da der Bauwerksbeton mit einem gegenüber den Normanforderungen geringeren w/z-Wert hergestellt worden war und am Brückenbauwerk höhere relative Luftfeuchten vorlagen, als in Portugal sonst üblich sind. Eine geringere Bauwerkszuverlässigkeit wurde in Deutschland in der XC4-Exposition für das Bauwerk Nr. 4 ermittelt, da Schlagregenwahrscheinlichkeit und damit Wasserbenetzungsgrad lokal geringer ausfielen.

Die Zuverlässigkeiten in der XC1-, XC2-, XC3- und XC4-Exposition liegen innerhalb folgender Spektren bzw. oberhalb des folgenden Zuverlässigkeitsniveaus:

XC1-Exposition: $-2,0 \leq \beta \leq 0,2$

XC2-Exposition: $1,2 \leq \beta$

XC3-Exposition: $-0,9 \leq \beta \leq 2,4$

XC4-Exposition: $0,8 \leq \beta$

6 Zielzuverlässigkeit

6.1 Anforderungen

Zielzuverlässigkeiten β_0 werden in EN 1990:2002, Annex C, für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit $\beta_0 = 1,5$ angegeben. Gleichmaßen erlaubt EN 1990:2002, Zielzuverlässigkeiten in Abhängigkeit der Versagensfolgen zu differenzieren. Dazu werden Konsequenzklassen (CC1 bis CC2) mit Zuverlässigkeitsklassen (RC1 bis RC3) verknüpft. Konsequenzklassen ergeben sich aus dem Verhältnis von sozialen bzw. ökonomischen Folgen eines Versagens und dem Aufwand zur Risikominimierung.

In LNEC E 465 2007, JCSS, 2000, ISO 2394:1998 werden Zielzuverlässigkeiten in Abhängigkeit von Konsequenzklassen (CC1 bis CC3) nach Zuverlässigkeitsklassen (RC1 bis RC3) differenziert, vgl. Tabelle 20. Ähnlich geht auch der DAfStb, 2008 bei der differenzieren Zielzuverlässigkeiten vor. Die angebotenen Zielzuverlässigkeiten sind in Tabelle 20 qualitativ den Konsequenzklassen zugeordnet.

Tabelle 20: Zielzuverlässigkeiten nach Konsequenzklassen bzw. Zuverlässigkeitsklassen

Spezifikationen	Zielzuverlässigkeit β_0		
	Geringe Folgen/Kosten (CC1, RC1)	Mittlere Folgen/Kosten (CC2, RC2)	Hohe Folgen/Kosten (CC3, RC3)
DAfStb, 2008	0,5 (XC3)	-	1,5 (XC2, XC4)
ISO 2394, 1998	0,5 (reversibel)	-	1,5 (irreversibel)
LNEC E 465, 2007	1,2	1,5	2,0
JCSS, 2000	1,3	1,7	2,3

Zusammenfassend werden Zielzuverlässigkeiten zwischen $0,5 \leq \beta_0 \leq 2,3$ vorgeschlagen.

Die Depassivierung ist ein Grenzzustand, der den die Gebrauchstauglichkeit einschränkenden Zuständen wie korrosionsinduzierte Rissbildung und Abplatzung vorangeschaltet ist. Er wird deshalb Dauerhaftigkeits-, Depassivierungs- oder Initiierungsgrenzzustand genannt.

Welche Konsequenzen nach Depassivierung zu erwarten sind, hängen damit u.a. von der Korrosionsgeschwindigkeit bzw. Korrosionsrate v_{corr} [$\mu\text{m/a}$] ab. Die Korrosionsrate hängt u. a. von den Feuchtebedingungen ab. Bei Sauerstoffkorrosion erfordern die Korrosionsreaktionen ein Mindestmaß an Sauerstoff und gleichzeitig das Vorhandensein von Wasser. Zudem nimmt der

spezifische Elektrolytwiderstand unter sonst gleichen Bedingungen mit zunehmendem Feuchtegehalt ab und damit die Korrosionsgeschwindigkeit im Allgemeinen zu (Keasche, 1979, Nürnberber, 1995).

In Bild 25 sind deshalb Korrosionsraten v_{corr} nach Bertolini et al., 2004, Glass et al., 1991, Tuutti, 1982 in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte dargestellt. Dem gegenübergestellt sind bezogene Carbonatisierungsgeschwindigkeiten (normiert auf 65 % relative Luftfeuchte) dargestellt.

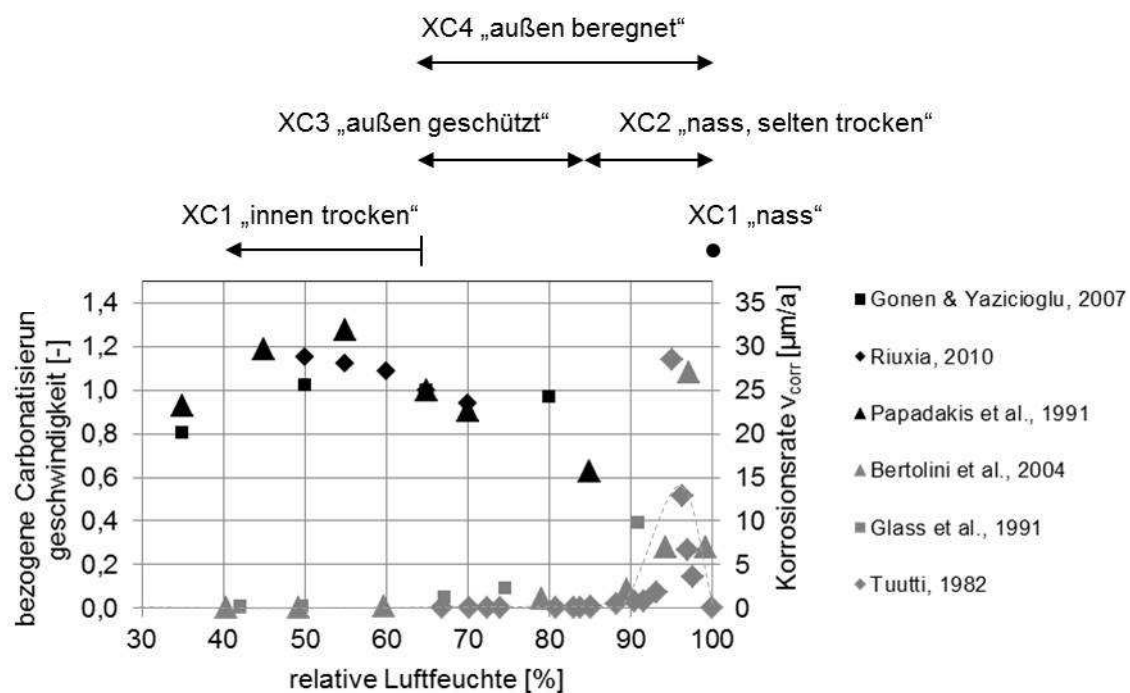


Bild 25: Einfluss der relativen Luftfeuchte auf die Carbonatisierungsgeschwindigkeit (=bezogene Carbonatisierungsgeschwindigkeit; normiert auf 65 % relative Luftfeuchte) und die Korrosionsrate v_{corr} in Anlehnung an (Hunkeler, 2012) und in ähnlicher Form vorab publiziert in von Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014b.

Gemäß Bild 25 und DAfStb, 2008 ist in der Expositionsklasse XC1 „nass“ aufgrund des Sauerstoffmangels weder mit einem schnellen Carbonatisierungsfortschritt noch mit signifikanten Korrosionsraten zu rechnen.

In der Expositionsklasse XC1 „innen trocken“ ist zwar im Allgemeinen mit hohen Carbonatisierungsgeschwindigkeiten zu rechnen, da üblicherweise optimale Bedingungen für die Carbonatisierungsreaktion vorherrschen. Die Korrosionsraten sind jedoch, aufgrund des hohen elektrolytischen Widerstands, als gering einzustufen.

Wesentlich kritischer einzustufen sind die Expositionsklassen XC4 und XC2. Die Carbonatisierungsgeschwindigkeit ist aufgrund des zumindest temporär hohen Feuchteangebots (XC4: außen beregnet bzw. XC2: nass, selten trocken) gebremst und damit als moderat bzw. gering einzustufen. Die zu erwartenden Korrosionsraten nach Depassivierung sind jedoch aufgrund des zumindest temporär relativ geringen elektrolytischen Widerstands als hoch einzustufen.

Gemäß Bild 25 und DAfStb, 2008 ist in den Expositionsklassen XC3 die Carbonatisierungsgeschwindigkeit hoch, die zu erwartenden Korrosionsraten nach Depassivierung sind aufgrund des gegenüber der XC2 und XC4 Exposition geringeren elektrolytischen Widerstandes geringer.

Unter Berücksichtigung der mit Carbonatisierung qualitativ verknüpften expositionsabhängigen Konsequenzen für das Bauteil werden die Zielzuverlässigkeiten gemäß (DAfStb, 2008) nach Tabelle 21 zugrunde gelegt.

Tabelle 21: Zielzuverlässigkeiten gemäß (DAfStb, 2008)

Expositionsklasse	XC1		XC2	XC3	XC4
Beschreibung	(ständig) nass	innen, trocken	nass, selten trocken	außen geschützt (mäßige Feuchte)	außen beregnet (wechselnd nass und trocken)
Carbonatisierungs- geschwindigkeit (qualitativ)	gering	hoch	moderat	hoch	moderat
Korrosionsrate (qualitativ)	gering	gering	hoch	gering	hoch
β_0 [-]	k. A. ¹⁾	k. A. ¹⁾	1,5	0,5	1,5

¹⁾ k. A. = keine Anforderung

Da in der XC1-Exposition keine Anforderungen an die Zuverlässigkeit gestellt werden, wird die XC1-Exposition im weiteren Verlauf dieser Arbeit nicht mehr betrachtet.

6.2 Vergleich mit deskriptiv zu erwartenden Zuverlässigkeiten

In Bild 26 ist dargestellt, mit welchen Zuverlässigkeiten gegenüber Depassivierung der Bewehrung zum Ende einer planmäßigen Nutzungsdauer von 50 Jahren gerechnet werden kann, wenn nach aktuell gültigen deskriptiven Regeln bemessen wird. Die roten Linien zeigen, welche Zuverlässigkeiten nach Tabelle 21 empfehlenswert wären.

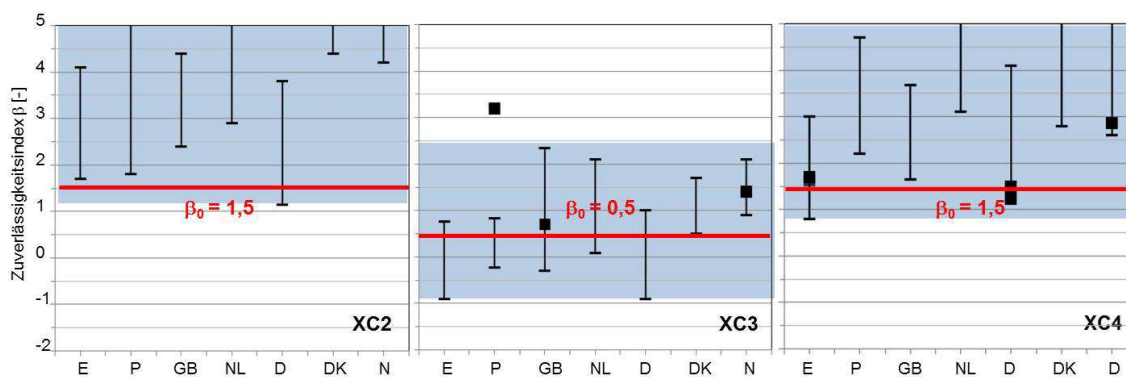


Bild 26: Vergleich vorgeschlagener Zuverlässigkeiten mit deskriptiv zu erwartenden Zuverlässigkeiten, XC1- bis XC4-Exposition

In Bild 26 ist zu erkennen, dass die derzeitige Regelungspraxis innerhalb Europas nicht zu konsistenten Widerständen führt. Es zeigt, dass Bauteile insbesondere in der XC3-Exposition gegenüber normativ vorgeschlagenen Anforderungen an die Zuverlässigkeit:

- unökonomisch bemessen sein können (breite Zuverlässigkeitsspektren)
- ein Sicherheitsdefizit aufweisen können (geringes Zuverlässigkeitsniveau).

Ursächlich sind die geringe Differenzierung der Materialqualität (breite Zuverlässigkeitsspektren) und die teilweise zu geringen Anforderungen an die Betonqualität bzw. die Betondeckung aufgrund der fehlenden Transparenz zum Einfluss der einzelnen Parameter.

Um Materialqualität, Einwirkung und erforderliche Betondeckung in Abhängigkeit der Exposition für den Vorschlag von Bemessungsregeln aufeinander abstimmen zu können, werden vorab Bemessungsnomogramme erarbeitet, mit deren Hilfe der funktionale Zusammenhang zwischen Materialqualität, Einwirkung und Betondeckung abgelesen werden kann. Um dabei die Anforderungen an die Zielzuverlässigkeit einzuhalten, sind die Unsicherheiten und Streuungen (vollprobabilistische Bemessung) über Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen (semiprobabilistische Bemessung).

7 Entwicklung semiprobabilistischer Bemessungsformate

7.1 Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten

Bei der semiprobabilistischen Bemessung werden in der Bemessungsgleichung Gl. (4) anstelle von Zufallsvariablen Bemessungswerte angesetzt. Bemessungswerte sind charakteristische Werte (Quantilwerte der jeweiligen Modellparameter), die um einen Teilsicherheitsbeiwert erhöht bzw. verringert werden. Durch den Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten wird sichergestellt, dass ein gewünschtes Zuverlässigkeitsniveau eingehalten wird. Die Bemessung erfolgt quasi deterministisch.

7.1.1 Vorgehensweise

Die Erarbeitung des semiprobabilistischen Bemessungsformates erfolgt in den folgenden Teilschritten:

- Angabe der Bemessungsgleichung mit Anzahl und Anordnung der Teilsicherheitsbeiwerte
- Festlegungen zu den charakteristischen Werten
- Festlegung der Bemessungssituationen und des anzustrebenden Zuverlässigkeitsniveaus
- Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte
- Verifizierung des erzielten Zuverlässigkeitsspektrums

7.1.2 Bemessungsgleichung

Die semiprobabilistische Bemessungsgleichung ist mit Gl. (22) bis Gl. (27) gegeben (ISO 16204:2012 und *fib* MC 2010, *fib* MC SLD 2006).

$$a_d - x_{c,d}(t_{SL}) \geq 0 \quad \text{Gl. (22)}$$

$a_d = c_{\min}$ Bemessungswert der Betondeckung [mm]

$x_{c,d}(t_{SL})$ Bemessungswert der Carbonatisierungstiefe [mm]

t_{SL} planmäßige Nutzungsdauer [Jahre]

Teilsicherheitsbeiwerte wurden bereits in (Gehlen & von Greve-Dierfeld, 2010) entwickelt. Gegenüber (Gehlen & von Greve-Dierfeld, 2010) wird im Verlauf dieser Arbeit auf Seiten der Einwirkung (Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{SL})$) ein Teilsicherheitsbeiwert γ_f berücksichtigt. Ein Teilsicherheitsbeiwert zu berücksichtigen wird in ISO 16204:2012 vorgeschlagen und übernommen. Für das Vorhaltemaß der Betondeckung $\Delta a = \Delta c$ wird, abweichend von der o.g. Veröffentlichung, die Definition aus Kapitel 4.4 übernommen. D.h. die Mindestbetondeckung

$a_{min} = c_{min}$ ist definiert als die 5 %-Quantil der Betondeckung. Das Nennmaß der Betondeckung $a_{nom} = c_{nom}$ ist definiert als die mittlere Betondeckung und das Vorhaltemaß $\Delta a = \Delta c$ ergibt sich aus der Ausführungsqualität in Analogie zu Kapitel 4.4.

Der Bemessungswert der Betondeckung ist mit Gl. (23) gegeben.

$$a_d = a_{nom} - \Delta a = a_{min} \quad \text{Gl. (23)}$$

$a_{nom} = c_{nom}$ Nennmaß oder charakteristischer Wert der Betondeckung [mm]

$\Delta a = \Delta c$ Vorhaltemaß der Betondeckung [mm]

$a_{min} = c_{min}$ Mindestbetondeckung gegeben als das 5%-Quantil der Betondeckung [mm]

Der Bemessungswert der Carbonatisierungstiefe $x_{c,d}(t_{SL})$ ist mit Gl. (24) (ISO 16204:2012) bis Gl.(27) gegeben.

$$x_{c,d}(t_{SL}) = \gamma_f \cdot x_{c,k}(t_{SL}) \quad \text{Gl. (24)}$$

γ_f Teilsicherheitsbeiwert [-]

$x_{c,k}(t_{SL})$ charakteristischer Wert der Carbonatisierungstiefe [mm]

t_{SL} planmäßige Nutzungsdauer [a]

$$x_{c,d}(t_{SL}) = \gamma_f \cdot \sqrt{R_{NAC,0,k}^{-1} \cdot 2 \cdot C_{s,k} \cdot k_{e,k} \cdot k_{c,k} \cdot \sqrt{t_{SL}} \cdot W_k(t)} \quad \text{Gl. (25)}$$

$R_{NAC,0,k}^{-1}$ charakteristischer Wert des inversen effektiven Carbonatisierungswiderstandes ermittelt in der Normalcarbonatisierung NAC [(mm²/a)/(kg/m³)]

$k_{e,k}$ charakteristischer Wert der Übertragungsvariablen zur Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchte [-]

$k_{c,k}$ charakteristischer Wert des Nachbehandlungsfaktors [-]

t_c Nachbehandlungsdauer [Tage]

$C_{s,k}$ charakteristischer Wert der CO₂-Konzentration am Bauteil [Vol.-%]

$W_k(t)$ charakteristischer Wert des Witterungseinflusses [-]

Die Bemessungsgleichung mit allen darin enthaltenen Modellparametern ist mit Gl. (26) bzw. Gl. (27) gegeben. Konstante Größen und konstante Variablen sind ohne Indizes (k bzw. d) angegeben.

$$a_{min} = \gamma_f \cdot \sqrt{\left(R_{ACC,0,k}^{-1} \cdot \varepsilon_{t,k} + k_{t,k} \right) \cdot 2 \cdot C_{s,k} \cdot \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{ist,k}}{100} \right)^{g_e}}{1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100} \right)^{g_e}} \right)^{f_e} \cdot \left(\frac{t_c}{7} \right)^{b_{c,k}} \cdot \sqrt{t_{SL}}} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^{\frac{(p_{SR} \cdot ToW)}{2}} \quad \text{Gl. (26)}$$

$$a_{min} = \gamma_f \cdot \sqrt{R_{NAC,0,k}^{-1} \cdot 2 \cdot C_{s,k} \cdot k_{e,k} \cdot k_{c,k} \cdot \sqrt{t_{SL}} \cdot W_k(t)} \quad \text{Gl. (27)}$$

$R_{ACC,0,k}^{-1}$	charakteristischer Wert des inversen effektiven Carbonatisierungswiderstandes ermittelt in der Schnellcarbonatisierung ACC [(mm ² /a)/(kg/m ³)]
$\varepsilon_{t,k}$ bzw. $k_{t,k}$	charakteristische Werte der Übertragungsfaktoren zur Berücksichtigung von prüfbedingten Abweichungen [-] bzw. [(mm ² /a)/(kg/m ³)]
$C_{s,k}$	charakteristischer Wert der CO ₂ -Konzentration am Bauteil [Vol.-%]
$RH_{ist,k}$	charakteristischer Wert der relativen Luftfeuchte am Bauteil [%]
RH_{ref}	Referenzfeuchte (65 % r.H.) [%]
f_e	Regressionsexponent [-]
g_e	Regressionsexponent [-]
t_c	Nachbehandlungsdauer [Tage]
$b_{c,k}$	charakteristischer Wert des Regressionsexponenten [-]
t_0	Referenzzeitpunkt [Tage]
p_{SR}	Schlagregenwahrscheinlichkeit [-]
ToW	Time of Wetness (Befeuchtungszeitraum) [-] bzw. an Außenbauteilen die Niederschlagshäufigkeit [-]
$b_{w,k}$	charakteristischer Wert des Regressionsexponenten [-]

7.1.3 Festlegung der charakteristischen Werte

Die Definitionen der charakteristischen Werte sind in Tabelle 22 gegeben.

Tabelle 22: Definition der charakteristischen Werte

Symbol	Einheit	Charakteristischer Wert	Größe	Begründung
$R_{ACC,0,k}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	Mittelwert	variabel	ISO 16204:2012
$\varepsilon_{t,k}$	-	Mittelwert	1,25	Streuungen der Übertragungsfunktionen (=Modellunsicherheiten) werden nicht separat mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt (EN1990:2002)
$k_{t,k}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	Mittelwert	1	
$b_{c,k}$	-	Mittelwert	-0,567	
t_c	d	(Konstante)	variabel	-
$RH_{ist,k}$	%	Mittelwert	variabel	EN 1990:2002 langfristige Einwirkung
RH_{ref}	%	(Konstante)	65	-
g_e	-	(Konstante)	5	-
f_e	-	(Konstante)	2,5	-
ToW	-	(Konstante)	variabel	-
p_{SR}	-	(Konstante)	variabel	-
$b_{w,k}$	-	Mittelwert	0,446	EN 1990:2002
t_0	a	(Konstante)	0,0767	-
$C_{s,k}$	kg/m ³	Mittelwert	0,00082	EN 1990:2002 langfristige Einwirkung
$a_{nom}=c_{nom}$	mm	50 %-Quantil ¹⁾	variabel	DBV Merkblatt 2011, fib MC 2010
t_{SL}	a	(Konstante)	variabel	-

¹⁾ a_{nom} = charakteristischer Wert = 50 %-Quantil, a_{min} = Bemessungswert = 5%-Quantil

7.1.4 Bemessungssituationen, Zielzuverlässigkeiten

Bemessungssituation

Eine „Bemessungssituation“ bezeichnet eine mögliche Kombination von Modellvariablen, welche sich aus der umgebungsbedingten „Einwirkung“ (z.B. berechnetes Bauteil, Klima: Halle) und dem „Betonwiderstand“ (z.B. Beton mit Zement CEM III/B, w/z-Wert = 0,60) zusammensetzen. Mögliche Bemessungssituationen ergeben sich aus den Bandbreiten möglicher Klimabedingungen und Carbonatisierungswiderstände üblicher Betonzusammensetzungen, wie in Kapitel 4 zusammengestellt.

Für jede Bemessungssituation können im Folgenden Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt werden. Da jedoch z.B. unterschiedliche Materialien mit jeweils unterschiedlichen Unsicherheiten behaftet sein können, ergeben sich allerdings von Bemessungssituation zu Bemessungssituation unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte. Demnach reicht es nicht aus, nur eine Bemessungssituation zur Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes heranzuziehen.

Es ist numerisch aber auch nicht möglich - und nötig - alle denkbaren Bemessungssituationen zu berechnen. Um einen repräsentativen Bereich an möglichen Bemessungssituationen abdecken zu können, wurden die üblichen Parameterkombinationen, sowie, mit Blick auf die Zuverlässigkeit, je Bemessungsfall eine obere (optimalere) und untere (pessimalere) Bemessungssituation gewählt. Alle Bemessungssituationen wurden mit dem Ziel gewählt, dass die in der Bemessungssituation erforderliche Mindestbetondeckung (beispielsweise aus Verbund- und Brandschutzgründen) nicht kleiner als 10 mm und die nominale Betondeckung (beispielsweise aus Gründen der Rissbreitenbeschränkung) nicht größer als 60 mm war.

Zielzuverlässigkeit

Das semiprobabilistische Bemessungskonzept wird für folgende Zielzuverlässigkeiten erarbeitet:

- Zielzuverlässigkeit $\beta_0 = 1,5$ (XC2- und XC4 Tabelle 21)
- Zielzuverlässigkeit $\beta_0 = 0,5$ (XC3 Tabelle 21)

Je nach Stand der Modellvariablen in der Bemessungsgleichung und Größe der Streuung der Modellvariablen variiert die Höhe des erforderlichen Teilsicherheitsbeiwertes. Deshalb wurde festgelegt:

- In keiner untersuchten XC2- bzw. XC4-Bemessungssituation soll die Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$ unterschritten werden (DAfStb, 2008).
- Im Mittel der XC3-Bemessungssituation soll die Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 0,5$ nicht unterschritten werden (DAfStb, 2008).

7.1.5 Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte

Teilsicherheitsbeiwerte können über vordefinierte Sensitivitätsfaktoren, über eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen oder durch probabilistische Kalibrierung bestimmt werden (EN 1990:2002, Gayton et al., 2004). Hier wird die probabilistische Kalibrierung gewählt, da es das genaueste Verfahren darstellt (Fischer, 2010).

Die Kalibrierung des Teilsicherheitsbeiwertes erfolgt in folgenden zwei Schritten:

Schritt (1) vollprobabilistische Bemessung nach Gl. (4) und Ermittlung des erforderlichen

Betondeckungsmaßes $a_{nom,erf}$ für $\beta = \beta_0$

Schritt (2) semiprobabilistische Bemessung nach Gl. (22) und Kalibrierung des

Teilsicherheitsbeiwertes mit dem Ziel $a_{min} = x_{c,d}$

In Tabelle 23 ist eine mögliche Bemessungssituation angegeben. Die Bemessungssituation entspricht der „kritischeren“ Bemessungssituation aus Kapitel 5.1.1.

Tabelle 23: Modellparameter für die Bemessungssituation: „Kritischer“ CEM III/B Halle aus Kapitel 5.1.1 unter Ansatz einer fiktiven Betondeckung

Symbol	Einheit	Verteilungstyp	Zufallsvariable X (vollprobabilistische Bemessung)		Charakteristischer Wert X_k (semiprobabilistische Bemessung)
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	25240	6641	25240
ε_t	-	normal	1,25	0,35	1,25
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	315,5
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-0,567
t_c	d	konstant	4	-	4
RH_{ist}	%	weibull(max) $\omega = 100$	75	12	75
RH_{ref}	%	konstant	65	-	65
g_e	-	konstant	5	-	5
f_e	-	konstant	2,5	-	2,5
ToW	-	konstant	0,2	-	0,2
ρ_{SR}	-	konstant	0,3	-	0,3
b_w	-	normal	0,446	0,163	0,446
t_0	a	konstant	0,0767	-	0,0767
C_s	kg/m ³	konstant	0,00083	0,0001	0,00083
a	mm	normal	50	9	35 + 15 = 50
t_{SL}	a	konstant	50	-	50

Schritt (1)

In Bild 27 (links) ist die Entwicklung der Carbonatisierungstiefe mit 10 %- und 90 %-Quantil, die streuende Betondeckung mit 5 %- und 95 %-Quantil für den Fall, dass die erforderlichen Betondeckung $c_{nom} = a_{nom} = 50$ mm ist, dargestellt. Der sich dabei ergebende zeitliche Verlauf der Zuverlässigkeit β ist ebenfalls gezeigt (SORM). Die Zuverlässigkeit ist zum Zeitpunkt $t_{SL} = 50$ Jahre zu hoch.

In Bild 27 (rechts) ist die Entwicklung der Carbonatisierungstiefe mit 10 %- und 90 %-Quantil und die erforderliche Betondeckung dargestellt, mit der die Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$ am Ende der planmäßigen Nutzungsdauer sichergestellt wird. Die erforderliche Betondeckung ist mit 5 %- und 95 %-Quantil abgebildet. Die mittlere erforderliche Betondeckung $c_{nom,erf} = a_{nom,erf}$ ist 40 mm.

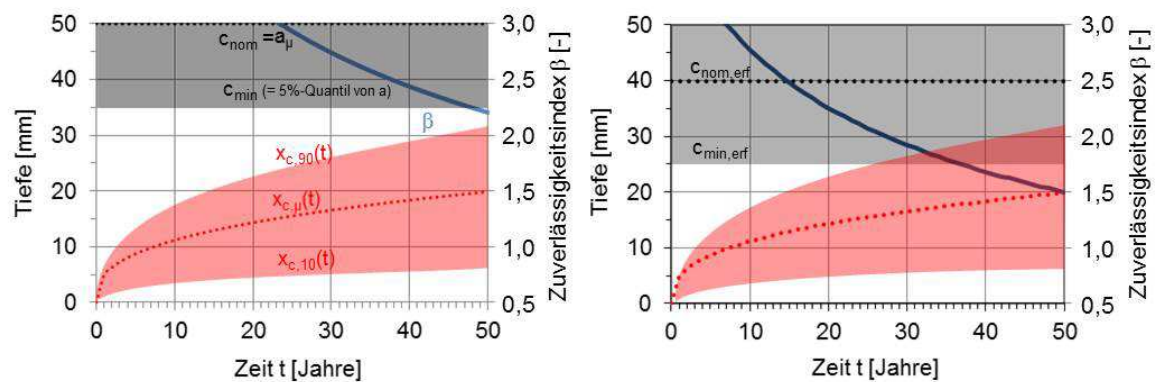


Bild 27: Carbonatisierungstiefe x_c , Betondeckung a , Zuverlässigkeit β , für $a_{nom} = 50$ mm (links) bzw. $c_{nom,erf} = a_{nom,erf}$ und $\beta(t_{SL}) = \beta_0 = 1,5$ (rechts) (SORM) (in Anlehnung an Gehlen & von Greve-Dierfeld, 2010)

Schritt (2)

In Bild 28 ist die zeitliche Entwicklung der charakteristischen Carbonatisierungstiefe $x_{c,k}$ der erforderlichen Betondeckung $c_{nom,erf} = a_{nom,erf}$ gegenübergestellt. Der Bemessungswert der Betondeckung $c_{min} = a_{min}$ ist angegeben und ergibt sich durch Abzug des Vorhaltemaßes Δa . Darüber hinaus ist der Bemessungswert der Carbonatisierungstiefe $x_{c,d}$ dargestellt, der sich durch Ansatz eines multiplikativen Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_f = 1,25$ an den charakteristischen Wert der Carbonatisierungstiefe $x_{c,k}$ ergibt.

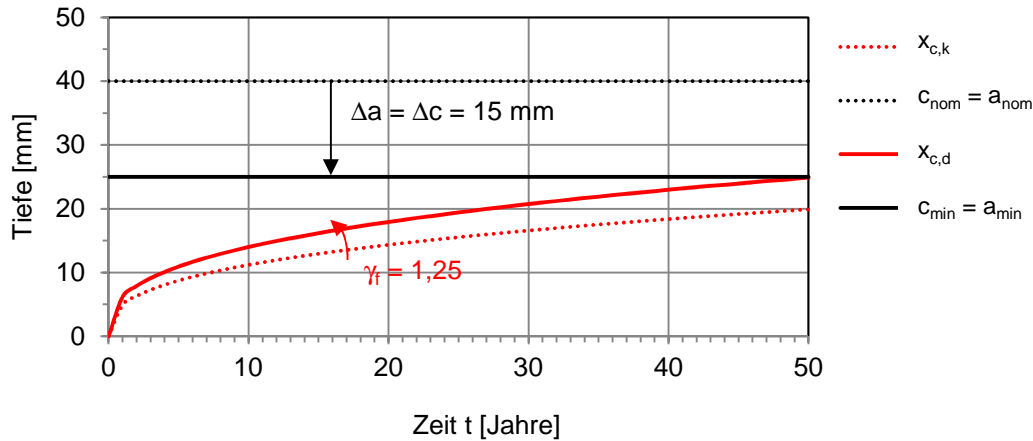


Bild 28: Charakteristischer Wert der Betondeckung a_{nom} , Bemessungswert der Betondeckung a_{min} , charakteristische Carbonatisierungstiefe $x_{c,k}$, Bemessungswert der Carbonatisierungstiefe $x_{c,d}$, kritischere Bemessungssituation (in Anlehnung an Gehlen & von Greve-Dierfeld, 2010)

Die Teilsicherheitsbeiwerte in Bild 28 führen nur in dieser Bemessungssituation zu einer Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$. Variationen in den Modellvariablen bzw. den Modellunsicherheiten führen zu geringfügigen Abweichungen in der Zuverlässigkeit und damit der Höhe des erforderlichen Teilsicherheitsbeiwertes.

In Bild 29 sind deshalb der „kritischeren“ Bemessungssituation aus Bild 28 fünf weitere Bemessungssituationen gegenübergestellt. In den Bemessungssituationen wurden die Parameter inverser effektiver Carbonatisierungswiderstand $R_{ACC,0,k}^{-1}$, die Niederschlagshäufigkeit p_{SR} , die relative Luftfeuchte $RH_{ist,k}$ und die Nachbehandlungsdauer t_c variiert. In Bemessungssituation Nr. 5 wurde die relative Luftfeuchte zur vollprobabilistischen Ermittlung der erforderlichen Betondeckung konstant angesetzt.

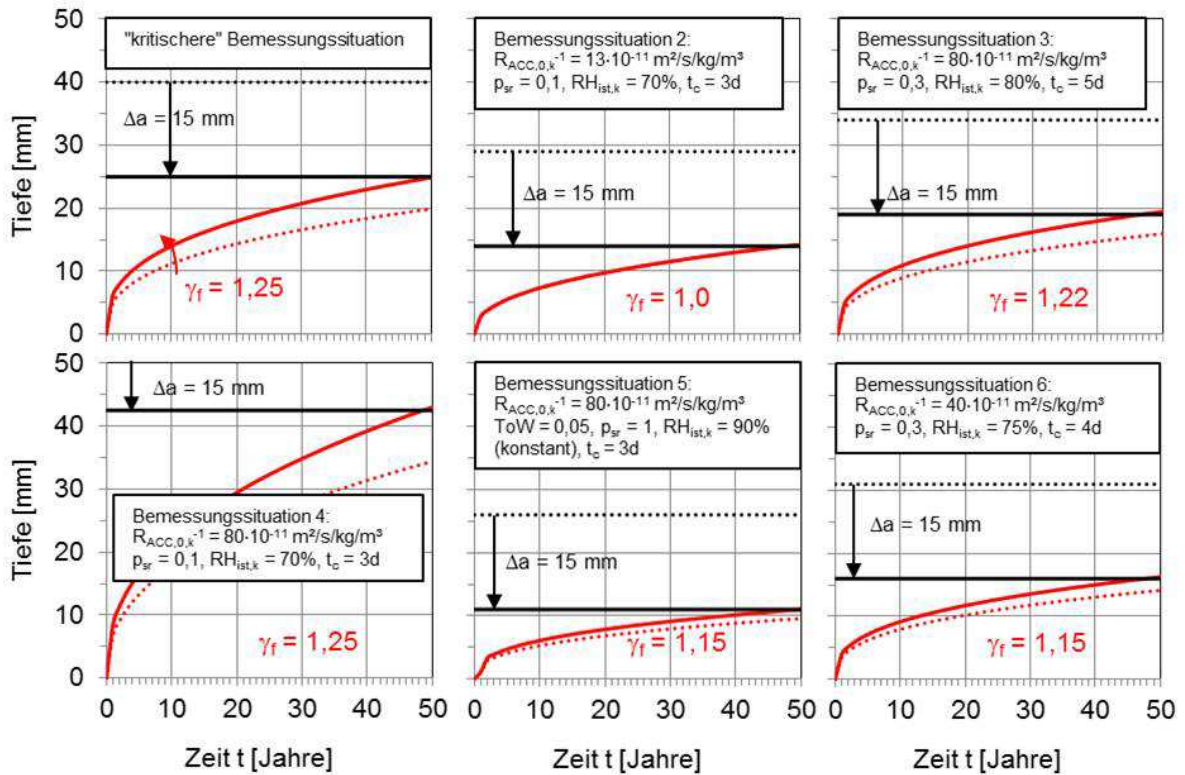


Bild 29: Erforderliche Teilsicherheitsbeiwerte verschiedener Bemessungssituationen

Die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte liegen gemäß Bild 29 zwischen $1,0 \leq \gamma_f \leq 1,25$. Der maximal erforderliche Teilsicherheitsbeiwert liegt bei $\gamma_f = 1,25$.

In analoger Weise wurde der Teilsicherheitsbeiwert für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 0,5$ ermittelt. Die untersuchten Bemessungssituationen finden sich im Anhang A4.

7.1.6 Ergebnis

Die ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte sind in Tabelle 24 angegeben.

Tabelle 24: Teilsicherheitsbeiwerte

Zielzuverlässigkeit β_0 [-]	Teilsicherheitsbeiwert γ_f [-]
$\beta_0 \geq 1,5$ (XC2, XC4)	1,25
$\beta_0 \sim 0,5$ (XC3)	0,70

In der Expositionsklasse XC3 wird eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 \sim 0,5$ gefordert. Die festgelegte Mindestbetondeckung als das 5 %-Quantil der Betondeckung liefert bereits hinreichend Sicherheit, sodass die Zuverlässigkeit bei Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_f = 1,0$ bereits $\beta \gg 0,5$ ist. Mit dem Ziel, eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 \sim 0,5$ einzuhalten ist $\gamma_f < 1,0$ anzusetzen oder eine höhere Quantil für die Mindestbetondeckung zu definieren. (Hinweis: für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 \sim 0,0$ wäre für $c_{min} = c_{nom}$ bzw. das 50%-Quantil anzusetzen und für $\gamma_f = 1,0$ anzugeben.)

Insgesamt werden hier mit den gewählten Teilsicherheitsbeiwerten und Vorhaltemaßen bei der semiprobabilistischen Bemessung Zuverlässigkeiten in den folgenden Grenzen eingehalten:

XC2-, XC4-Exposition: $1,5 \leq \beta \leq 1,8$.

XC3-Exposition: $0,2 \leq \beta \leq 0,8$.

7.2 Bemessungsnomogramme

7.2.1 Vorgehensweise

Im Bemessungsnomogramm wird die semiprobabilistische Bemessungsgleichung Gl. (26) visuell dargestellt. Dadurch können die einzelnen Einflüsse auf die Carbonatisierung bzw. die erforderliche Mindestbetondeckung direkt abgelesen werden. Da nicht alle Modellvariablen im Nomogramm dargestellt werden können, werden folgende Festlegungen zu Wahl- bzw. Festeinstellungen im Nomogramm getroffen.

Als Wahleinstellungen im Nomogramm werden dargestellt:

- der Materialwiderstand (Carbonatisierungswiderstand und Nachbehandlungsdauer),
- die Einwirkung (RH_{ist} , ToW und p_{SR}),
- die Nutzungsdauer t_{SL} und
- die Betondeckung a .

Als Festeinstellungen nicht dargestellt wird:

- die CO_2 -Konzentration C_s , da diese gemäß Kapitel 4.3 regional kaum variiert.

Die semiprobabilistische Bemessungsgleichung Gl. (28) wird, wie in Gl. (29) dargestellt, aufgeteilt.

$$a_{min} = \gamma_f \cdot \sqrt{R_{NAC,0,k}^{-1} \cdot 2 \cdot C_{s,k} \cdot k_{e,k} \cdot k_{c,k}} \cdot \sqrt{t_{SL}} \cdot W_k(t) \quad \text{Gl. (28)}$$

$$a_{min} = \gamma_f \cdot k_{NAC,k} \cdot \sqrt{k_{C_s,k} k_{c,k} \cdot k_{e,k}} \cdot W_k(t) \cdot \sqrt{t_{SL}} \quad \text{Gl. (29)}$$

Der Carbonatisierungswiderstand wird als Carbonatisierungsrate $k_{NAC,k}$ angegeben, vgl. Gl. (30).

Die Carbonatisierungsrate gibt die Carbonatisierungsgeschwindigkeit bezogen auf die aktuelle natürliche CO₂-Konzentration an. Die aktuelle natürliche CO₂-Konzentration liegt bei rund $C_{s,NAC,k} = 0,00073 \text{ kg/m}^3$ bzw. 400 ppm.

$$k_{NAC,k} = \sqrt{2 \cdot R_{NAC,0,k}^{-1} \cdot C_{s,NAC,k}} \quad \text{und} \quad R_{NAC,0,k}^{-1} = R_{ACC,0,k}^{-1} \cdot \varepsilon_{t,k} + k_{t,k} \quad \text{Gl. (30)}$$

$k_{NAC,k}$ Carbonatisierungsrate ermittelt in der Normalcarbonatisierung (65% r.H., CO₂-Konzentration $C_{s,NAC,k} = 400 \text{ ppm}$ bzw. $0,00073 \text{ kg/m}^3$, 20°C, 1 bar) [$\text{mm/a}^{0,5}$]

Dabei wird angenommen, dass in beiden Prüfungen (NAC und ACC) Carbonatisierungswiderstände mit ähnlicher Präzision ermittelt werden.

In Tabelle 25 sind für übliche inverse effektive Carbonatisierungswiderstände die äquivalenten Carbonatisierungsraten angegeben. Die Umrechnung erfolgte mit Gl. (30).

Tabelle 25: Inverse effektive Carbonatisierungswiderstände und äquivalente Carbonatisierungsraten

$R_{ACC,0,k}^{-1} [10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}/\text{kg}/\text{m}^3]$	6,8	13,4	26,6	44,3	80
$k_{NAC,k} [\text{mm}/\text{a}^{0,5}]$	2,1	2,9	4,0	5,1	6,8

Um weiterhin eine jährliche Steigerungsrate der CO₂-Konzentration berücksichtigen zu können, wird im Nomogramm ein Erhöhungsfaktor Gl. (31) berücksichtigt.

$$\sqrt{k_{Cs,k}} = \sqrt{\frac{C_{s,k}}{C_{s,NAC,k}}} = \sqrt{\frac{0,00083}{0,00073}} = 1,1 \quad \text{Gl. (31)}$$

In Bild 30 ist dargestellt, wie das Bemessungsnomogramm entwickelt wurde. Mit Pfeilen ist dargestellt, welche Mindestbetondeckung für die „kritischere“ Bemessungssituation aus Kapitel 5.1.1 gemäß Bemessungsnomogramm erforderlich ist.

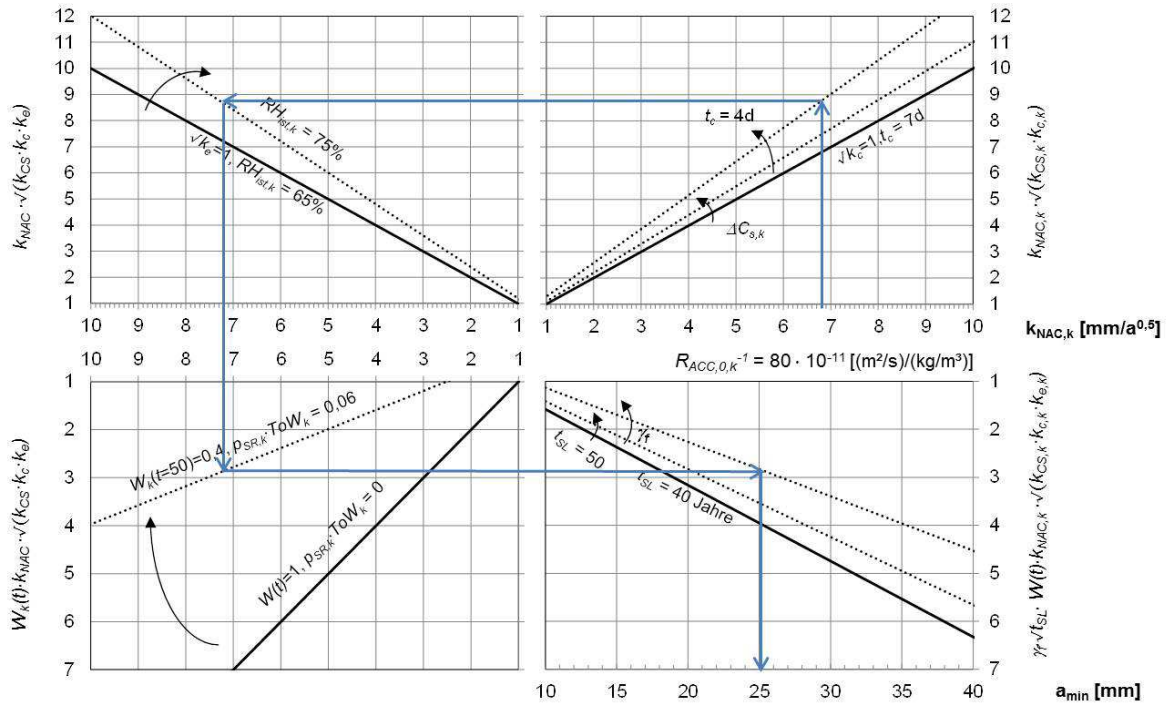


Bild 30: Erstellung des Bemessungsnomogramms für $\beta_0 = 1,5$

Im oberen rechten Diagrammteil (Bild 30) wird der Einfluss der Nachbehandlungsdauer k_e und implizit der Einfluss der Steigerung der CO_2 -Konzentration $k_{CS,k}$ auf die Carbonatisierungsrate berücksichtigt. Im oberen linken Diagramm wird der Einfluss der relativen Luftfeuchte berücksichtigt. Im unteren linken Diagramm wird der Witterungseinfluss $W_k(t=50)$ berücksichtigt und im unteren rechten Diagramm wird schließlich die Nutzungsdauer und implizit der Teilsicherheitsbeiwert einkalkuliert, so dass als Ablesevariable die Mindestbetondeckung $a_{min} = c_{min}$ angegeben ist. Für die „kritischere“ Bemessungssituation ist gemäß Bild 30 eine Mindestbetondeckung von $a_{min} = c_{min} = 25 \text{ mm}$ erforderlich.

7.2.2 Ergebnis

Das so entwickelte Bemessungsnomogramm ist in Bild 31a für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 \geq 1,5$ (XC2 und XC4) und in Bild 31b für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 \sim 0,5$ gegeben (XC3).

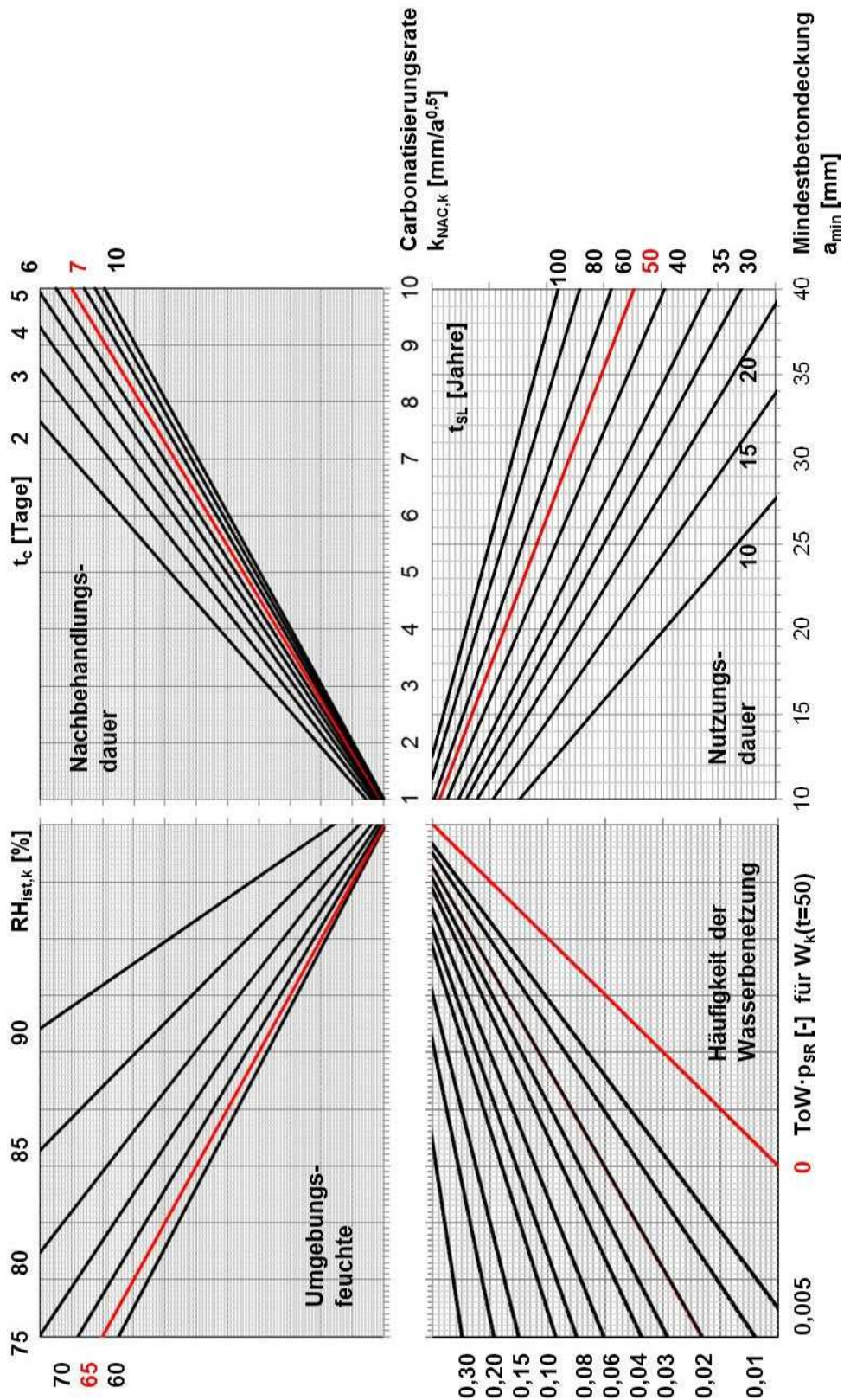


Bild 31a: Bemessungsnomogramme, Zielzuverlässigkeit $\beta_0 \geq 1,5$ (XC2, XC4) und in ähnlicher Form in von Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014b vorab veröffentlicht

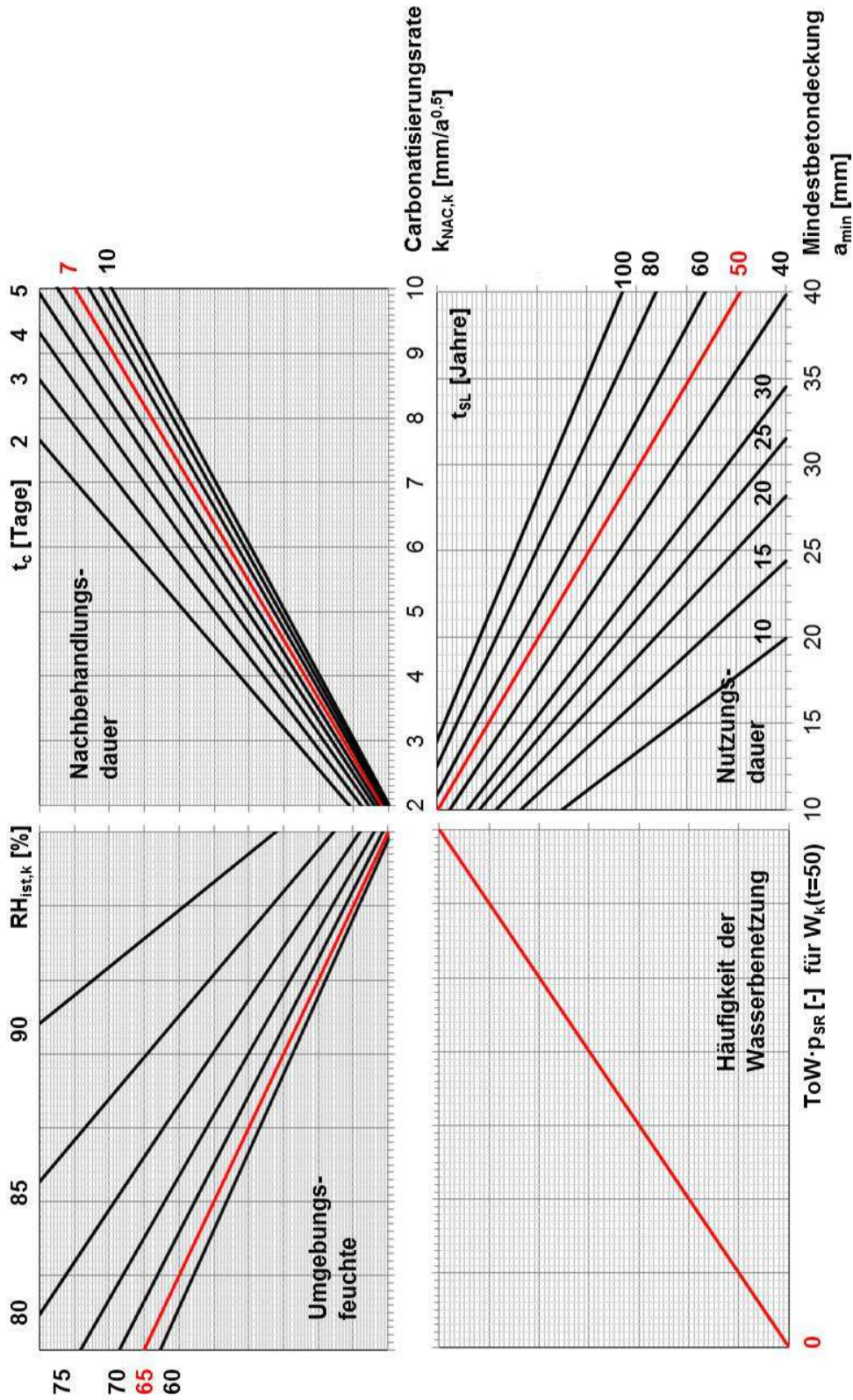


Bild 31b: Bemessungsnomogramme, Zielzuverlässigkeit $\beta_0 \sim 0,5$ (XC3)

8 Klassifizierung von Beton

8.1 Carbonatisierungs-Widerstandsklassen RCX

Zur Klassifizierung von Beton wurde folgender Vorschlag gemacht: „*Definition of class is 50-years of exposure to stable moderate humidity conditions XC3 (65 % r.H.) with 10%-probability of carbonation front exceeding (mm)*” (Leivestad, 2013)

Danach werden Betone anhand ihrer Carbonisierungstiefe in Carbonatisierungs-Widerstandsklassen klassifiziert.

Um anhand von Carbonisierungstiefen Betone zu klassifizieren, müssen Bedingungen für den Zeitpunkt und die Expositions- (Umgebungs-)bedingungen, unter denen der Carbonatisierungsprozess stattfindet, definiert werden. Ferner muss eine bestimmte Überschreitungswahrscheinlichkeit (Annahmewahrscheinlichkeit) festgelegt werden.

Die Bedingungen für die Klassifizierung anhand von Carbonisierungstiefen sind wie folgt vorgegeben (Leivestad, 2013)

Referenzzeitpunkt	50 Jahre
Referenzexposition	konstant 65 % r.H.
Maximale Wahrscheinlichkeit der Überschreitung	10 %

Carbonatisierungs-Widerstandsklassen *RCX* (*Resistance Carbonation*) beschreiben jeweils einen Tiefenbereich von 10 mm Breite, indem die Carbonisierungstiefen liegen können. Die Tiefe *X* der spez. Carbonatisierungs-Widerstandsklasse *RCX* gibt danach die obere Klassengrenze an.

$X = 20 \text{ mm}$ $X = 30 \text{ mm}$ $X = 40 \text{ mm}$ (...)

Betone können der spezifischen Klasse zugeordnet werden, wenn nur maximal 10% der Carbonisierungstiefen des zugrunde liegenden Betonvolumens nach 50 jähriger Exposition (im Laborklima 20/65) die obere Klassengrenze *X* überschreiten.

In Bild 32 unten sind Klassen mit den jeweiligen Klassengrenzen *X* in mm dargestellt. Bild 32 oben zeigt die relative Häufigkeit (Dichtefunktion) von Carbonisierungstiefen zum Referenzzeitpunkt in der Referenzexposition von zwei spezifischen Betonvolumen. Das 90%-Quantil der gemessenen Carbonisierungstiefe ist jeweils mit einem Punkt markiert. Die Zuordnung zur jeweils zugehörigen Widerstandsklasse ist mit Pfeilen dargestellt.

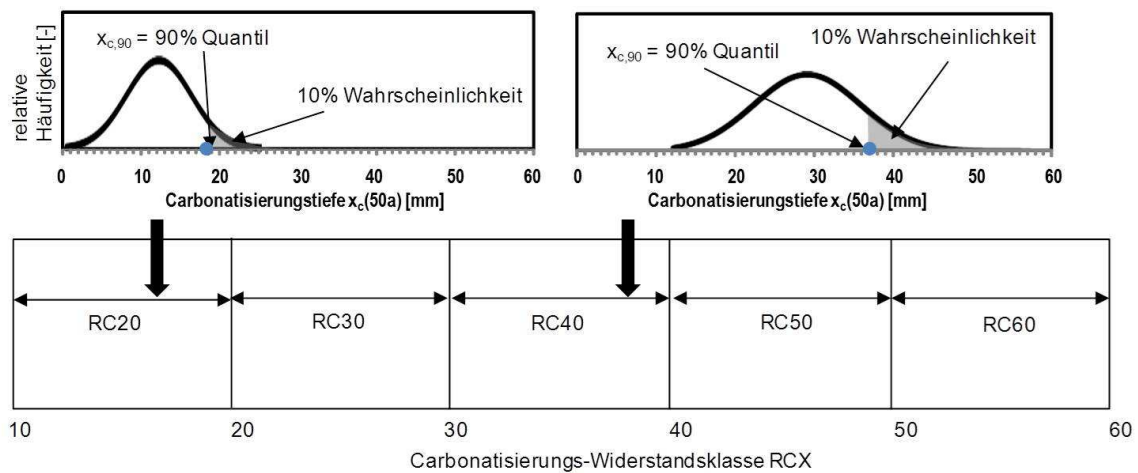


Bild 32: Zuordnung von Betonen zu Carbonatisierungs-Widerstandsklassen wie in (Greve-Dierfeld, Gehlen 2014b)

In Bild 32 oben links sieht man, dass 10 % der gemessenen Carbonatisierungstiefen (bzw. das 90%-Quantil; vgl. blauer Punkt in Bild 32) eine Tiefe von 19 mm überschreiten. Damit liegt das 90 %-Quantil der Carbonatisierungstiefe zwischen 10 mm und 20 mm und der Beton kann der Widerstandsklasse RC20 zugeordnet werden. In Bild 32 oben rechts sieht man, dass 10 % der gemessenen Carbonatisierungstiefen eine Tiefe von 37 mm überschreiten. Damit liegt das 90 %-Quantil der Carbonatisierungstiefe zwischen 30 mm und 40 mm und der Beton kann der Widerstandsklasse RC40 zugeordnet werden.

Die Qualifizierung der Betone (Klassifizierung) muss aus ökonomischen Gründen mit Hilfe einer Kurzzeit-Prüfung unter Laborbedingungen erfolgen.

8.2 Prüfung

8.2.1 Anforderung an die Prüfung

In der (Kurzzeit-) Prüfung werden Proben in Anlehnung an die Referenzbedingung einer „natürlichen NAC“ CO₂-Beaufschlagung ausgesetzt und die Carbonatisierungstiefe nach definierten Beaufschlagungsdauern gemessen. Mithilfe des Wurzel-Zeit-Gesetzes (Gl. (32) bzw. Gl. (7)) erfolgt die Extrapolation auf den Referenzzeitpunkt.

$$x_c(50) = k \cdot \sqrt{50} \tag{Gl. (32)}$$

$x_c(50)$ Carbonatisierungstiefe zum Referenzzeitpunkt 50 Jahre [mm]

k Carbonatisierungsrate [mm/a^{0,5}]

In Bild 33 sind zur Veranschaulichung die gemessenen Carbonatisierungstiefen, geprüft in einer Kurzzeit-Prüfung, bis zu einem Zeitpunkt von ca. 1 Jahr, von zwei spezifischen Betonmischungen im Wurzelmaßstab dargestellt. Unter Ansatz des Wurzel-Zeit-Gesetzes wird die Carbonatisierungsrate ermittelt und damit die Carbonatisierungstiefe zum Referenzzeitpunkt berechnet (Bild 33, blau).

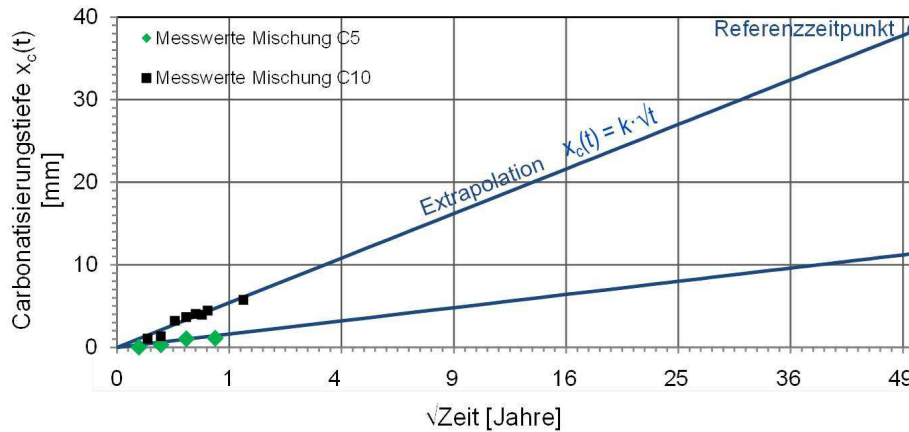


Bild 33: Kurzzeit-Prüfung und Modellextapolation auf den Referenzzeitpunkt

Das Wurzel-Zeit-Gesetz unterstellt, dass sowohl die CO_2 -Diffusionseigenschaften des Betons als auch seine Bindekapazität orts- und zeitunabhängig sind, d.h. die Carbonatisierungsrate über die Zeit konstant ist.

- Tatsächlich können aber Inhomogenitäten des Betons, insbesondere im oberflächennahen Bereich, zur Tiefenabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten und der Bindekapazität führen.
- Hydratations-, Feuchte- und Carbonatisierungsgradienten sowie Diffusionsprozesse des $\text{Ca}(\text{OH})_2$ können zur zeitlichen Veränderungen von Diffusionseigenschaft und Bindekapazität führen.

Damit muss die Prüfung so konzipiert werden, dass

- konstante, absolute (vergleichbare) Carbonatisierungsraten repräsentativ für Langzeitprognosen ermittelt werden und
- die gemessenen Carbonatisierungstiefen ausreichend differenzierbar sind.

Daneben muss zur Klassifizierung von Beton das Probenvolumen repräsentativ für die Produktionseinheit sein. Die Untersuchungsbedingung muss stabile, konstante Carbonatisierungsprozesse sicherstellen und die Untersuchungsdauer sollte wirtschaftlich kurz gehalten werden.

8.2.2 Existierende Prüfvorschriften

Zur Klassifizierung des Betons wird eine Prüfung unter natürlichen Bedingungen gewählt, die die Referenzbedingungen so gut wie möglich simuliert. Dazu sind die nach derzeitigem Stand in Europa durchgeführten Prüfungen zur Ermittlung von Carbonatisierungstiefen unter natürlichen Bedingungen in Tabelle 26 zusammengestellt.

Tabelle 26: Prüfvorschriften

Vorschrift	Probekörper	Vorkonditionierung/ Nachbehandlungstyp und -dauer t_c	Umgebungsbedingung			Messung der Carbonatisierungstiefe und Angabe der Ergebnisse	Untersuchungsdauer ²⁾ (Untersuchungsziel)
			Temperatur [°C]	relative Luftfeuchte [%]	CO ₂ -Konzentration [Vol.-%]		
CEN/TS 12390-10:2007	2 Betonprismen: 100x100x400mm ³	Dauer variabel (in Folie)	20 ± 2	65 ± 5	0,035 ± 0,005 (Environment A)	Phenolphthaleinlösung ³⁾ 1 h ± 15 min nach Besprühen Rundung auf 0,2 mm Widerholgrenze r = 1 mm	182d, 273d, 1a, 1,5a, 2a (relativer Carbonatisierungswiderstand)
RILEM CPC-18, 1988	Betonprismen: 100x100x500mm ³ Mörtelprismen: 40x40x160mm ³	7 Tage ¹⁾	20	65	~ 0,03 (Indoor storage)	Phenolphthaleinlösung ³⁾ 24 h nach Besprühen Mittelwert auf 0,5 mm, Präzision 0,5 mm	28d, 90d, 1a, 2a, 4a, (8a, 16a ...)
DuraCrete, 1999	Beton- bzw. Mörtelprismen	7 Tage ¹⁾	20 ± 2	65 ± 5	natürlich (Klimakammer)	Phenolphthaleinlösung ³⁾ direkt nach Besprühen	1a (Lebensdauerbemessung)
RILI SIB, 2001	3 Mörtelprismen	1 Tag ¹⁾	20 ± 2	65 ± 5	natürlich (Laborlagerung)	Phenolphthaleinlösung ³⁾ 1 h nach Besprühen Einzelwert auf 0,1 mm Mittelwerte auf 0,5 mm	(28d, 56d,) 90d, (1a, 2a, 5a) (Verwendbarkeitsnachweis für Instandsetzungsprodukte)
A: CUAP Entwurf DIBt, 2012	3 Mörtelprismen: 40x40x160mm ³	7 und 28 Tage ¹⁾	20	65	natürlich (Laborlagerung)	k. A.	14d, 28d, 56d, 98d, 140d, 1a, 2a, 5a (Betonzulassung)
B: CUAP Entwurf DIBt, 2012	3 Mörtelprismen: 40x40x160mm ³	7 und 28 Tage ¹⁾	20	65	natürlich (Laborlagerung)	k. A.	180d (Konformitätsnachweis)

¹⁾ Lagerung in Wasser bei 20 °C ²⁾ Untersuchungszeitpunkt = Zeit seit CO₂-Beaufschlagung ³⁾ 1 % Phenolphthalein in 70 % Ethanol

Form, Umfang (=Größe) und Anzahl der Proben sind in nahezu allen Prüfvorschriften identisch. Prismen dienen der Sicherstellung eindimensionaler Transportprozesse. Die Probengröße dient der Sicherstellung der Verdichtbarkeit und ist daher abhängig vom Größtkorn. Die Anzahl der Probekörper soll die Kontrolle gleichbleibender Verdichtungsgüte erlauben und sicherstellen, dass das Probenvolumen repräsentativ für die Mischung ist. Damit wird bei der Wahl nur einer Probe (Tabelle 28) unterstellt, dass diese eine Probe repräsentativ für die Mischung ist. Diese Unterstellung erfolgte, da nach Hunkeler, 2012 die Standardabweichung zwischen den vier Seiten einer Probe im Bereich der Standardabweichung aller Messwerte einer Probe liegt. Ferner liegt die Standardabweichung zwischen drei Proben einer Mischung im Bereich der Standardabweichung aller Messwerte einer Probe, vgl. Kapitel 8.3.

Wie in allen vorgestellten Prüfbedingungen wird die Temperatur in der Klimakammerlagerung mit $20 \pm 2^\circ\text{C}$ und die relative Luftfeuchte mit $65 \pm 5\%$ vorgegeben, um stabile und optimale Bedingungen für den Carbonatisierungsprozess sicherzustellen, vgl. Kapitel 4.3. Mit einer relativen Luftfeuchte von $65 \pm 5\%$ wird zudem das Referenzklima abgebildet und es kann angenommen werden, dass die Trocknungsfront der Carbonatisierungsfront vorausseilt (Zhang et al., 2012, Bahador & Jong, 2006, Basheer et al., 2000). Da die CO_2 -Konzentration der Atmosphäre derzeit bei rund 0,0395 Vol.-% liegt, wird als Richtwert für die CO_2 -Konzentrationen im Labor $0,04 \pm 0,005$ Vol.-% angesetzt, vgl. Kapitel 4.3.

Die Messung erfolgt unter Ausschluss von Eckbereichen mit erhöhten Carbonatisierungstiefen aufgrund mehrdimensionaler Transportprozesse und im Vergleich erhöhter Carbonatisierungstiefen aufgrund großer Luftporen bzw. Gesteinskörnungen mit dem pH-Indikator Phenolphthalein. Der Farbumschlag bei Phenolphthalein von farblos zu pink findet bei pH-Werten zwischen 8 und 9,8 statt ($\sim 9,2$). Da Betonstahl bei pH-Werten oberhalb von pH 10 in nahezu allen in der Praxis vorkommenden Potenzialbereichen passiv bleibt (Hussain & Ishida, 2009, Moreno et al., 2004), wird unterstellt, dass mit dem Phenolphthaleintest die Depassivierungstiefe des (teil-)carbonatisierten Betons bestimmt wird. Bestätigt wird diese Schlussfolgerung, da nach Chen et al., 2004 angenommen wird, dass bei pH $\sim 9,2$ nahezu das gesamte $\text{Ca}(\text{OH})_2$ carbonatisiert ist. Um die Prüfung vergleichbar zu halten, erfolgt die Prüfung eine Stunde nach Besprühen, da sich die angezeigte Carbonatisierungsfront indikatorbedingt mit der Zeit verändert.

Uneinigkeit herrscht bezüglich der Nachbehandlungsdauer und der Vorgehensweise zur Ermittlung von Carbonatisierungsraten, d.h. bezüglich der Untersuchungsdauer.

Die Dauer der Nachbehandlung liegt zwischen 7 Tagen und 28 Tagen (DIBt, 2012) oder Sie variiert in Abhängigkeit der Festigkeitsentwicklung (CEN/TS 12390-10:2007).

Die Ermittlung der Carbonatisierungsrate erfolgt entweder zu einem Untersuchungszeitpunkt oder durch Regression an mehrere Untersuchungszeitpunkte bei frühem Messbeginn (14 bzw. 28 Tage) mit Ausschluss einer Nullmessung bzw. bei spätem Messbeginn (140 bzw. 180 Tage) ohne Ausschluss einer Nullmessung. Die Untersuchungsdauern und Anzahl der Messzeitpunkte variieren zwischen den Spezifikationen.

Um konstante, absolute (vergleichbare) Carbonatisierungsraten bei guter Differenzierbarkeit ermitteln zu können, fehlen deshalb folgende Festlegungen:

- Untersuchungsdauer
- Nachbehandlungsdauer

8.2.3 Untersuchungs- und Nachbehandlungsdauer

Untersuchungsdauer

In Bild 34 sind Carbonatisierungsraten von Mischungen gleicher Zusammensetzung, hergestellt und geprüft in verschiedenen Laboren und getrennt nach verwendeter Zementart für spezifische Untersuchungszeitpunkte von DIBt, 2012 dargestellt. Bei den Betonen handelte es sich um sieben Tage nachbehandelte Feinkornbetone (Größtkorn 8 mm) mit einem w/b-Wert von 0,5 und einem Zementgehalt von 450 kg/m³ unter Verwendung von CEM II/A-LL (20 % LL) mit n ~ 11 Mischungen, CEM III/B mit n ~ 40 Mischungen und CEM II/B-M (S-V) (15 % S, 20 % V) mit n ~ 8 Mischungen.

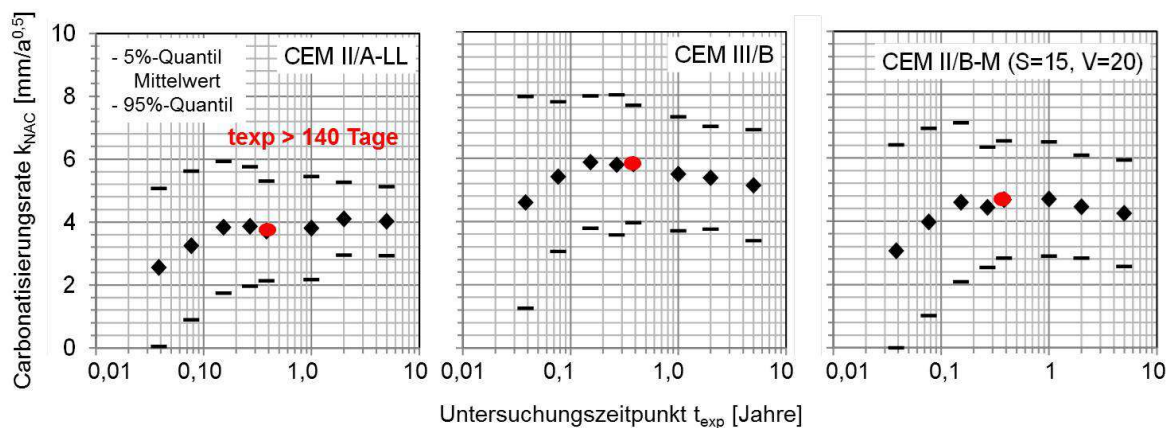


Bild 34: Carbonatisierungsraten zu spezifischen Untersuchungszeitpunkten t_{exp} ; vorab veröffentlicht in von Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014b

In Bild 34 sieht man, dass die Carbonatisierungsrate in den ersten 140 Tagen (0,38 Jahren) der CO₂-Beaufschlagung bindemittelunabhängig zunimmt und sich dann auf einem Niveau einpendelt. Eine zunächst erhöhte Betonfeuchte könnte zu anfänglich gebremstem Carbonatisierungsfortschritt führen. Da angenommen wird, dass der Wasserdampfdiffusionskoeffizient von Beton größer ist als der effektive CO₂-Diffusionskoeffizient unter natürlichen CO₂-Konzentrationen, eilt die Austrocknungsfront der Carbonatisierungsfront jedoch voraus, sodass Oberflächeneffekte und Messunsicherheiten (Bluten, Reste von Trennmitteln) oder ein anfängliches Absinken der CO₂-Konzentration für die zunächst geringe Carbonatisierungsrate verantwortlich gemacht werden.

In Bild 34 sieht man, dass die Streuung der Carbonatisierungsrate in den ersten 140 Tagen (0,38 Jahren) der CO₂-Beaufschlagung bindemittelunabhängig abnimmt und sich dann auf einem

Niveau einpendelt. Erhöhte Materialinhomogenität im oberflächennahen Bereich und erhöhte Messunsicherheiten bei geringen Carbonatisierungstiefen können dafür verantwortlich gemacht werden.

Da die Carbonatisierungsrate nach 140 Tagen CO₂-Beaufschlagung auf einem Niveau streut, ist mit Einbußen in der Präzision zu rechnen. Die Präzisionseinbuße gegenüber einer Regression mit dem Wurzel-Zeit-Gesetz in Anlehnung an CEN/TS 12390-10:2007 wurden in Bild 35 untersucht.

In Bild 35 sind Carbonatisierungsraten, ermittelt durch Regression in Anlehnung an CEN/TS 12390-10:2007, den Carbonatisierungsraten, ermittelt zu einem Untersuchungszeitpunkt $t_{exp} = 140$ Tage (links), bzw. den Carbonatisierungsraten, ermittelt zu zwei Untersuchungszeitpunkten durch Regression $t_{exp} = 140$ und 365 Tage (rechts), gegenübergestellt. Dazu sind Daten von DIBt, 2012, Hårdtl et al., 2007, Manns et al., 1998 herangezogen worden. Die Mischungen waren mit unterschiedlichen w/z-Werten hergestellt worden. Detaillierte Angaben zur Betonzusammensetzung finden sich im Anhang A6.

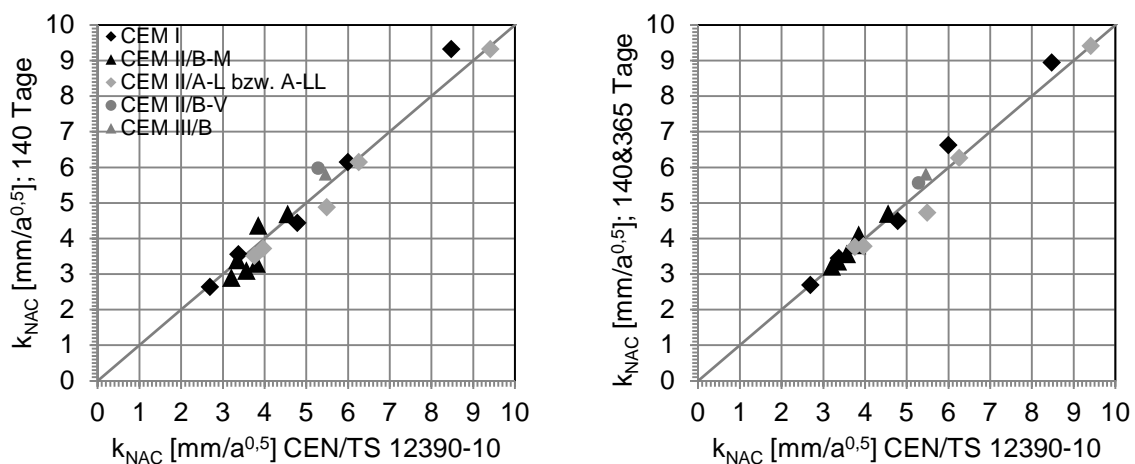


Bild 35: Gegenüberstellung der Carbonatisierungsraten, ermittelt nach 140 Tagen (links) sowie nach 140 Tagen und 365 Tagen (rechts) bzw. durch Regression in Anlehnung an CEN/TS 12390-10:2007

Bild 35 zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen den verschiedenen Auswerteverfahren. Der relative Fehler, welcher sich gegenüber der Regression in Anlehnung an CEN/TS 12390-10:2007 jeweils einstellt, ist in Tabelle 27 angegeben.

Tabelle 27: Relativer Fehler aus Bild 35 (Wahrer Wert Auswertung in Anlehnung an CEN/TS 12390-10:2007)

	$t_{exp} = 140$ Tage	$t_{exp} = 140 \text{ \& } 365$ Tage
Mittlerer relativer Fehler [%]	2,5	0,6

Gemessen am Variationskoeffizienten (Bild 36) bzw. der Streuung (Bild 34) ist der relative Fehler gering.

Nachbehandlungsdauer

Mit zunehmender Nachbehandlungsdauer verlangsamt sich der Carbonatisierungsfortschritt gemäß Kapitel 4.2.2 nahezu bindemittelunabhängig. Mit abnehmender Carbonatisierungstiefe ist anzunehmen, dass:

- die Differenzierbarkeit abnimmt,
- die konstante Messunsicherheit stärker ins Gewicht fällt,
- die Materialinhomogenität zunimmt.

In Bild 36 (links) sind die Variationskoeffizienten verschiedener Betone von DIBt, 2012 zu spezifischen Prüfzeitpunkten für zwei Nachbehandlungsdauern angegeben. In Bild 36 (rechts) sind die Variationskoeffizienten über die Carbonatisierungstiefe dargestellt.

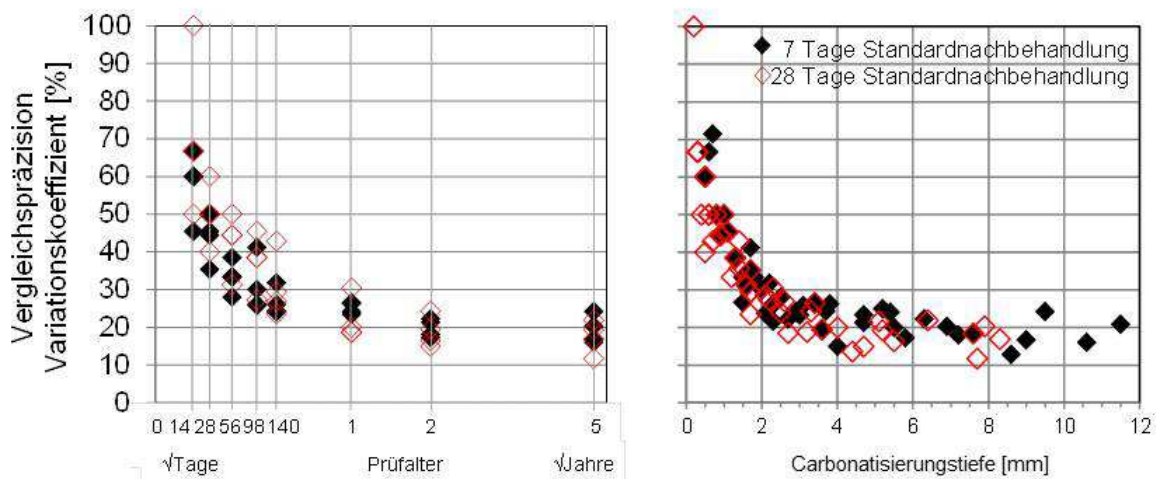


Bild 36: Variationskoeffizient der Vergleichspräzision für die Betone mit 7 bzw. 28 Tagen Nachbehandlungsdauer (unterschiedliche Rohstoffe)

In Bild 36 (links) ist zu sehen, dass sich die Variationskoeffizienten bei einer Nachbehandlungsdauer von sieben Tagen ab einer Prüfdauer von rund 140 Tagen auf einem Niveau einpendeln. Bei einer Nachbehandlungsdauer von 28 Tagen pendeln sich die Variationskoeffizienten erst nach rund einem Jahr auf einem Niveau ein. In Bild 36 (rechts) ist zu sehen, dass sich die Variationskoeffizienten unabhängig von der Nachbehandlungsdauer ab einer Tiefe von rund 2 bis 4 mm auf einem Niveau einpendeln. Danach hängt die Präzision weniger von der Nachbehandlungsdauer ab als von der Carbonatisierungstiefe. Bei einer Carbonatisierungstiefe von 4 mm liegt die Vergleichspräzision bei rund $CoV = 20\%$. Etwas geringer ist die Präzision bei einer Tiefe von 2 mm, jedoch auch hier auf einem vergleichsweise geringen Niveau. Zur Verkürzung der Prüfungsdauer wurde deshalb im Rahmen dieser Arbeit eine Mindesttiefe von 2 mm gewählt, da diese Festlegung in Bezug auf eine nachfolgende statistische Klassifizierung basierend auf Quantilwerten auf der sicheren Seite liegt.

Folgerungen

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass konstante, absolute (vergleichbare) und differenzierbare Carbonatisierungsraten:

- nach CO₂-Beaufschlagungsdauern von 140 Tagen,
- bzw. ab einer Carbonatisierungstiefe von 2 mm ermittelt werden können,
- Eine Nachbehandlungsdauer von sieben Tagen praxisrelevanter als eine 28 Tage Nachbehandlungsdauer ist und zu Vorteilen hinsichtlich Prüfdauer bzw. Prüfpräzision führt, mithin zweckmäßig ist.

8.2.4 Gewählte Prüfvorschrift

Die in Kapitel 8.2.2 und Kapitel 8.2.3 festgelegte Prüfbedingung ist in Tabelle 28 zusammengefasst.

Tabelle 28: Gewählte Prüfvorschrift

Probekörper	1 Prisma: 100 x 100 x 500 mm ³ (Beton Größtkorn > 10 mm), 40 x 40 x 160 mm ³ (Mörtel, Feinbeton),
Nachbehandlungsdauer	7 Tage: 1 d in Schalung, 6 d in Wasser bei 20 ± 2 °C
Umgebungsbedingung	Lagerung beispielsweise gemäß Bild 43 in einer Klimakammer 20 ± 2 °C, 65 ± 5 % RH, 0,04 ± 0,005 Vol. % CO ₂
Messung	an einer 50 mm starken, frisch abgebrochenen und von Staub befreiten Bruchfläche der Proben 1 h ± 15 min nach Besprühen mit Indikator: 1 % Phenolphthalein in 70 %-igem Ethanol (1 %-ige Phenolphthaleinlösung), an jeder Probekörperseite nach Bild 43 mit einer Genauigkeit von 0,1 mm, Rundung auf 0,5 mm
Vorkonditionierung	keine
CO ₂ -Beaufschlagungsdauer	Untersuchungszeitpunkte $t_{exp} \geq 140 \pm 1$ Tag bzw. ab einer Carbonatisierungstiefe von $x_c(t) \geq 2$ mm
Carbonatisierungsrate der spez. Mischung $k_{NAC,i}$ [mm/a ^{0,5}]	$d_{k,m} = k_{NAC,i} \cdot \sqrt{t_{exp}}$ mit $d_{k,m}$ der mittleren Carbonatisierungstiefe der Probe

8.3 Klassifizierung

Zur Klassifizierung werden nun (gemäß Bild 32 oben) Gruppen von Betonmischungen gesucht, die ähnliches Carbonatisierungsverhalten aufweisen.

Dazu werden im ersten Schritt die Parameter der Betonzusammensetzung identifiziert, die maßgebenden Einfluss auf das Carbonatisierungsverhalten haben. Da im Rahmen dieser Arbeit letztendlich deskriptive Regeln für die Betonzusammensetzung abzuleiten sind (Klassifizierung nach Zusammensetzung), stellen die identifizierten Parameter gleichzeitig die in deskriptiven Regeln zu spezifizierenden Parameter dar.

8.3.1 Zu spezifizierende Parameter der Betonzusammensetzung - Vorüberlegung

Unter konstanten Bedingungen bei moderater Feuchte bestimmen die CO_2 -Diffusionseigenschaft und die Bindekapazität des Betons bzw. Mörtels die Höhe des Carbonatisierungswiderstandes (die Carbonatisierungsrate). Das CO_2 -Diffusionsvermögen wird maßgebend von der Porenstruktur (Porosität, Porengröße und Tortuosität) des carbonatisierten Betons beeinflusst. Die Parameter der Betonzusammensetzung, die insbesondere die Porosität und die Porenstruktur des Betons bestimmen, sind u. a. der w/b-Wert und der Bindemitteltyp. Die Bindekapazität des Betons wird hauptsächlich vom Calciumhydroxidgehalt des Betons und damit vom Klinkergehalt und folglich von der Zementart beeinflusst.

Im carbonatisierten und teilcarbonatisierten Beton hängt die CO_2 -Diffusionsgeschwindigkeit zudem von den Reaktionsmechanismen ab, die die strukturellen Änderungen des Betons im carbonatisierten und teilcarbonatisierten Bereich kontrollieren. Die strukturellen Änderungen des Betons beruhen auf der Zusammensetzung, d. h. dem Anteil der verschiedenen Phasen des Zementsteins, die wiederum von dem Hydratationsgrad bzw. dem w/b-Wert und dem Bindemitteltyp beeinflusst werden (Lagerblad, 2006).

Im Folgenden wird der Einfluss verschiedener Parameter der Betonzusammensetzung auf die Carbonatisierungsrate quantitativ untersucht. Dazu werden Serien ausgewählt, welche sich in dem zu untersuchenden Merkmal unterscheiden. Dann wird ein Bezugspunkt gewählt. Der Bezugspunkt orientiert sich entweder an derzeit üblichen deskriptiven Regeln oder an dem Wert, für den die meisten Messwerte vorhanden sind. Liegen Messwerte (Carbonatisierungsraten) zu dem Bezugspunkt vor, werden Verhältnismesswerte gebildet. Liegen keine Messwerte zum Bezugspunkt vor, erfolgt die Auswertung über Regression. Erfolgt die Auswertung über Regression, ist dies durch Angabe von Regressionsgeraden bzw. -kurven an die Originaldaten gekennzeichnet. Ob die untersuchten Parameter der Betonzusammensetzung zu einer Betonfamilie zusammengefasst werden, orientiert sich daran, ob sich systematische Unterschiede ergeben.

Einfluss des Bindemittelgehalts und der Betonart:

Theoretisch nimmt mit zunehmendem Zementgehalt bei gleichbleibendem w/z-Wert die Flächeneinheit, durch die das CO₂ diffundiert, zu und damit das carbonatisierte Betonvolumen. Die Carbonatisierungstiefe bleibt davon jedoch unberührt. Ebenso verhält es sich mit dem Bindemittelgehalt bei gleichbleibendem w/b-Wert, solange das Verhältnis von Zement zu Zusatzstoff gleich bleibt (Hunkeler, 2012).

In Bild 37 (oben) sind Carbonatisierungsraten bei gleicher Zementart, Zementfestigkeitsklasse, gleichem Klinkergehalt und w/b-Wert, in Abhängigkeit vom Zementgehalt dargestellt. In Bild 37 (unten) ist der Einfluss des Zementgehalts auf die Carbonatisierungsrate dargestellt. Als Bezugspunkt wurde ein Zementgehalt von 350 kg/m³ gewählt.

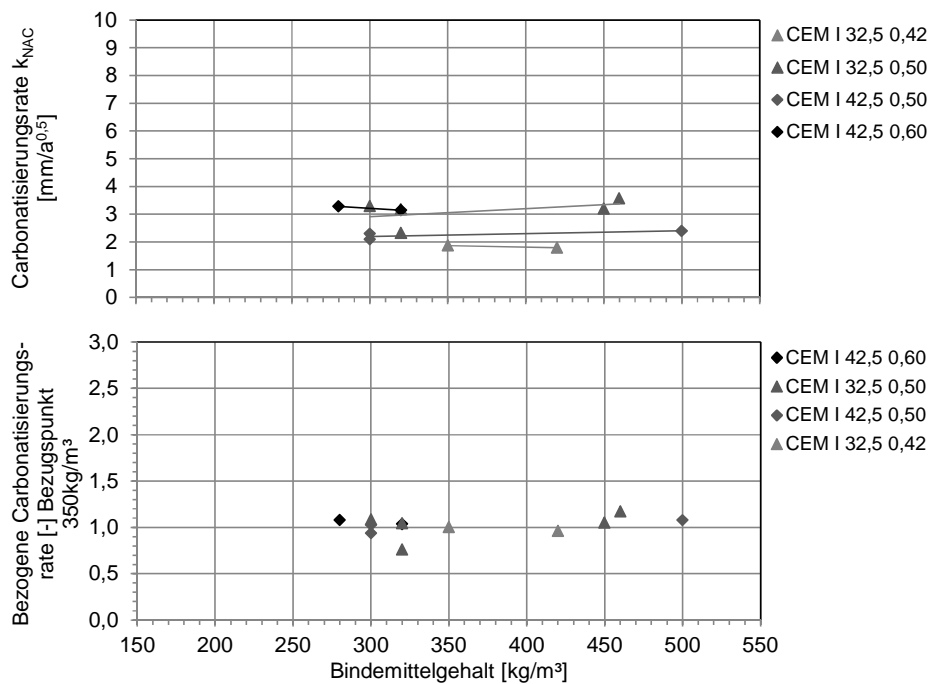


Bild 37: Einfluss des Bindemittelgehalts auf die Carbonatisierungsrate, einzelne Serien (oben), normiert auf 350 kg/m³(unten) (eigene Daten, Hunkeler, 2012, VDZ, 2012, Kuosa, 2011, Lowke et al., 2008, Siebel & Sprung, 1991)

Bild 37 zeigt, dass der Zementgehalt keinen systematischen Einfluss auf die Carbonatisierungsrate ausübt. Diese Beurteilung gilt nur bis zu einem unteren kritischen Klinkergehalt (Bindergehalt) und solange ein nach betontechnologischem Maßstab homogener Beton hergestellt werden kann, u.a. zur Sicherstellung einer hinreichenden Verarbeitbarkeit und begrenztem Schwindmaß.

Die Betonart (selbstverdichtender Beton, Spritzbeton) hat nach Untersuchungen von Sideris & Anagnostopoulos, 2013, Hunkeler, 2012, Furrer, 1990 bei gleichem effektivem w/b-Wert kaum systematischen Einfluss auf die Carbonatisierungsrate. Nach Sideris & Anagnostopoulos, 2013 werden bei hohen w/b-Werten (0,65) geringfügig höhere Carbonatisierungsraten für Normalbeton als für selbstverdichtenden Beton ermittelt.

Einfluss von Zusatzmitteln

Betonverflüssiger oder Fließmittel können eine Abnahme der Porengrößenverteilung zur Folge haben (He et al., 2012). Systematische Einflüsse auf die Carbonatisierung konnten bisher in der Literatur nicht festgestellt werden. Nach Hunkeler, 2012 und Harrison, 2008 ist der Einfluss von Betonverflüssigern oder Fließmitteln auf die Carbonatisierung deshalb vernachlässigbar, solange eine gleichbleibende Verdichtungsgüte unterstellt werden kann.

Schwindreduzierer verringern die Druckfestigkeit des Betons und erhöhen damit indirekt die Porosität (VDZ, 2012). Untersuchungen von VDZ, 2012 haben gezeigt, dass der Einfluss gegenüber anderen Einflüssen gering ist.

Künstliche Luftporen erhöhen die Gesamtporosität und können das schnellere Austrocknen des Betons fördern, was theoretisch sowohl eine Erhöhung als auch eine Verringerung der Carbonatisierungsrate zur Folge haben kann (Lowke et al., 2008, Mansour, 1995, Schießl, 1976). In Bild 38 (oben) sind Carbonatisierungsraten in Abhängigkeit vom Frischbetonluftporenvolumen von Betonen mit jeweils gleicher Zementart, Zementfestigkeit, gleichem Klinkergehalt, w/b-Wert, nahezu identischen Zementgehalten, Gesteinskörnungen, verschiedenen Rohstoffen, hergestellt und geprüft in verschiedenen Laboren, dargestellt. In Bild 38 (unten) wird der Einfluss des Frischbetonluftporenvolumens auf die Carbonatisierungsrate gezeigt. Als Bezugsgröße sind 1,9 Vol.-% gewählt worden.

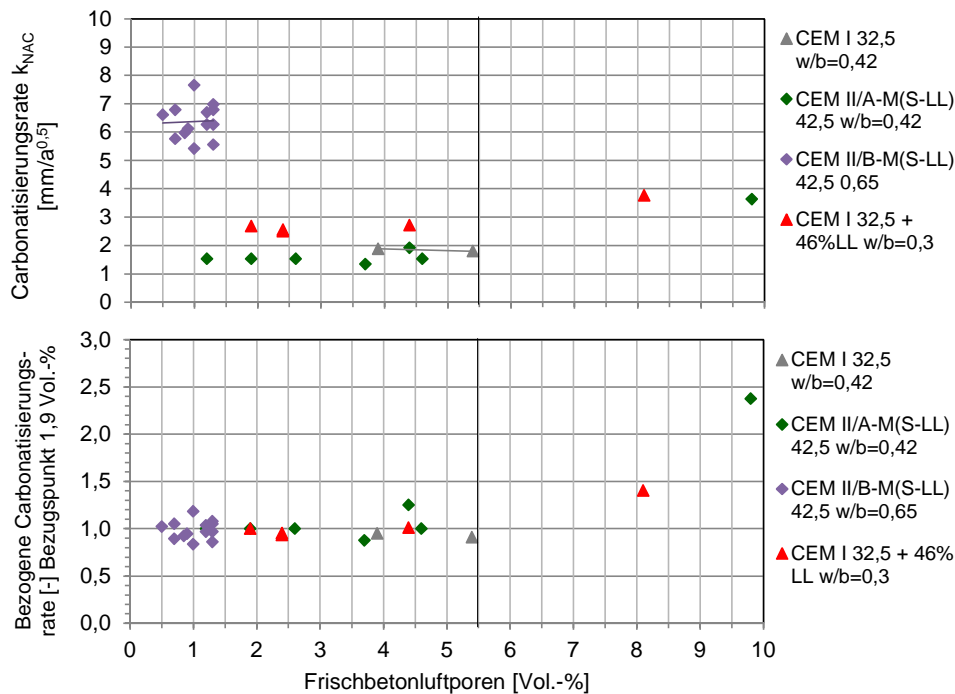


Bild 38: Einfluss des Frischbetonluftporenvolumens auf die Carbonatisierungsrate einzelner Serien (oben), normiert und bezogen auf einen Frischbetonluftporengehalt von 1,9 Vol.-% (unten) (VDZ, 2012, Kuosa, 2011 und Lowke et al., 2008)

Bis zu einem Frischbetonluftporenvolumen von 5,5 % (Einsatz von LP-Mittel) ist kein systematischer Einfluss auf die Carbonatisierungstiefe zu erkennen.

Einfluss der Gesteinskörnung: Sieblinie, Größtkorn, Art der Gesteinskörnung

Theoretisch ist der Einfluss der Sieblinie vernachlässigbar, da der Carbonatisierungsfortschritt bei dichter Gesteinskörnung (Normalzuschlag) in der Zementmatrix stattfindet. Vorausgesetzt wird dabei, dass ein nach betontechnologischem Maßstab homogener Beton hergestellt wird, dass die Qualität der Kontaktzone der Zementmatrix entspricht und dass eine ausreichend gute Verdichtung sichergestellt wird. Ebenso ist der Einfluss des Größtkorns vernachlässigbar, solange das Größtkorn mindestens im Verhältnis 1:3 bis 1:5 zur Bauteilgeometrie steht. Damit ist auch kein Unterschied zwischen den Carbonatisierungsraten von Mörteln und Betonen zu verzeichnen. Bild 39 (oben) zeigt Carbonatisierungsraten in Abhängigkeit vom Größtkorn bei gleichen w/b-Werten und Zementfestigkeitsklassen, aber unterschiedlichen Zementgehalten und Rohstoffen, hergestellt und geprüft in verschiedenen Laboren. Bild 39 (unten) stellt den Einfluss des Größtkorns, jeweils bezogen auf 8 mm Größtkorn, auf die Carbonatisierungsrate dar.

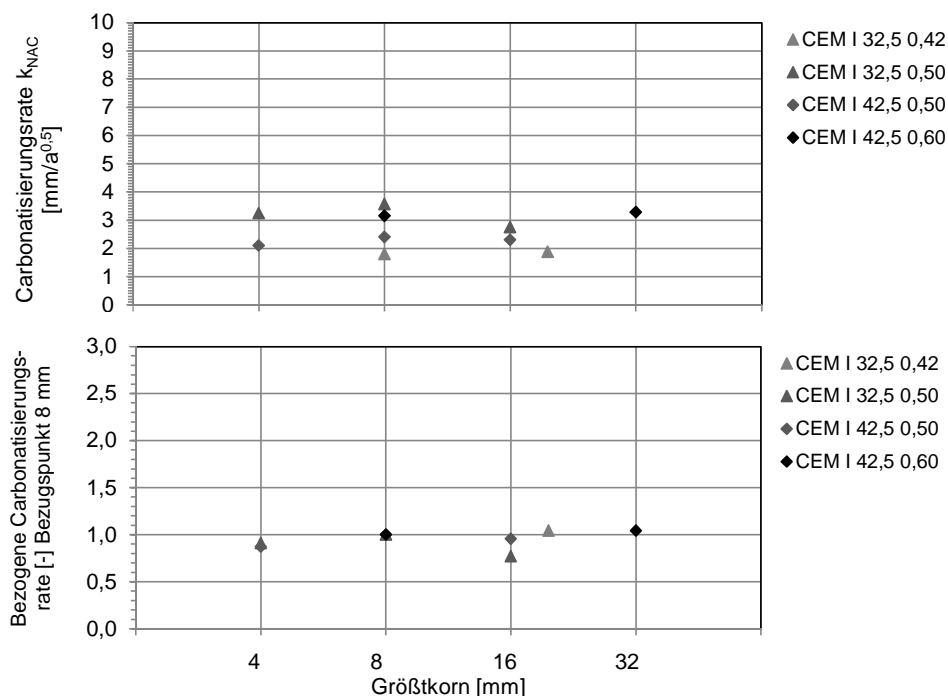


Bild 39: Einfluss des Größtkorns auf die Carbonatisierungsrate einzelner Serien (oben), normiert und bezogen auf 8 mm Größtkorn (unten) (eigenen Untersuchungen, VDZ, 2012, Hunkeler, 2012, Lowke et al., 2008, Siebel & Sprung, 1991)

Bild 39 bestätigt, dass das Größtkorn keinen systematischen Einfluss auf die Carbonatisierungsrate hat.

Auch die Art der Gesteinskörnung hat keinen systematischen Einfluss auf die Carbonatisierungsrate, solange die Gesteinskörnung als dicht angesehen werden kann, da Diffusionsprozesse dann hauptsächlich in der Zementmatrix stattfinden (Hunkeler, 2012). Nach Graubner & Proske, 2004 kann auch der Einfluss der Kornform (gebrochen oder ungebrochen) vernachlässigt werden.

Poröse, recycelte oder Leichtzuschläge können jedoch theoretisch die Gesamtporosität erhöhen, das Austrocknen des Betons fördern und damit die CO_2 -Diffusionsgeschwindigkeit vergrößern. Auf der anderen Seite können poröse, recycelte oder Leichtzuschläge durch eine innere Nachbehandlung die Dauerhaftigkeitseigenschaften verbessern. Werden poröse, recycelte oder Leichtzuschläge zugegeben, wird theoretisch kein systematischer Einfluss auf die Carbonatisierungsrate unterstellt, solange die Porosität der Gesteinskörnung nicht die Porosität der Matrix übersteigt, da die CO_2 -Diffusion als geschwindigkeitsbestimmender Teilprozess der Carbonatisierung angenommen wird. Damit ist der Einfluss von Leicht- oder recycelten Gesteinskörnungen abhängig von dem w/b-Wert des Betons, seinem Bindemitteltyp und der Menge der ersetzten Gesteinskörnung (Da Silva et al., 2009).

Einfluss der Zementfestigkeitsklasse

Die Zementfestigkeitsklasse wird im Wesentlichen durch die Zementmahlfeinheit bestimmt (Blaine-Wert). Die Zementfestigkeitsklasse hat Einfluss auf die Hydratationsgeschwindigkeit und damit auf den Hydratationsgrad bei CO₂-Beaufschlagungsbeginn. Theoretisch müsste die Zementfestigkeit dann die Carbonatisierungsrate beeinflussen. Zudem führt eine höhere Zementfestigkeit zu einer feineren Porenstruktur (VDZ, 2012), was theoretisch den Carbonatisierungswiderstand ebenfalls erhöht.

In Bild 40 (oben) sind Carbonatisierungsraten mit jeweils gleichem w/b-Wert, Zusatzstofftyp und -gehalt, jedoch variierendem Zementgehalt, variierender Gesteinskörnung und variierenden Zusatzmitteln, bezogen auf die Zementfestigkeitsklasse, abgebildet. In Bild 40 (unten) ist der Einfluss der Zementfestigkeitsklasse, bezogen auf eine Zementfestigkeit von 42,5 auf die Carbonatisierungsrate, dargestellt.

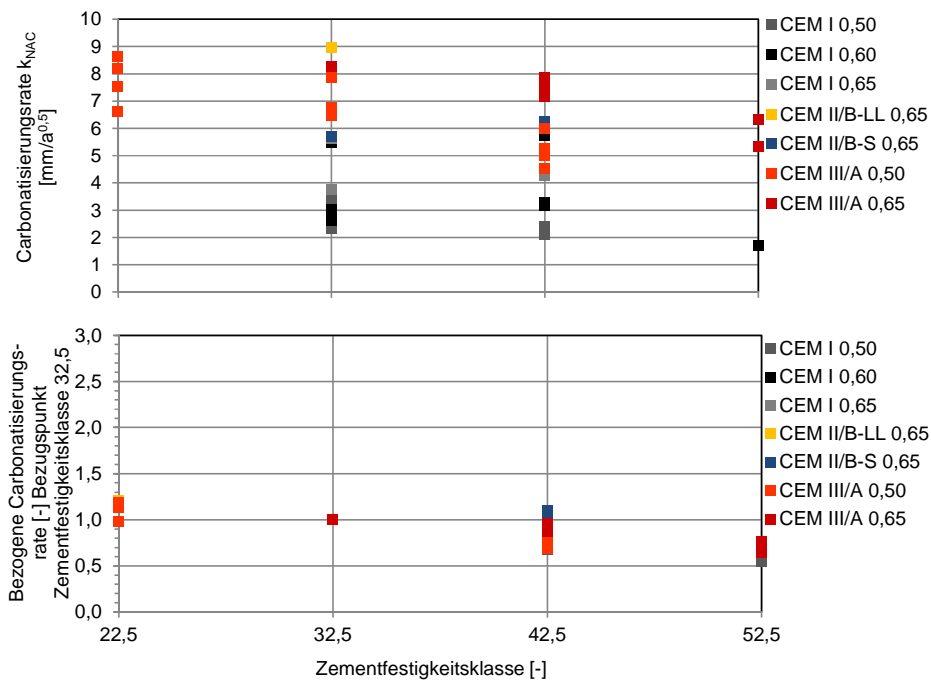


Bild 40: Einfluss der Zementfestigkeitsklasse auf die Carbonatisierungsrate einzelner Serien (oben), normiert und bezogen auf eine Zementfestigkeitsklasse 32,5 (unten) (eigene Untersuchungen, Hunkeler, 2012, VDZ 2012, Kuosa, 2011, Müller & Lang, 2007)

Bild 40 deutet darauf hin, dass die Zementfestigkeitsklasse einen systematischen Einfluss auf die Carbonatisierungsrate ausübt. Da der relative Einfluss, verglichen mit anderen Einflüssen, gering ist (siehe unten), wird der systematische Einfluss im weiteren Verlauf vernachlässigt.

Einfluss des Bindemittels

Theoretisch haben Art und Gehalt an Zusatzstoffen Einfluss auf die Porenstruktur und damit das CO_2 -Diffusionsvermögen des Betons. Ferner haben Art und Gehalt an Zusatzstoffen Einfluss auf den Calciumhydroxidgehalt des Betons und damit auf seine Bindekapazität.

Die Carbonatisierungsreaktion bei Portlandzementklinker (CEM I) führt zu einer feineren Porenstruktur (Bier, 1988, Visser, 2012) und einem höheren Carbonatisierungswiderstand. Die Verwendung von Kalksteinmehl (L, LL) als inertem Zusatzstoff (Zusatzstoff des Typs I) kann die Porengrößen und Gesamtporosität der Zementmatrix erhöhen (Müller & Lang, 2007) und damit theoretisch auch das CO_2 -Diffusionsvermögen sowie die Carbonatisierungsrate. In nichtcarbonisiertem Beton führt der Zusatz von Hüttensand, Flugasche und Silikastaub als latent-hydraulischem bzw. puzzolanischem Zusatzstoff (Zusatzstoff des Typs II) zu einer Verringerung der Porengröße bei nahezu gleichbleibender Gesamtporosität (Schneider & Meng, 2000, Bier, 1988, Fraay, 1990). Da Silikastaub nur in sehr geringen Zugabemengen verwendet wird, wird eine Verringerung von Porengröße und Gesamtporosität hier jedoch maßgebend auf die Füllerwirkung zurückgeführt (Schießl & Lay, 2002). In carbonisiertem Beton führen der geringere Gehalt von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (CH) und der höhere Gehalt an C-S-H, insbesondere bei GGBS, FA und SF, zur verstärkten Bildung von Vaterit und damit zu einer gröberen Porenstruktur. Auch die puzzolanische Reaktion bei FA und SF führt zu einer Veränderung des Verhältnisses zwischen CH und C-S-H. Damit findet die Carbonatisierungsreaktion mehr mit dem C-S-H statt, und die Porenstruktur im carbonisierten Beton wird gröber.

Der Verbrauch des CH führt zur Absenkung des pH-Werts der Porenlösung. Damit bewirkt ein höherer Klinkergehalt eine höhere Bindekapazität und führt folglich zu einer geringeren Carbonatisierungsrate. Das heißt, unabhängig vom Zusatzstofftyp steigt die Carbonatisierungsrate mit zunehmendem Zusatzstoffgehalt. Der Verbrauch des Calciumhydroxids bei der puzzolanischen Reaktion von FA und SF führt zudem theoretisch zu einer zeitabhängigen Abnahme der Bindekapazität.

In Bild 41 (oben) sind Carbonatisierungsraten bezogen auf die ersetzte Klinkermenge (Klinkerersatz), ermittelt unter natürlichen Bedingungen, dargestellt. Die Carbonatisierungsraten sind ausschließlich nach Klinkergehalt, Art des Zusatzstoffs, w/b-Wert und Zementfestigkeitsklasse differenziert worden. Es ist nicht zwischen Zementhauptbestandteil und Zusatzstoff unterschieden worden. In der Legende sind Art des Zusatzstoffs (Kalkstein = LL, Hüttensand = GGBS, Flugasche = FA, Silikastaub = SF), Zementfestigkeitsklasse und w/b-Wert angegeben. In Bild 41 (unten) ist der Einfluss des Klinkerersatzes auf die Carbonatisierungsrate abgebildet.

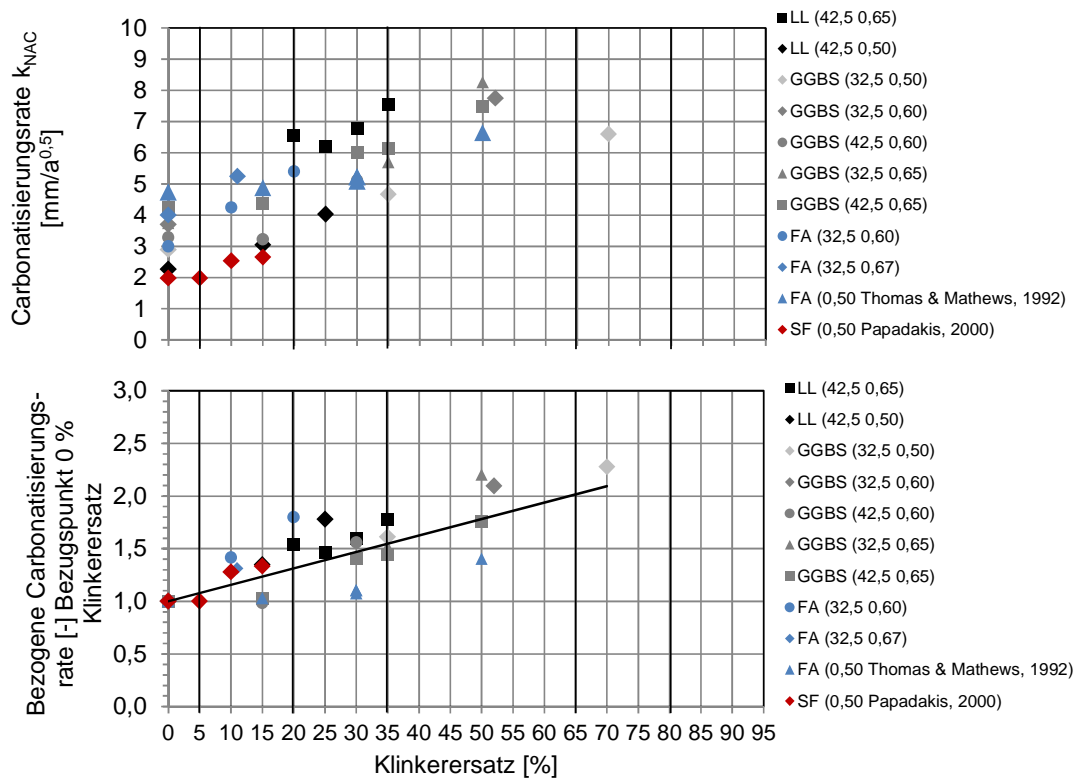


Bild 41: Einfluss des Klinkerersatzes durch Kalksteinmehl LL, Hüttensand GGBS, Flugasche FA bzw. Silikastaub SF auf die Carbonatisierungsrate einzelner Serien (oben), normiert (unten) (VDZ, 2012, Hårdtl & Koc, 2012, Müller & Lang, 2007, Manns et al., 1998, Krell & Wischers, 1988)

In Bild 41 ist zu erkennen, dass bei Zugabe von Kalkstein die Zunahme der Carbonatisierungsrate etwas höher ist als bei Zugabe von Flugasche.

Normativ werden Zementarten nach Zusatzstofftyp(en) und Klassen von Klinkerersatzmengen differenziert. Die Klinkerersatzmengen nach EN 197-1:2011, differenziert nach Hauptzementarten bzw. Normalzement, sind in Tabelle 29 zusammengestellt.

Tabelle 29: Zementarten bzw. Normalzemente nach EN 197-1:2011 (CEM I bis CEN III/B)

Hauptzementart; Normalzemente	Max. Klinkerersatz [M.-%]
CEM I	0 bis 5
CEM II/A-D	6 bis 10
CEM II/A (außer A-D)	6 bis 20
CEM II/B	21 bis 35
CEM III/A	36 bis 65
CEM III/B	66 bis 80

Einfluss des w/b-Wertes

Theoretisch (bei vollständiger Hydratation) nimmt die Carbonatisierungsrate bei $w/b < 0,40$ ein Minimum an (Meng, 1993), da der für die CO_2 -Diffusion benötigte Porenanteil mit Porengrößen $> 100 \text{ nm}$ verschwindend gering wird. Mit zunehmendem w/b -Wert nimmt die Carbonatisierungsrate linear bis exponentiell zu (Sideris & Anagnostopoulos, 2013, Hunkeler, 2012).

In Bild 42 (oben) sind Carbonatisierungsraten für verschiedene Betonzusammensetzungen, lediglich differenziert nach Klinkergehalt und Zementfestigkeitsklasse, bezogen auf den spezifischen w/b -Wert, angegeben. Es ist nicht zwischen Zusatzstoff und Zementhauptbestandteil unterschieden worden (kein k -Wert-Ansatz). In Bild 42 (unten) ist der Einfluss des w/b -Werts, bezogen auf einen w/b -Wert von 0,4, dargestellt.

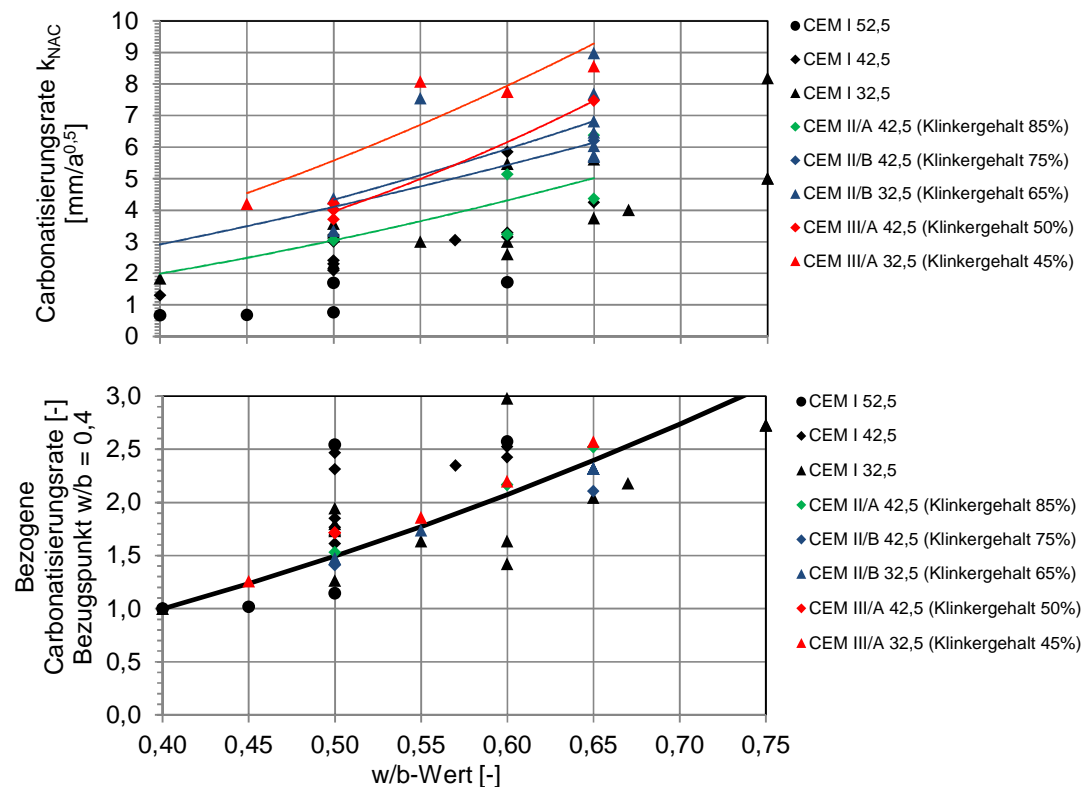


Bild 42: Einfluss des w/b -Werts auf die Carbonatisierungsrate einzelner Serien (oben), normiert und bezogen auf einen w/b -Wert von 0,4 (unten) (eigene Untersuchungen, DIBt, 2012, Hunkeler, 2012, VDZ, 2012 Visser, 2012, Hårdtl & Koc, 2012, Hårdtl et al., 2007, Kuosa, 2011, VDZ, 2011, Müller & Severins, 2009, Lowke et al., 2008, Müller & Lang, 2007, Manns et al., 1998, Siebel & Sprung, 1991, Krell & Wischers, 1988)

Bild 42 zeigt eine systematische Zunahme der Carbonatisierungsrate mit dem w/b -Wert.

Auf eine Untersuchung des Einflusses der Betondruckfestigkeitsklasse ist verzichtet worden, obwohl die Betondruckfestigkeitsklasse ein in heute gültigen deskriptiven Regeln spezifizierter Parameter ist, da

- die Betondruckfestigkeitsklasse als Betoneigenschaft kein Parameter der Betonzusammensetzung ist und
- die Betondruckfestigkeit nicht den bindemittelspezifischen Einfluss auf die Carbonatisierungsrate abbilden kann.

Zusammenfassung

Ohne bzw. mit vernachlässigbarem systematischem Einfluss auf die Carbonatisierungsrate und damit nicht zu spezifizierende Parameter sind:

- Zementgehalt innerhalb gewisser betontechnologischer Grenzen, Betonart
- Gesteinskörnung und Sieblinie außer Leichtzuschläge und recycelte Gesteinskörnung
- Betonzusatzmittel, außer Luftporenbildner, wenn der Luftporengehalt 5,5 Vol.-% übersteigt.

Mit systematischem Einfluss auf die Carbonatisierungsrate und damit zu spezifizierende Parameter der Betonzusammensetzung sind:

- w/b-Wert mit einer Toleranz von $\pm 0,02$ (EN 206-1:2000) und
- Klinkergehalt (Hauptzementart).

8.3.2 Zur Klassifizierung herangezogener Datenbestand

Zur Klassifizierung von Beton in Abhängigkeit seiner Zusammensetzung stehen Beton- und Mörtelmischungen eigener Laboruntersuchungen und Betonmischungen aus Literaturquellen zur Verfügung, vgl. Tabelle 30. Die Untersuchungsbedingungen in der Literaturrecherche entsprachen der Prüfbedingung (Tabelle 28). Die Beton- und Mörtelmischungen wurden für Forschungszwecke hergestellt bzw. dienten der Zulassung (DIBt, 2012). Die Daten bzw. Beton- und Mörtelmischungen stammen aus:

- Deutschland D (cbm, VDZ, HeidelbergCement, Wierig)
- Finnland FIN (VTT)
- Schweiz CH (TFB)
- den Niederlanden NL (TNO)

Damit wird sichergestellt, dass Betonmischungen verschiedener Quellen bzw. Labore und Regionen zur Klassifizierung zur Verfügung stehen.

Da, soweit erkennbar, regionale (nationale) Rohstoffe verwendet wurden, kann sichergestellt werden, dass Mischungen hergestellt aus Rohstoffen verschiedener Abbaugebiete zur Verfügung stehen.

Nahezu alle verwendeten Beton- und Mörtelmischungen wurde in den Jahren > 2000 bis 2009 hergestellt. Damit kann unterstellt werden, dass die Betonausgangsstoffe weitestgehend den Anforderungen an EN 206-1:2000 genügen.

Als Bindemittel wurden Normzemente, ggf. in Kombination mit Zusatzstoffen verwendet. Unabhängig davon, ob Normzemente nach EN 197-1:2011 oder Zemente in Kombination mit Zusatzstoffen verwendet worden sind, wird im Folgenden immer der w/b-Wert angegeben ($k=1$). Der innerhalb Europas verschiedentlich angewandte k-Wert-Ansatz ist nicht verwendet worden, auch da die Konzepte ECPC und EPCC parallel dazu gelten. Ferner ist anhand der Art und Menge der zugegebenen Zusatzstoffe der „äquivalente“ Normalzement ermittelt und angegeben worden.

Eine Übersicht über die Zusammensetzung der Beton- bzw. Mörtelmischungen findet sich in Tabelle 30. Detaillierte Angaben zu den Untersuchungszeiträumen sowie Beton- bzw. Mörtelzusammensetzungen finden sich im Anhang A5 und A6.

Tabelle 30: Betonzusammensetzungen

Anzahl	Bindemitteltyp [-]	Zementfestigkeitsklasse [-]	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Größtkorn bzw. Steblinie [-]
Beton					
65 ¹⁾	CEM I	32.5, 42.5, 52.5	260, 280, 300, 310, 320, 334, 340, 350, 387, 417, 420, 450, 451, 500	0.40, 0.42, 0.45, 0.50, 0.57, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16, A22/B22, A32/B32, B32/C32, U8
21 ²⁾	CEM II/A-LL	32.5, 42.5	260, 280, 300, 320, 322, 337, 340, 421, 442, 450	0.42, 0.45, 0.47, 0.48, 0.50, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16, A32/B32
4	CEM II/A-S	42.5	280, 310, 390	0.45, 0.60, 0.65	A16/B16
11	CEM II/A-M(S-LL)	42.5	280, 321, 333, 406, 407, 410, 428, 435	0.42, 0.50, 0.60, 0.65	A16/B16
4	CEM II/A-V	32.5, 42.5	280, 400, 480	0.36, 0.37, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16, A22/B22
15	CEM II/B-LL	32.5, 42.5	260, 280, 300, 320, 429, 389	0.43, 0.45, 0.50, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16, A32/B32
11	CEM II/B-S	32.5, 42.5	260, 273, 280, 310, 320, 339, 350, 390, 405	0.42, 0.45, 0.50, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16
28	CEM II/B-M(S-LL)	32.5, 42.5	260, 280, 500	0.50, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16
2	CEM II/B-M(T-LL)	42.5	280, 300	0.50, 0.60	A32/B32

Fortsetzung Tabelle 30

Anzahl	Bindemitteltyp [-]	Zementfestigkeitsklasse [-]	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Größtkorn bzw. Sieblinie [-]
6	CEM II/B-M(V-LL)	32.5, 42.5	260, 280, 350, 380	0.42, 0.45, 0.60, 0.65	A16/B16
1	CEM II/B-M	32.5	350	0.45	A16/B16
20 ³⁾	CEM II/B-V	32.5, 42.5	260, 280, 319, 340, 400, 450	0.37, 0.45, 0.55, 0.50, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16, A22/B22, A32/B32
19	CEM III/A	32.5, 42.5, 52.5	260, 280, 310, 390, 340, 350, 500	0.45, 0.50, 0.55, 0.60, 0.65	A8/B8, A16/B16, A32/B32
51 ⁴⁾	CEM III/B	32.5, 42.5, 52,5	260, 300, 310, 320, 390, 450	0.45, 0.50, 0.65	A8/B8, A16/B16, A32/B32
Mörtel					
1	CEM III/A	32.5	460	0,5	0/4

¹⁾ rund 37 davon sind von DIBt, 2012, ²⁾ rund 11 davon sind von DIBt, 2012 ³⁾ rund 15 sind von DIBt, 2012, ⁴⁾ rund 40 sind von DIBt, 2012; Die Daten von DIBt, 2012 wurden nicht bei der Ableitung deskriptiver Regeln berücksichtigt.

8.3.3 Eigene Untersuchungen

Untersuchungsmatrix und -durchführung

Insgesamt wurden 39 Betonmischungen (Serie 1 bis 4) untersucht (Anhang A5).

Die Betonmischungen C1 bis C20 konnten der laufenden Produktion von Frischbeton für verschiedenste Forschungsvorhaben entnommen werden. Die Betonmischungen C21 bis C39 wurden hergestellt, damit nahezu alle in Deutschland üblicherweise verwendeten CEM II-Zemente berücksichtigt werden können. Die CEM II-Zemente sind von verschiedenen Zementherstellern (HeidelbergCement, Deuna und Rohrdorfer) bereitgestellt worden. Der Zementgehalt mit 280 kg/m^3 und der w/b-Wert mit 0,60 bzw. 0,65 hat sich an den deskriptiven Vorgaben für die XC3- bzw. XC4-Exposition (EN 206-1:2000) orientiert. Für die Betone hergestellt mit Zementen CEM II/A-LL und CEM III/A, sind zusätzlich Proben mit w/b-Werten von 0,45, 0,50 und 0,55 hergestellt worden. Es wurde Gesteinskörnung mit der Sieblinie A16/B16 verwendet. Als Konsistenzklasse wurde C2 festgelegt. Bei Bedarf ist Fließmittel FM2 der Firma Wörment innerhalb der zulässigen Grenzen zugegeben worden.

Die Untersuchungen wurden gemäß Prüfvorschrift Tabelle 28 durchgeführt. Die Prüfungen erfolgten in der Klimakammer des cbm der TU-München gemäß Bild 43.

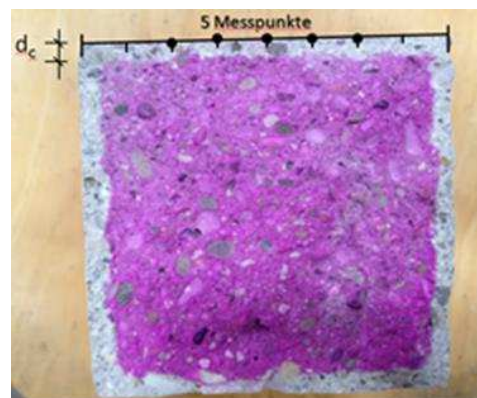


Bild 43: Lagerung der Proben in der Klimakammer des cbm (links), Messung der Carbonatisierungstiefe (rechts; Yu, 2013)

Die Temperatur bzw. die relative Luftfeuchte wurde in der Klimakammer auf $20 \pm 2 \text{ °C}$ bzw. $65 \pm 5 \text{ \% r.H.}$ automatisch geregelt. Die CO_2 -Konzentration wurde wöchentlich gemessen und lag im Untersuchungszeitraum bei $0,042 \pm 0,02 \text{ Vol.-%}$. Einzelergebnisse der Carbonatisierungs- sowie die Frisch- und Festbetonuntersuchungen sind im Anhang A5 angegeben.

Carbonatisierungsraten

In Bild 44 sind die Carbonatisierungsraten $k_{NAC,i}$ der eigenen Betonmischungen zusammengestellt. Die Ermittlung der Carbonatisierungsraten erfolgte unter Berücksichtigung der Carbonatisierungstiefen gemessen ab einer Untersuchungsdauer von 140 Tagen. Die Streubalken (Wiederholstandardabweichungen) sind für den Untersuchungszeitpunkt $t_{exp} \geq 140$ Tage angegeben ($\pm s$ von $n = 20$ Messpunkten).

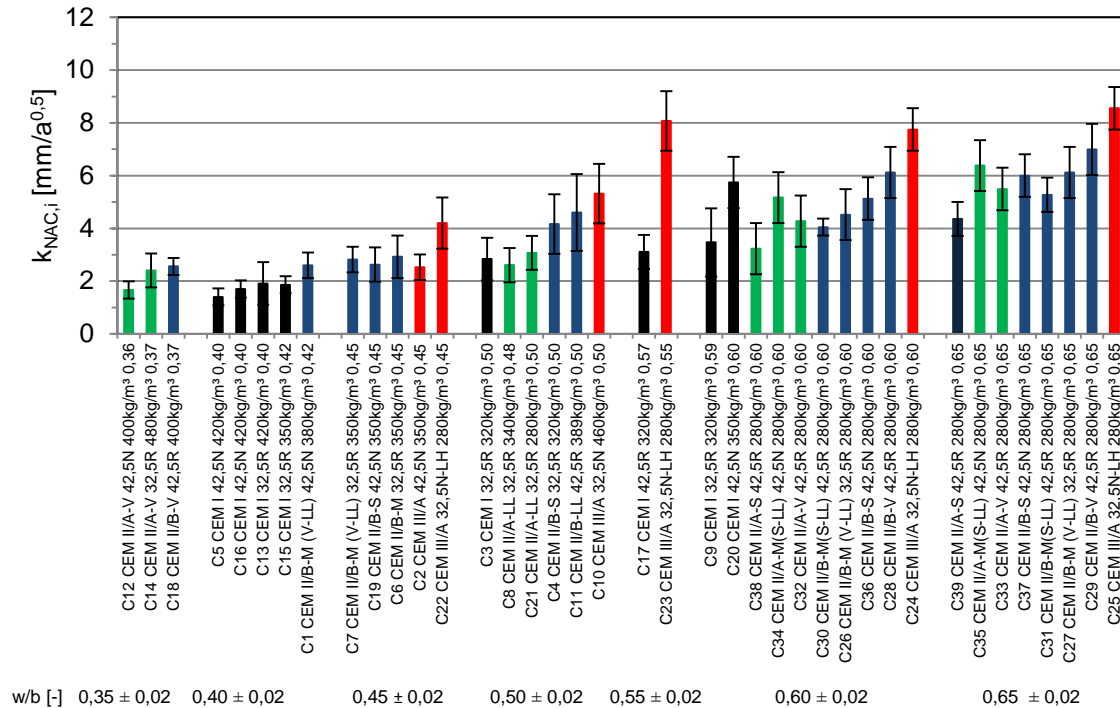


Bild 44: Carbonatisierungsraten der eigenen Betonmischungen

Die Carbonatisierungsraten der untersuchten Mischungen liegen zwischen 1,5 und 8,4 mm/a^{0.5} bei w/b-Werten zwischen rund 0,40 und 0,65. Die Wiederholstandardabweichung liegt bei im Mittel $s_r = 0,7$ mm/a^{0.5}.

Die Carbonatisierungsraten liegen zwischen $0,8$ und $12,2 \text{ mm/a}^{0,5}$ bei w/b -Werten zwischen rund $0,40$ und $0,65$. Bezogen auf eine Hauptzementart und einen w/b -Wert liegen die Carbonatisierungsraten der eigenen Untersuchungen im Bereich der Carbonatisierungsraten aus der Literatur. Die Wiederholstandardabweichung der eigenen Untersuchungen ist mit $s_r \sim 0,7 \text{ mm/a}^{0,5}$ nur geringfügig höher als die Wiederholstandardabweichung von VDZ, VTT und TNO mit $0,3 \text{ mm/a}^{0,5} \leq s_r \leq 0,65 \text{ mm/a}^{0,5}$.

Bild 45 zeigt, dass die Streuung zwischen den Carbonatisierungsraten eines Labors innerhalb des Bereichs der Streuungen aller Carbonatisierungsraten innerhalb einer Betonfamilie, gebildet aus Mischungen mit gleichem w/b -Wert und Hauptzementart, liegen. Vgl. hierzu Bild 45 unten: Untersuchungsergebnisse von VDZ ($w/b = 0,65$ aus CEM II/B).

Bild 45 zeigt, dass die Streuungen zwischen Serien von Mischungen gleicher Zusammensetzung innerhalb des Bereichs der Streuungen aller Carbonatisierungsraten innerhalb einer Betonfamilie, gebildet aus Mischungen mit gleichem w/b -Wert und Hauptzementart, liegen. Vgl. hierzu Bild 45 Mischungen C5 und C16 bzw. die Mischungen von Wierig.

Zusammenfassend wird deshalb im Folgenden angenommen, dass:

- eine Probe repräsentativ für die Mischung ist und
- Betonmischungen in Abhängigkeit von w/b -Wert und Hauptzementart in Betonfamilien zusammengefasst werden können, ohne nach Herkunft oder Produzent (Labor) zu differenzieren.

8.3.5 Bildung von Betonfamilien

In Bild 46 sind alle Betonmischungen aus Bild 45 einer Hauptzementart und eines w/b-Wert zu einer Betonfamilie zusammengefasst. Die mittlere Carbonatisierungsrate der spezifischen Betonfamilie (Balken) ist zusammen mit Streubalken dargestellt. Die Streubalken ($\pm s$) zeigen die Streuung zwischen den Mischungen innerhalb einer Betonfamilie.

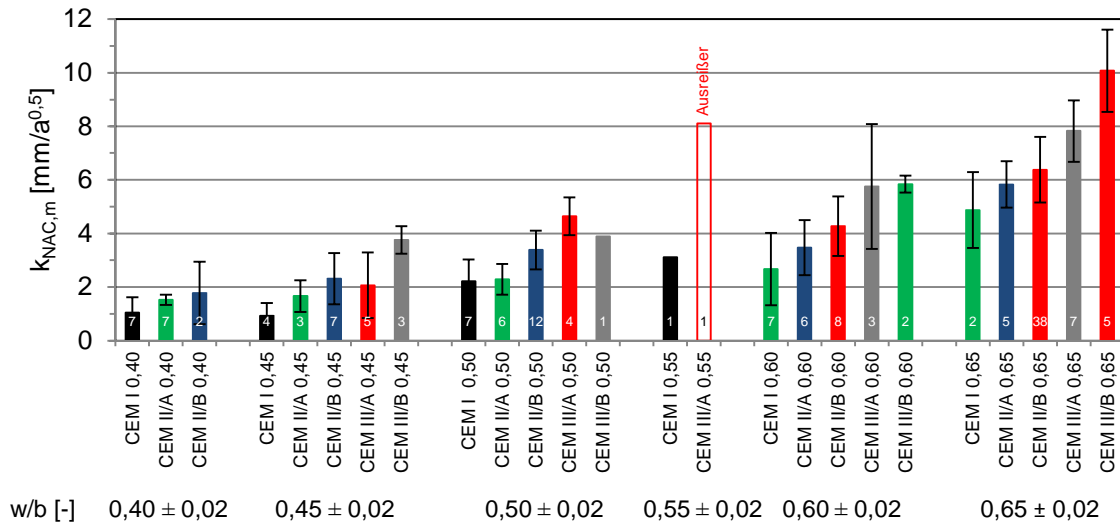


Bild 46: Carbonatisierungsraten zusammengefasst nach Gruppen von Betonen mit einem w/b-Wert und einer Hauptzementart

Die in Bild 46 dokumentierten Carbonatisierungsraten sind tendenziell etwas geringer als die Daten von DIBt, 2012 in Bild 34.

In Bild 47 sind die mittleren Carbonatisierungsraten mit Streubalken aus Bild 46 in Abhängigkeit des w/b-Wertes und getrennt nach Hauptzementart aufgetragen. An die mittleren Carbonatisierungsraten einer Hauptzementart sind Regressionskurven angepasst.

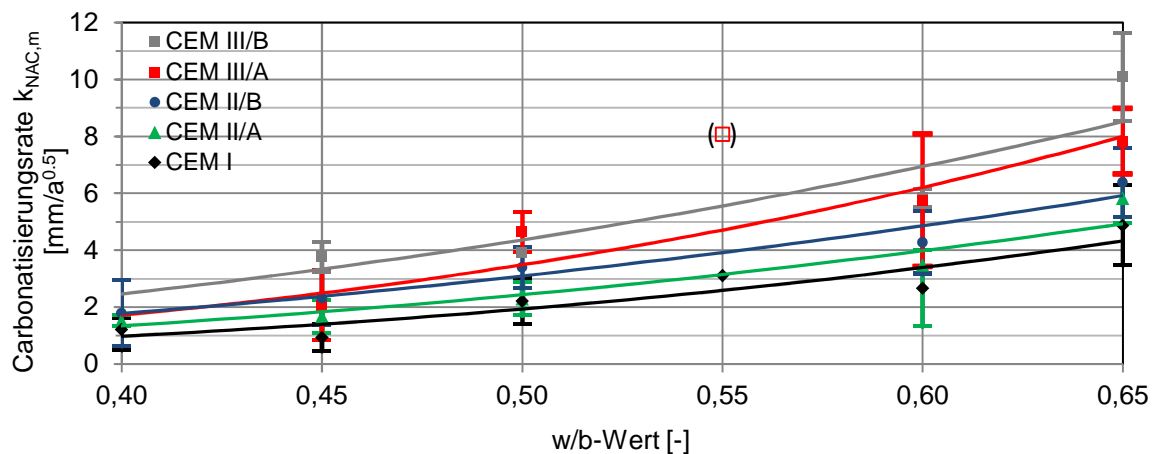


Bild 47: funktionaler Zusammenhang zwischen Carbonatisierungsrate, w/b-Wert und Hauptzementart

Bild 47 bestätigt, dass die Carbonatisierungsrate mit abnehmendem Klinkergehalt (CEM I bis CEM III/B) zunimmt. Bild 47 zeigt auch, dass die Carbonatisierungsrate mit zunehmendem w/b-Wert einer Potenzfunktion folgend zunimmt.

In Bild 48 sind Variationskoeffizient (links) und Stichprobenstreuung (rechts) der Betonfamilien gebildet aus Mischungen mit gleichem w/b-Wert und gleicher Hauptzementart dargestellt. Die Symbole sind hellgrauen markiert, wenn die Gruppe aus lediglich $n < 3$ Einzelmischungen besteht.

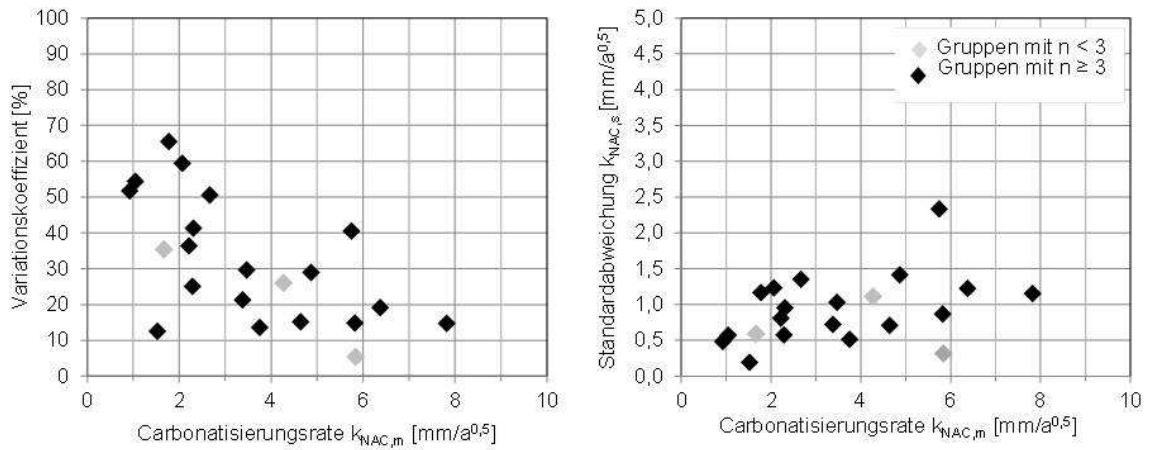


Bild 48: Variationskoeffizienten bzw. Stichprobenstreuung (Stichprobengrößen $n < 3$ in hellgrau)

Die Standardabweichung unter Berücksichtigung der Streuung für n je Stichprobe ≥ 3 ist näherungsweise konstant und liegt im Mittel bei $k_{NAC,s} \sim k_{NAC,\sigma} \sim 1,1 \text{ mm/a}^{0,5}$.

Im nächsten Schritt werden die Betonfamilien den Carbonatisierungs-Widerstandsklassen zugeordnet. D.h. es werden sog. Carbonatisierungs-Familien gebildet.

8.3.6 Bildung von Carbonatisierungs-Familien

Extrapolation auf den Referenzzeitpunkt

Zur Klassifizierung werden mit Gl. (33) die Carbonatisierungstiefen zum Referenzzeitpunkt 50 Jahre berechnet.

$$x_{c,i}(50) = k_{NAC,i} \cdot \sqrt{50} \tag{Gl. (33)}$$

$x_{c,i}(50)$ Carbonatisierungstiefe der Mischung i zum Referenzzeitpunkt 50 Jahre [mm]

$k_{NAC,i}$ Carbonatisierungsrate der Mischung i [mm/a^{0,5}]

In Bild 49 sind die berechneten Carbonatisierungstiefen aller Einzelmischungen aus Bild 45 dargestellt.

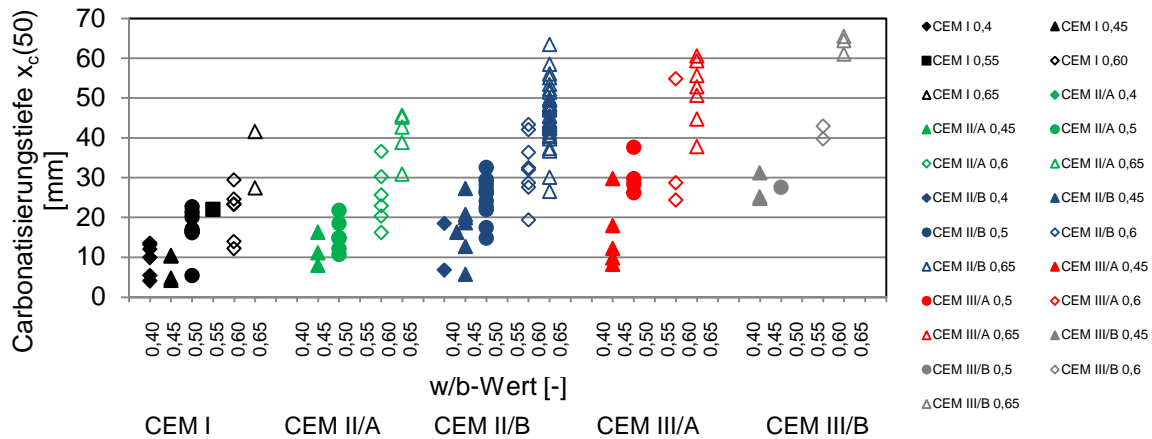


Bild 49: Carbonatisierungstiefen $x_c(50)$ aller Einzelmischungen zum Referenzzeitpunkt 50 Jahre

Die Carbonatisierungstiefen in Bild 49 liegen bei w/b-Werten zwischen 0,40 und 0,65 zwischen 4 mm und 64 mm.

Zuordnung zu Widerstandsklassen - Abschätzung

Um Betonfamilien Carbonatisierungs-Widerstandsklassen zuordnen zu können, muss nachgewiesen werden, dass nur maximal 10 % des zugrundeliegenden Betonvolumens (hier der Betonfamilien) die jeweilige Klassengrenze überschreiten. Die Zuordnung erfolgt mit Gl. (34).

$$RCX \geq x_{c,m}(50) + k \cdot x_{c,\sigma}(50) = (k_{NAC,m} + k \cdot k_{NAC,\sigma}) \cdot \sqrt{50} \quad \text{Gl. (34)}$$

RCX Carbonatisierungs-Widerstandsklasse mit der oberen Klassengrenze X [mm]

$x_{c,m}(50)$ Mittelwert der Carbonatisierungstiefe für $t = 50$ Jahre [mm]

$x_{c,\sigma}(50)$ Standardabweichung der Carbonatisierungstiefe für $t = 50$ Jahre [mm]

$k_{NAC,m}$ mittlere Carbonatisierungsrate der Betonfamilie [$\text{mm/a}^{0,5}$]

$k_{NAC,\sigma}$ Standardabweichung der Carbonatisierungsrate der Betonfamilie [$\text{mm/a}^{0,5}$]

k k -Faktor für ein einseitiges statistisches Toleranzintervall bei bekannter Standardabweichung nach (ISO 12491:1997, ISO 16269-6:2005) gegeben als Funktion $k = f(n, p, 1 - \alpha)$ [-] mit n der Stichprobengröße, p dem Quantilwert und $1 - \alpha$ dem Konfidenzniveau.

Um trotz geringer Stichprobengrößen abschätzen zu können, welche Betonfamilien einer Carbonatisierungs-Widerstandsklasse zugeordnet und damit zusammengefasst werden können, wurden in einem ersten Schritt das 90 %-Quantilwerte ($p = 0,9$) mit Gl. (34) unter Ansatz von $k = 1,282$ (d.h. für $n \rightarrow \infty$) berechnet. Die Mittelwerte $x_{c,m}$ wurden Bild 46 entnommen. Die Standardabweichung $x_{c,\sigma}$ wurde Bild 48 entnommen ($k_{NAC,\sigma} = 1,1 \text{ mm/a}^{0,5}$).

In Bild 50 sind das 90 %-Quantilwerte $x_{c,90}$ als Regressionskurven in Abhängigkeit des w/b-Wertes und der Hauptzementart aufgetragen.

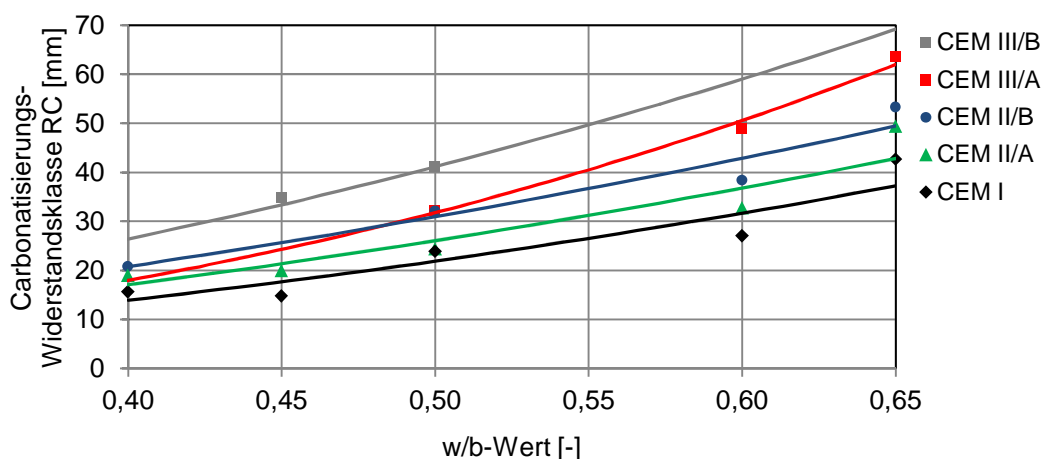


Bild 50: Funktionaler Zusammenhang zwischen Betonzusammensetzung (Hauptzementart, w/b-Wert), Carbonatisierungs-Widerstandsklasse und 90 %-Quantil der Carbonatisierungstiefe

Aus *Bild 50* wurden alle Hauptzementarten zusammen mit dem jeweiligen w/b-Wert abgelesen, die einer Carbonatisierungs-Widerstandsklasse zugeordnet werden können. Dazu wurde überprüft, ab welchem w/b-Wert (Toleranz von $\pm 0,02$) die Regressionskurve die jeweilige Klassengrenze schneidet. Die Kombinationen aus Hauptzementarten und w/b-Werten, die einer Widerstandsklasse zugeordnet werden können, bilden eine sogenannte Carbonatisierungsfamilie. Die Kombinationen aus w/b-Werten und Hauptzementarten sind in *Tabelle 31* zusammengefasst.

Tabelle 31: Gruppen von Betonzusammensetzungen (maximaler w/b-Wert und Hauptzementart) die einer Carbonatisierungs-Widerstandsklasse zugeordnet werden konnten.

Widerstandsklasse	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
Hauptzementart	maximaler w/b-Wert [-]				
CEM I	0,50	0,60	0,65	k.A. ¹⁾	k.A. ¹⁾
CEM II/A	0,45	0,55	0,60	0,65	k.A. ¹⁾
CEM II/B	0,40	0,50	0,60	0,60	0,65
CEM III/A	0,40	0,50	0,55	0,60	0,65
CEM III/B	k.A. ¹⁾	0,40	0,50	0,55	0,60

¹⁾ k.A. = keine Angabe

Zuordnung zur Widerstandsklassen - Verifizierung

Erst im zweiten Schritt wurde die vereinfachte Abschätzung (*Bild 50*, *Tabelle 21*) verifiziert. Dazu wurden die tatsächliche Stichprobengröße n und ein Konfidenzniveau von $1-\alpha = 0,75$ nach (ISO 12491:1997) berücksichtigt.

In *Bild 51* sind die aus *Bild 49* entnommenen Einzelwerte, die gemäß *Tabelle 31* einer Carbonatisierungs-Widerstandsklasse angehören, zusammengefasst und statistisch beschrieben worden. Die Symbole in *Bild 51* zeigen die empirische Summenhäufigkeiten der gemessenen Carbonatisierungstiefen. Die Kurven zeigen die an die Summenhäufigkeit angepassten Normalverteilungen. Die Anpassung erfolgte mit Maximum Likelihood Estimation mit dem Program Statrel von RCP.

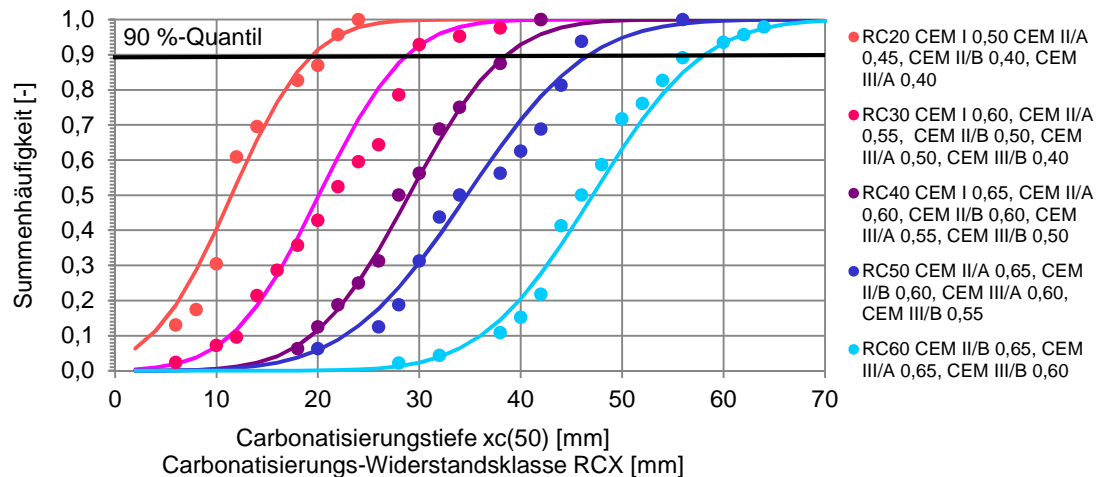


Bild 51: Carbonatisierungsfamilien als empirische Summenhäufigkeiten der gemessenen Carbonatisierungstiefen (Symbol) und Verteilungsfunktion (Kurve)

Bild 51 zeigt, dass alle Carbonatisierungs-Familien die zugehörige Klassengrenze mit nicht mehr als 10%-iger Wahrscheinlichkeit überschreiten.

Auch das Vertrauensniveau (oberes Konfidenzniveau $1-\alpha = 0,75$, Caspeele & Taerwe, 2008) wurde mit dem Programm Statrel von RCP überprüft. Die oberen Klassengrenzen werden mit Ausnahme der Carbonatisierungs-Familie der Widerstandsklasse RC20 (upper confidence bound 21 mm) mit RC30 = 30 mm, RC40 = 40 mm, RC50 = 50 mm und RC60 = 59 mm nicht überschritten.

Ferner ist anzumerken, dass Prüfstreuungen (Wiederholpräzision, Vergleichspräzision) bei der Klassifizierung nicht explizit berücksichtigt wurden. Damit wird der Vorgehensweise zur Klassifizierung von Beton von Rüschi et al., 1969, Rackwitz & Müller, 1977, König, et al., 1998, Fischer, 2010 gefolgt.

In EN 1990:2002 werden zur Beschreibung von Materialeigenschaften logarithmische Normalverteilungen vorgeschlagen, da Materialeigenschaften keine negativen Werte annehmen können. Bild 51 zeigt aber, dass auch Normalverteilungen die Verteilung der Carbonatisierungsfamilien gut beschreiben können. Ferner führen lediglich hohe Carbonatisierungstiefen (positive Werte!) zu Korrosionsgefahr. Die bemessungsrelevanten oberen Quantilwerte werden zumeist sehr gut mit der Normalverteilung dargestellt bzw. auf der sicheren Seite liegend, geringfügig überschätzt.

Mittelwert, 90%-Quantil und Standardabweichung können aus Bild 51 abgelesen werden (Kurven). In Tabelle 32 sind die Streuungen $x_{c,\sigma}$ der Carbonatisierungstiefe aus Bild 51 in Abhängigkeit der Widerstandsklasse angegeben.

Tabelle 32: Streuungen der nach Carbonatisierungs-Widerstandsklassen zusammengefassten Carbonatisierungsfamilien

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse [-]					Mittelwert
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60	
$x_{c,\sigma}(50)$ [mm]	6,5	6,8	7,5	9,4	8,6	7,8

Die Streuungen in Tabelle 32 sind nahezu klassenunabhängig. Die Streuung beträgt bezogen auf die Carbonatisierungstiefe $x_{c,\sigma}(50)$ im Mittel 7,8 mm. In Anlehnung an die Klassifizierung von Beton in Betondruckfestigkeitsklassen wird die Standardabweichung der Carbonatisierungstiefe $x_{c,\sigma}(50)$ aus dem Mittelwert der einzelnen Standardabweichungen gebildet, vgl. hierzu Rüscher et al., 1969.

Der Abstand zwischen mittlerer Carbonatisierungstiefe $x_{c,\mu}$ und 90%-Quantil $x_{c,90}$ ist danach im Mittel gemäß $\Delta x_c = 10$ mm (= Vorhaltemaß).

9 Bemessungsnomogramm nach Widerstandsklassen

9.1 Bemessungsnomogramm bezogen auf Carbonatisierungstiefen

Im Bemessungsnomogramm (Kapitel 7.2) ist der Materialparameter als Carbonatisierungsrate angegeben. In Tabelle 33 sind für einige Carbonatisierungsraten die korrespondierenden Carbonatisierungstiefen angegeben. Die Berechnung erfolgte mit Gl. (32).

Tabelle 33: Carbonatisierungsrate $k_{NAC,k} = k_{NAC,\mu}$ korrespondierende Carbonatisierungstiefe $x_{c,\mu}(50)$

Rate $k_{NAC,k} = k_{NAC,\mu}$ [mm/a ^{0,5}]	2,83	4,24	5,66	7,07	8,48
Tiefe $x_{c,\mu}(50)$ [mm]	20	30	40	50	60

In Bild 52 ist das Bemessungsnomogramm bezogen auf die Carbonatisierungstiefe angegeben.

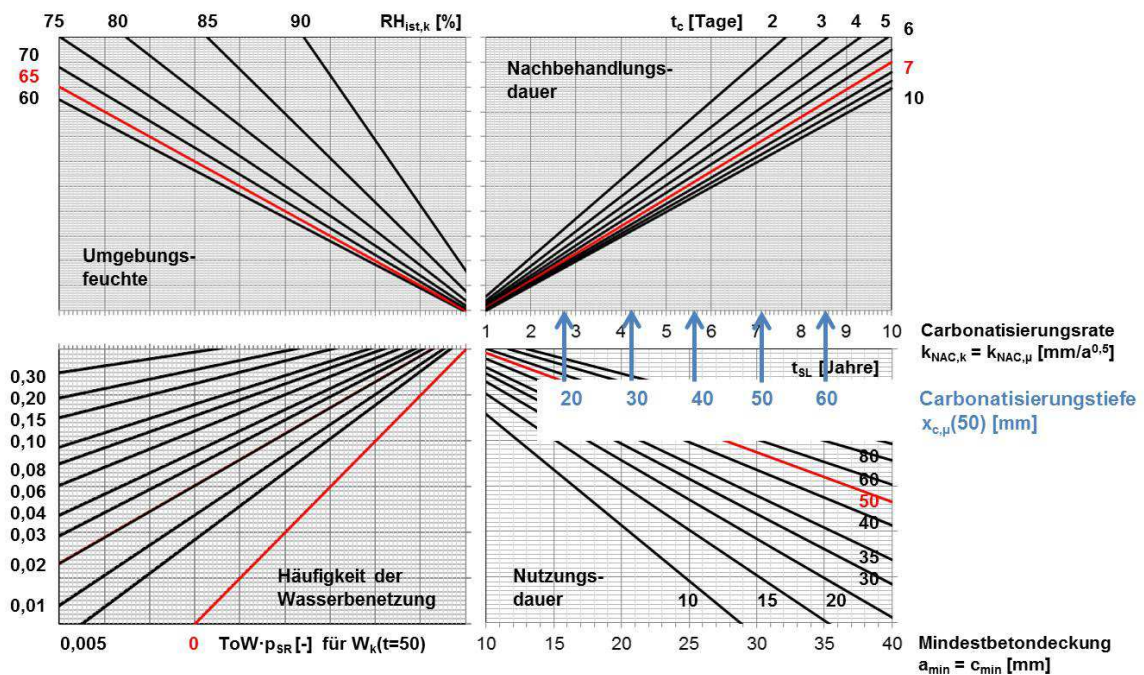


Bild 52: Bemessungsnomogramm bezogen auf die Carbonatisierungstiefe $x_{c,\mu}(50)$

Die Carbonatisierungsrate bzw. Carbonatisierungstiefe im Bemessungsnomogramm ist als Mittelwert angegeben.

Um die Zielzuverlässigkeit β_0 sicherzustellen, wurde der Teilsicherheitsbeiwert γ_f im Nomogramm integriert (vgl. Bild 30). Der Teilsicherheitsbeiwert im Nomogramm berücksichtigt die im Folgenden aufgeführten Unsicherheitsanteile.

Als Modellunsicherheiten und Parameterstreuungen wurden berücksichtigt:

- Unsicherheit im Nachbehandlungseinfluss (Faktor k_c)
- Unsicherheit im Feuchteeinfluss (Faktor k_e)
- Streuung der relativen Luftfeuchte
- Streuung der CO₂-Konzentration
- Materialstreuungen, die neben den Streuungen der Rohstoffe selbst und der Prüfprozesse auch die Streuungen, hervorgerufen durch den Produktionsprozess, die Transport- und Einbaubedingungen, beinhalten (erhöhte in-situ Streuungen gegenüber den Materialstreuungen im Labor, vgl. Kapitel 4.2.1).

In Kapitel 5.2 konnte gezeigt werden, dass das Modell valide ist, d.h. die Unsicherheitsanteile auf der sicheren Seite liegend im Modell berücksichtigt sind. Systematische Abweichungen zwischen dem Materialverhalten unter Laborbedingungen liegen gemäß Kapitel 4.2.1 nicht vor.

9.2 Bemessungsnomogramm bezogen auf Widerstandsklassen

Jetzt ist das Ziel, das Bemessungsnomogramm auf Carbonatisierungs-Widerstandsklassen zu beziehen. Das heißt,

- der mittleren Carbonisierungstiefe $x_{c,\mu}(50)$ ist die spezifische Carbonatisierungs-Widerstandsklasse zuzuordnen.

In Kapitel 8 wurden Betone klassifiziert, indem nachgewiesen wurde, dass nur maximal 10 % aller einer Klasse zugehörigen Mischungen die obere Klassengrenze innerhalb des festgelegten Vertrauensbereichs überschreiten. Dabei wurde festgestellt, dass die Streuung dieser Gruppen von Betonmischungen (Carbonisierungsfamilien) bei $x_{c,\sigma}(50) = 7,8$ mm liegt, d.h. der Abstand zwischen Mittelwert und 90%-Quantil (=Vorhaltemaß) $\Delta x_c(50) = 10$ mm ist. Folglich kann der mittleren Carbonisierungstiefe die jeweilige Carbonatisierungs-Widerstandsklasse (90 %-Quantil der Carbonisierungstiefe) mit folgender Gleichung Gl. (35) zugeordnet werden.

$$RCX = x_{c,\mu}(50) + 1,282 \cdot x_{c,\sigma} = x_{c,\mu}(50) + \Delta x_c(50) = x_{c,\mu}(50) + 10 \text{ mm} \quad \text{Gl.(35)}$$

$x_{c,\mu}(50)$	mittlere Carbonisierungstiefe der spezifischen Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX [mm]
X	Tiefe der Widerstandsklasse RCX bzw. das 90 %-Quantil der Carbonisierungstiefe $x_c(50)$ der Carbonatisierungs-Widerstandsklasse [mm]
1,282	k-Faktor nach (ISO 12491:1997, ISO 16269-6:2005) zur Berechnung des 90%-Quantils einer Grundgesamtheit [-]
$x_{c,\sigma}(50)$	Streuung der Carbonisierungstiefe der spezifischen Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX [mm]
$\Delta x_c(50)$	Vorhaltemaß [mm]

In Tabelle 34 ist die, der jeweiligen Carbonatisierungs-Widerstandsklasse zugehörige mittlere Carbonatisierungstiefe, die Standardabweichung der Carbonatisierungstiefe und das Vorhaltemaß angegeben.

Tabelle 34: Klassentiefen X , Mittelwert und Standardabweichung der Carbonatisierungstiefe der spezifischen Carbonatisierungs-Widerstandsklasse und Vorhaltemaß

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
$x_{c,90}(50)$ [mm]	20	30	40	50	60
$x_{c,\mu}(50)$ [mm]	10	20	30	40	50
$x_{c,\sigma}(50)$ [mm]	7,8				
$\Delta x_c(50)$ [mm]	10				

In Bild 53 ist die Zuordnung der Carbonatisierungs-Widerstandsklassen zur Carbonatisierungstiefe im Nomogramm dargestellt.

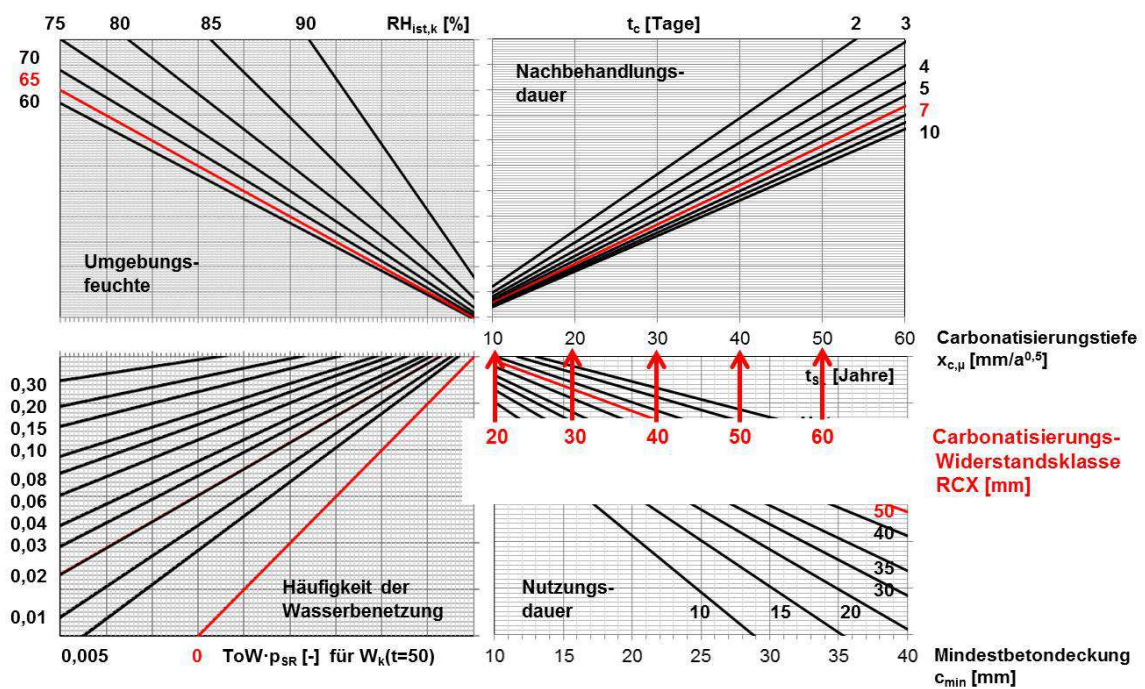


Bild 53: Zuordnung der Carbonatisierungs-Widerstandsklassen zum Bemessungsnomogramm ($\beta_0 = 1,5$)

Das Bemessungsnomogramm berücksichtigt neben den Streuungen der CO₂-Konzentration auch eine jährliche Steigerungsrate der CO₂-Konzentration.

9.3 Verifizierung und Ergebnis

Das Bemessungsnomogramm bezogen auf Carbonatisierungs-Widerstandsklassen ist in Bild 54 dargestellt. Die Pfeile zeigen die erforderliche Mindestbetondeckung für die „kritischere“ Bemessungssituation aus Kapitel 5.1.1.

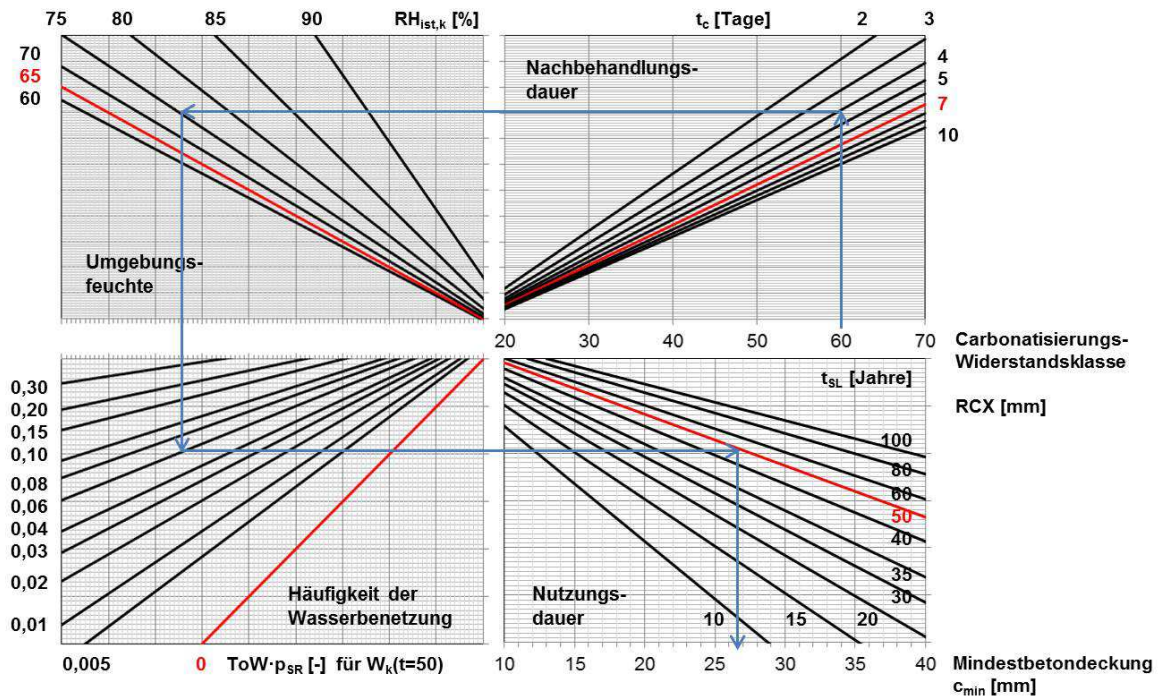


Bild 54: Bemessungsnomogramm für die Bemessung mit Carbonatisierungs-Widerstandsklassen; Zuverlässigkeitsniveau $\beta_0 = 1,5$ in ähnlicher Form vorab publiziert in von Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014b

Die „kritischere“ Bemessungssituation beschreibt steht für ein Bauteil, das sich in Deutschland in der Stadt Halle befindet und frei bewittert ist. Der Beton besteht aus CEM III/B mit w/z -Wert = 0,60. Dieser Beton ist gemäß Tabelle 31 der Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RC60 zuzuordnen. Die Nachbehandlungsdauer beträgt 4 Tage. Die relative Luftfeuchte $RH_{ist,k}$ beträgt 75 %, die Niederschlagshäufigkeit ToW ist 0,2 und die Schlagregenwahrscheinlichkeit p_{SR} ist 0,3 ($ToW \cdot p_{SR} = 0,06$). Die planmäßige Nutzungsdauer t_{SL} beträgt 50 Jahre.

Damit kann aus Bild 54 abgelesen werden, dass eine Mindestbetondeckung c_{min} von rund 26 mm erforderlich ist. Die erforderliche Mindestbetondeckung gemäß vollprobabilistischer Bemessung für den spezifischen Beton ist 25 mm, vgl. Kapitel 7.1.5.

Das Bemessungsnomogramm ist für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$ (XC2, XC4) in Bild 55 wiederholt. Das Bemessungsnomogramm für $\beta_0 = 0,5$ (XC3) findet sich im Anhang A7.2.

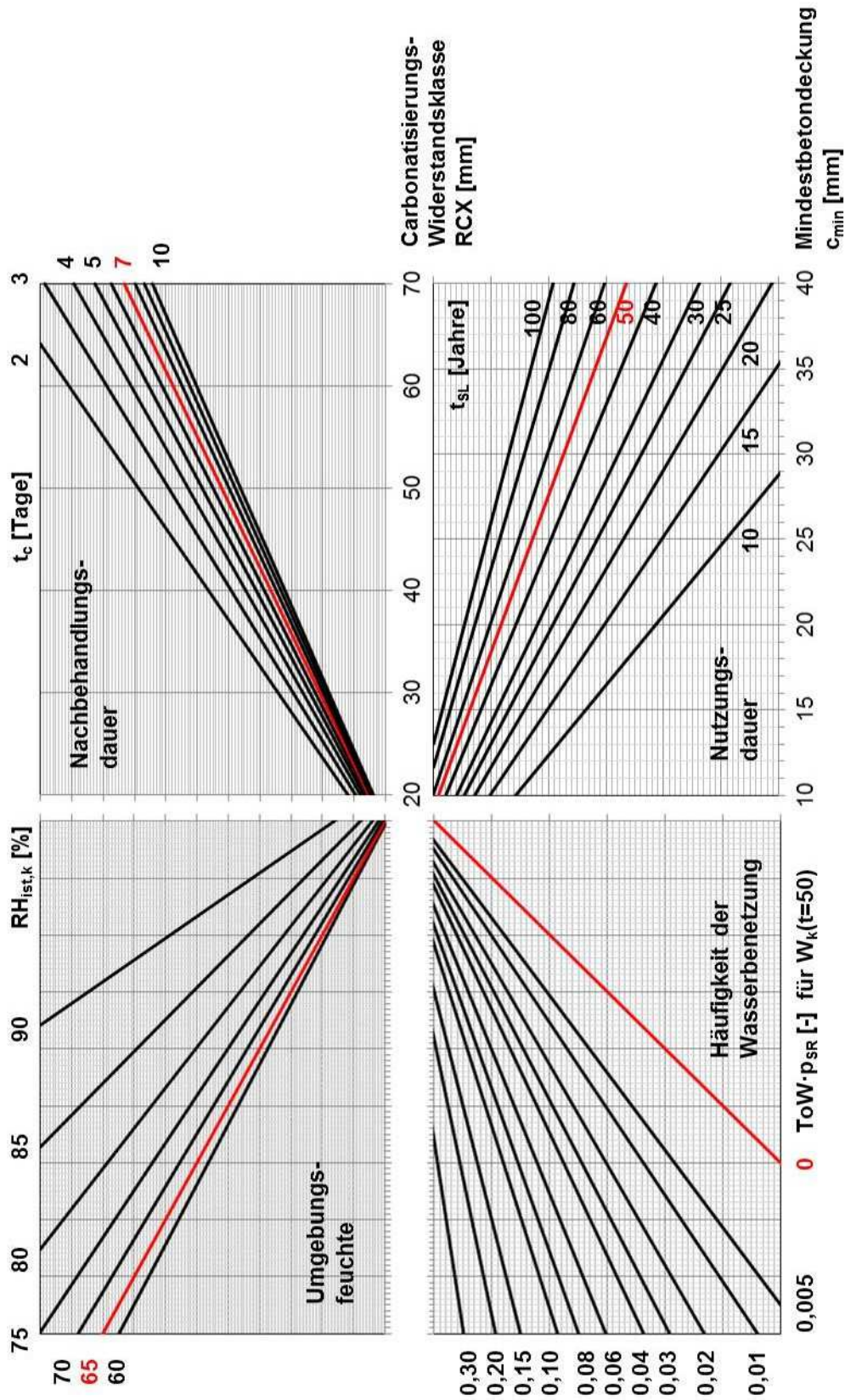


Bild 55: Bemessungsnomogramm für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$ bezogen auf Carbonatisierungs-Widerstandsklassen (XC2, XC4) in ähnlicher Form vorab publiziert in von Greve-Dierfeld & Gehlen, 2014b

10 Vorschlag für Bemessungsregeln XC-exponierter Stahlbetonbauteile

10.1 Deskriptive Regeln nach Widerstandsklassen

Vorschläge für deskriptive Anforderungen an die Betonzusammensetzung

In Kapitel 8 wurden Betone klassifiziert und davon w/b-Wert – Bindemittelkombinationen abgeleitet, welche die Anforderungen der spezifischen Carbonatisierungs-Widerstandsklassen erfüllen. Diese möglichen Kombinationen finden sich in Tabelle 35 wiederholt.

Tabelle 35: w/z-Wert – Bindemittelkombinationen (Hauptzementart nach EN 197-1:2011) in Abhängigkeit der Carbonatisierungs-Widerstandsklasse

Widerstandsklasse	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
Hauptzementart	maximaler w/z-Wert [-]				
CEM I	0,50	0,60	0,65	k.A. ¹⁾	k.A. ¹⁾
CEM II/A	0,45	0,55	0,60	0,65	k.A. ¹⁾
CEM II/B	0,40	0,50	0,60	0,60	0,65
CEM III/A	0,40	0,50	0,55	0,60	0,65
CEM III/B	k.A. ¹⁾	0,40	0,50	0,55	0,60

¹⁾ k.A. = keine Angabe

Materialanforderungen so aufgestellt, sind generell gültig und damit unabhängig vom Anwendungsland und unabhängig von der Expositionsklasse. Voraussetzung ist, dass Betonausgangsstoffe und Betonzusammensetzung den Anforderungen in EN 206-1:2000 entsprechen.

Um jedoch Vorschläge für Mindestbetondeckungsmaße ableiten zu können, sind die Klimabedingungen zu beschreiben. In Abhängigkeit der lokalen Klimabedingungen (länderspezifisch), können die Expositionsklassen quantitativ beschrieben werden.

Nachbehandlungsdauer

Die normativ vorgeschriebene Nachbehandlungsdauer ist wiederum u.a. Abhängig von der Oberflächentemperatur. Unter Ansatz einer Oberflächentemperatur von 10°C und einer mittleren Festigkeitsentwicklung für alle Betone der Widerstandsklassen RC20 bis RC60 könnte für Deutschland eine Nachbehandlungsdauer von vier Tagen angenommen werden, vgl. Tabelle 6.

10.2 Expositionsklassen quantitativ beschrieben – Vorschlag Deutschland

Klimabedingungen variieren zwischen als auch innerhalb der CEN Mitgliedsstaaten, vgl. beispielsweise Bild 9 und Bild 10. Um Vorschläge für Mindestbetondeckungsmaße unterbreiten zu können, sind Klimabedingungen festzulegen, für welche die Betondeckungsmaße „Gültigkeit“ besitzen (Anwendungsbereich). In Tabelle 36 sind dazu die in dieser Arbeit innerhalb Deutschlands als „kritisch“ identifizierten Klimabedingungen in Abhängigkeit der jeweiligen Expositionsklasse angegeben, vgl. Tabellen 8 bis 12.

Tabelle 36: Anwendungsbereich - Klimabedingungen in Abhängigkeit der Expositionsklassen (abgeleitet von der „kritischeren“ Bemessungssituation Deutschland).

Parameter	XC2 $\beta_0 \geq 1,5$	XC3 $\beta_0 \sim 0,5$	XC4 $\beta_0 \geq 1,5$
	nass, selten trocken	außen geschützt	außen beregnet
RH_{ist} [%]	≥ 90	≥ 75	≥ 75
ToW [-]	$\geq 0,02$	$= 0,0$	$\geq 0,2$
ρ_{SR} [-]	1,0	-	$\geq 0,3$

10.3 Mindestbetondeckungsmaße – Nutzungsdauer 50 Jahre Deutschland

Die erforderlichen Mindestbetondeckungsmaße können in Abhängigkeit der Carbonatisierungswiderstandsklasse und Expositionsklasse, d.h. für die Klimabedingungen aus Tabelle 36 für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren aus den Bemessungsnomogrammen (Bild 55, Bild 114a) abgelesen werden. In Bild 56 und Bild 57 ist die Vorgehensweise für die Expositionsklasse XC2 bzw. XC4 dargestellt.

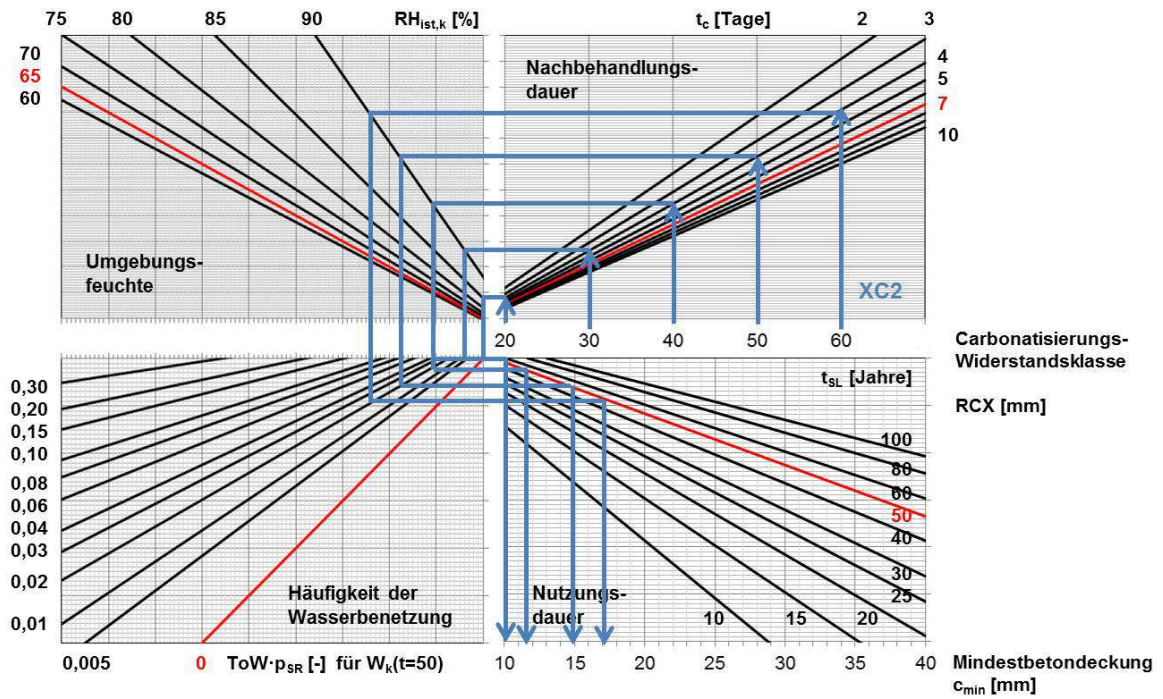


Bild 56: Vorschlag für Kombinationen von Mindestbetondeckungsmaße und Carbonatisierungs Widerstandsklasse, Expositionsklasse XC2 in Deutschland

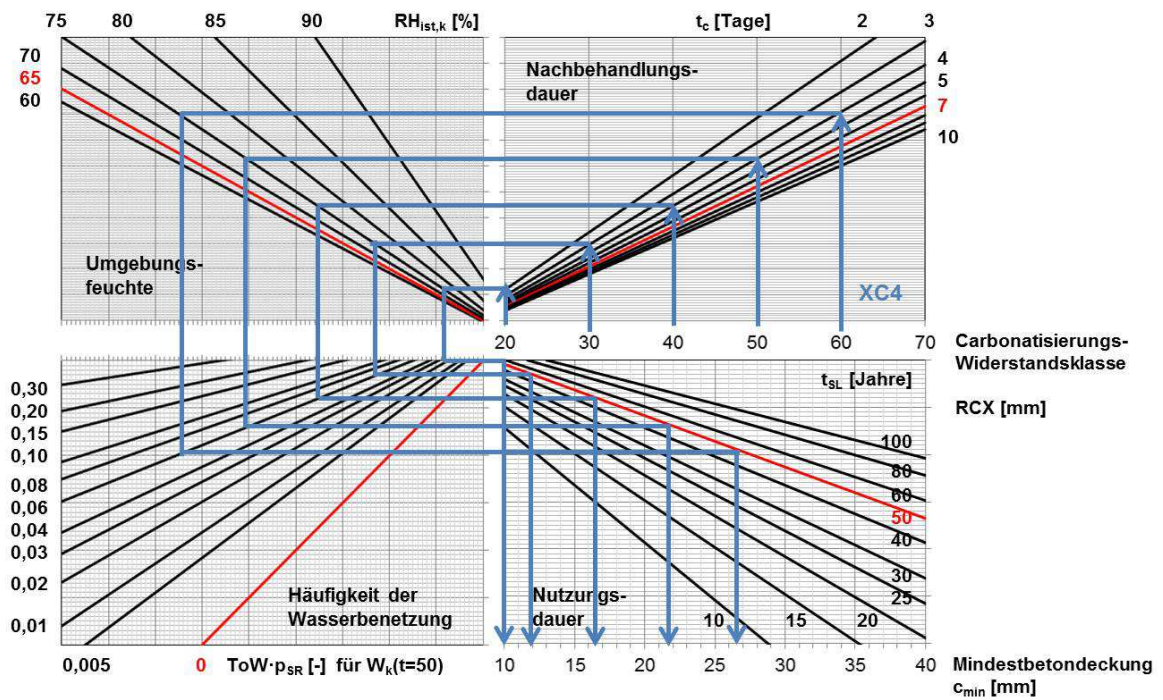


Bild 57: Vorschlag für Kombinationen von Mindestbetondeckungsmaße und Carbonatisierungs Widerstandsklasse, Expositionsklasse XC4 in Deutschland

In Tabelle 37 sind die abgelesenen Kombinationen von Mindestbetondeckung und Carbonatisierungs-Widerstandsklasse für die Expositionsklassen XC2 und XC4 zusammengestellt. Eine mögliche Kombination von Mindestbetondeckung und Carbonatisierungs-Widerstandsklasse für die Expositionsklassen XC3 ist zusätzlich angefügt. Sie orientiert sich an der Expositionsklasse XC4. Die sich dabei ergebenden Zuverlässigkeiten weichen jedoch von den in Kapitel 6 vorgeschlagenen Zielzuverlässigkeiten ab und werden deshalb im Anschluss diskutiert.

Tabelle 37: Mögliche Kombinationen von Mindestbetondeckung und Carbonatisierungs-Widerstandsklasse in Abhängigkeit der Expositionsklasse (gerundete Werte XC2 und XC4, sowie ein Vorschlag für die Expositionsklasse XC3); Vorhaltemaß $\Delta c = 15 \text{ mm}$

Klasse	Mindestbetondeckung c_{min} [mm] beispielsweise $t_{SL} = 50$ Jahre				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
XC2 ($\beta_0 \sim 1,5$)	k.A. ¹⁾	k.A. ¹⁾	10	15	20
XC3 ($\beta_0 \sim 0,5$)	k.A. ¹⁾	10	15	20	k.A. ¹⁾
XC4 ($\beta_0 \sim 1,5$)	k.A. ¹⁾	10	15	20	25

¹⁾ k.A. = keine Angabe

10.4 Diskussion

XC4-Exposition

In der Expositionsklasse XC4 (berechnet) werden Zielzuverlässigkeiten von $\beta_0 \geq 1,5$ vorgeschlagen (DAfStb, 2008). Gemäß Bemessungsnomogramm und Benchmark werden mit den derzeitigen Anforderungen an Mindestbetonqualität (w/z-Wert 0,6 – ungünstiges Bindemittel CEM III/B) und Mindestbetondeckung diese Zielzuverlässigkeiten in Deutschland eingehalten (Kapitel 5.1.5 Bild Bild 17 rechts, Deutschland D „kritischere Bemessungssituation“ = untere Begrenzung des Zuverlässigkeitsspektrums).

Deshalb ergibt sich nun für einen RC60 (beispielsweise CEM III/B w/z=0,60) ebenfalls eine Mindestbetondeckung von 25 mm. Höhere Betonqualitäten, beispielsweise CEM I mit w/z=0,6 (= RC30), erlauben gemäß der vorliegenden Auswertung Mindestbetondeckungsmaße $< 25 \text{ mm}$. Insgesamt führen die in Tabelle 36 gemachten Vorschläge zu Zuverlässigkeiten von $1,5 \leq \beta \leq 1,8$ in den Widerstandsklassen $\text{RC60} \geq \text{RCX} \geq \text{RC30}$.

Derzeit werden in Deutschland die schwächsten Anforderungen an Mindestbetonqualität und Mindestbetondeckung gestellt (vgl. Kapitel 2), sodass die Zuverlässigkeitsspektren in Deutschland auf einem im Vergleich zu anderen CEN Mitgliedsstaaten unteren Niveau liegen (vgl. Kapitel 5.1.5 Bild 17 rechts).

Im Rahmen des Benchmarks wurden in der XC4-Exposition Bauteile, die im extremen Windschatten liegen, nicht berücksichtigt (a-priori), da bei vernachlässigbar geringer

Wasserbenetzung die Korrosionsgefahr und damit die Anforderung an die Zuverlässigkeit sinkt. Würden unter Beibehaltung der in Tabelle 37 vorgeschlagenen Mindestbetondeckungsmaße geringere Schlagregenwahrscheinlichkeiten auftreten (Tabelle 11 unterer Grenzwert $p_{SR} = 0,1$), würde dies zu Zuverlässigkeiten von $0,9 \leq \beta \leq 1,4$ in den Widerstandsklassen $RC60 \geq RCX \geq RC30$ führen und damit die Anforderungen an trockene Bedingungen weiterhin erfüllen (trockene Bedingungen $\beta_0 \sim 0,5$). (Die Berechnung der Zuverlässigkeiten erfolgte vollprobabilistisch mit Gl. (9). Die Eingangswerte und Ergebnisse sind im Anhang A7 angegeben, vgl. auch die Zuverlässigkeiten des Bauteils Nr. 4 Kapitel 5.2.).

XC3-Exposition

In der Expositionsklasse XC3 werden Zielzuverlässigkeiten von $\beta_0 \sim 0,5$ vorgeschlagen (DAfStb, 2008). Gemäß Bemessungsnomogramm und Benchmark werden mit den derzeitigen Anforderungen an Mindestbetonqualität (w/z-Wert 0,65 – ungünstiges Bindemittel CEM III/B) und Mindestbetondeckung diese Zielzuverlässigkeiten in Deutschland unterschritten.

Im Vergleich der untersuchten CEN-Mitgliedsstaaten, sind die deskriptiven Anforderungen an die Mindestbetonqualität in Kombination mit der Mindestbetondeckung in Deutschland die schwächsten (vgl. Kapitel 2).

Um eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 \sim 0,5$ zu erreichen wäre für einen RC50 beispielsweise eine Mindestbetondeckung $c_{min} > 30$ mm erforderlich.

In der Mehrzahl der untersuchten CEN-Mitgliedsstaaten entsprechen die Anforderungen in der XC3-Exposition den Anforderungen in der XC4-Exposition. In keinem hier berücksichtigten Land werden in der XC3 Exposition schärfere Anforderungen gestellt, als in der XC4-Exposition.

Deshalb wird vorgeschlagen, die Anforderungen in der XC3-Exposition den Anforderungen in der XC4-Exposition anzupassen. Dies führt zu einer gewissen Verschärfung der Anforderung an die Mindestbetonqualität gegenüber den aktuell gültigen Anforderungen in Deutschland. Für die aktuell angesetzte Mindestbetondeckung $c_{min} = 20$ mm in der XC3-Exposition ist gemäß Vorschlag eine Mindestbetonqualität RC50 erforderlich. Mögliche w/z-Wert – Bindemittelkombinationen sind beispielsweise CEM III/B mit w/z-Wert = 0,55 oder CEM II/A mit w/z-Wert = 0,65.

Die so vorgeschlagenen Kombinationen von Widerstandsklasse und Mindestbetondeckung in der Expositionsklasse XC3 führen unter Ansatz der oben definierten Klimabedingungen zu Zuverlässigkeiten von $0 \leq \beta \leq 1,6$ in den Widerstandsklassen $RC50 \geq RCX \geq RC20$. (Die Berechnung der Zuverlässigkeiten erfolgte vollprobabilistisch mit Gl. (9). Die Eingangswerte und Ergebnisse sind im Anhang A7 angegeben.)

XC2-Exposition

In der Expositionsklasse XC2 werden Zielzuverlässigkeiten von $\beta_0 = 1,5$ vorgeschlagen (DAfStb, 2008). Gemäß Benchmark werden mit den derzeitigen Anforderungen an Mindestbetonqualität (w/z-Wert 0,75 – ungünstiges Bindemittel CEM III/B) und Mindestbetondeckung diese Zielzuverlässigkeiten lediglich in Deutschland geringfügig unterschritten ($\beta = 1,2$).

Im Vergleich der untersuchten CEN-Mitgliedsstaaten, sind die deskriptiven Anforderungen an die Mindestbetonqualität in Kombination mit der Mindestbetondeckung in Deutschland die geringsten (vgl. Kapitel 2). Abgesehen von Deutschland mit zugelassenen w/z-Werten von 0,75, liegt der maximale w/z-Wert üblicherweise zwischen 0,60 und 0,65 und die Mindestbetondeckungsmaße liegen zwischen 20 mm und 25 mm.

Gemäß der in dieser Arbeit durchgeführten Auswertung ist für die angesetzte Klimabedingung für die Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RC60 eine Mindestbetondeckung von rund 20 mm vorzuschlagen. Ein Beton mit CEM III/B w/z-Wert 0,60 kann beispielsweise der Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RC60 zugeordnet werden.

Die so vorgeschlagenen Kombinationen von Widerstandsklasse und Mindestbetondeckung in der Expositionsklasse XC2 führen unter Ansatz der oben definierten Klimabedingungen zu Zuverlässigkeiten von $1,8 \leq \beta \leq 2,1$ in den Widerstandsklassen $RC40 \leq RCX \leq RC60$. (Die Berechnung der Zuverlässigkeiten erfolgte vollprobabilistisch mit Gl. (9). Die Eingangswerte und Ergebnisse sind im Anhang A7 angegeben.)

11 Zusammenfassung

Ziel der Arbeit war es, das bestehende deskriptive Bemessungskonzept XC-exponierter Stahlbetonbauwerke auf wissenschaftlicher Grundlage zu analysieren und weiterzuentwickeln und dabei die Anforderungen aus EN 1990:2002 an Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit einzuhalten.

In einem ersten Schritt erfolgte ein Benchmark der derzeitigen Regelungspraxis ausgewählter CEN-Mitgliedsstaaten. Dabei wurden die Regeln analysiert und bezüglich ihrer Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit bewertet, um Verbesserungspotentiale ableiten zu können, vgl. Bild 58.

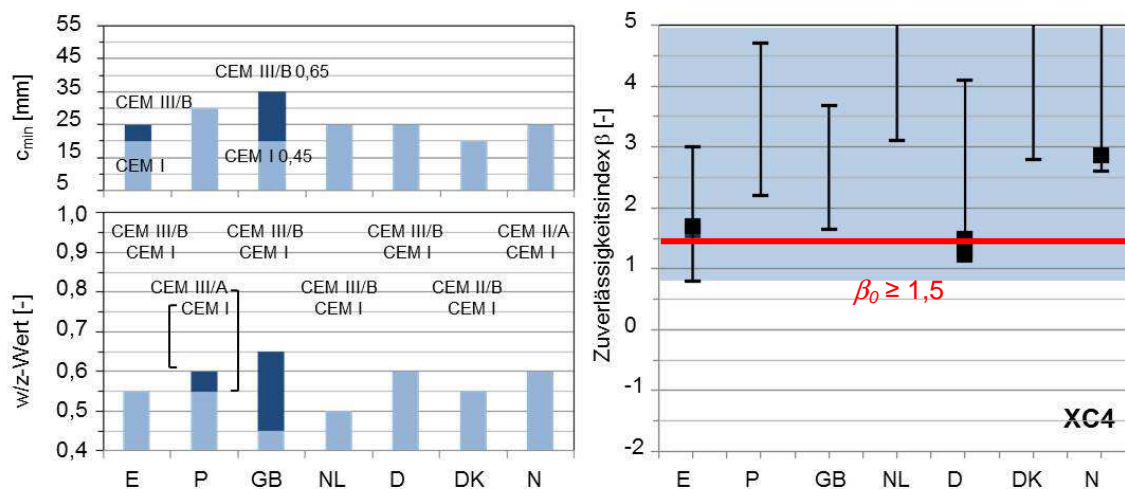


Bild 58: Aktuelle Regelungspraxis (links); damit erzielbare Zuverlässigkeiten (rechts): a-priori Zuverlässigkeitsbemessung (Balken), Bauwerkszuverlässigkeiten (Symbole), Zielzuverlässigkeit β_0 (rot)

Die Analyse hat gezeigt, dass Bauteile gegenüber normativ vorgeschlagenen Anforderungen an die Zuverlässigkeit:

- unökonomisch bemessen sein können (breite Zuverlässigkeitsspektren)
- ein Sicherheitsdefizit aufweisen können (geringes Zuverlässigkeitsniveau)

Ursächlich sind die geringe Differenzierung der Materialqualität (breite Zuverlässigkeitsspektren) und die teilweise zu geringen Anforderungen an die Betonqualität bzw. die Betondeckung aufgrund der fehlenden Transparenz zum Einfluss der einzelnen Parameter.

Um die Leistungsfähigkeit von Betonen besser beurteilen zu können, wurden Carbonatisierungs-Widerstandsklassen (RC20, RC30 ...) eingeführt (Leivestad, 2013). In den Carbonatisierungs-Widerstandsklassen wurden Betone mit ähnlicher Leistungsfähigkeit zusammengefasst. Dazu wurden Betone geprüft und klassifiziert, sodass w/z-Wert – Bindemittelkombinationen gefunden wurden, die den spezifischen Klassen zugeordnet werden konnten, vgl. Tabelle 38. Zukünftig sollten diese maßgebend auf der Analyse von Laborbetonen basierenden Vorschläge an Transport- bzw. Baustellenbetonen überprüft werden.

Tabelle 38: w/z-Wert – Bindemittelkombinationen für die spezifischen Carbonatisierungs-Widerstandsklassen

Widerstandsklasse	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
Hauptzementart	maximaler w/b-Wert [-]				
CEM I	0,50	0,60	0,65	k.A. ¹⁾	k.A. ¹⁾
CEM II/A	0,45	0,55	0,60	0,65	k.A. ¹⁾
CEM II/B	0,40	0,50	0,60	0,60	0,65
CEM III/A	0,40	0,50	0,55	0,60	0,65
CEM III/B	k.A. ¹⁾	0,40	0,50	0,55	0,60

¹⁾ k.A. = keine Angabe

Um Betondeckungsmaße ableiten zu können, wurden Bemessungsnomogramme auf Basis von Carbonatisierungs-Widerstandsklassen entwickelt und für die Expositionsklassen kritische deutsche Klimabedingungen festgelegt. Damit können nun Mindestbetondeckungsmaße gegenüber den bisherigen Regeln zuverlässiger und wirtschaftlicher, da differenziert, abgelesen und bewertet werden, ohne dabei an Praktikabilität zu verlieren, vgl. Bild 59.

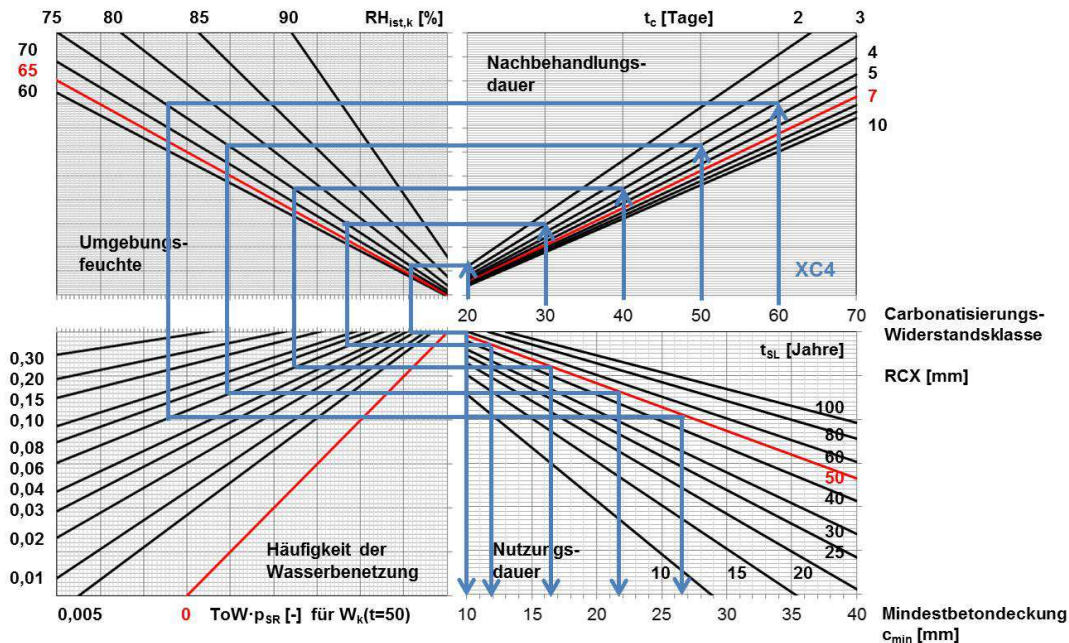


Bild 59: Bemessungsnomogramm für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_0 = 1,5$ bezogen auf Carbonatisierungs-Widerstandsklassen

Abschließend wurden Kombinationen von Carbonatisierungs-Widerstandsklassen und Mindestbetondeckungsmaßen für den im Rahmen dieser Arbeit festgelegten Anwendungsbereich, d.h. Klimabedingungen für die Expositionsklassen XC2 bis XC4 vorgeschlagen und diskutiert.

- In der Expositionsklasse XC4 wird für eine Mindestbetonqualität RC60, welche beispielsweise durch einen CEM III/B $w/z = 0,6$ abgebildet wird, eine Mindestbetondeckung von 25 mm vorgeschlagen. Sowohl w/z -Wert – Bindemittelkombination als auch Mindestbetondeckung entsprechen den aktuell gültigen Anforderungen.
- In der Expositionsklasse XC3 wird vorgeschlagen, die Kombinationen von Carbonatisierungs-Widerstandsklasse und Mindestbetondeckung entsprechend der Expositionsklasse XC4 anzusetzen.
- In der Expositionsklasse XC2 wird vorgeschlagen, die Mindestbetonqualität auf einen RC60, d.h. auf die niedrigste Betonqualität im vorgestellten Klassenkonzept, zu begrenzen.

In allen drei Expositionsklassen erlauben die gemachten Vorschläge eine Verringerung der bisherigen Mindestbetondeckung für bestimmte w/z -Wert – Bindemittel - Kombinationen.

Der Vorteil dieser modifizierten Regelungspraxis mit klassifizierten Materialwiderständen und Bemessungsnomogrammen ist:

- Durch die vorgenommene Klassifizierung von Beton in RC-Klassen lässt sich transparent und länderunabhängig (CEN) die Betongüte mit Blick auf den Carbonatisierungswiderstand in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung ablesen.
- Die Klassifizierung von Beton kann genauso nach Eigenschaften über Konformitätsnachweise erfolgen.
- Mit den Bemessungsnomogrammen kann für national identifizierte kritische Expositionsbedingungen in Abhängigkeit der Betongüte (RC-Klasse) die erforderliche Betondeckung abgelesen werden.
- Da der Nachweis leistungsbezogen ist, ist dieser Nachweis im Vergleich zur deterministischen / deskriptiven Bemessung zielgenauer.

12 Referenzen

Normen

- BS 5337:1976 Code of practice for the structural use of concrete for retaining aqueous liquids.
- BS 8104:1992 Code of practice for assessing exposure of walls to wind-driven rain.
- BS 8500-1:2006 Concrete – complementary British Standard to BS EN 206-1 – Part 1: Method of specifying and guidance for the specifier. Great Britain.
- BS 8500-2:2006+A1:2012 Concrete – complementary British Standard to BS EN 206-1 – Part 2: Specification for constituent materials and concrete. Great Britain.
- BS NA EN 1992-1-1:2005 National annex to EN 1992-1-1. Great Britain.
- BS EN 13670:2013 Execution of concrete structures. Great Britain.
- CEN/TS 12390-10:2007 Testing hardened concrete – Part 10: Determination of the relative carbonation resistance of concrete.
- DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
- DIN EN 206:2014 Beton Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutschland.
- DIN EN 1992-1-1/NA:2013 Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutschland.
- DIN 1045-3:2012 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670; DIN 1045-3:2012-03 gilt zusammen mit DIN EN 13670 für die Ausführung von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Deutschland.
- DIN EN 13670:2011 Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009.
- DIN EN 13779:2007: Lüftung von Nichtwohngebäuden - Allgemeine Grundlagen und Anforderungen für Lüftungs- und Klimaanlageanlagen und Raumkühlsysteme.
- DIN EN 12350-4:2009-08: Prüfung von Frischbeton, Teil 4: Verdichtungsmaß.
- DIN EN 12350-5:2009-08: Prüfung von Frischbeton, Teil 5: Ausbreitmaß.
- DIN EN 12350-6:2011-03: Prüfung von Frischbeton, Teil 6: Frischbetonrohndichte.
- DIN EN 12350-7:2009-08: Prüfung von Frischbeton, Teil 7: Luftgehalte – Druckverfahren.
- DIN EN 12390-2:2009-08: Prüfung von Festbeton, Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen.
- DIN 4108-3:2014 Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden.
- DS 2426:2011 Concrete – Materials – Rules for application of EN 206-1 in Denmark.
- DS/EN 1992-1-1 DK NA:2011 National annex to EN 1992-1-1. Denmark.
- DS 2427 – EN 13670:2011 Udførelse af betonkonstruktioner – Regler for anvendelse af EN 13670 i Danmark. Danmark.
- DS/EN 13670:2010 Udførelse af betonkonstruktioner. Danmark.
- EHE-08 INSTRUCCION HORMIGON ESTRUCTURAL; Ausgabe November 2008. Spain.
- EN 1990:2002 Eurocode – basis of structural design.
- EN 1992-1-1:2004+AC2010 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- EN 206-1:2000 Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity.
- EN 206:2013 EN 206-1:2013 Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity.
- EN 13670:2009 Execution of concrete structures.
- EN 197-1:2011 Cement – Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements.
- NEN 8005:2008 Dutch supplement to NEN-EN 206-1:Concrete - part 1: specification, performance, production and conformity. The Netherlands.
- NEN-EN 1992-1-1/NA:2011 National annex to EN 1992-1-1. The Netherlands.
- NEN-EN 13670:2009 Het vervaardigen van betonconstructies. The Netherlands.
- NP EN 1992-1-1/NA:2010: National annex to EN 1992-1-1. Portugal.
- NP EN 206-1:2007 Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Portugal.
- NP EN 13670:2011 Execucao de estruturas de betao. Portugal.
- NS-EN 1992-1-1/NA:2008 National annex to EN 1992-1-1. Norway.
- NS-EN 206-1:2013 National annex to EN 206-1. Norway.
- NS-EN 13670:2000+NA:2010 Execution of concrete structures. Norway.

- ISO 16204:2012 Durability - Service Life Design of Concrete Structures.
 ISO 2394:1998 General principles on reliability for structures. International standard.
 ISO 16269-6:2005 Statistical interpretation of data – Part 6: Determination of statistical tolerance intervals.
 ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials.

Richtlinien, Vorschriften, Merkblätter

- DBV Merkblatt 2011: Betondeckung und Bewehrung. Sicherung der Betondeckung beim Entwerfen. Herstellen und Einbauen der Bewehrung sowie des Betons nach Eurocode. 2. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., Fassung Januar 2011.
 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2001): Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie RILI SIB), Teile 1 bis 4.
 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2008): Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 12, S. 837-839.
 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1991): Prüfung von Beton, Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zur DIN 1048, Beuth Verlag GmbH. Ausgabe 1991, DAfStb Heft 422.
 Deutsches Institut für Bautechnik (2012) CUAP Entwurf zur Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes, DIBt, 1st draft Version, 03.01/65.
 fib MC SLD 2006 Model Code for Service Life Design, prepared by fibTask Group 5.6.
 fib MC 2010 Model Code for Concrete Structures.
 JCSS (2000), JCSS probabilistic model code Part 1: Basis of design. Joint Committee on Structural Safety.
 JCSS (1999), JCSS probabilistic model code Part 3: Resistance models. Joint committee on structural safety.
 LNEC E 464:2007 Concrete: Prescriptive methodology for a design working life of 50 and 100 years. LNEC, Lisbon. Portugal.
 LNEC E 465:2007 Concrete – methodology for estimating the concrete performance properties allowing to comply with the design working life of reinforced or pre-stressed concrete structures under environmental exposures XC and XS. MOPTC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
 RILEM CPC-18 (1988): Measurement of hardened concrete carbonation depth, RILEM Recommendations, TC56-MHM Hydrocarbon Materials, Document 0025-5432/88©RILEM.

Literatur

- Aït-Mokhtar, A., Belarbi, R., Benboudjema, F., Burion, N., Capra, B., Carcassès, M., Colliat, J.-B., Cussigh, F., Deby, F., Jacquemot, F., Larrard, de T., Lataste, J.F., Le Bescop, P., Pierre, M., Poyet, S., Turcry, P., Yanez-Godoy, H. (2013): Experimental investigation of the variability of concrete durability properties, *Cement and Concrete Research*, Vol. 45, pp. 21–36.
 Appleton, J. (2009): Performance of concrete bridges in Portugal, 1st Workshop DURATINET, LNEC, Lisbon, 19 February 2009.
 Bahador, S., Jong, H.C. (2006): Effect of preconditioning of concrete under accelerated test, 31st Conference on Our World in Concrete & Structures, 16 – 17 August 2006, Singapore.
 Barreira, E., de Freitas, V.P., Delgado, J. (2013): Biological defacement of external thermal insulation composite systems. *Hygrothermal Behavior, Building Pathology and Durability, Building Pathology and Rehabilitation 1*, pp. 23-44.
 Bary, B., Sellier, A. (2004): Coupled moisture—carbon dioxide—calcium transfer model for carbonation of concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, pp. 1859-1872.
 Basheer, M., Nolan, E.A., McCarter, W.J., Long, A.E. (2000): Effectiveness of in situ moisture preconditioning methods, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 12, Issue 2, pp 131-138.
 Beck, E.G. (2007): 180 years of atmospheric CO₂ gas analysis by chemical methods, *Energy & Environment*, Vol 18, No. 2, pp. 259-282.
 Bertolini, L., Lollini, F., Redaelli, E. (2009): Experimental data for the application of performance-based methods for the design of reinforced concrete structures subjected to carbonation. In: *Special topics on materials science and technology – an Italian panorama*, Brill, Leiden – Boston.
 Bertolini, L., Elsener, B., Pediferri, P., Polder, R. (2004): *Corrosion of steel in concrete - Prevention, Diagnosis, Repair*, Wiley-VCH, Weinheim.

- Bier, T. (1988): Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. Karlsruhe Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. - In: Massivbau Baustofftechnologie Karlsruhe (1988), Nr. 4 Karlsruhe, Technische Universität, Dissertation.
- Blocken, B., Carmeliet, J. (2004): A review of wind-driven rain research in building science, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Vol. 92, pp. 1079-1130.
- Brameshuber, W., Schmidt, H.; Schröder, P., Fingerlos, F. (2004): Messung der Betondeckung - Auswertung und Abnahme. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99, Heft 3, S. 169-175, Ernst & Sohn, Berlin.
- Buenfeld, N.R., Yang, R. (2001): On-site curing of concrete – microstructure and durability, Construction Industry Research and Information Association, CIRIA 2001, ISBN 0 86017 530 8.
- Büns, C., Kuttler, W. (2012): Path-integrated measurements of carbon dioxide in the urban canopy layer, *Atmospheric Environment*, Vol. 46, pp. 237-247.
- Bunte, D. (1993): Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton, *Schriftenreihe des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 436.
- Cather, B., Marsh, B. (1997): Service life design of concrete structures – Current and emerging approaches. *Management of concrete structures for long-term serviceability*, Thomas Telford L.td., London, ISBN: 0 7277 2654 4.
- Caspeele, R., Taerwe, L. (2008): Conformity control of concrete based on the „Concrete Family“ concept. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 103, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Castellote M., Andrade, C. (2008): Modelling the carbonation of cementitious matrixes by means of the unreacted-core model, UR-CORE, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, pp. 1374-1384.
- Chen, C.T., Ho, C.W. (2012): Influence of Cyclic Humidity on Carbonation of Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*. Submitted September 4, 2012; accepted November 30, 2012; posted ahead of print December 3, 2012. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000750
- Cizer, Ö., Van Balen, K., Elsen, J., Van Gemert, D. (2012): Real-time investigation of reaction rate and mineral phase modifications of lime carbonation, *Construction and Building Materials*, Vol. 35, pp. 741-751.
- Coutts, A.M., Beringer, J., Tapper, N.J. (2007): Characteristics influencing the variability of urban CO₂ fluxes in Melbourne, Australia, *Atmospheric Environment*, Vol. 41, pp. 51-62.
- Da Silva, F. G., Helene, P., Castro-Borges, P., Liborio, J. B. L. (2009), Sources of variations when comparing concrete carbonation results. *Journal of materials in civil engineering*, Vol. 21, pp. 333-342.
- Ditlevsen, O.; Madsen, H.O. (2005): *Structural Reliability Methods*. John Wiley & Sons Ltd. Chichester, ISBN 0471960861.
- DuraCrete (1999): Compliance Testing for Probabilistic Design Purposes, Contract BRPR-CT95-0132, project BE95-1347, Document BE95-1347-R8, March 1999.
- Elliott, K.S., Jolly, C. (2013): *Multi-storey precast concrete framed structures*, John Wiley & Sons, Ltd., The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex, Po19 85Q, UK, ISBN 978-1-4051-0614-6.
- Encyclopædia Britannica (2014): "Europe." *Britannica Online*, Compton's by Britannica, 13 Feb. 2014.
- Faber, M.H., Soerensen, J.D. (2003): Reliability Based Code Calibration – The JCSS approach, *Application of Statistics and Probability in Civil Engineering*, Der Kiureghian, Madanat & Pestana (eds), Rotterdam, ISBN 90 5966 004 8, p. 927-935.
- Fischer, M. (2010): Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand, Dissertation vom Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen der Technischen Universität Kaiserslautern zur Verleihung des akademischen Grades.
- Fraay, A. L. A. (1990): Fly ash as a pozzolan in concrete. A Dissertation Submitted to the Faculty of the Delft University of Technology, Denmark, 1990-03-20.
- Furrer, Ch. (1990): Das Karbonatisieren von Spritzbeton, Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau; 201: Spritzbeton und seine Eigenschaften, Institut für Bauplanung und Baubetrieb, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- Galan, I., Andrade, C., Prieto, M., Mora, P., Lopez, J., Angel, M. (2010): Estudio del efecto sumidero de CO₂ de los materiales de base cemento, *www.ieca.es*, inicio. REVISTA . Números anteriores . 2010 . Nº 939 - Julio/Agosto 2010 . Sostenibilidad.
- Gayton, M., Mohamed, A., Sorensen, J.D., Pendola, M., Lemaire, M. (2004): Calibration Methods for Reliability-Based Design Codes, *Structural Safety*, Vol. 26, p. 91-121.

- Gehlen, Ch., Greve-Dierfeld, S. v. (2010): Bemessung auf Dauerhaftigkeit mit - Teilsicherheitsbeiwerten bzw. mit qualifiziert abgesicherten deskriptiven Regeln einschließlich dazugehörigem Benchmark deskriptiver Regeln. Forschungsbericht Nr. 30-F-0018. Förderung durch den DAfStb unter der Auftragsnummer V464, Projektleitung Univ.-Prof. Christoph Gehlen, Sachbearbeiter Dipl.-Ing. Stefanie von Greve-Dierfeld.
- Gehlen, Ch., Greve-Dierfeld, S. von (2013): Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen - Empfehlungen für eine modifizierte deskriptive Bemessung. – Band 1, Kapitel III. In: Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos, Johann-Dietrich Wörner (Hrsg.): Beton-Kalender 2013. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, S. 223-270.
- Gehlen, Ch., Greve-Dierfeld, S. von, Fiebrich, M., Mangold, M., Sodeikat, C. (2013): Machbarkeitsstudie zur Evaluierung und Kalibrierung der DAfStb Instandhaltungsrichtlinie. Forschungsbericht zum Forschungsvorhaben V 475 München.
- Gehlen, Ch. (2000): Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken-Zuverlässigkeitsbetrachtung zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Doctoral thesis, RWTH Aachen, Germany.
- Glass, G.K., Page, C.L., Short, N.R. (1991), Factors affecting the corrosion rate of steel in carbonated mortars. *Corrosion Science*, vol. 32, issue 12, pp. 1283-1294.
- Gonen, T., Yazicioglu, S. (2007): The influence of compaction pores on sorptivity and carbonation of concrete, *Construction and building materials*, Vol 21, Issue 5, pp. 1040-1045.
- Graubner, C.-A., Proske, T. (2004): Einfluss von Form und Größe der Gesteinskörnungen auf den erforderlichen Mehlkorngelalt und die Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton, Institut für Massivbau, TU Darmstadt, 8.8.2004
- Greve-Dierfeld, S. von, Gehlen, Ch. (2014a): Benchmark for deemed-to-satisfy rules (Exposure class XS, XD). The Fourth International *fib* Congress 2014, 10.-14.02.2014, Mumbai.
- Greve-Dierfeld, S. von, Gehlen, Ch. (2014b): Performance based deemed-to-satisfy rules (Exposure class XC). The Fourth International *fib* Congress 2014, 10.-14.02.2014, Mumbai.
- Grimmond C.S.B., King, T.S., Cropley, F.D., Nowak, D.J., Souch, C. (2002): Local-scale fluxes of carbon dioxide in urban environments: methodological challenges and results from Chicago, *Environmental Pollution*, Vol. 116, pp. 243-254.
- Härdtl, R., Koc, I. (2012): Evaluation of the performance of multi-component cements. *Zement-Kalk-Gips*, Vol. 4, S. 66-79.
- Härdtl, R., Dietermann, M., Schmidt, K., (2007): Durability of blended cements with several main components, In *Proceedings of the 12th International Congress on the Chemistry of Cement*, Montreal, Canada, July 8-13, 2007; paper number: W4-08.4.
- Hainer S., Proske T., Graubner C. (2015): Einfluss der Nachbehandlung auf das Karbonatisierungsverhalten von Beton aus klinkerarmen Zementen, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 110, Heft 1, S. 41 - 49.
- Harrison, T. (2008): Equivalent durability concept, NCR Paper.
- Helland, S. (2013): Mündliche Informationen und bereitgestellte Bauwerksuntersuchungen.
- Helland, S., Maage, M., Smeplass, S. Fluge, T. (2001): Carbonation – A probabilistic approach to derive provisions for EN 206-1, *DuraNet 3rd Workshop on the theme “Service Life Design of Concrete Structures – from Theory to Standardisation”*, 10-12 June 2001, Tromsø und Report Nr. 19/DPI B4 R&D project “Betonkonstruksjoners liveslop”, Titel “Service Life Design of Concrete Structures, Oslo, Norway.
- Henriquez, F.M. A. (1992): Quantification of wind-driven rain – An experimental approach, *Building Research & Information*, Vol. 20, Issue 5, pp. 295-297.
- Hens, H. (2010): Wind-driven rain: from theory to reality, *Buildings XI Conference*.
- Hoffmann, M., Krause, T., (2011): *Zahlentafeln für den Baubetrieb*, Vieweg+Teubner Verlag Springer Fachmedien, Wiesbaden GmbH, Wiesbaden
- Hunkeler, F. (2012): Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen. Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), November 2012, Zürich.
- He, T., Chen, S., Guoxin, L., Xuofeng, S. (2012): Effects of superplasticizers on the carbonation resistance of C3S and C3A hydration products, *Construction and Building Materials*, Vol. 36, pp.954–959.
- Hussain, R.R., Ishida, T. (2009): Critical Carbonation Depth for Initiation of Steel corrosion in Fully Carbonated Concrete and Development of Electrochemical Carbonation Induced Corrosion Model, *International Journal of Electrochemical Science*, Vol. 4, pp. 1178-1195.
- Ishida, T., Li, CH. (2008): Modeling of carbonation based on thermo-hygro physics with strong coupling of mass transport and equilibrium in micro-pore structure of concrete, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 6, Issue 2, pp. 303-316.

- Jacobs, F., Leemann, A. (2007): Betoneigenschaften nach SN EN 206-1, Forschungsauftrag [AGB 2002/04] auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB).
- Johnston, P. (2009): Site report: New Zealand – Lauder, 1st GRUAN Implementation Coordination Meeting (ICM1) Norman, Oklahoma, USA, 2-4 March 2009.
- Kaesche, H. (1979): Korrosion der Metalle – Physikalisch-chemische Prinzipien und aktuelle Probleme, Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, ISBN 978-3-662-11503-9.
- Kandias, M.R.B.A. (2007): Temporal and spatial patterns of near-surface CO₂ concentrations in Singapore, PhD thesis submitted for the degree of master of social science, Department of Geography, National University of Singapore.
- König, G., Soukov, D., Jungwirth, F. (1998): Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke, Schlußbericht DBV-Nr. 199, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig.
- Köppen, W. (1936): Das geographische System der Klimate, Band I Teil C Handbuch der Klimatologie, Verlag von Gebrüder Berntraeger, Berlin.
- Krell, J., Wischers, G. (1988): Einfluss der Feinstoffe im Beton auf Konsistenz, Festigkeit und Dauerhaftigkeit, Beton, Vol. 35, Nr. 12, S. 465-472
- Künzel, H.M. (1994): Bestimmung der Schlagregenbelastung von Fassadenflächen, IBP-Mitteilung 21.
- Kuosa, H. (2011): Concrete durability field testing – Field and laboratory results 2007 – 2010, Research report VTT-R-00482-11, Duralnt-project.
- Lagerblad, B. (2006): Carbon dioxide uptake during concrete life cycle – State of the art Swedish Cement and Concrete Research Institute ISBN 91-976070-0-2 SE-100 44 Stockholm ISSN 0346-8240 CBI Report 2.
- Leivestad, S. (2013), Durability – exposure resistance classes, a new system to specify durability in EN 206 and EN 1992. Memo – durability classes, JWG 250/104 N19C.
- Loo, Y.H., Chin, M.S., Tam, C.T., Ong, K.C.G. (1994): A carbonation prediction model for accelerated carbonation testing of concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 46, Issue 168, pp. 191-200.
- Lowke, D., Schmidt, K., Schießl, P., Heinz, D. (2008): Dauerhaftigkeitspotentiale selbstverdichtender Betone – Auswirkung der Betonzusammensetzung auf Dichtigkeit, Karbonatisierung, Frostwiderstand und Alkali-Kiselsäure-Reaktion. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 103, Heft 5, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Maaß, G.; Rackwitz, R.: Maßabweichungen bei Ortbetonbauten. - In: Beton- und Stahlbetonbau 75, Nr. 1, S. 9-13.
- Malioka, V. (2009): Condition Indicators for the Assessment of Local and Spatial Deterioration of Concrete Structures. Dissertation, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich.
- Manns, W., Thielen, G. Laskowski, C. (1998): Bewertung der Ergebnisse von Prüfungen zur bauaufsichtlichen Zulassung von Portlandkalksteinzementen. Betontechnische Berichte, Beton, Heft 12, S. 15-24.
- Mansour, T. (1995): Möglichkeiten des Korrosionsschutzes von Bewehrungsstahl in Leichtbeton, Otto-Graf-Institut, Schriftenreihe Heft 84, Stuttgart.
- Meng, B. (1993): Charakterisierung der Porenstruktur im Hinblick auf die Interpretation von Feuchttransportvorgängen. Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 1993, Nr. 3, Dissertation
- Moreno, M., Morris, W., Alvarez, M.g., Duffo, G.S. (2004): Corrosion of reinforcing steel in simulated concrete pore solutions effect of carbonation and chloride content. Corrosion Science, Vol. 46, pp. 2681–2699.
- Moriwaki, R., Kanda, M. (2004): Seasonal and Diurnal Fluxes of Radiation, Heat, Water Vapor, and Carbon Dioxide over a Suburban Area. Journal of applied meteorology, Vol. 43, pp. 1700-1710.
- Müller, Ch., Severins, K. (2009): Dauerhaftigkeit von Betonen mit flugaschehaltigen Zementen, Concrete Technology Reports 2007-2009, Düsseldorf.
- Müller, Ch., Lang, E., (2007): Dauerhaftigkeit von Beton mit Portlandkalkstein- und Portlandkompositzementen CEM II-M (S-LL), Betontechnische Berichte 2004-2006. Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e. V. -VDZ-, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf, Verlag Bau und Technik 2007, S.29-53.
- Muntean, A., Böhm, M., Kropp, J. (2011): Moving carbonation fronts in concrete: A moving-sharp-interface approach, Chemical Engineering Science, Vol. 66, pp. 538-547.
- New, M.G., Hulme, M., Jones, P.D. (1999): Representing 20th century space-time climate variability. I: Development of a 1961-1990 mean monthly terrestrial climatology. J. Climate. 12, 829-856.

- Nilsson, L.O., Fridh, K. (2009): CO₂-Cycle in cement and concrete, Report TVBM-7201, Lund Institute of Technology, Lund University, Division of Building Materials.
- Nürnberger, U. (1995): Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Bauverlag GmbH – Wiesbaden und Berlin, ISBN 3-7625-3199-4.
- Osborne, G.J. (1999): Durability of Portland blast-furnace slag cement, Cement and concrete research, Vol. 21, pp. 11-21.
- Papadakis, V.G., Vayenas, C.G., Fardis, M.N. (1991): Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. ACI Materials Journal, July/August, pp. 363-373.
- Parrot, L.J. (1997): Influence of cement type and curing on the drying and air permeability of cover concrete. Magazine of concrete research, Vol. 47, pp. 103-111.
- Perez-Bella, J., Dominguez-Hernandez, J., Rodriguez-Soria, B., Coz-Diaz, J., Cano-Sunen, E. (2012): Estimation of the exposure of buildings to driving rain in Spain from daily wind and rain data, Building and Environment, Vol. 57, pp. 259-270.
- Rackwitz, R., Müller, K.F. (1977): Zum Qualitätsangebot von Beton BII. Beton, Vol. 10, S. 391-393.
- RCP Consulting, München (2009): STRUREL A structural reliability analysis program system (STATREL, COMREL & SYSREL) - User's manual.
- Rice, A., Bostrom, G. (2011): Measurements of carbon dioxide in an Oregon metropolitan region, Atmospheric Environment, Vol. 45, pp.1138-1144.
- Rüsch, H., Sell, R., Rackwitz, R. (1969): Statistische Analyse der Betondruckfestigkeit, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 206.
- Ruixia, H (2010): A Study on Carbonation for Low Calcium Fly Ash Concrete under Different Temperature and Relative Humidity, The Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE), Vol. 15, Bund Q, pp. 1871-1877.
- Russell, D., Basheer, P. A. M., Rankin, G. I. B., Long A. E. (2001): Effect of relative humidity and air permeability on prediction of the rate of carbonation of concrete, Proceedings of the ICE - Structures and Buildings, Vol. 146, Issue 3, pp. 319 –326.
- RWE (2013): Abbau Anlage Mühlheim-Kärlich – Sicherheitsbericht. Dok.-Nr.: STM-2-02.0000-401/C, Stand 20.12.2013.
- Rydock, J.P., Liso, K.R., Forland, E., Nore, K., Thue, J.V. (2005): A driving rain exposure index for Norway, Building and Environment, Vol. 40 Issue 11, pp. 1450-1458.
- Saetta, A.V., Vitaliani, R.V., (2005): Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures Part II. Practical applications, Cement and Concrete Research, Vol. 35, pp. 958–967.
- Sanders, C.H., Philipson, M.C. (2003): UK adaption strategy and technical measures: the impacts of climate change on buildings, Building Research and Information, Vol. 31, pp. 210-221.
- Schießl, P., Gehlen, Ch., Mayer, T., Böhm, D. (2004): Untersuchungsbericht Paul-Löbe-Haus, Ingenieurbüro Schießl-Gehlen-Sodeikat GmbH, München.
- Schießl, P., Gehlen, Ch., Pabsch, G., Böhm, D. (2001): Lebensdauerabschätzung hinsichtlich karbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion für einzelne Sichtbetonflächenbereiche, Gutachten, Ingenieurbüro Schießl-Gehlen-Sodeikat GmbH, München.
- Schießl, P., Lay, S. (2002), Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen. Forschungsbericht AiF/DBV-Nr. 12525/225, Technische Universität München, Deutschland.
- Schießl, P. (1976): Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 255 Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Schneider, M.; Meng, B.(2000): Ressourcenschonung bei der Zementherstellung am Beispiel des Einsatzes von Hüttsand. Beton-Information, Heft 1, S. 3-7, 2000.
- Schneider, J. (2007): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure, online erhältliche Ausgabe, Zürich.
- Sideris, K.K., Anagnostopoulos, N.S. (2013): Durability of normal strength self-compacting concretes and their impact on service life of reinforced concrete structures, Construction and Building Materials, Vol. 41, pp. 491–497.
- Siebel, E., Sprung, S. (1991): Einfluss des Kalksteins im Portlandkalksteinzement auf die Dauerhaftigkeit von Beton, Zement, Kalk, Gips International, Vol. 44, Issue 1, S. 1–11.
- Song, H-W., Kwon, S-J., Byun, K-J., Park, C-K. (2006): Predicting carbonation in early-aged cracked concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 36, pp. 979–989.
- Steffens, A. (2000): Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung, Dissertation am Institut für Statik der Technischen Universität Braunschweig.
- Sun, J. (2010): Carbonation kinetics of cementitious materials used in the geological disposal of radioactive waste. PhD-Thesis, Departement of Chemical Engineering, University College London, August 2010.

- Tuutti, K., (1982), Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.
- Van Balen, K., Van Gemert, D. (1994): Modelling lime mortar carbonation, Materials and Structures, Vol. 27, pp. 393-398.
- VDZ (2012): VDZ-Tätigkeitsbericht 2009-2012, Kapitel V Betonausgangsstoffe und –technologie, Betonbautechnik.
- VDZ (2011): Ökologisch und technisch optimierte Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen Laboruntersuchungen und Betriebsversuche, Schlussbericht zum Forschungsvorhaben „ÖkotopZement“ – Förderkennzeichen 01LK0502.
- Visser, J. (2012): Accelerated carbonation testing of mortar with supplementary cementing materials - Limitation of the acceleration due to drying, HERON, Vol. 57, Issue 3, pp. 231-247.
- Vogt, R., Christen, A., Rotach, M.W., Roth, M., Satyanarayana, A.N.V. (2006): Temporal dynamics of CO₂ fluxes and profiles over a Central European city, Theoretical and Applied Climatology, Vol. 84, pp.117–126.
- Wierig, H.-J. (1984): Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, RILEM seminar on the durability of concrete structures under normal outdoor exposure. 26th to 29th March 1984, Hannover.
- Zhang, J., Goa, Y., Han, Y. (2012): Interior humidity of concrete under dry-wet cycles, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 24, Issue 3, pp. 289-298.
- Yu, Kuiling (2013): Untersuchung der Einflussgrößen auf die Carbonatisierung des Betons, Masterarbeit am Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen, TU München.

Links

- www.zwoenitz-wetter.de (16.10.2013)
- www.esrl.noaa.gov (30.09.2013)
- www.heidelbergcement.com, (8.10.2013)
- www.sage.wisc.edu (15.10.2013)
- www.wikipedia.org (01.10.2013)
- www.windfinder.com (14.3.2014)
- www.dwd.de (16.09.2013)
- www.google.com (2013)

Anhang

A.1 Umgebungsbedingungen

A.1.1 Klimadaten: RH, ToW

Tabelle 39: Daten von Wetterstationen (www.DWD.de, 2013)

Region um	Relative Luftfeuchte [%]		ToW [°]
	μ (langjähriges Mittel)	σ (Jahreswerte, bezogen auf Tagesmittelwerte)	
Madrid, Spanien (üblich)	63	14	0,10
Bilbao, Spanien	73	12	0,19
Lissabon, Portugal	72	11	0,15
Porto, Portugal	77	11	0,13
Portugal (Neves et al., 2012)	70-80	k.A.	0,21
Portugal (Monteiro et al., 2010)	70	k.A.	0,18-0,24
Portugal, LNEC E 465, 2007	70	k.A.	k.A.
London, Großbritannien	76	11	0,19
Birmingham, Großbritannien	78	10	0,25
Maastricht, Niederlande	81	9	0,31
Amsterdam, Niederlande	77	10	0,25
Helgoland, Deutschland	84	8	0,29
Berlin, Deutschland (Schiell et al., 2004)	76	12	0,19
München, Deutschland	74	12	
Kopenhagen, Dänemark	79	8	0,22
Norwegen (Helland et al., 2001)	81	k.A.	k.A.
Oslo, Norwegen	77	11	0,22
Bergen, Norwegen	76	10	0,14
Trondheim, Norwegen	78	11	0,21
Bodo/Tromsø, Norwegen	75	12	0,19

A.1.2 Klimadaten: p_{SR}

Tabelle 40: Lokale Schlagregenwahrscheinlichkeiten (gerundet); Abseits der Hauptwindrichtung hinterlegt

Region um	p_{SR} [%]						
	Nordwest - Nordost	Nordost - Südost	Südost - Südwest	Südwest - Nordwest			
London, Großbritannien (Daten erworben beim DWD)	15	10	33	42			
Stormway, Großbritannien (Daten erworben beim DWD)	15	8	39	36			
Oslo, Norwegen (Rydock et al., 2005)	21	21	15	6			
Bergen, Norwegen (Rydock et al., 2005)	7	5	50	31			
Trondheim, Norwegen (Rydock et al., 2005)	9	6	10	34			
Bodo/Tromsø, Norwegen (Rydock et al., 2005)	5	2	20	17			
München, Deutschland (Bunte, 1994)	9	3	33	37			
Koblenz, Deutschland (RWE, 2013)	8	12	8	14			
Berlin, Deutschland (Bunte, 1994)	17	22	26	31			
Braunschweig, Deutschland (Bunte, 1994)	11	7	31	27			
Bremen, Deutschland (Bunte, 1994)	12	9	26	26			
Hamburg, Deutschland (Bunte, 1994)	8	10	30	30			
Karlsruhe, Deutschland (Bunte, 1994)	8	8	59	59			

A.1.3 Klimadaten: CO₂

Tabelle 41: CO₂-Konzentrationen in Ballungszentren (Büns & Kuttler, 2012, Rice et al., 2011, Johnston, 2009, Kandias, 2007, Beck, 2007, Vogt et al., 2006, Moriwaki & Kanda, 2004, Grimmond et al., 2002)

Ballungszentrum (XC3, XC4) Mittelwerte über 1 bis 2 Jahre			
Quelle	Jahr	Ortsbeschreibung	CO ₂ -Konzentration [ppm]
Rice et al., 2011	2009	Columbia, USA	408
Rice et al., 2011	2010	Columbia, USA	407
Büns & Kuttler, 2012	2010	Essen, Deutschland	417
Grimmond et al., 2002	1995	Chicago, USA	384
Grimmond et al., 2002	1991 bis 1992	London, Großbritannien	410
Grimmond et al., 2002	2000	Phoenix, USA	402
Vogt et al., 2006	2002	Basel, Schweiz	410
Moriwaki & Kanda, 2004	2002	Edinburgh, Großbritannien	385
Kandias, 2007	2005	Mexiko Stadt, Mexiko	398
Johnston, 2009	Keine Angabe	Lauder, Neuseeland	400
Beck, 2007	1939 bis 1941	Giessen, Deutschland	430
Henninger, 2012	2003 bis 2004	Essen, Deutschland	430

Tabelle 42: CO₂-Konzentration im ländlichen Raum (Büns & Kuttler, 2012, Kuosa, 2011, Rice & Bostrom, 2011, Kandias, 2007, Coutts et al., 2007, Vogt et al., 2006, Grimmond et al., 2002)

Ländlicher Raum (XC3, XC4) Mittelwerte über eine Saison bzw. 1 Jahr			
Quelle	Jahr	Ortsbeschreibung	CO ₂ -Konzentration [ppm]
Grimmond et al., 2002	1993	Vorort von Vancouver, Kanada	375
Kandias, 2007	1990	Vorort von Nottingham, Großbritannien	360
Kandias, 2007	1997	Vorort von Rondonia, Brasilien	423
Coutts et al., 2007	Sommer 2004	Wohngelände von Melbourne, Australien	365
Rice & Bostrom, 2011	2009	Columbia, USA	403
Büns & Kuttler, 2012	2010	Vorort von Essen, Deutschland	381
Kuosa, 2011	2011	Otaniemi, Finnland	376
Vogt et al., 2006	2003	Schauinsland, Schweiz	370

A.2 Benchmark a-priori Zuverlässigkeiten

Tabelle 43: Deskriptive Regeln Spanien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $c_{nom}=c_{min}+\Delta c$ [mm]
IIb/XC3	0,55	CEM I	C30/37	300	30 = 20 + 10

Tabelle 44: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	3092	1292	-
ϵ_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	70	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
Cs	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	30	6	-

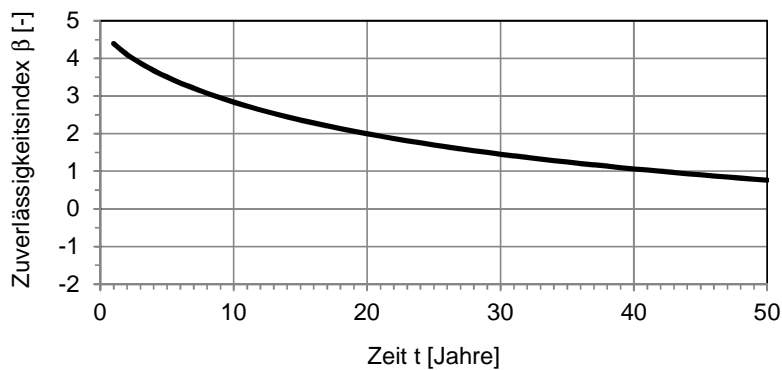


Bild 60: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 45: Deskriptive Regeln Spanien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
IIb/XC3	0,55	CEM III/B	C30/37	300	35 = 25 + 10

Tabelle 46: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	13977	4188	-
ϵ_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	65	14	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

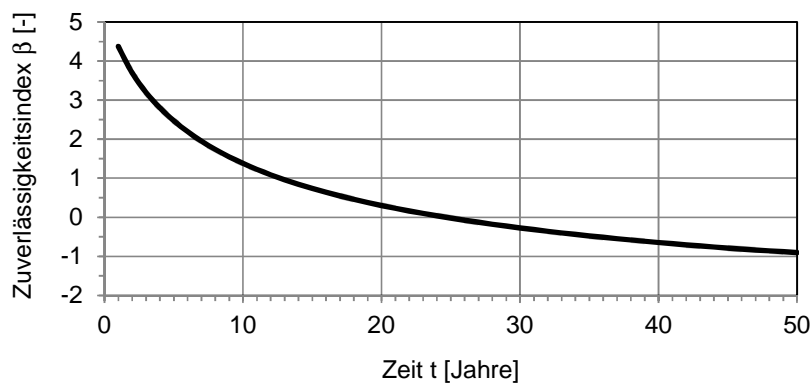


Bild 61: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 47: Deskriptive Regeln Spanien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
IIb/XC4	0,55	CEM I	C30/37	300	30 = 20 + 10

Tabelle 48: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	3092	1291	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	70	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,1	-	-
p_{SR}	-	konstant	1,0	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	30	9	-

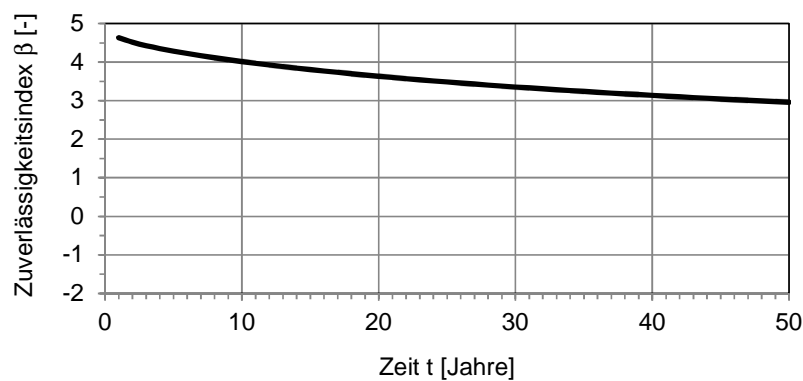


Bild 62: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 49: Deskriptive Regeln Spanien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
II/b/XC4	0,55	CEM III/B	C30/37	300	35 = 25 + 10

Tabelle 50: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	13977	4188	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	65	14	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

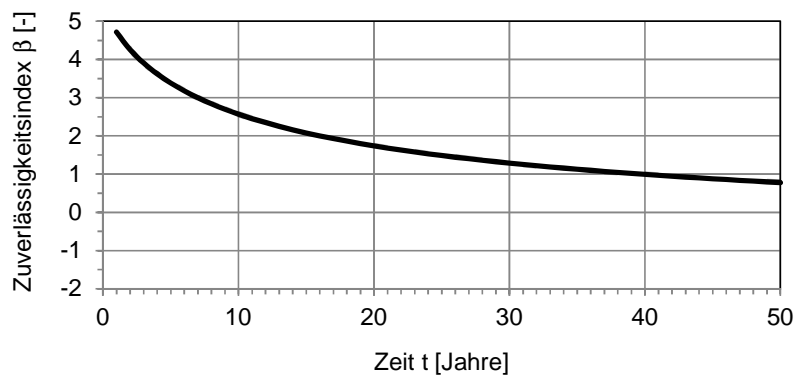


Bild 63: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 51: Deskriptive Regeln Portugal

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC3	0,60	CEM I	C30/37	280	35 = 25 + 10

Tabelle 52: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	4228	1648	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	70	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

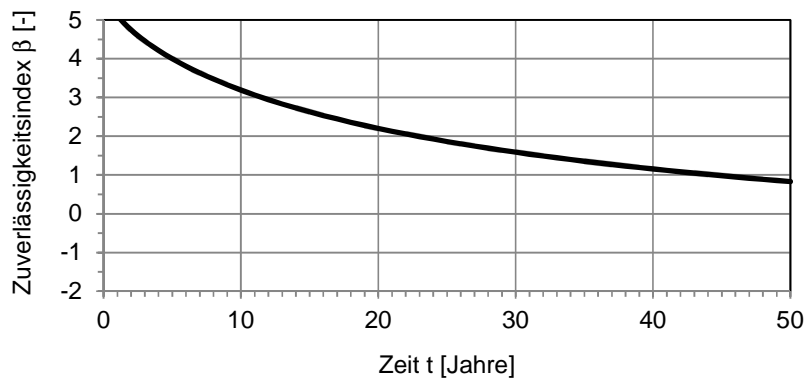


Bild 64: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 53: Deskriptive Regeln Portugal

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC3	0,55	CEM III/A	C30/37	300	35 = 25 + 10

Tabelle 54: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	9465	3090	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	70	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

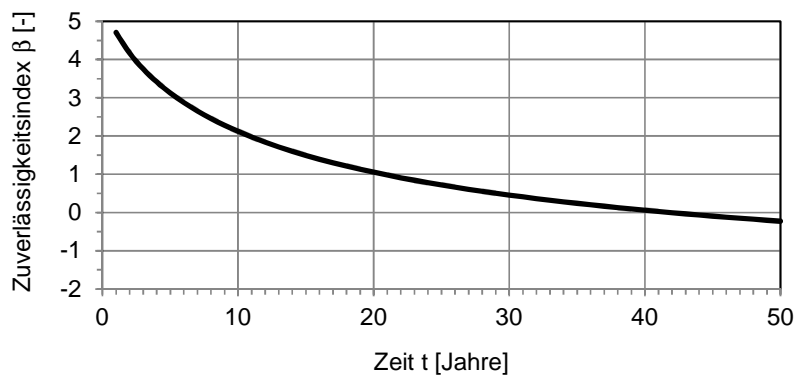


Bild 65: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 55: Deskriptive Regeln Portugal

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC4	0,60	CEM I	C30/37	280	40 = 30 + 10

Tabelle 56: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	4278	1648	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	70	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p_{SR}	-	konstant	1,0	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	40	9	-

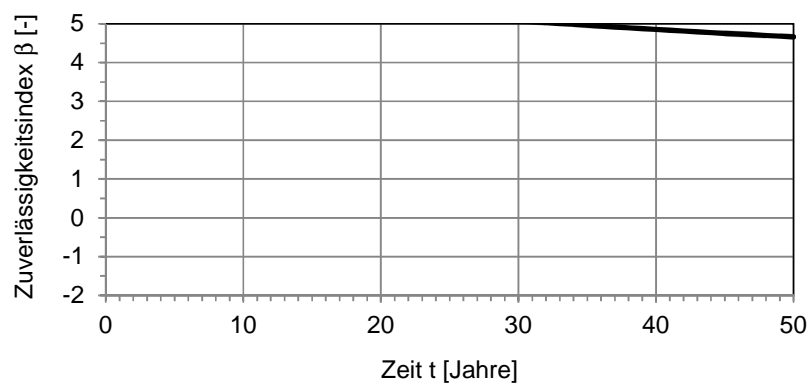


Bild 66: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 57: Deskriptive Regeln Portugal

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC4	0,55	CEM III/A	C30/37	300	40 = 30 + 10

Tabelle 58: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	9465	3090	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	70	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p _{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	40	6	-



Bild 67: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 59: Deskriptive Regeln Großbritannien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC3	0,45	CEM I	C40/50	340	35 = 20 + 15

Tabelle 60: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	1641	788	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	9	-

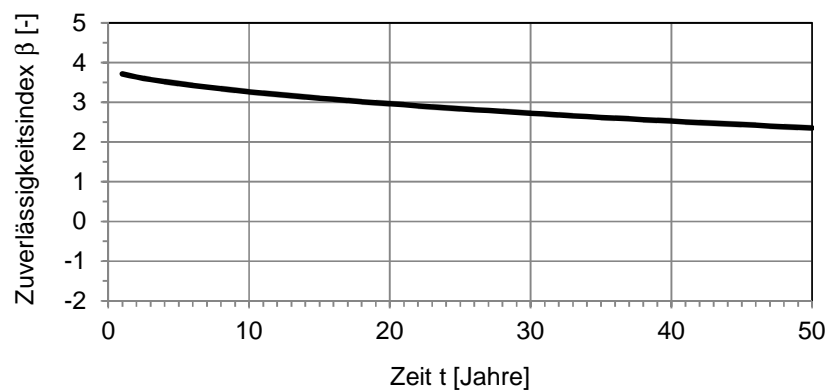


Bild 68: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 61: Deskriptive Regeln Großbritannien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC3	0,65	CEM III/B	C25/30	260	50 = 35 + 15

Tabelle 62: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	39336	9388	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	50	9	-

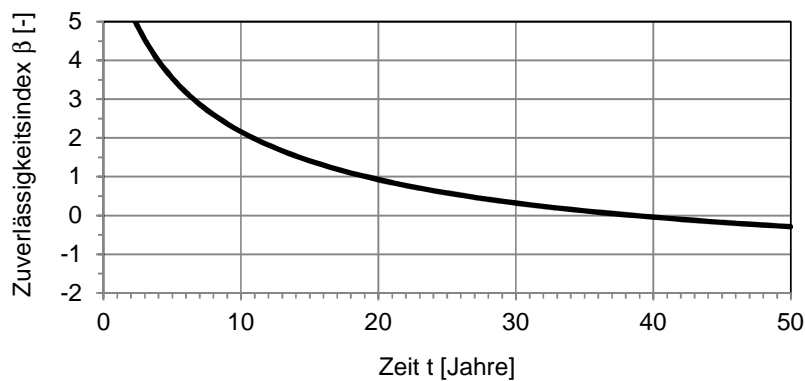


Bild 69: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 63: Deskriptive Regeln Großbritannien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC4	0,45	CEM I	C40/50	340	35 = 20 + 15

Tabelle 64: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	1641	788	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,3	-	-
p _{SR}	-	konstant	1,0	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	9	-

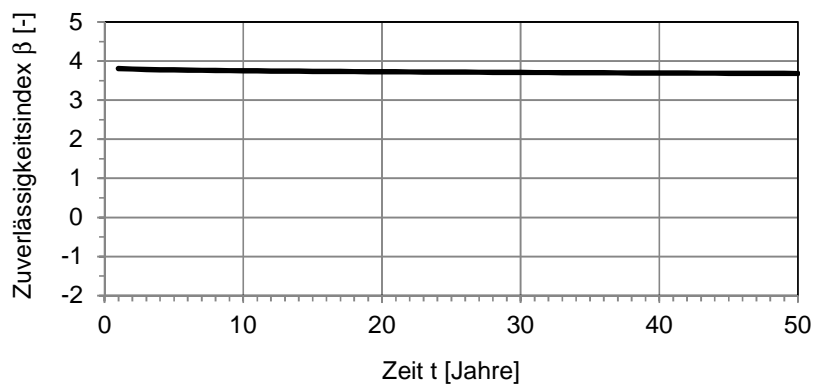


Bild 70: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 65: Deskriptive Regeln Großbritannien

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC4	0,65	CEM III/B	C25/30	260	50 = 35 + 15

Tabelle 66: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	39336	9388	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p _{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	50	9	-



Bild 71: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 67: Deskriptive Regeln Niederlande

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung ¹⁾ C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC3	0,55	CEM I	k.A.	280	30 = 25 + 5

1) <http://www.iostdevree.nl> (01.2015)

Tabelle 68: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	3092	1291	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	30	3	-

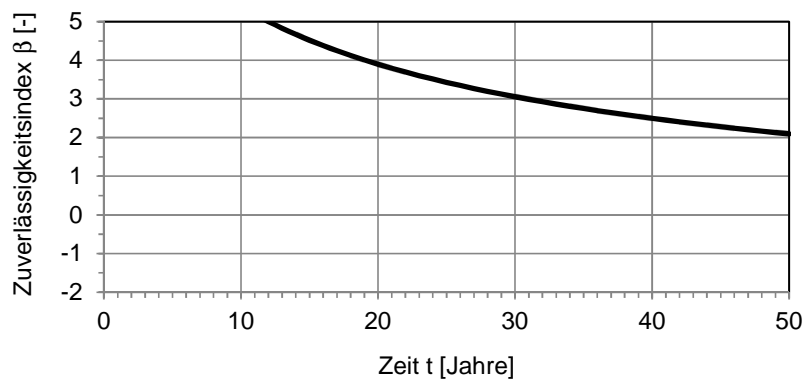


Bild 72: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 69: Deskriptive Regeln Niederlande

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC3	0,55	CEM III/B	k.A.	280	30 = 25 + 5

Tabelle 70: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	13977	4188	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	30	3	-

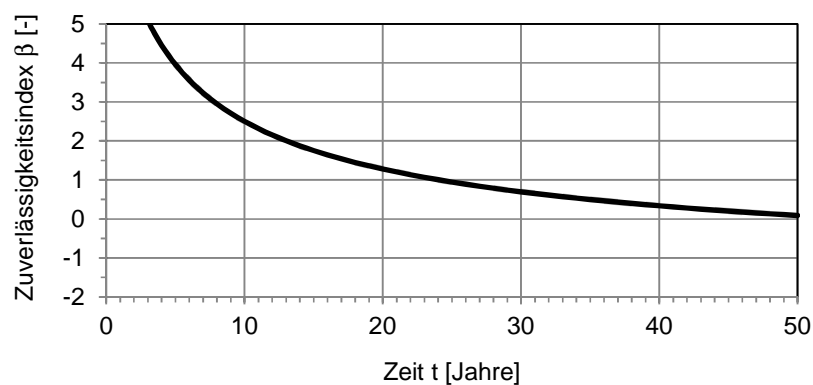


Bild 73: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 71: Deskriptive Regeln Niederlande

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC4	0,50	CEM I	k.A.	300	30 = 25 + 5

Tabelle 72: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	2145	971	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,3	-	-
p_{SR}	-	konstant	1,0	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	30	3	-

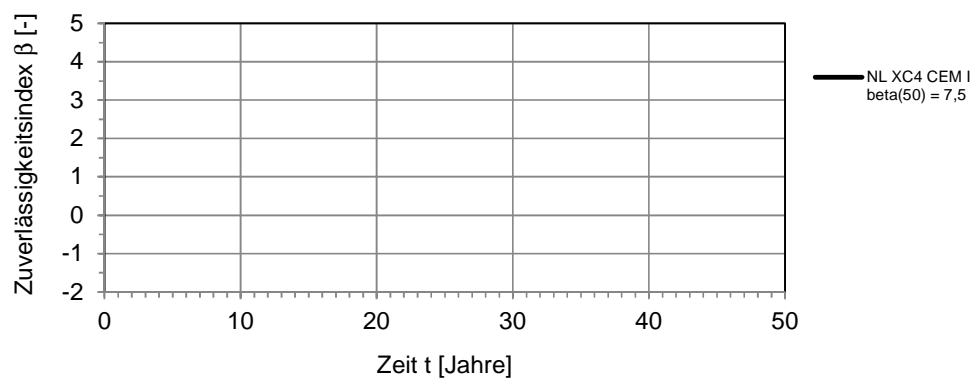


Bild 74: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 73: Deskriptive Regeln Niederlande

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC4	0,50	CEM III/B	k.A.	300	30 = 25 + 5

Tabelle 74: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	8392	2814	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,3	-	-
p _{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
Cs	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	30	3	-

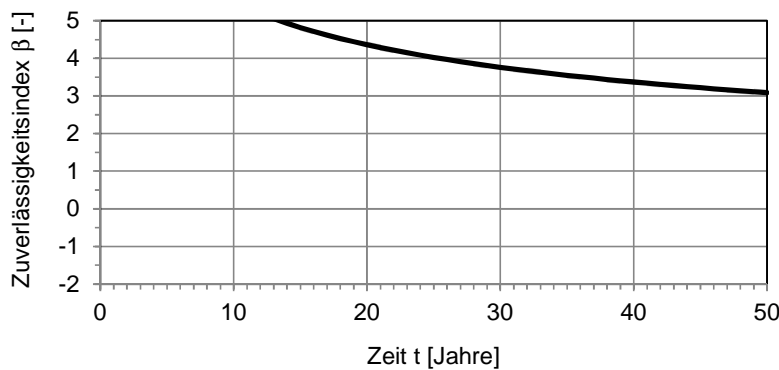


Bild 75: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 75: Deskriptive Regeln Deutschland

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC3	0,65	CEM I	C20/25	260	35 = 20 + 15

Tabelle 76: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	7659	2620	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	9	-

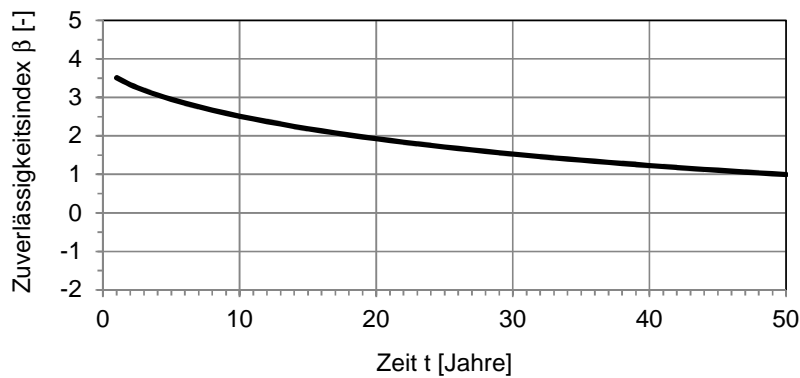


Bild 76: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 77: Deskriptive Regeln Deutschland

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC3	0,65	CEM III/B	C20/25	260	35 = 20 + 15

Tabelle 78: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	39336	9388	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	9	-

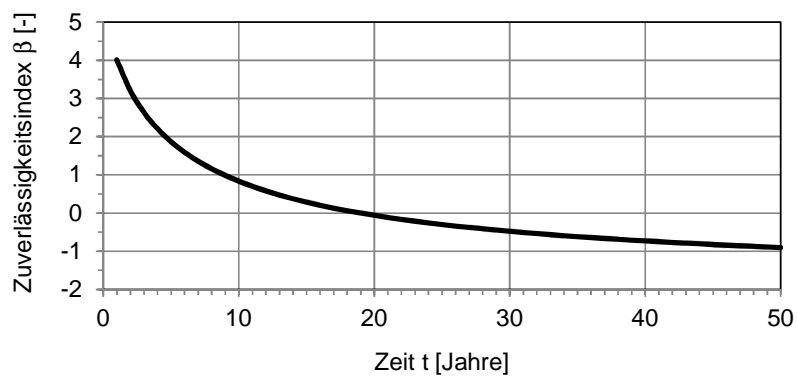


Bild 77: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 79: Deskriptive Regeln Deutschland

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC4	0,60	CEM I	C25/30	280	40 = 25 + 15

Tabelle 80: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	4228	1648	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,3	-	-
p _{SR}	-	konstant	1	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	40	9	-

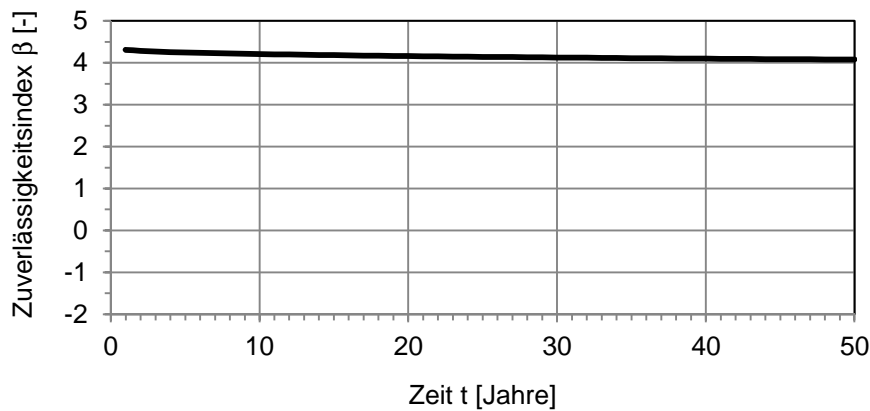


Bild 78: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 81: Deskriptive Regeln Deutschland

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC4	0,60	CEM III/B	C25/30	280	40 = 25 + 15

Tabelle 82: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	25240	6641	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p_{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	40	9	-

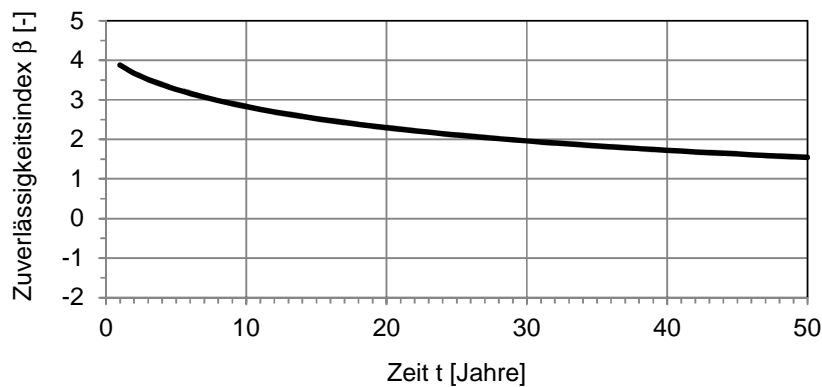


Bild 79: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 83: Deskriptive Regeln Dänemark

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC3	0,55	CEM I 42,5	k.A.	150	25 = 20 + 5

Tabelle 84: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	3092	1291	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	25	3	-

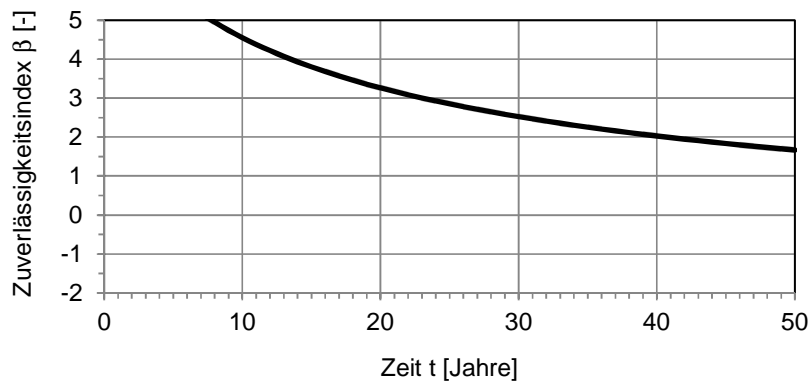


Bild 80: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 85: Deskriptive Regeln Dänemark

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC3	0,55	CEM II/B 42,5	k.A.	260	25 = 20 + 5

Tabelle 86: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	7888	2681	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	25	3	-



Bild 81: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 87: Deskriptive Regeln Dänemark

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC4	0,55	CEM I 42,5	k.A.	150	25 = 20 + 5

Tabelle 88: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	3092	1291	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,3	-	-
p _{SR}	-	konstant	1	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	25	3	-

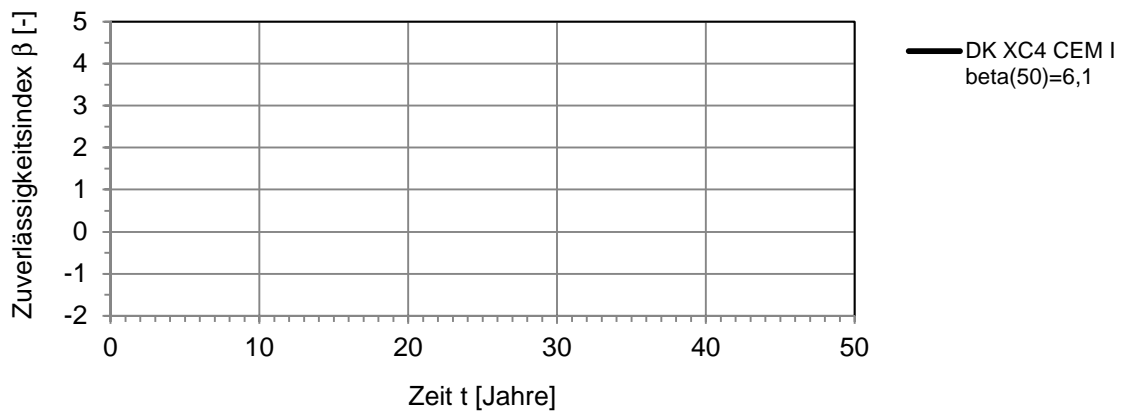


Bild 82: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 89: Deskriptive Regeln Dänemark

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC4	0,55	CEM II/B 42,5	k.A.	280	25 = 20 + 5

Tabelle 90: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	7887,5	2680,7	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,3	-	-
p _{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	25	5	-

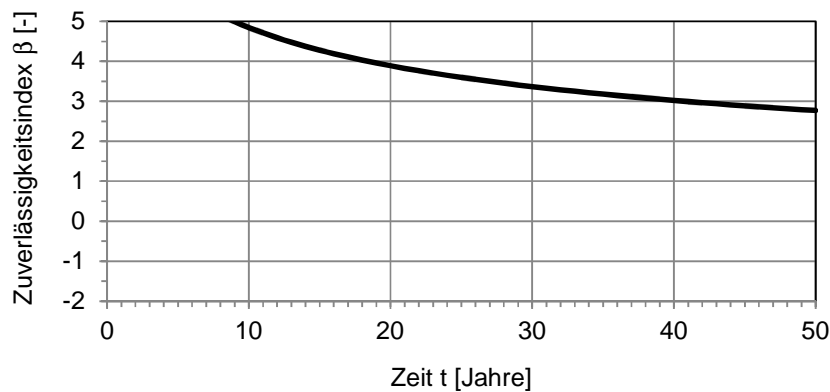


Bild 83: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 91: Deskriptive Regeln Norwegen

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung C _{nom} =C _{min} +Δc [mm]
XC3	0,60	CEM I	k.A.	250	35 = 25 + 10

Tabelle 92: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	4227,7	1648,1	-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	-
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t _c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

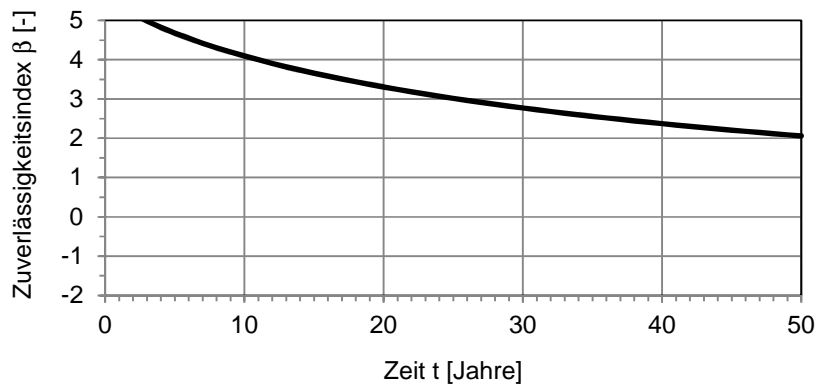


Bild 84: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 93: Deskriptive Regeln Norwegen

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC3	0,60	CEM II/A	k.A.	250	35 = 25 + 10

Tabelle 94: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	8515	2846	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

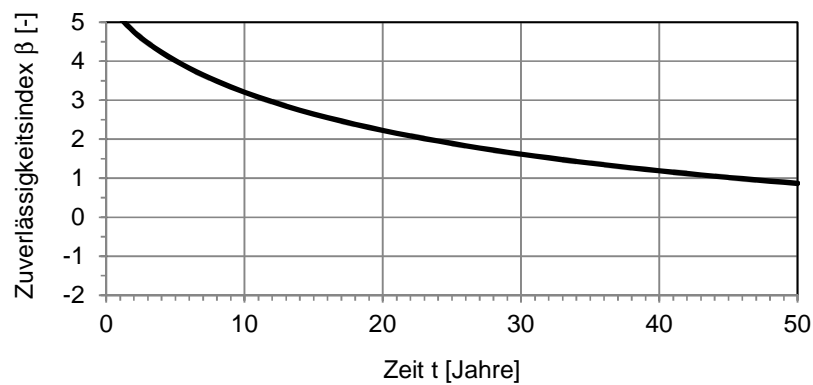


Bild 85: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 95: Deskriptive Regeln Norwegen

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC4	0,60	CEM I	k.A.	250	35 = 25 + 10

Tabelle 96: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	4228	1648	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	80	10	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,3	-	-
p_{SR}	-	konstant	1	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

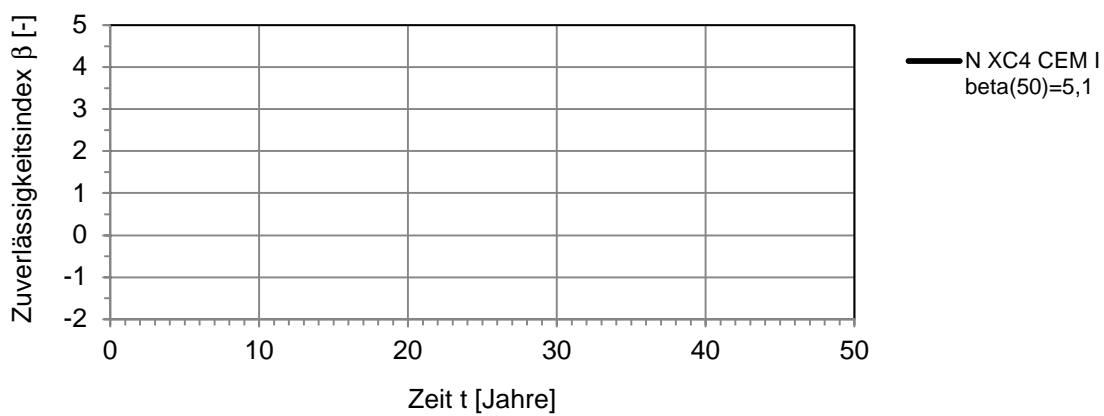


Bild 86: Zuverlässigkeitsverlauf

Tabelle 97: Deskriptive Regeln Norwegen

Expositions- klasse [-]	w/z- Wert [-]	Zementart	Beton- druckfestigkeits- klasse	Min. Zementgehalt [kg/m ³]	Nominale Betondeckung $C_{nom}=C_{min}+\Delta c$ [mm]
XC4	0,60	CEM II/A	k.A.	250	35 = 25 + 10

Tabelle 98: Modellparameter

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	8515	2846	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p_{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
a	mm	normal	35	6	-

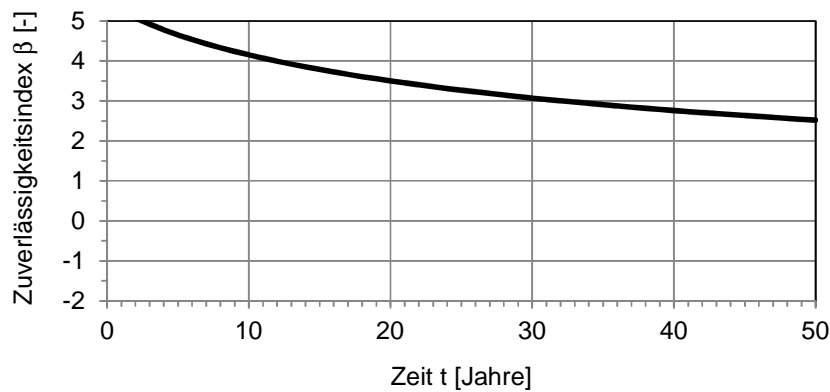


Bild 87: Zuverlässigkeitsverlauf

A.3 Bauwerkszuverlässigkeiten

Nr.1 Auslagerungsproben am Hypodromo de la Zarzuela, Madrid, Spanien

Bei der Untersuchung Nr. 1 handelt es sich um zylinderförmige Betonprobekörper, ausgelagert am Hypodromo de la Zarzuela in Madrid, Spanien, von Galan et al., 2010 (vgl. Bild 88). Die Proben sind frei bewittert gewesen und können der Expositionsklasse IIb (Regenmenge < 600 mm/Jahr; EHE-08:2008) zugeordnet werden. Die Expositionsklasse IIb entspricht näherungsweise der Expositionsklasse XC4. Die Untersuchung der Proben ist nach sieben Jahren Auslagerung erfolgt.



Bild 88: Hypodromo de la Zarzuela in Madrid (Galan et al., 2010)

Die Proben haben aus einem CEM I 42,5R mit 350 kg/m³ Zement mit einem planmäßigen w/b-Wert von 0,50 bestanden. Der zur Prognose benötigte Carbonatisierungswiderstand konnte in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart und dem w/b-Wert abgeleitet werden. Die Nachbehandlungsdauer hat angabegemäß zwei Tage betragen (Galan et al., 2010). Die relative Luftfeuchte ist im Forschungsbericht dokumentiert worden und hat zwischen 27 % und 97 % gelegen. Daraus ist eine mittlere relative Luftfeuchte von 62 % mit einer Streuung von 11 % ermittelt worden, die sich mit den Daten von www.DWD.de, 2013 deckt. Die Beregnungshäufigkeit ist aus Daten von www.DWD.de, 2013 ermittelt worden. Die Niederschlagshäufigkeit ist zu 0,3 [-] gesetzt worden, da es sich um eine Vielzahl von Proben handelt, die in geringem Abstand zueinander standen und die Carbonatisierungstiefe horizontal gemessen wurde. Die CO₂-Konzentration wurde mit 500 ppm über den Auslagerungszeitraum angegeben.

Die gemessenen Carbonatisierungstiefen sind als Mittelwert mit Fehlerbalken angegeben (Galan et al., 2010) und, da es sich um zwei unabhängige Stichproben gehandelt hat, als gepoolte Standardabweichung übernommen worden.

In Tabelle 99 sind die Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe und die gemessene Carbonatisierungstiefe zusammengestellt.

Tabelle 99: Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe, prognostizierte Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{insp})$ und gemessene Carbonatisierungstiefe $d_k(t_{insp})$

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	2145,4	971	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	62	11	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,1	-	-
p_{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m^3	normal	0,00091	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
t_{insp}	a	konstant	7	-	-
$x_c(t_{insp})$	mm	normal	4,9	1,8	-
$d_k(t_{insp})$	mm	normal	6,0	1,6	-

In Bild 89 sind die Dichtefunktion der gemessenen Carbonatisierungstiefe und die Dichtefunktion der prognostizierten Carbonatisierungstiefe dargestellt.

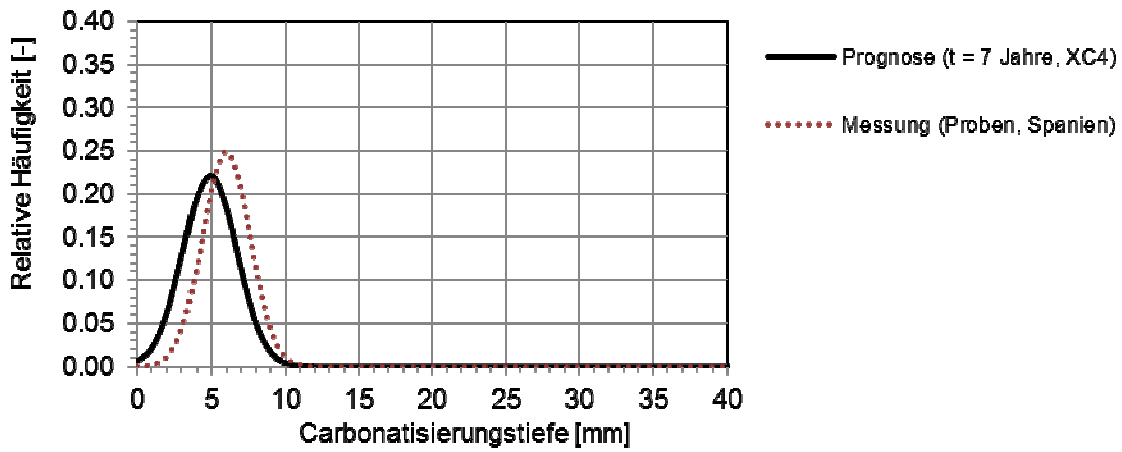


Bild 89: Nr.1 prognostizierte und gemessene Carbonatisierungstiefe der Proben nach sieben Jahren Auslagerung in Madrid

In Bild 90 sind der Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen dargestellt.

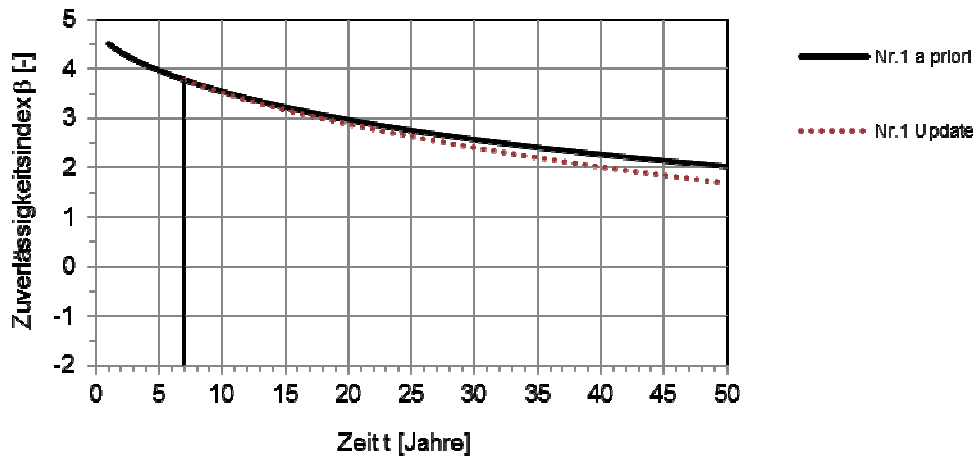


Bild 90: Nr.1 Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose (SORM) und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen (FORM)

Nr.2 Chamine-Brücke, Montargil - Mora, Portugal

Beim Bauwerk Nr. 2 handelt es sich um die Chamine-Brücke über den Fluss Raia zwischen Montargil und Mora in Portugal (vgl. Bild 91). Das Bauwerk ist zwischen 1932 und 1934 errichtet worden. Nach rund 60 Jahren sind die vor Beregnung geschützten Stahlbetonbogenunterseiten der Brücke untersucht worden (Appleton, 2009). Die untersuchten Flächen können der Expositionsklasse XC3 zugeordnet werden.



Bild 91: Chamine-Brücke über den Fluss Raia zwischen Montargil und Mora in Portugal (Appleton, 2009)

Der Beton der Bogenunterseiten hat aus CEM I (400kg/m^3) mit einem w/b-Wert von 0,5 bestanden. Über die Betonfestigkeit ist nichts bekannt. Der zur Prognose benötigte Carbonatisierungswiderstand konnte in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart und dem w/b-Wert abgeleitet werden. konnte in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart und dem w/b-Wert abgeleitet werden. Die Nachbehandlungsdauer ist auf zwei Tage abgeschätzt worden. Da es sich um die Brückenunterseite über einen Fluss handelt, ist eine hohe relative Luftfeuchte, vergleichbar mit üblichen Inselklimaten (Helgoland), angenommen worden. Als CO_2 -Konzentration wurde die aktuelle atmosphärische CO_2 -Konzentration angesetzt.

Zur Anzahl und örtlichen Verteilung der gemessenen Carbonatisierungstiefe am Bauteil sind keine Angaben gemacht worden. Die Carbonatisierungstiefen sind mit Minimal- und Maximalwert angegeben worden. Zur Abschätzung der Verteilung der gemessenen Carbonatisierungstiefen sind Mittelwert und Standardabweichung aus Minimal- und Maximalwert abgeleitet worden. Dabei ist vorausgesetzt worden, dass die Carbonatisierungstiefe normalverteilt ist und dass Minimal- und Maximalwert dem 5 %- bzw. 95 %-Quantil entsprechen.

In Tabelle 100 sind die Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe und die gemessene Carbonatisierungstiefe zusammengestellt.

Tabelle 100: Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe, prognostizierte Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{insp})$ und gemessene Carbonatisierungstiefe $d_k(t_{insp})$

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	2145,4	971	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	85	8	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
$C_{s,NAC}$	kg/m ³	normal	0,00073	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
t_{insp}	a	konstant	60	-	-
$x_c(t_{insp})$	mm	normal	11	5,2	-
$d_k(t_{insp})$	mm	normal	12,5	4,6	-

In Bild 92 sind die Dichtefunktion der gemessenen Carbonatisierungstiefe und die Dichtefunktion der prognostizierten Carbonatisierungstiefe dargestellt.

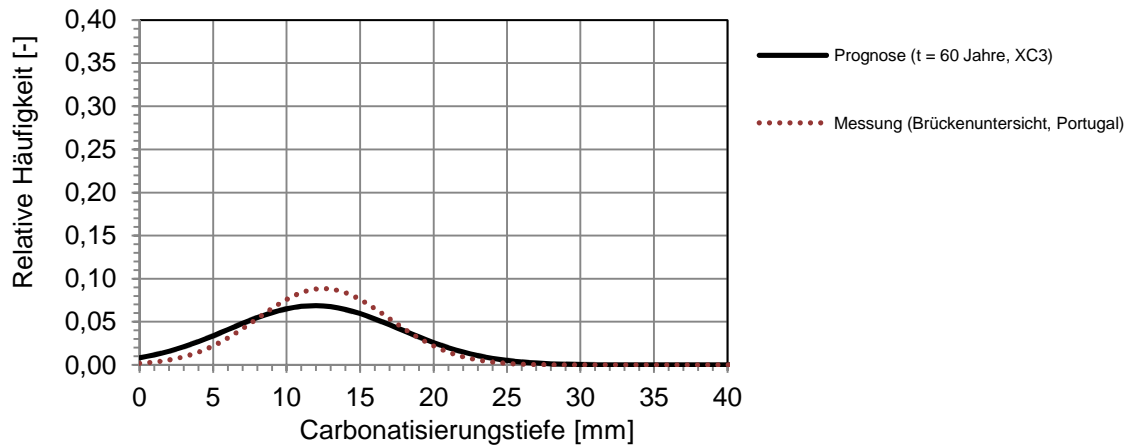


Bild 92: Nr.2 prognostizierte und gemessene Carbonatisierungstiefe der Brückenunterschicht nach rund 60 Jahren Nutzungsdauer in Portugal

In Bild 93 sind der Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen dargestellt.

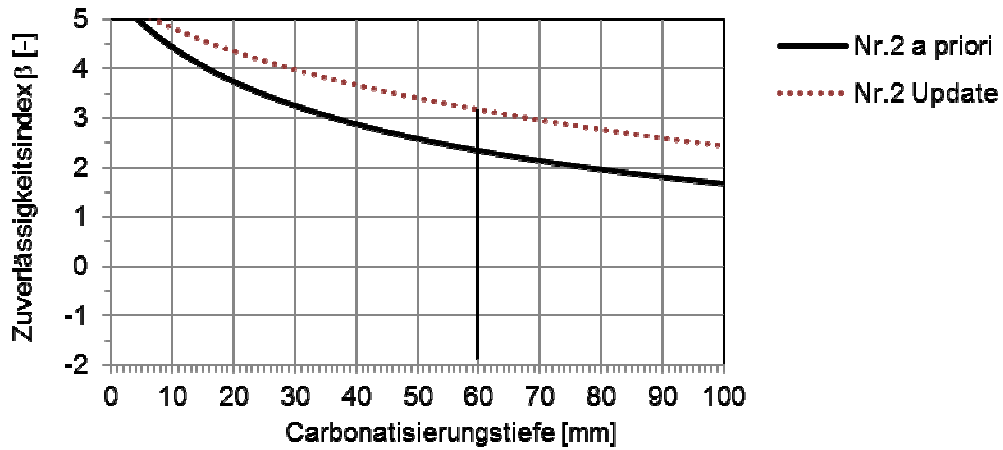


Bild 93: Nr.2 Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose (SORM) und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen (FORM)

Nr.3 Stahlbetonsäulen einer Veranda, Midlands, Großbritannien

Beim Bauteil Nr. 3 handelt es sich um Stahlbetonsäulen einer Veranda. Die Veranda befindet sich in den Midlands Großbritanniens (vgl. Bild 94). Die vor Beregnung geschützten Säulen sind nach 9,5 Jahren Nutzungsdauer von Osborne, 1999 untersucht worden. Die Säulen können der Expositionsklasse XC3 zugeordnet werden.



Bild 94:
Stahlbetonsäulen
Midlands,
Großbritannien
(Osborne, 1999,
www.wikipedia.org,
2013)

Der Beton der Säulen hat aus CEM III/B (70% GGBS, 370kg/m³) bestanden. Aus den gemessenen Druckfestigkeiten von 36 N/mm² bis 63 N/mm² ist ein w/b-Wert von 0,55, entsprechend den damaligen Vorgaben in (BS 5337:1976), abgeschätzt worden. Der zur Prognose benötigte Carbonatisierungswiderstand konnte in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart und dem w/b-Wert abgeleitet werden. konnte in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart und dem w/b-Wert abgeleitet werden. Die Nachbehandlungsdauer ist, der Veröffentlichung entsprechend, mit vier Tagen angenommen worden. Die relative Luftfeuchte ist aus den Daten von www.dwd.de, 2013 ermittelt worden.

Zur Anzahl und örtlichen Verteilung der gemessenen Carbonatisierungstiefe am Bauteil sind keine Angaben gemacht worden. Die Carbonatisierungstiefen sind mit Minimal- und Maximalwert angegeben worden. Zur Abschätzung der Verteilung der gemessenen Carbonatisierungstiefen sind Mittelwert und Standardabweichung aus Minimal- und Maximalwert abgeleitet worden. Dabei ist vorausgesetzt worden, dass die Carbonatisierungstiefe normalverteilt ist und dass Minimal- und Maximalwert dem 5 %- bzw. 95 %-Quantil entsprechen.

In Tabelle 101 sind die Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe und die gemessene Carbonatisierungstiefe zusammengestellt.

Tabelle 101: Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe, prognostizierte Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{insp})$ und gemessene Carbonatisierungstiefe $d_k(t_{insp})$

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	25240	6641,4	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	82	10	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
t_{insp}	a	konstant	9,5	-	-
$x_c(t_{insp})$	mm	normal	15,0	6,9	-
$d_k(t_{insp})$	mm	normal	16,8	3,4	-

In Bild 95 sind die Dichtefunktion der gemessenen Carbonatisierungstiefe und die Dichtefunktion der prognostizierten Carbonatisierungstiefe dargestellt.

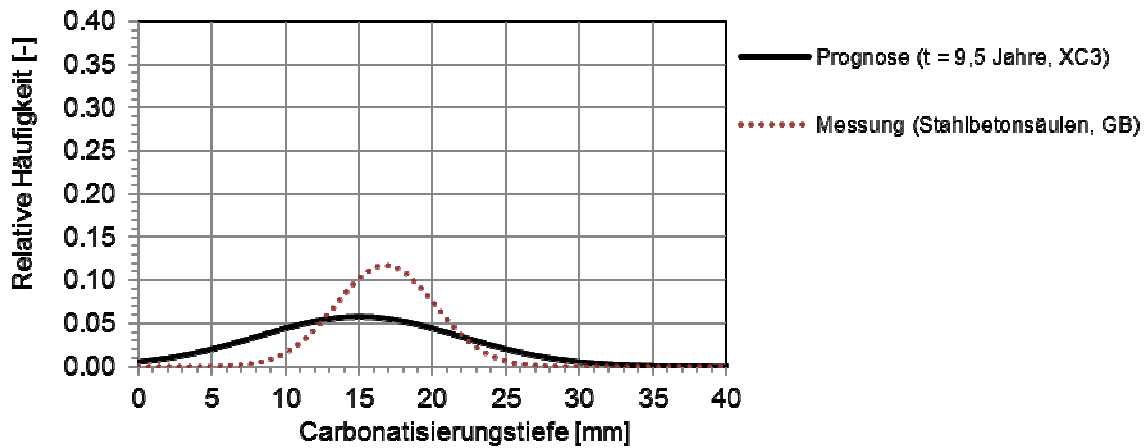


Bild 95: Nr.3 prognostizierte und gemessene Carbonatisierungstiefe der Brückenunterschicht nach rund 60 Jahren Nutzungsdauer in Portugal

In Bild 96 sind der Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen dargestellt.

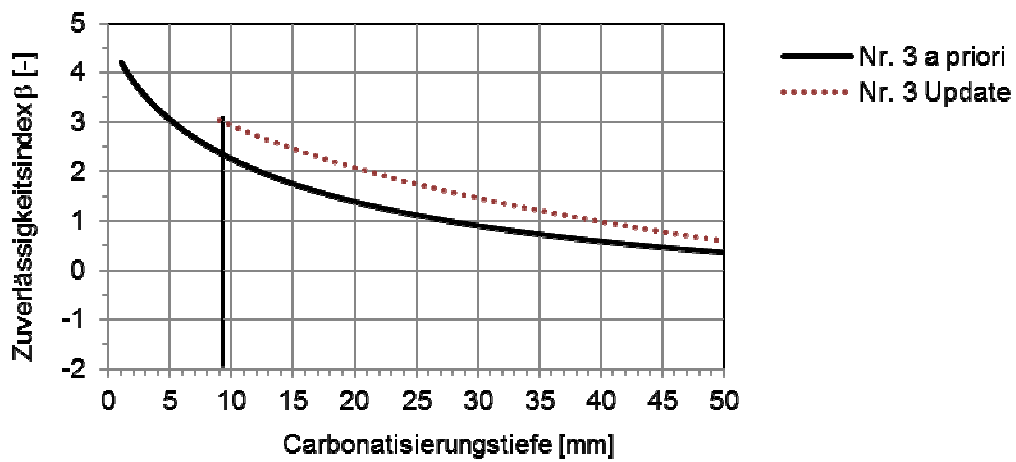


Bild 96: Nr.3 Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose (SORM) und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen (FORM)

Nr.4 Stahlbetonhochbaufassade, Berlin, Deutschland

Beim Bauwerk Nr. 4 handelt es sich um eine Stahlbetonhochbaufassade aus Sichtbetonkämmen (vgl. Bild 97). Das Bauwerk befindet sich in Berlin, Deutschland. Das Bauwerk ist 1998/1999 errichtet worden. Nach sechs Jahren sind u. a. Carbonatisierungstiefen an sechs der nach Norden und Süden ausgerichteten Sichtbetonkämme untersucht worden (Gehlen et al., 2004). Die Sichtbetonkämme können der Expositionsklasse XC4 zugeordnet werden.

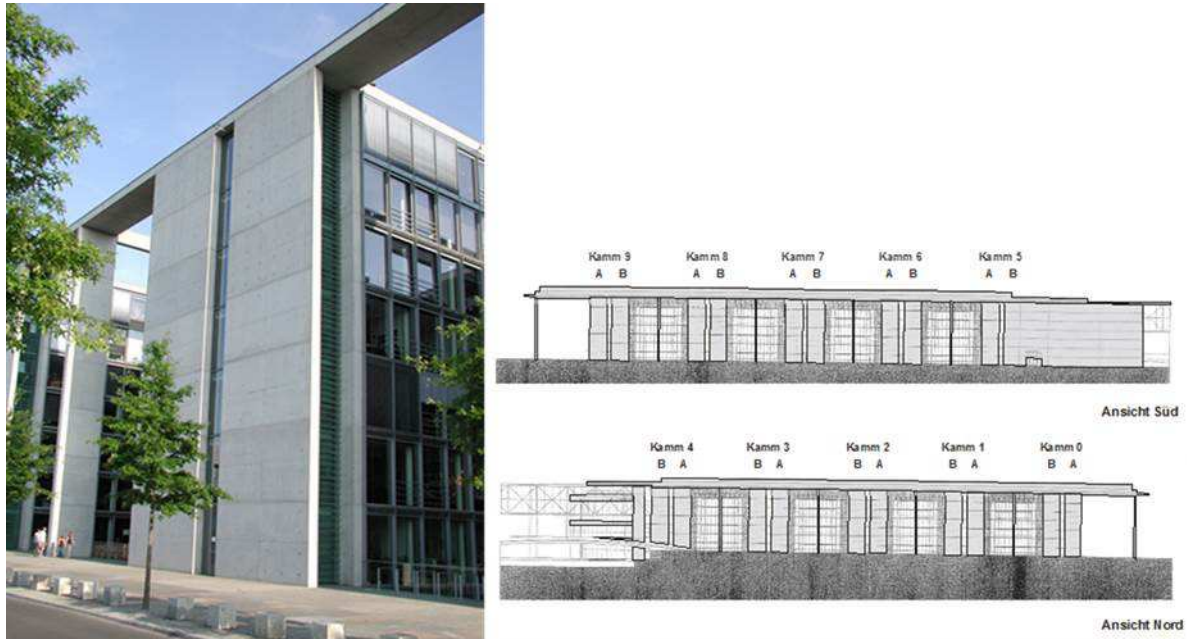


Bild 97: Hochbaufassade in Berlin, Deutschland (Gehlen et al., 2004)

Der Beton (325 kg/m^3 Zement) hat aus CEM III/A $32,5 \text{ NA} + 60 \text{ kg/m}^3$ Flugasche (Bindemittelgehalt: 385 kg/m^3) und einem Wassergehalt von 183 kg/m^3 bestanden. Der w/b-Wert hat bei 0,48 gelegen. Es wird angenommen, dass der Klinkeranteil des CEM III/A bei 35 % gelegen hat, sodass der Klinkeranteil nach Zugabe von 60 kg/m^3 Flugasche rund 30 % betragen hat und dem Klinkergehalt eines CEM III/B entspricht, sodass der Carbonatisierungswiderstand eines CEM III/B angesetzt wurde. Die Nachbehandlungsdauer ist mit drei Tagen angesetzt worden. Die Klimadaten *RH* bzw. *ToW* sind der nächstgelegenen Wetterstation entnommen worden und haben i. M. bei 76 % rel. Hum. bzw. 0,2 gelegen. Die Schlagregenwahrscheinlichkeiten der Nord- und Südseiten (abseits der Hauptwindrichtung) sind ähnlich gering und sind deshalb zusammengefasst worden. Lokale Schlagregenwahrscheinlichkeiten sind von Gehlen, 2000 für verschiedene Städte Deutschlands, getrennt nach geografischer Ausrichtung, quantifiziert und angesetzt worden.

Zur Messung der Carbonatisierungstiefe sind Bohrkerne in einem Raster von rund 3 m^2 über die gesamte Höhe entnommen worden. Insgesamt sind je Sichtbetonkamm sieben Bohrkerne entnommen worden (außer beim Sichtbetonkamm Nr. 3 mit nur sechs Bohrkerne), was insgesamt 41 Bohrkerne ergeben hat. Die mittlere Carbonatisierungstiefe eines Bohrkerne entspricht einem

Einzelwert. Aus den Einzelwerten sind mittels Maximum-Likelihood-Schätzung Verteilungsfunktion und Verteilungsparameter der gemessenen Carbonatisierungstiefen ermittelt worden.

In Tabelle 102 sind die Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe und die gemessene Carbonatisierungstiefe zusammengestellt.

Tabelle 102: Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe, prognostizierte Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{insp})$ und gemessene Carbonatisierungstiefe $d_k(t_{insp})$

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	8392,3	2813,6	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	3	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	76	11	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p_{SR}	-	konstant	0,1	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
t_{insp}	a	konstant	6	-	-
$x_c(t_{insp})$	mm	normal	8,7	3,3	-
$d_{k,gesamt}(t_{insp})$	mm	normal	10,1	4,5	-
$d_{k,süd}(t_{insp})$	mm	normal	9,4	4,3	-
$d_{k,nord}(t_{insp})$	mm	normal	10,8	4,4	-

In Bild 98 sind die gemessene Carbonatisierungstiefe mit ihrer relativen Häufigkeit, getrennt nach Süd- und Nordseite dargestellt. Der relativen Häufigkeit der gemessenen Carbonatisierungstiefe ist die Dichtefunktion der prognostizierten Carbonatisierungstiefe gegenübergestellt.

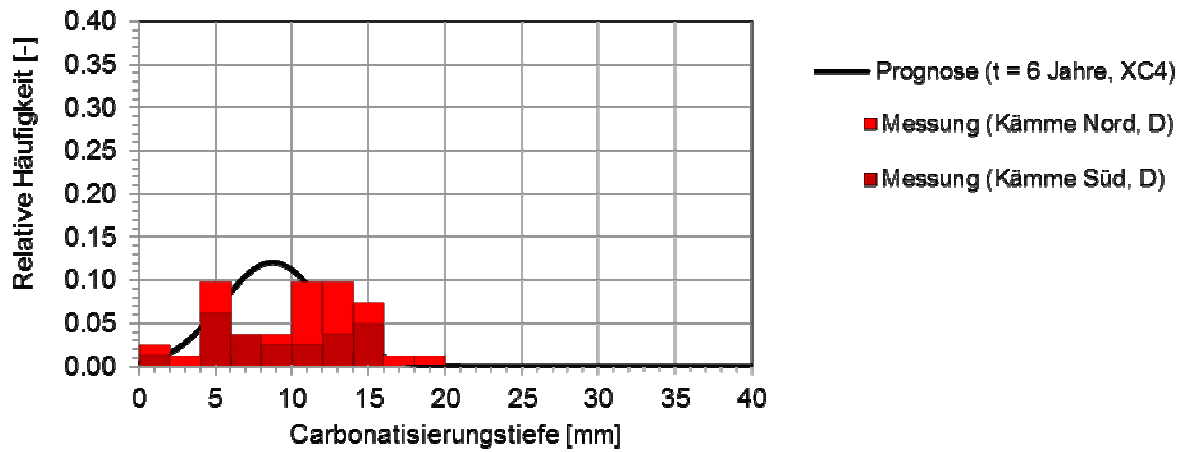


Bild 98: Nr.4 prognostizierte und gemessene Carbonatisierungstiefe der Sichtbetonkämme (XC4) nach rund sechs Jahren in Deutschland

In Bild 99 sind der Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen dargestellt.

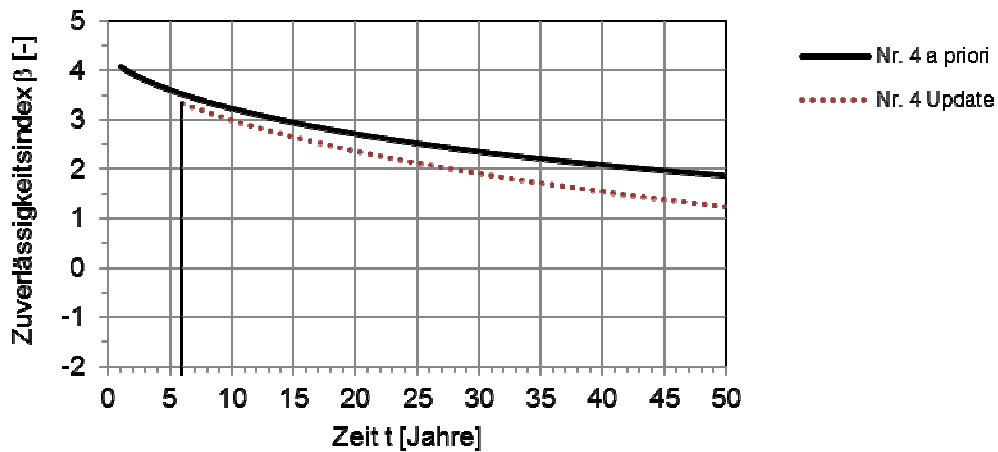


Bild 99: Nr.4 Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose (SORM) und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen (FORM)

Nr.5 Stahlbetontreppenturmanlage, Aachen, Deutschland

Beim Bauwerk Nr. 5 handelt es sich um die Stahlbetontreppenturmanlage aus dem Raum Aachen in Deutschland (vgl. Bild 100). Das Bauwerk ist 1979 fertiggestellt worden und erhebt sich etwa 34 m über Geländeniveau. Nach 30 Jahren sind die unbeschichteten Nordost- und Nordwestseiten der Treppenturmanlage untersucht worden (Gehlen et al., 2013). Die untersuchten Seiten können der Expositionsklasse XC4 zugeordnet werden.



Bild 100: Stahlbetontreppenturmanlage bei Aachen, Deutschland (Gehlen et al., 2013)

Der Beton ist vermutlich unter Verwendung eines CEM II/A-S hergestellt worden, da im Rahmen lichtmikroskopischer Untersuchungen eine leichte Hüttensandeinfärbung erkennbar gewesen ist. Der w/b-Wert ist aus den gemessenen Druckfestigkeiten (38 N/mm² bis 52 N/mm²) zu 0,60 abgeschätzt worden. Die Nachbehandlungsdauer ist den damals relevanten Normen entsprechend mit zwei Tagen angesetzt worden. Die Wetterdaten sind der nächstgelegenen Wetterstation entnommen worden (www.dwd.de, 2013). Da die Schlagregenwahrscheinlichkeit der Nordost- und Südostseite (Abseits der Hauptwindrichtung) vergleichbar gering ist und die Untersuchungsergebnisse nicht nach geografischer Ausrichtung differenziert angegeben sind, sind die Carbonatisierungstiefen beider Seiten zusammengefasst und die Schlagregenwahrscheinlichkeit Gehlen, 2000 entnommen worden.

Die Untersuchungen der Carbonatisierungstiefe sind an Bereichen mit charakteristischem Erhaltungszustand bis auf rund 1/3 der Höhe erfolgt. Aus den insgesamt 14 Messstellen (= 14 Einzelwerte) sind über Maximum-Likelihood-Schätzung Verteilungsfunktion und Verteilungsparameter der Carbonatisierungstiefe ermittelt worden.

In Tabelle 103 sind die Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe und die gemessene Carbonatisierungstiefe zusammengestellt.

Tabelle 103: Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe, prognostizierte Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{insp})$ und gemessene Carbonatisierungstiefe $d_k(t_{insp})$

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	7887,5	2680	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	76	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p_{SR}	-	konstant	0,1	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
t_{insp}	a	konstant	30	-	-
$x_c(t_{insp})$	mm	normal	11,9	5,8	-
$d_k(t_{insp})$	mm	normal	15,9	9,0	-

In Bild 101 sind die gemessene Carbonatisierungstiefe mit ihrer relativen Häufigkeit und die Dichtefunktion der prognostizierten Carbonatisierungstiefe dargestellt.

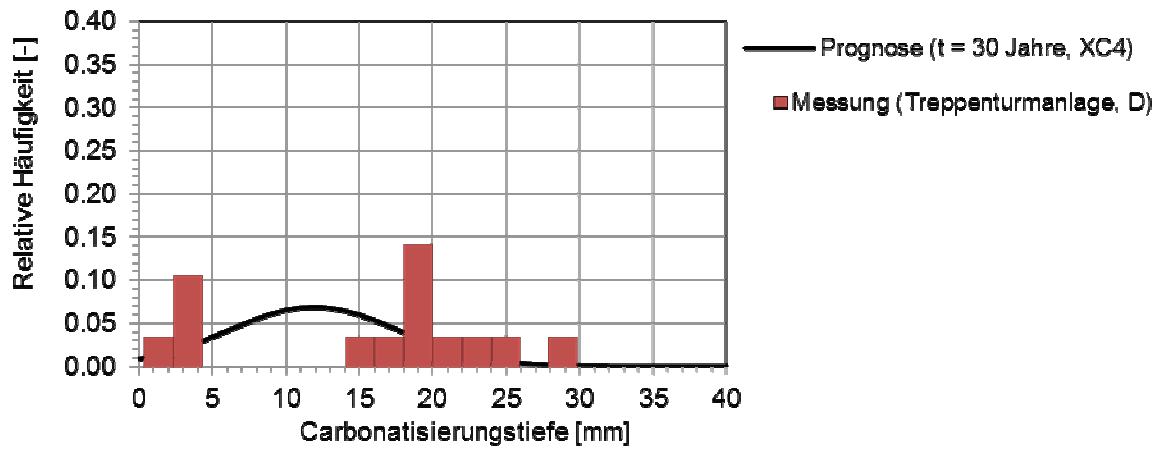


Bild 101: Nr.5 prognostizierte und gemessene Carbonatisierungstiefe der Treppenturmanlage (XC4) nach rund 30 Jahren in Deutschland

In Bild 102 sind der Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen dargestellt.

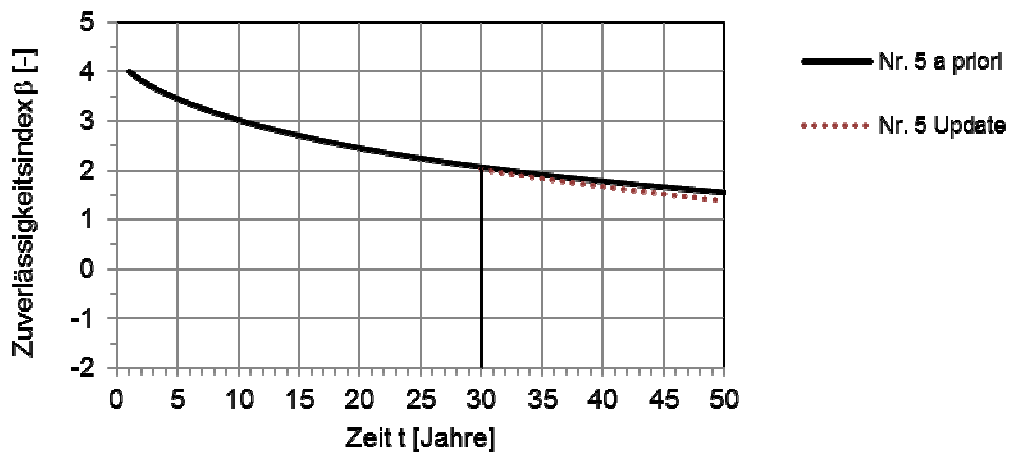


Bild 102: Nr.5 Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose (SORM) und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen (FORM)

Nr.6 Hochbaufassaden, Bergen, Norwegen

Bei den Bauteilen Nr.6 handelt es sich um zwei Hochbaufassaden in Bergen, Norwegen (vgl. Bild 103). Die berechneten Bauteile (XC4) sind in einem Alter von rund 10 Jahren untersucht worden (Helland et al., 2001).



*Bild 103: Hochbaufassaden
Bergen, Norwegen
(<http://de.wikipedia.org>, 2013)*

Der Beton der Fassaden ist jeweils aus einem CEM I mit rund 5% Silikastaub mit einem w/b-Wert bei 0,57 (Fassade 1) und 0,53 (Fassade 2) ($\approx 0,55 \pm 0,02$) hergestellt worden. Die Nachbehandlungsdauer ist aktuell gültigen Normen entnommen und mit vier Tagen angenommen worden. Relative Luftfeuchte und Niederschlagshäufigkeit sind aus den Daten von www.DWD.de, 2013 ermittelt worden. Die Schlagregenwahrscheinlichkeiten sind Rydock et al., 2005 entnommen worden.

Zur Ermittlung der Carbonatisierungstiefe sind Bohrkern entnommen und je Bohrkern die mittlere Carbonatisierungstiefe (= Einzelergebnis) erfasst worden. Aus den insgesamt zehn Einzelergebnissen (Fassade 1: sieben Einzelwerte bzw. Bohrkern, Fassade 2: drei Einzelwerte bzw. Bohrkern) sind arithmetisches Mittel und Stichprobenstreuung je Fassade ermittelt worden. Damit jede Fassade das gleiche Gewicht erhält, sind der Stichprobenmittelwert und die Stichprobenstandardabweichung beider Fassaden durch Poolen der Stichproben der einzelnen Fassaden errechnet worden.

In Tabelle 104 sind die Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe und die gemessene Carbonatisierungstiefe zusammengestellt.

Tabelle 104: Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe, prognostizierte Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{\text{insp}})$ und gemessene Carbonatisierungstiefe $d_k(t_{\text{insp}})$

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
$R_{\text{ACC},0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	4732,5	1799,7	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	76	12	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p_{SR}	-	konstant	0,1	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m^3	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
t_{insp}	a	konstant	10	-	-
$x_c(t_{\text{insp}})$	mm	normal	5,4	2,5	-
$d_{k,\text{fassade1}}(t_{\text{insp}})$	mm	normal	9,1	1,9	-
$d_{k,\text{fassade2}}(t_{\text{insp}})$	mm	normal	3,0	0	-
$d_{k,\text{fassade,gesamt}}(t_{\text{insp}})$	mm	normal	6,1	1,9	-

In Bild 104 ist die gemessene Carbonatisierungstiefe mit ihrer relativen Häufigkeit, getrennt nach Fassade, als gestapelte Balken und die Dichtefunktion der prognostizierten Carbonatisierungstiefe dargestellt.

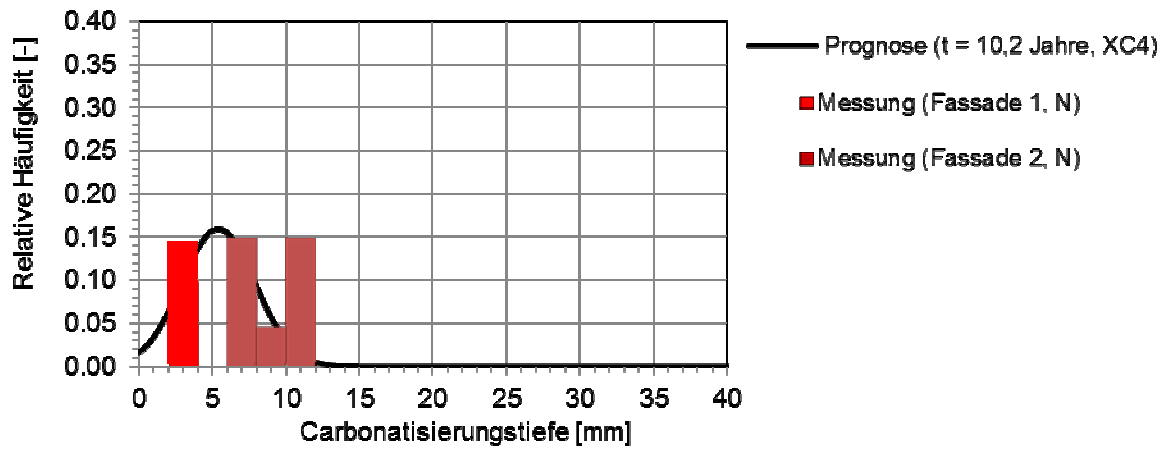


Bild 104: Nr.6 prognostizierte und gemessene Carbonatisierungstiefe von zwei Hochbaufassaden (XC4) nach rund 10,2 Jahren in Norwegen

In Bild 105 sind der Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen dargestellt.

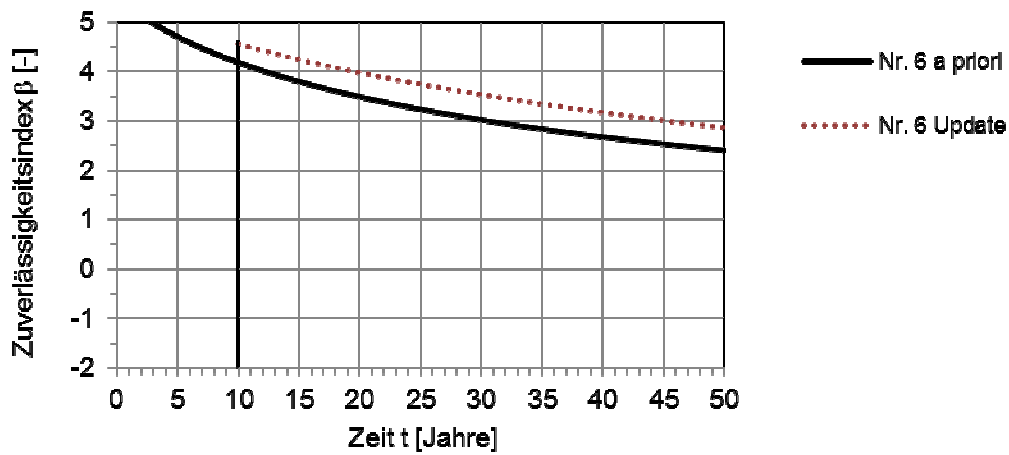


Bild 105: Nr.6 Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose (SORM) und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen (FORM)

Nr.7 Einkaufszentrum, Oslo, Norwegen

Beim Bauwerk Nr. 7 handelt es sich um die Fassade eines Einkaufszentrums in Oslo, Norwegen (vgl. Bild 106). Die Fassade ist 2004 betoniert worden. Die eigentlich frei bewitterten (XC4) Nordost-, Nordwest- und Südostseiten des Bauwerks sind nach neun Jahren untersucht worden.

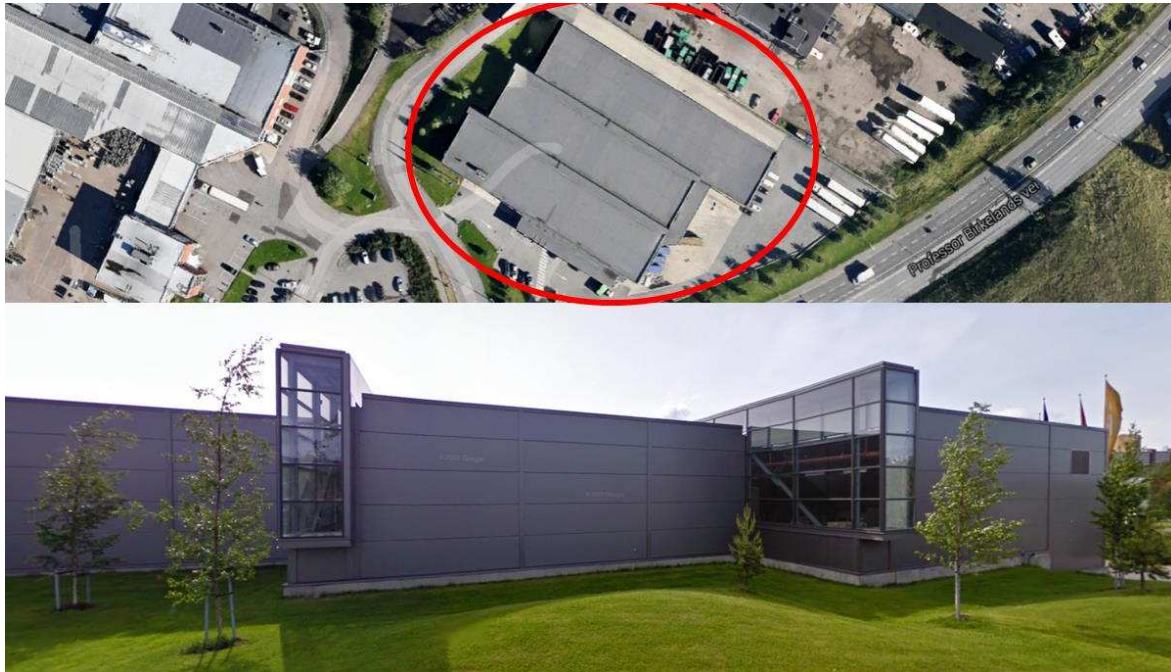


Bild 106: Hochbaufassade Oslo, Norwegen (Helland, 2013, www.google.de, 2014)

Der Beton der Fassaden besteht aus einem CEM II/A-V (18,5 % FA) mit 329 kg/m^3 Zement und zusätzlich 21 kg/m^3 Silikastaub (6% SF). Der Klinkergehalt beträgt insgesamt 76% (CEM II/B). Der w/b-Wert ist 0,53. Die planmäßige Betondruckfestigkeitsklasse ist C35/45. Die relative Luftfeuchte konnte www.DWD.de, 2013 entnommen werden und lag i. M. bei 77 % rel. Hum. Obwohl die Nordostfassade in Hauptwindrichtung liegt (www.windfinder.com, 2014) und prinzipiell beregnet werden kann, sind die Fassaden durch die Wandvorsprünge so stark verschattet, dass die Bauteile der Expositionsklasse XC3 zugeordnet werden mussten.

Zur Ermittlung der Carbonatisierungstiefe sind Bohrkerne entnommen worden. Je Bohrkern ist u. a. die mittlere Carbonatisierungstiefe (1 Bohrkern = 1 Einzelergebnis) ermittelt worden. Aus den insgesamt neun Einzelergebnissen (pro Himmelsrichtung drei Einzelergebnisse) sind arithmetisches Mittel und Stichprobenstreuung berechnet worden.

In Tabelle 105 sind die Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe und die gemessene Carbonatisierungstiefe zusammengestellt.

Tabelle 105: Modellparameter zur Prognose der Carbonatisierungstiefe, prognostizierte Carbonatisierungstiefe $x_c(t_{insp})$ und gemessene Carbonatisierungstiefe $d_k(t_{insp})$

Name	Einheit	Verteilungstyp	Parameter		
			Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
$R_{ACC,0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	7887,5	2680,7	-
ε_t	-	normal	1,25	0,35	-
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	-
t_c	Tage (d)	konstant	5	-	-
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH_{ist}	%	weibull(max)	77	11	100
RH_{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0	-	-
p_{SR}	-	konstant	0	-	-
b_w	-	normal	0,446	0,163	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C_s	kg/m^3	normal	0,00083	0,0001	-
t_{SL}	a	konstant	50	-	-
t_{insp}	a	konstant	10	-	-
$x_c(t_{insp})$	mm	normal	8,9	3,4	-
$d_{k,südost}(t_{insp})$	mm	normal	14,5	2,3	-
$d_{k,nordwest}(t_{insp})$	mm	normal	10,0	0,6	-
$d_{k,nordost}(t_{insp})$	mm	normal	9,7	1,5	-
$d_{k,gesamt}(t_{insp})$	mm	normal	11,4	2,7	-

In Bild 107 ist die gemessene Carbonatisierungstiefe mit ihrer relativen Häufigkeit, getrennt nach Südost, Nordwest und Nordost, als gestapelte Balken und die Dichtefunktion der prognostizierten Carbonatisierungstiefe dargestellt.

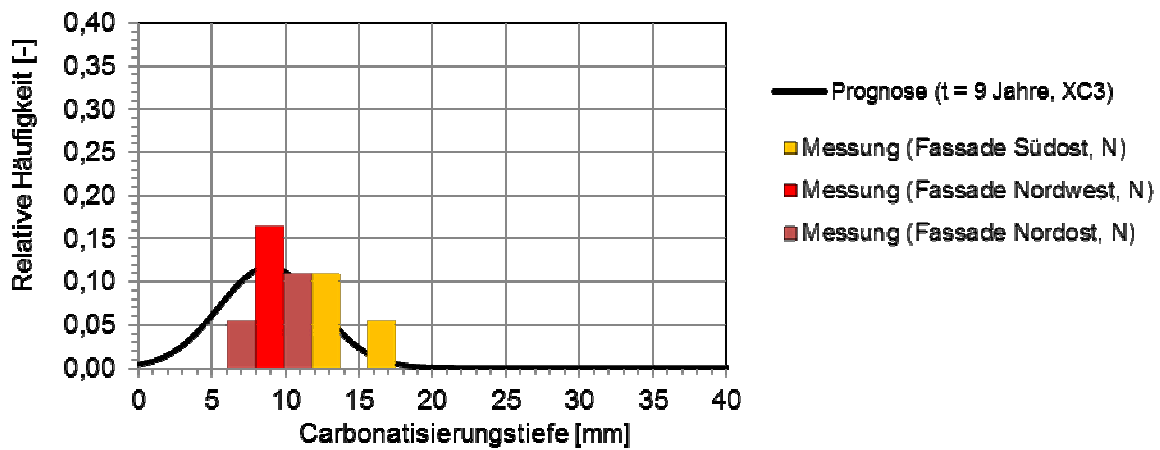


Bild 107: Nr.7 prognostizierte und gemessene Carbonatisierungstiefe einer Hochbaufassade (XC3) nach neun Jahren in Norwegen

In Bild 108 sind der Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen dargestellt.

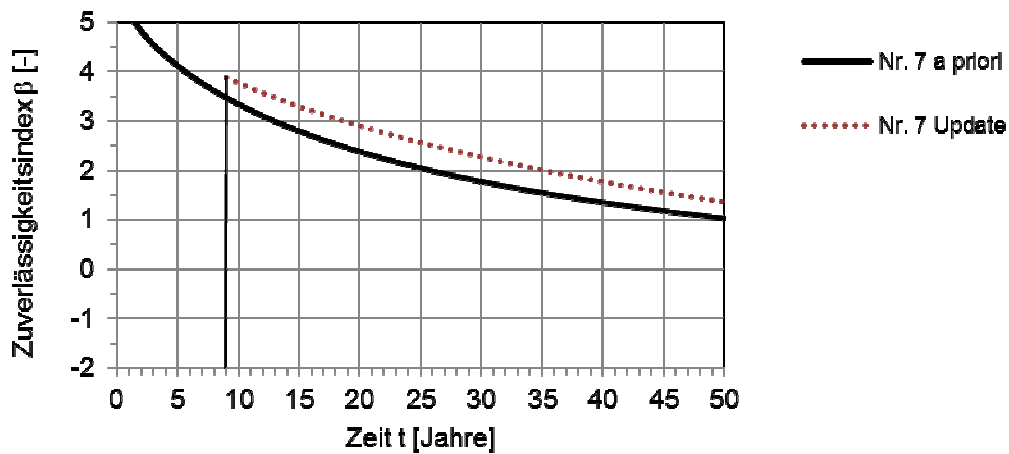


Bild 108: Nr.7 Zuverlässigkeitsverlauf der a-priori Prognose und der Zuverlässigkeitsverlauf nach Update mit gemessenen Carbonatisierungstiefen

A.4 Semiprobabilistische Bemessungssituationen

Tabelle 106: Modellparameter XC3

Name	Einheit	Zufallsvariable X (vollprobabilistisch)			Charakteristischer Wert X_k (semiprobabilistisch)
		Verteilungs- typ	Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	
$R_{ACC,0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	10412	3329	10412
ε_t	-	normal	1,25	0,35	1,25
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	315,5
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	4
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-0,567
RH_{ist}	%	weibull(max) $\omega = 100$	80	10	80
RH_{ref}	%	konstant	65	-	65
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	0,0767
C_s	kg/m^3	normal	0,00083	0,0001	0,00083
t_{SL}	a	konstant	50	-	50
$C_{\text{nom,erf}}$	mm	normal	33	9	33

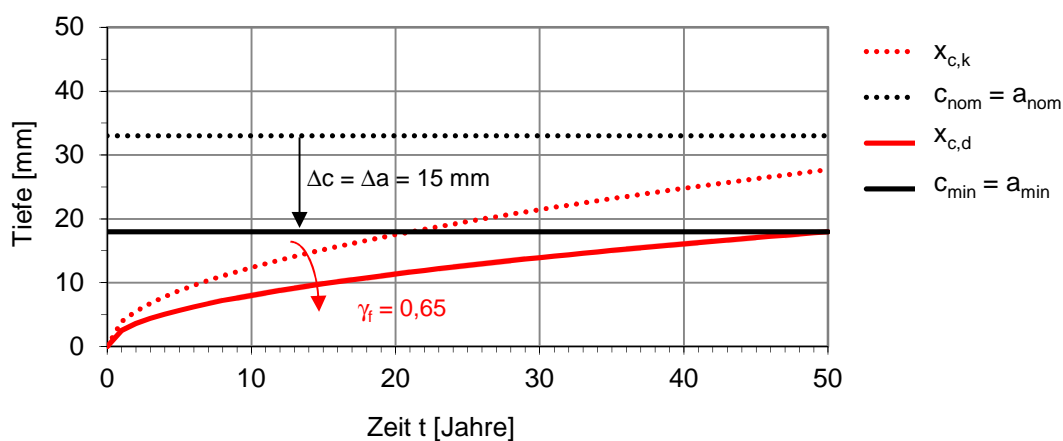


Bild 109: Erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert

Tabelle 107: Modellparameter

Name	Einheit	Zufallsvariable X (vollprobabilistisch)			Charakteristischer Wert X_k (semiprobabilistisch)
		Verteilungs- typ	Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	
$R_{ACC,0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	25240	6641	25240
ε_t	-	normal	1,25	0,35	1,25
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	315,5
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	4
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-0,567
RH_{ist}	%	weibull(max) $\omega = 100$	80	10	80
RH_{ref}	%	konstant	65	-	65
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	0,0767
C_s	kg/m^3	normal	0,00083	0,0001	0,00083
t_{SL}	a	konstant	50	-	50
$C_{nom,erf}$	mm	normal	49	9	49

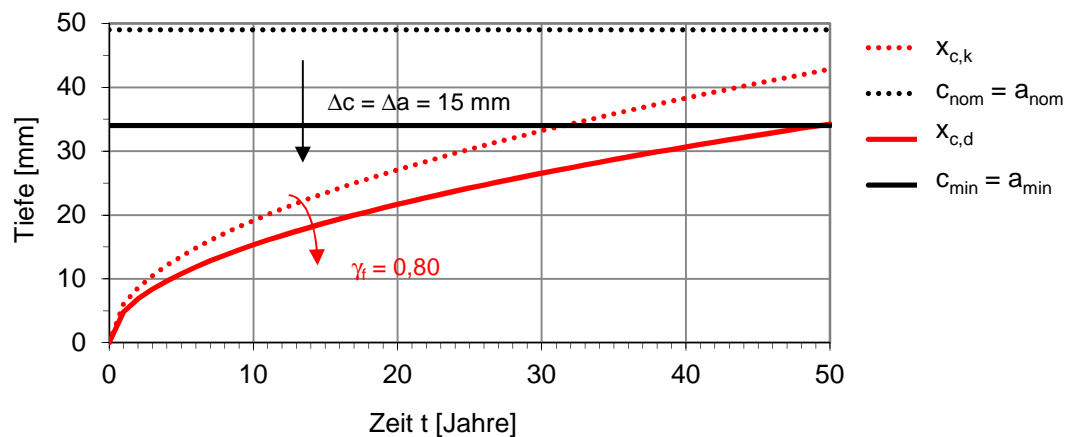


Bild 110: Erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert

Tabelle 108: Modellparameter XC3

Name	Einheit	Zufallsvariable X (vollprobabilistisch)			Charakteristischer Wert X_k (semiprobabilistisch)
		Verteilungs- typ	Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	
$R_{ACC,0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	4228	1648	4228
ε_t	-	normal	1,25	0,35	1,25
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	315,5
t_c	Tage (d)	konstant	2	-	2
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-0,567
RH_{ist}	%	weibull(max) $\omega = 100$	80	10	80
RH_{ref}	%	konstant	65	-	65
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	0,0767
C_s	kg/m^3	normal	0,00083	0,0001	0,00083
t_{SL}	a	konstant	50	-	50
$C_{nom,erf}$	mm	normal	26	9	26

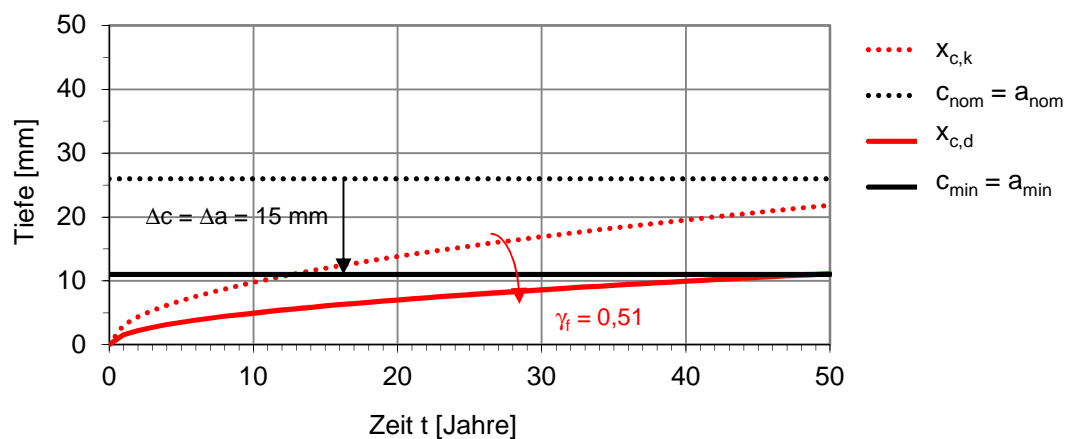


Bild 111: Erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert

Tabelle 109: Modellparameter XC3

Name	Einheit	Zufallsvariable X (vollprobabilistisch)			Charakteristischer Wert X_k (semiprobabilistisch)
		Verteilungs- typ	Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	
$R_{ACC,0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	12620	3868	12620
ε_t	-	normal	1,25	0,35	1,25
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	315,5
t_c	Tage (d)	konstant	4	-	4
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-0,567
RH_{ist}	%	weibull(max) $\omega = 100$	75	12	75
RH_{ref}	%	konstant	65	-	65
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	0,0767
C_s	kg/m^3	normal	0,00083	0,0001	0,00083
t_{SL}	a	konstant	50	-	50
$C_{nom,erf}$	mm	normal	40	9	40

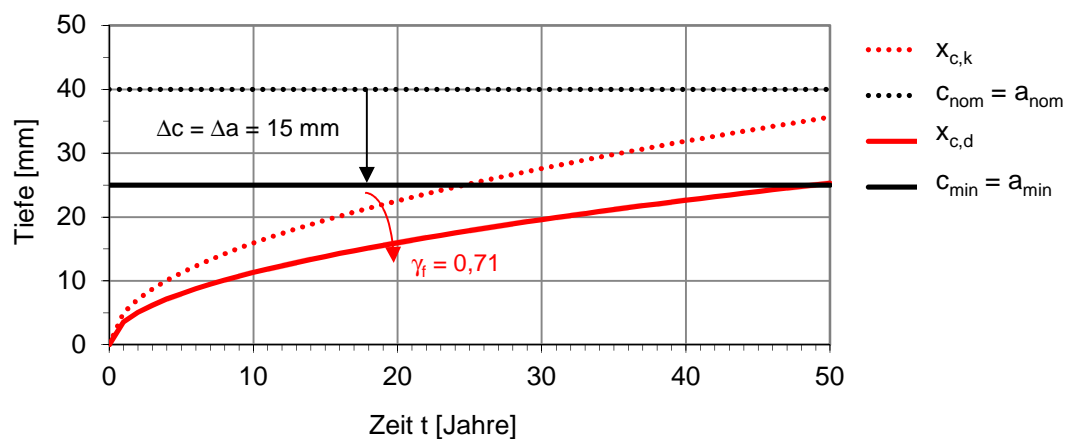


Bild 112: Erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert

Tabelle 110: Modellparameter XC3

Name	Einheit	Zufallsvariable X (vollprobabilistisch)			Charakteristischer Wert X_k (semiprobabilistisch)
		Verteilungs- typ	Mittelwert μ	Standardab- weichung σ	
$R_{ACC,0}^{-1}$	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	25240	6641	25240
ε_t	-	normal	1,25	0,35	1,25
k_t	$(\text{mm}^2/\text{a})/(\text{kg}/\text{m}^3)$	normal	315,5	48	315,5
t_c	Tage (d)	konstant	5	-	5
b_c	-	normal	-0,567	0,024	-0,567
RH_{ist}	%	weibull(max) $\omega = 100$	75	12	75
RH_{ref}	%	konstant	65	-	65
ToW	-	konstant	-	-	-
p_{SR}	-	konstant	-	-	-
b_w	-	normal	-	-	-
t_0	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	0,0767
C_s	kg/m^3	normal	0,00083	0,0001	0,00083
t_{SL}	a	konstant	50	-	50
$C_{nom,erf}$	mm	normal	52	9	52

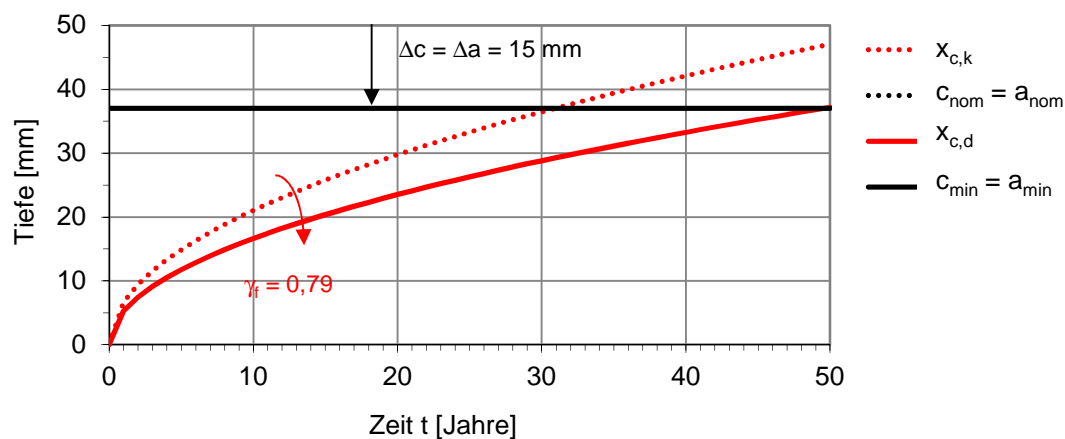


Bild 113: Erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert

A.5 Eigene Untersuchungen

A.5.1 Betonzusammensetzung

Tabella 111: Zusammensetzung der untersuchten Betone (Serie 1)

Nr.	Bindemittel	„Zementart“	Zementfestigkeitsklasse	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	Zusatzstoffgehalt [M.-%/Z]	w/b-Wert [-]	Sieblinie
C1	CEM II/A-LL + FA	CEM II/B-M (V-LL)	42,5N	380	6-20 %S, 26,7% V	0,42	A16/B16
C2	CEM III/A	CEM III/A	42,5N	350		0,45	A16/B16
C3	CEM I	CEM I	32,5R	320		0,50	A16/B16
C4	CEM II/B-S	CEM II/B-S	32,5R	320		0,50	A16/B16
C5	CEM I	CEM I	42,5N	420		0,40	U8
C6	CEM II/B-M	CEM II/B-M	32,5R	350		0,45	A16/B16
C7	CEM II/A-LL+ FA	CEM II/B-M (V-LL)	32,5R	350	80 kg/m ³	0,45	A16/B16

Tabella 112: Zusammensetzung der untersuchten Betone (Serie 2)

Nr.	Bindemittel	„Zementart“	Zementfestigkeitsklasse	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	Zusatzstoffgehalt [M.-%/Z]	w/b-Wert [-]	Sieblinie
C8	CEM III/A-LL	CEM II/A-LL	32,5R	340		0,48	A32/B32
C9	CEM I	CEM I	32,5R	320		0,59	A32/B32
C10	CEM III/A	CEM III/A	32,5N	460		0,50	0/4
C11	CEM I + LL	CEM II/B-LL	42,5R	389	25% LL	0,50	A8/B8

Tabelle 113: Zusammensetzung der untersuchten Betone (Serie 3)

Nr.	Bindemittel	„Zementart“	Zementfestigkeitsklasse	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	Zusatzstoffgehalt [M.-%/z]	w/b-Wert [-]	Sieblinie
C12	CEM I + FA	CEM III/A-V	42,5N	400	15% V	0,36	A22/B22
C13	CEM I	CEM I	32,5R	420		0,42	A8/B8
C14	CEM I + FA	CEM III/A-V	32,5R	480	13% V	0,37	A8/B8
C15	CEM I	CEM I	32,5R	350		0,42	A22/B22
C16	CEM I	CEM I	42,5N	420		0,40	A8/B8
C17	CEM I	CEM I	42,5R	320		0,57	A16/B16
C18	CEM I + FA	CEM II/B-V	42,5R	400	25% V	0,37	A22/B22
C19	CEM III/A, CEM I	CEM II/B-S	42,5N/ 32,5R	350	k.A.	0,45	A16/B16
C20	CEM I	CEM I	42,5N	350		0,60	B8/C8

Tabelle 114: Zusammensetzung der untersuchten Betone (Serie 4) Zementgehalt 280kg/m³, Sieblinie A16/B16, Normzemente nach EN 206-1

Nr.	Zementart	Zementfestigkeitsklasse	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	Zusatzstoffgehalt [M.-%/z]	w/b-Wert [-]	Sieblinie
C21	CEM II/A-LL	32,5R	280	15,5% S	0,50	A16/B16
C22	CEM III/A	32,5N-LH	280	52% S	0,45	A16/B16
C23	CEM III/A	32,5N-LH	280	52% S	0,55	A16/B16
C24	CEM III/A	32,5N-LH	280	52% S	0,60	A16/B16
C25	CEM III/A	32,5N-LH	280	52% S	0,65	A16/B16
C26	CEM II/B-M (V-LL)	32,5R	280	16% V, 11% V	0,60	A16/B16
C27	CEM II/B-M (V-LL)	32,5R	280	16% V, 11% V	0,65	A16/B16
C28	CEM II/B-V	42,5R	280	27% V	0,60	A16/B16
C29	CEM II/B-V	42,5R	280	27% V	0,65	A16/B16
C30	CEM II/B-M (S-LL)	42,5R	280	17% S, 9% LL	0,60	A16/B16
C31	CEM II/B-M (S-LL)	42,5R	280	17% S, 9% LL	0,65	A16/B16
C32	CEM II/A-V	42,5R	280	18% V	0,60	A16/B16
C33	CEM II/A-V	42,5R	280	18% V	0,65	A16/B16
C34	CEM II/A-M(S-LL)	42,5N	280	9%S, 6% LL	0,60	A16/B16
C35	CEM II/A-M(S-LL)	42,5N	280	9%S, 6% LL	0,65	A16/B16
C36	CEM II/B-S	42,5N	280	30% S	0,60	A16/B16
C37	CEM II/B-S	42,5N	280	30% S	0,65	A16/B16
C38	CEM II/A-S	42,5R	280	15% S	0,60	A16/B16
C39	CEM II/A-S	42,5R	280	15% S	0,65	A16/B16

A.5.2 Frisch- und Festbetonkennwerte

Tabelle 115: Frisch- und Festbetoneigenschaften der untersuchten Betone (Serie) (n.e.: nicht ermittelt)

Nr.	Frischbetonkennwerte				Festbetonkennwerte DIN EN 12390-2:2009		
	Konsistenzklasse DIN EN 12350- 5:2009, DIN EN 12350- 4:2009	Frischbetonluftporengehalt [%] DIN EN 12350-7:2009	Frischbeton- rohndichte [kg/m ³] DIN EN 12350- 6:2011	Frischbeton- rohndichte [kg/m ³]	Festbetonrohndichte [kg/m ³]	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]	28d (andere Termine)
				28d			
C1	C5 (F5)	1,7	2435	2280	2280	51	
C2	C5 (F5)	1,7	2450	2339	2339	59	
C3	n.e.	n.e.	2252	n.e. ¹⁾	n.e. ¹⁾	n.e.	
C4	n.e.	n.e.	2344	n.e.	n.e.	n.e.	
C5	n.e.	6,5 (geplant)	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	
C6	C5 (F5)	2,3	2439	2334	2334	55 (59 56d, 61 91d)	
C7	C5 (F5)	2,2	2486	2335	2335	49 (50 56d, 56 91d)	

Tabelle 116: Frisch- und Festbetoneigenschaften der untersuchten Betone (Serie 1)

Nr.	Frischbetonkennwerte			Festbetonkennwerte DIN EN 12390-2:2009	
	Konsistenzklasse DIN EN 12350- 5:2009, DIN EN 12350- 4:2009	Frischbetonluftporengehalt [%] DIN EN 12350-7:2009	Frischbeton- rohichte [kg/m ³] DIN EN 12350- 6:2011	Festbetonrohichte [kg/m ³] 28d	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²] 28d (andere Termine)
C8	C3 (F3)	n.e.	2475	2448	51
C9	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.
C10	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.
C11	C2 (F2)	3,1	2438	2280	44

Tabelle 117: Frisch- und Festbetoneigenschaften der untersuchten Betone (Serie 3)

Nr.	Frischbetonkennwerte			Festbetonkennwerte DIN EN 12390-2:2009	
	Konsistenzklasse DIN EN 12350- 5:2009, DIN EN 12350- 4:2009	Frischbetonluftporengehalt [%] DIN EN 12350-7:2009	Frischbeton- rohichte [kg/m ³] DIN EN 12350- 6:2011	Festbetonrohichte [kg/m ³] 28d	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²] 28d (andere Termine)
C12	C1	4,3	2344	2357	50 (63 91d)
C13	C1	5,4	2362	2379	48
C14	C1	5,8	2252	2276	50 (61 91d)
C15	C1	3,9	2349	2337	43
C16	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.
C17	C3 (F3)	n.e.	n.e.	n.e.	n.e.
C18	C1	4,1	2319	2339	45 (56 91d)
C19	C4 (F4)	2,8	2267	2296	55
C20	C4 (F4)	3,0	2362	(2284 7d)	(24 7d)

Tabelle 118: Frisch- und Festbetoneigenschaften der untersuchten Betone (Serie 4)

Nr.	Frischbetonkennwerte			Festbetonkennwerte DIN EN 12390-2:2009	
	Konsistenz- klasse DIN EN 12350- 5:2009, DIN EN 12350- 4:2009	Frischbeton- luftporengehalt [%] DIN EN 12350-7:2009	Frischbetonrohddichte [kg/m ³] DIN EN 12350-6:2011	Festbetonrohddichte	Mittlere Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²] (andere Termine)
				[kg/m ³]	28d (andere Termine)
C21	C2 (F2)	2,8	2434	2387	56
C22	C2 (F2)	1,5	2457	2446	55
C23	C2 (F2)	0,9	2467	2420	37
C24	C2 (F2)	1,5	2426	2362	32 (38 56d, 41 91d)
C25	C2 (F2)	1,2	2419	2374	28
C26	C2 (F2)	1,4	2439	2397	45 (50 56d, 51 91d)
C27	C3 (F3)	1,3	2438	2351	39
C28	C2 (F2)	1,2	2444	2373	48 (45 56d, 56 91d)
C29	C3 (F3)	0,9	2429	2344	40
C30	C2 (F2)	2,0	2429	2368	56 (60 56d, 62 91d)
C31	C3 (F3)	1,3	2428	2364	48
C32	C2 (F2)	1,9	2440	2413	48 (48 56d, 58 91d)
C33	C3 (F3)	0,9	2439	2383	43
C34	C2 (F2)	1,3	2449	2405	43 (46 56d, 50 91d)

Fortsetzung Tabelle 118: Frisch- und Festbetoneigenschaften der untersuchten Betone (Serie 4)

Nr.	Frischbetonkennwerte			Festbetonkennwerte DIN EN 12390-2:2009	
	Konsistenz- klasse DIN EN 12350- 5:2009, DIN EN 12350- 4:2009	Frischbeton- luftporengehalt [%] DIN EN 12350-7:2009	Frischbetonroh- dichte [kg/m ³] DIN EN 12350-6:2011	Festbetonroh- dichte [kg/m ³] 28d	Mittlere Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²] (andere Termine) 28d (andere Termine)
C35	C3 (F3)	0,8	2440	2394	37
C36	C2 (F2)	1,4	2465	2409	47 (54 56d, 58 91d)
C37	C3 (F3)	1,0	2454	2374	43
C38	C2 (F2)	1,5	2435	2411	53 (52 56d, 60 91d)
C39	C2 (F2)	1,2	2450	2258	49

A.5.3 Carbonatisierungstiefen

Tabelle 119: Carbonatisierungstiefen der untersuchten Betone (Serie 1)

Nr.	Carbonatisierungstiefe [mm]											
	14 Tage $m^{(1)}/s^{(2)}$		28 Tage m / s		56 Tage m / s		140 Tage m / s		280 Tage m / s		547 Tage m / s	
C1	0,3	0,3	0,2	0,2	0,8	0,2	1,2	0,5	2,7	0,8	3,5 ³⁾	0,9
C2	0,2	0,2	0,4	0,2	0,4	0,2	1,2	0,2	2,4	0,7	2,8	0,8
C3	0,2	0,1	0,4	0,2	0,3	0,2	1,6	0,5	2,7	0,9 ⁴⁾	n.e.	n.e.
C4	0,2	0,1	1,1	0,3	1,1	0,6	2,5	0,7	3,7	0,9	n.e.	n.e.
C5	0,0	0,1	0,3	0,1	0,3	0,2	1,0	0,2	1,1	0,5	n.e.	n.e.
C6	0,2	0,2	0,5	0,4	0,6	0,6	1,9	0,6	2,5	0,5	3,2	0,7
C7	0,0	0,1	n.e.	n.e.	0,5	0,3	1,7	0,3	2,5	0,5	3,6	0,5

¹⁾ m: Stichprobenmittelwert, ²⁾ s: Standardabweichung der Wiederholpräzision zu spezifischen Untersuchungszeitpunkten, ³⁾ nach 583 Tagen ermittelt ⁴⁾ Ein Messwert wurde gestrichen wegen $\Delta dk > 4\text{mm}$

Tabelle 120: Carbonatisierungstiefen der untersuchten Betone (Serie 2)

Nr.	Carbonatisierungstiefe [mm]														
	28 Tage m / s	56 Tage m / s	98 Tage m / s	140 Tage m / s	180 Tage m / s	210 Tage m / s	240 Tage m / s	465 Tage m / s							
C8	0,7	0,3	0,6	0,5	1,2	0,3	1,5	0,4	n.e.	2,2	0,5	2,2	0,2	n.e.	n.e.
C9	0,7	0,3	0,6	0,5	2,1	0,6	2,0	0,8	2,7	0,7	2,5	2,7	0,6	4,0	0,9
C10	1,0	0,2	1,3	0,2	3,2	0,7	3,6	0,7	4,0	0,6	3,9	4,4	0,6	5,7	1,2
C11	1,2	0,2	1,6	0,3	2,1	0,5	2,6	0,9	3,0	0,4	3,0	n.e.	n.e.	5,8	0,8

Tabelle 121: Carbonatisierungstiefen der untersuchten Betone (Serie 3)

Nr.	Carbonatisierungstiefe [mm]											
	14 Tage m / s		28 Tage m / s		56 Tage m / s		140 Tage m / s		310 Tage m / s		365 Tage m / s	
C12	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	1,2	0,2	n.e.	n.e.	1,5	0,3
C13	0,1	0,1	0,2	0,2	0,4	0,4	1,3	0,5	1,6	0,7	1,8	0,6
C14	0,0	0,0	0,2	0,2	0,2	0,3	1,7	0,4	2,3	0,8	2,2	0,5
C15	0,1	0,2	0,1	0,1	0,2	0,2	1,0	0,2	2,1	0,7	1,6	0,4
C16	0,0	0,0	0,2	0,1	0,1	0,2	1,2	0,2	1,4	0,3	1,0	0,4
C17	0,2	0,3	0,6	0,6	1,3	0,5	1,9	0,4	3,0	1,0	3,0	0,9
C18	0,1	0,1	0,3	0,3	0,5	0,2	1,3	0,2	2,4	0,7	2,7	0,4
C19	0,1	0,3	0,2	0,3	0,8	0,2	1,7	0,4	2,4	0,7	n.e.	n.e.
C20	n.e.	n.e.	0,7	0,2	1,9	0,3	3,6	0,6	5,3	0,8	5,7	0,5

Tabelle 122: Carbonatisierungstiefen der untersuchten Betone (Serie 4)

Nr.	Carbonatisierungstiefe [mm]											
	21 Tage		56 Tage		98 Tage		119 Tage		140 Tage		365 Tage	
	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s	m / s
C21	0,7	0,2	0,8	0,3	1,1	0,7	1,7	0,6	1,7	0,4	3,2	0,8
C22	1,0	0,4	2,6	0,4	2,9	0,5	2,7	0,5	2,6	0,6	n.e.	n.e.
C23	1,5	0,7	3,2	0,7	4,3	0,7	4,5	0,7	5,0	0,7	n.e.	n.e.
C24	2,1	0,5	3,4	0,8	5,0	0,7	4,7	0,4	4,8	0,5	n.e.	n.e.
C25	2,8	0,6	3,5	0,7	5,5	0,5	5,2	0,5	5,3	0,5	n.e.	n.e.
C26	0,7	0,2	1,5	0,4	2,4	0,4	2,5	0,3	2,8	0,6	n.e.	n.e.
C27	0,9	0,3	1,9	0,5	2,7	0,4	3,1	0,7	3,5	0,6	6,3	1,2
C28	1,1	0,5	1,9	0,7	2,6	0,4	3,2	0,7	3,5	0,6	6,3	1,1
C29	1,2	0,4	2,3	0,4	2,9	0,5	4,0	0,6	4,0	0,6	7,2	1,2
C30	0,6	0,3	1,0	0,4	1,8	0,4	2,2	0,4	2,1	0,2	4,3	0,5
C31	0,8	0,3	1,6	0,5	2,6	0,5	3,1	0,4	2,9	0,4	5,5	0,7
C32	0,6	0,2	1,1	0,4	1,8	0,5	2,3	0,4	2,6	0,6	4,3	0,7
C33	0,7	0,5	1,4	0,6	2,1	0,5	2,9	0,4	2,9	0,5	5,8	1,1
C34	1,0	0,5	1,6	0,8	2,1	0,4	2,8	0,5	3,2	0,6	n.e.	n.e.

Fortsetzung Tabelle 122: Carbonatisierungstiefen der untersuchten Betone (Serie 4)

Nr.	Carbonatisierungstiefe [mm]											
	21 Tage m / s		56 Tage m / s		98 Tage m / s		119 Tage m / s		140 Tage m / s		365 Tage m / s	
C35	0,8	0,4	2,0	0,4	2,5	0,5	2,9	0,5	3,6	0,6	6,6	1,2
C36	0,7	0,5	1,7	0,6	2,3	0,5	3,2	0,4	2,9	0,5	5,3	1,2
C37	1,0	0,4	1,9	0,5	2,8	0,4	3,0	0,6	3,4	0,5	6,2	1,4
C38	0,6	0,3	1,1	0,5	1,5	0,5	1,9	0,5	2,0	0,6	n.e.	n.e.
C39	0,8	0,3	1,3	0,3	2,0	0,3	2,7	0,3	2,7	0,4	n.e.	n.e.

A.6 Literaturrecherche

A.6.1 Quellen und Untersuchungsbedingungen

Tabelle 123: Datenquelle, Vorlagerung und Untersuchungszeitpunkte bei Literaturdaten

Quelle	Probekörper	Nachbehandlungs-dauer ¹⁾ [d]	Prüfbedingungen			Messung der Carbonatisierungstiefe ⁵⁾	Untersuchungszeitpunkte
			Temperatur [°C]	Relative Luftfeuchte [%]	CO ₂ -Konzentration [Vol.-%]		
Hunkeler, 2012	Prismen 120x120x360mm ³	7	20±0,5	~68 ± 2	0,032 ± 0,015	Phenolphthaleim (konserviert durch Beschichtung)	(21d ³⁾ 164d, 386d, 751d
		28					(14d ³⁾ 154d, 249d, 364d, 546d
Visser, 2012	Prismen 100x100x500mm ³	7	20 ± 2	65 ± 5	0,037	RILEM CPC-18	183d, 365d, 1214d
VDZ, 2012	Prismen 100x100x500mm ³ 40x40x160mm ³	7 und 28	20 ± 2	65 ± 5	Natürlich (Klimakammer)	DAFStb Heft 422	verschiedene
DIBt, 2012 ²⁾	Prismen 40x40x160mm ³	7 und 28	20 ± 2	65 ± 5	Natürlich (Klimakammer)	RILEM CPC-18	(14d ³⁾ , 28d, 56d, 98d) 140d, 1a, 2a, 5a
Kuosa, 2011	Prismen 100x100x500mm ³	7	20 ± 2	65 ± 5	0,042	RILEM CPC-18	zwischen 182 und 298d
VDZ, 2011	Prismen 100x100x500mm ³	7	20 ± 2	65 ± 5	Natürlich (Klimakammer)	DAFStb Heft 422	(14d, 28d, 56d, 91d) 182d, 1a
Lowke et al. 2008	Prismen 150x150x700mm ³	7	20 ± 2	65 ± 5	Natürlich (Klimakammer)	DAFStb Heft 422	1a, 4a
Härdtl et al., 2007	Prismen 40x40x160mm ³	7 und 28	20 ± 2	65 ± 5	Natürlich (Klimakammer)	DAFStb Heft 422	(14d, 28d, 56d, 98d) 140d, 1a, 2a
Müller & Lang, 2007	Prismen 100x100x500mm ³	7	20 ± 2	65 ± 5	Natürlich (Klimakammer)	DAFStb Heft 422	(14d, 28d, 56d, 90d) 180d, 1a, 2a
Wierig, 1984.	Prismen 100x100x500mm ³	7	20	65	Natürlich (Klimakammer)	DAFStb Heft 422	182d, 1a, 2a, 4a, 8a, 16a

1) Ein Tag in Schalung, dann bis zur CO₂-Beaufschlagung Wasserlagerung bei 20°C 2) Mittelwerte aus Betonen identischer Betonzusammensetzung, unterschiedlicher Rohstoffe, hergestellt und geprüft in verschiedenen Laboren 3) Nullmessung 4) Neben 28d Wasserlagerung auch 1, 3, und 7d feuchte Nachbehandlung (Feuchte Tücher in Plastiksack) 5) Die Messung erfolgt angabegemäß zumeist rund 1h nach Besprühen; die Angabe der Messwerte

A.6.2 Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten

Tabelle 124: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (Hunkeler, 2012; TFB), Größtkorn 32 mm

Zementart	Zementgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-] (=w/z-Wert [-])	Mittlere Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM I 42,5 N	300	0,50	2,3
CEM III/B 42,5 L-LH HS	300	0,50	3,9
CEM I 42,5 N	280	0,60	3,3
CEM III/B 42,5 L-LH-HS LP	320	0,45	3,6
CEM II/A-LL 42,5 N	300	0,50	1,5
CEM II/A-LL 42,5 N LP	320	0,45	1,6
CEM II/B-LL 32,5 R	280	0,60	5,9
CEM II/B-LL 32,5 R	300	0,50	4,0
CEM II/B-LL 32,5 R LP	320	0,45	3,8
CEM II/B-M (T-LL) 42,5 N	280	0,60	3,9
CEM II/B-M (T-LL) 42,5 N	300	0,50	2,5

Tabelle 125: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (Visser, 2012, TNO), Größtkorn 32 mm

Zement	„Zementart“	Zement-ersatz [M.-%]	Bindemittel-gehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM I 52,5R	CEM I 52,5R	-	340	0,45	0,7
CEM I 52,5R + FA	CEM II/B-V 52,5R	30	340	0,45	1,8
CEM I 52,5R + CEM III/B 42,5	CEM III/A	50	340	0,45	1,4

Tabelle 126: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsrate (VDZ, 2012; VDZ)

Zementart	Zementgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert	Sieblinie	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM III/A 42,5R	260	0,65	A16/B16	7,5
CEM III/A 42,5R	260	0,65	A16/B16	7,2
CEM III/A 42,5R	260	0,65	A16/B16	7,9
CEM III/A 52,5R	260	0,65	A16/B16	6,3
CEM III/A 52,5R	260	0,65	A16/B16	5,3
CEM III/B 52,5R	260	0,65	A16/B16	9,3
CEM III/B 52,5R	260	0,65	A16/B16	9,1
CEM III/B 52,5R	260	0,65	A16/B16	8,6
CEM III/B 52,5R	260	0,65	A16/B16	11,2
CEM III/B 52,5R	260	0,65	A16/B16	12,2
CEM I 42,5R	500	0,50	A8/B8	2,4
CEM I 42,5R	500	0,50	A8/B8	3,2
CEM I 42,5R	500	0,50	A8/B8	3,0
CEM III/A 42,5N	500	0,50	A8/B8	3,7
CEM III/A 42,5N	500	0,50	A8/B8	4,2
CEM III/A 42,5N	500	0,50	A8/B8	4,0
CEM II/B-M (S-LL) 42,5N	500	0,50	A8/B8	3,7
CEM II/B-M (S-LL) 42,5N	500	0,50	A8/B8	4,1
CEM II/B-M (S-LL) 42,5N	500	0,50	A8/B8	3,7

Tabelle 127: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (DIBt, 2012; DIBt), Größtkorn 8 mm, Mittelwerte aus Feinkornbetonen mit gleicher Betonrezeptur aus unterschiedlichen Laboren und verschiedenen Rohstoffen

Zementart	Zementgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Mittlere Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM II/B-M (S, V-LL) 32,5R (n~17)	450	0,50	3,8
CEM II/A-LL (C 80 %; LL 20 %) 32,5R (n~11)	450	0,50	3,7
CEM II/B-M (S-V) (C 65 %; S 15 %; V 20 %) 32,5R (n~8)	450	0,50	4,4
CEM II/B-V (C 70 %; V 30 %) 32,5R (n~15)	450	0,50	5,0
CEM III/B 32,5R (n~40)	450	0,50	5,8
CEM I 32,5R (n~37)	450	0,50	3,2

Tabelle 128: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (Kuosa, 2011; VTT), alle Betone mit LP (planmäßig 5,5 Vol.-%), Größtkorn 16 mm

Zementart	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM II/B-S 42,5N	405	0,42	1,0
CEM I 42,5N	387	0,42	0,8
CEM II/A-M (S-LL) 42,5N	428	0,42	1,5
CEM II/A-LL 42,5R	421	0,42	1,3
CEM I 52,5R	417	0,42	0,6
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	410	0,42	1,5
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	406	0,42	1,5
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	407	0,42	1,5
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	406	0,42	1,9
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	435	0,42	1,3
[CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N LP ~ 9,8 Vol.-% ¹⁾	426	0,42	3,6]
CEM II/B-S 42,5N	339	0,5	2,1
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	333	0,5	2,1

¹⁾ Nicht berücksichtigt

Fortsetzung Tabelle 128: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (Kuosa, 2011; VTT), alle Betone mit LP (planmäßig 5,5 Vol.%), Größtkorn 16 mm

Zementart	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM I 52,5N	334	0,5	0,8
CEM II/A-LL 42,5R	337	0,5	2,1
CEM I 52,5R	451	0,4	0,8
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	333	0,5	1,7
CEM II/B-S 42,5N	273	0,6	4,6
CEM II/A-M (S-LL) 42,5 N	321	0,6	2,9
CEM I 52,5N	300	0,6	1,7
CEM II/A-LL 42,5R	322	0,6	2,3

Tabelle 129: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (VDZ, 2011, Ökotop Zement; VDZ), Sieblinie A16/B16

Zementart	Zementgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM II/B-LL (30%LL)	260	0,65	6,1
CEM II/B-LL (35%LL)	260	0,65	7,8
CEM II/B-V (30%V)	260	0,65	5,9
CEM II/B-M (10%V, 25%LL)	260	0,65	6,4
CEM II/B-M (10%S, 25%LL)	260	0,65	6,0
CEM II/B-M (10%S, 25%LL)	260	0,65	6,8
CEM II/B-LL (30%LL)	260	0,65	5,2
CEM II/B-M (10%S, 25%LL)	260	0,65	5,8
CEM I 32,5R	260	0,65	3,9
CEM III/A 32,5R	260	0,65	8,4

Tabelle 130: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (Lowke et al., 2008; cbm), Größtkorn 16 mm

Zementart	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM I 32,5R + 14 %LL (CEM II/A-LL)	442	0,47	2,3
CEM I 32,5R + 21 %LL (CEM II/B-LL)	429	0,43	2,3
CEM I 32,5R	320	0,50	2,3

Tabelle 131: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (Härdtl et al., 2007; HC), Größtkorn 8 mm

Zementart	Zementgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM II/B-M 32,5R (17%S-15%LL)	500	0,50	3,8
CEM II/B-M 32,5R (22%S-13%LL)	500	0,50	3,4
CEM II/B-M 32,5R (15%S-16%LL)	500	0,50	3,2
CEM II/B-M 32,5R (21%S-13%LL)	500	0,50	3,1

Tabelle 132: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsrate (Daten bereitgestellt von Müller, 2013, Müller & Lang, 2007; VDZ), Sieblinie A8/B8

Zementart	Zusatzstoffgehalt [M.-%/z]	Zementgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM II/B-LL	25LL	260	0,65	6,8
CEM II/B-LL	30 LL	260	0,65	5,6
CEM II/B-M (S-LL)	25LL, 10S	260	0,65	7,3
CEM II/B-M (S-LL)	20LL, 15S	260	0,65	6,8
CEM II/B-M (S-LL)	20LL, 15S	260	0,65	9,0
CEM II/B-M (S-LL)	20LL, 15S	260	0,65	7,4
CEM II/B-M (S-LL)	20LL, 15S	260	0,65	6,8
CEM II/B-M (S-LL)	20LL, 15S	260	0,65	6,0
CEM II/B-M (S-LL)	10LL, 25S	260	0,65	5,7
CEM II/B-M (S-LL)	20LL, 15S	260	0,65	6,1
CEM I	-	260	0,65	5,9
CEM II/A-LL	20LL	260	0,65	6,5
CEM II/B-LL	30LL	260	0,65	7,0
CEM II/B-LL	35LL	260	0,65	6,2
CEM II/B-LL	25LL	260	0,65	6,6

Fortsetzung Tabelle 135: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsrate (Müller & Lang, 2006 VDZ), Sieblinie A8/B8

Zementart	Zusatzstoffgehalt [M.-%/z]	Zementgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM II/B-LL	35LL	260	0,65	3,7
CEM II/B-S	35S	260	0,65	6,7
CEM II/B-M (S-LL)	10LL, 25S	260	0,65	6,2
CEM II/B-S	35S	260	0,65	6,7
CEM II/B-M (S-LL)	10LL, 25S	260	0,65	10,9
CEM II/B-M (S-LL)	10LL, 25S	260	0,65	7,5
CEM II/B-M (S-LL)	10LL, 25S	260	0,65	7,0
CEM II/B-M (S-LL)	10LL, 25S	260	0,65	7,0
CEM II/B-M (S-LL)	10LL, 25S	260	0,65	6,3
CEM II/A-LL	20LL	260	0,65	6,0
CEM II/B-LL	35LL	260	0,65	7,9
CEM II/B-M (S-LL)	25LL; 10 S	260	0,65	8,3
CEM II/B-S	35S	260	0,65	6,4
CEM II/B-M (S-LL)	20LL, 15S	260	0,65	4,3

Tabelle 133: Betonzusammensetzung und Carbonatisierungsraten (Wierig, 1984; Wierig)

Zementart	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	w/b-Wert [-]	Carbonatisierungsrate [mm/a ^{0,5}]
CEM II/A-S	390	0,45	1,1
CEM II/A-S	310	0,60	3,6
CEM III/A	390	0,45	1,2
CEM III/A	310	0,60	3,4
CEM III/B	390	0,45	4,4
CEM III/B	310	0,60	6,1
CEM II/B-S	390	0,45	0,8
CEM II/B-S	310	0,60	2,7
CEM III/A	390	0,45	1,7
CEM III/A	310	0,60	4,1
CEM III/B	390	0,45	3,5
CEM III/B	310	0,60	5,6
CEM I	390	0,45	0,6
CEM I	310	0,60	2,0
CEM I	390	0,45	1,5
CEM I	310	0,60	3,3
CEM I	390	0,45	1,5
CEM I	310	0,60	4,2

A.7 Zuverlässigkeitsspektren für RC-c_{min} Kombinationen

A.7.1 RC-c_{min} Kombinationen: XC2

Tabelle 134: Vorschläge für RC-c_{min} Kombinationen: XC2 Exposition

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{min} [mm]	k.A.	k.A.	10	15	20

Tabelle 135: Inverse effektive Carbonatisierungswiderstände

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
R _{ACC,0} ⁻¹ _μ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	2,7	13,1	30,5	54,8	86,0
R _{ACC,0} ⁻¹ _σ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	1,5	5,1	9,9	15,7	22,3

Tabelle 136: Betondeckung

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{nom} = c _u [mm]	25	25	25	30	35
c _σ [mm]	9 (Δc = 15 mm)				

Tabelle 137: Modellparameter Zuverlässigkeiten XC2-Exposition

Name	Einheit	Parameter			
		Verteilungstyp	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	Tabelle 140		-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	konstant	90	-	-
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,02	-	-
p _{SR}	-	konstant	1	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a = c	mm	normal	Tabelle 141		-

Tabelle 138: Zuverlässigkeiten XC2-Exposition

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
β [-]	k.A.	k.A.	1,8	2,0	2,1

A.7.2 RC-c_{min} Kombinationen: XC3

Tabelle 139: Vorschläge für RC-c_{min} Kombinationen XC3-Exposition

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{min} [mm]	k.A.	10	15	20	25

Tabelle 140: Inverse effektive Carbonatisierungswiderstände

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
R _{ACC,0} ⁻¹ _μ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	2,7	13,1	30,5	54,8	86,0
R _{ACC,0} ⁻¹ _σ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	1,5	5,1	9,9	15,7	22,3

Tabelle 141: Betondeckung

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{nom} = c _u [mm]	25	25	30	35	40
c _σ [mm]	9 (Δc = 15 mm)				

Tabelle 142: Modellparameter Zuverlässigkeiten XC3-Exposition

Name	Einheit	Parameter			
		Verteilungstyp	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	Tabelle 140		-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	-	-	-
p _{SR}	-	konstant	-	-	-
b _w	-	normal	-	-	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
Cs	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a = c	mm	normal	Tabelle 141		-

Tabelle 143: Zuverlässigkeiten XC3-Exposition

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
β [-]	1,6	0,6	0,1	0	k.A.

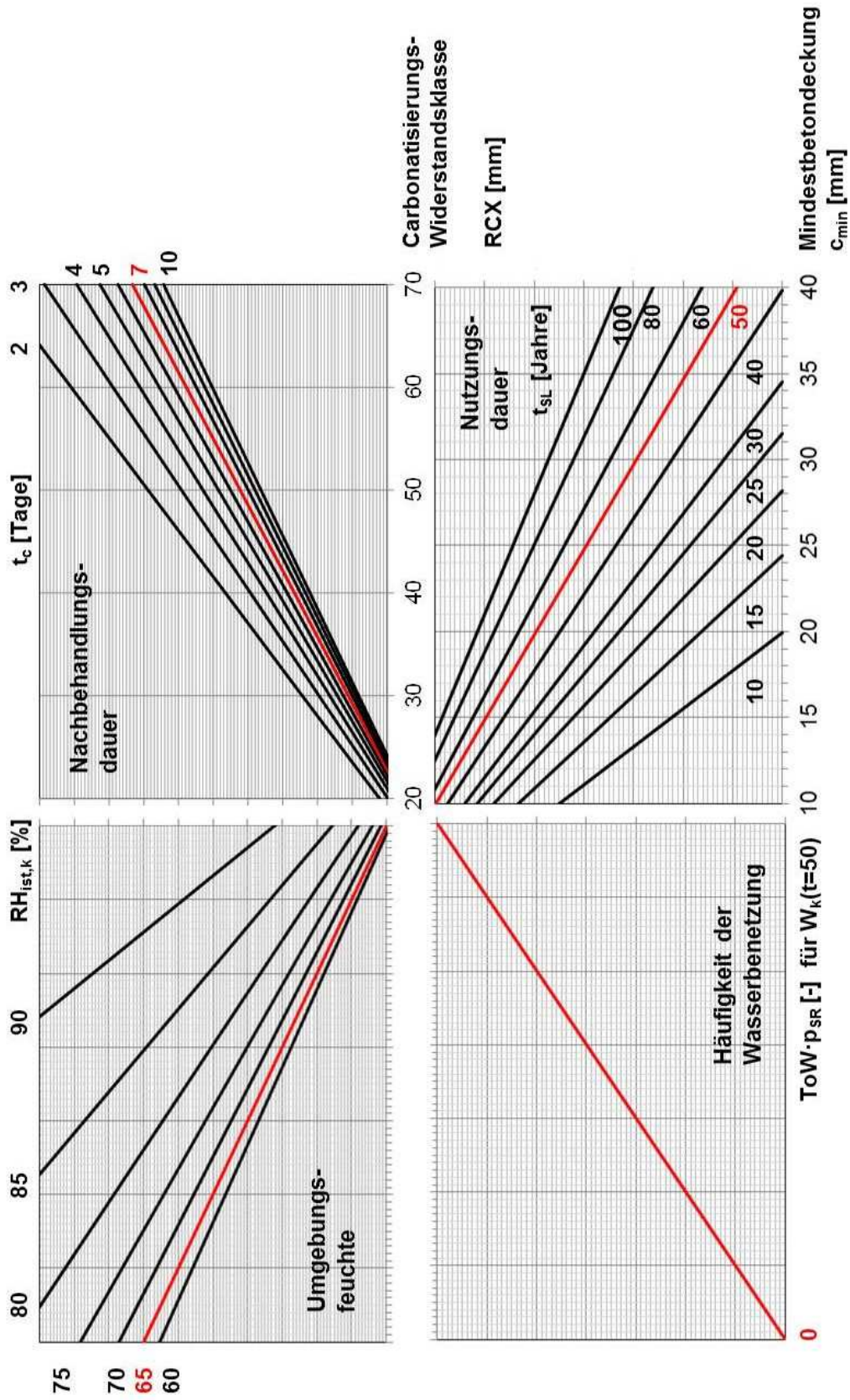


Bild 114a: Nomogramm XC3 $\beta_0 \sim 0,5$

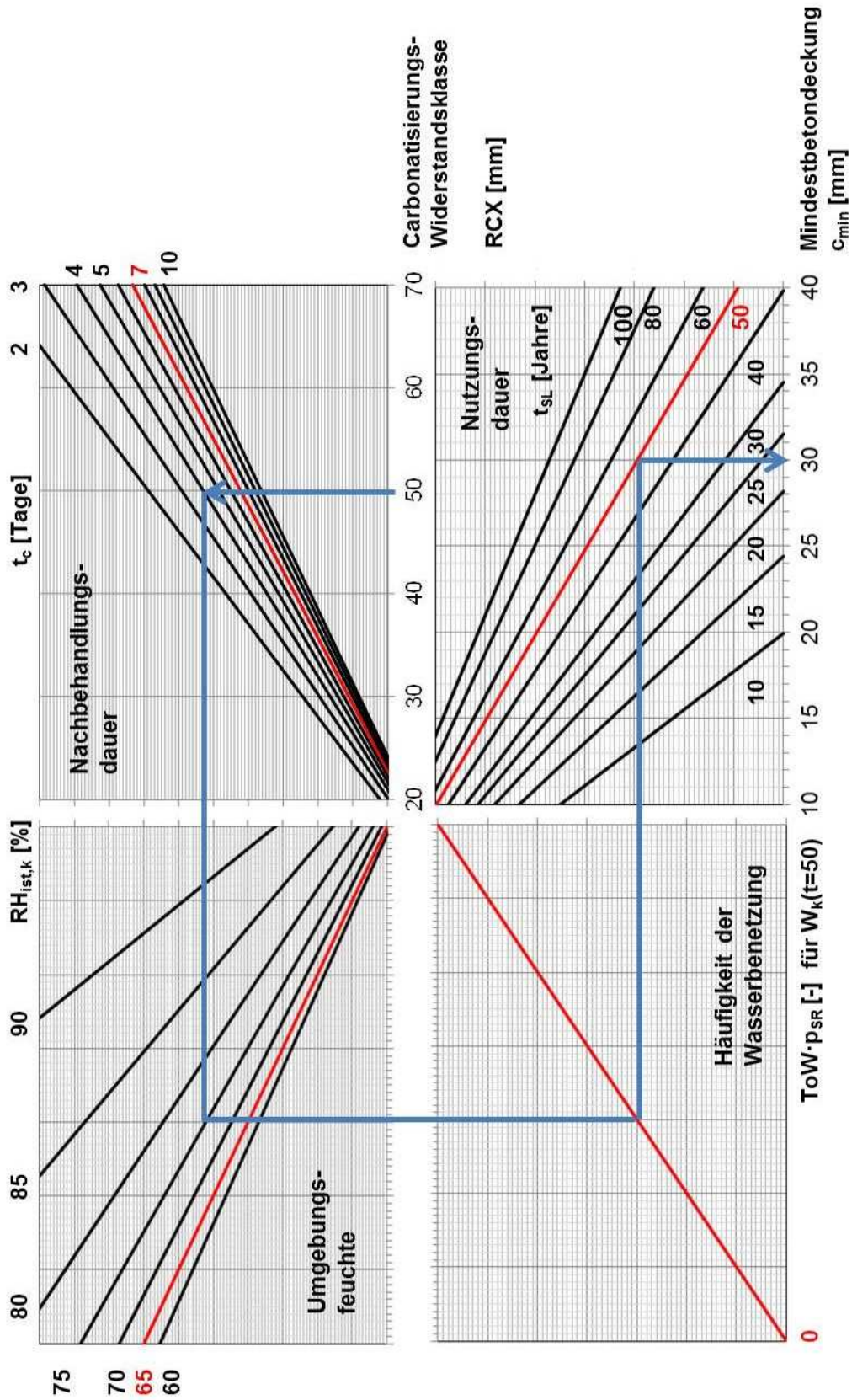


Bild 114b: Nomogramm XC3 $\beta_0 \sim 0,5$

A.7.3 RC-c_{min} Kombinationen: XC4

Tabelle 144: Vorschläge für RC-c_{min} Kombinationen XC4 Exposition

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{min} [mm]	k.A.	10	15	20	25

Tabelle 145: Inverse effektive Carbonatisierungswiderstände

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
R _{ACC,0} ⁻¹ _μ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	2,7	13,1	30,5	54,8	86,0
R _{ACC,0} ⁻¹ _σ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	1,5	5,1	9,9	15,7	22,3

Tabelle 146: Betondeckung

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{nom} = c _u [mm]	25	25	30	35	40
c _σ [mm]	9 (Δc = 15 mm)				

Tabelle 147: Modellparameter Zuverlässigkeiten XC4-Exposition

Name	Einheit	Parameter			
		Verteilungstyp	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	Tabelle 145		-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p _{SR}	-	konstant	0,3	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a = c	mm	normal	Tabelle 146		-

Tabelle 148: Zuverlässigkeiten XC4-Exposition

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
β [-]	k.A.	1,8	1,7	1,6	1,5

A.7.4 RC-c_{min} Kombinationen: XC4 – „trocken“

Tabelle 149: Vorschläge für RC-c_{min} Kombinationen XC4 Exposition

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{min} [mm]	10	10	15	20	25

Tabelle 150: Inverse effektive Carbonatisierungswiderstände

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
R _{ACC,0} ⁻¹ _μ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	2,7	13,1	30,5	54,8	86,0
R _{ACC,0} ⁻¹ _σ [10 ⁻¹¹ (m ² /s)/(kg/m ³)]	1,5	5,1	9,9	15,7	22,3

Tabelle 151: Betondeckung

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
c _{nom} = c _u [mm]	25	25	30	35	40
c _σ [mm]	9 (Δc = 15 mm)				

Tabelle 152: Modellparameter Zuverlässigkeiten XC4-Exposition „trocken“

Name	Einheit	Parameter			
		Verteilungstyp	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	ω
R _{ACC,0} ⁻¹	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	Tabelle 145		-
ε _t	-	normal	1,25	0,35	
k _t	(mm ² /a)/(kg/m ³)	normal	315,5	48	
t _c	Tage (d)	konstant	4	-	-
b _c	-	normal	-0,567	0,024	-
RH _{ist}	%	weibull(max)	75	12	100
RH _{ref}	%	konstant	65	-	-
ToW	-	konstant	0,2	-	-
p _{SR}	-	konstant	0,1	-	-
b _w	-	normal	0,446	0,163	-
t ₀	Jahre (a)	konstant	0,0767	-	-
C _s	kg/m ³	normal	0,00083	0,0001	-
t _{SL}	a	konstant	50	-	-
a = c	mm	normal	Tabelle 146		-

Tabelle 153: Zuverlässigkeiten XC4-Exposition „trocken“

	Carbonatisierungs-Widerstandsklasse RCX				
	RC20	RC30	RC40	RC50	RC60
β [-]	k.A.	1,4	1,2	1,0	0,9

A.8 Betondeckungsmaße – Ausführungsqualität

Tabelle 154: Abweichungen vom Nennmaß der Betondeckung c_{nom} (Abweichung der mittleren Betondeckung a_{μ} vom Nennmaß c_{nom})

Bauteiltyp und Fertigung	Untersuchung	Abweichung Δ von c_{nom} [mm]	Quelle
Stützen und Wände	Mehrere Stichproben	$0 < \Delta < 5$	JCSS, 1999
Platten, untere Bewehrungslage		$0 < \Delta < 10$	
Balken, untere Bewehrungslage		$-10 < \Delta < 0$	
Platten und Balken, obere Bewehrungslage		$0 < \Delta < 10$	
Verschiedene Einzelbauteile (Wandscheiben, Kragarme, Plattenbalken) $c_{nom} = 35$ mm DIN 1845:1988 bzw. $c_{nom} = 45$ mm ZTV-K:1996	2 Bauwerke Baujahr 2000 Bauteilebene ¹⁾	$-6 < \Delta < 14$	Daten von: Schießl et al., 2001 Schießl et al., 2004

¹⁾ Maximale positive bzw. negative Abweichungen der mittleren Betondeckung vom Nennmaß; die Auswertung erfolgte getrennt nach Einzelbauteil in Anlehnung an DBV Merkblatt 2011.

Tabelle 155: Anhaltswerte für Streuungen der Betondeckung in Abhängigkeit vom Bauteiltyp

Differenzierung nach	Untersuchung	Quelle	a_{σ} [mm]
Stützen und Wände	Mehrere Stichproben	JCSS, 1999	$5 < \sigma < 10$
Platten, untere Bewehrungslage		JCSS, 1999	$5 < \sigma < 10$
Balken, untere Bewehrungslage		JCSS, 1999	$5 < \sigma < 10$
Platten und Balken, obere Bewehrungslage		JCSS, 1999	$10 < \sigma < 15$
Verschiedene Bauteile (Wandscheiben, Kragarme, Plattenbalken)	2 Bauwerke Baujahr 2000 Bauteilebene ¹⁾	Daten von: Schießl et al., 2004	$5 < \sigma < 12$
Fertigteile	20 Fabriken, 10 Länder	Elliott & Jolly, 2013	$4 < \sigma < 5$

¹⁾ Die Auswertung erfolgte getrennt nach Einzelbauteil in Anlehnung an (DBV Merkblatt 2011).

Tabelle 156: Anhaltswerte für Streuung der Betondeckung in Abhängigkeit von der Ausführungsqualität

Differenzierung nach	Quelle	a_σ [mm]
Gute Ausführungsqualität	Maaß & Rackwitz, 1980	$5 < \sigma < 6$
Normale Ausführungsqualität		$7 < \sigma < 11$
Schlecht geführte Baustellen		$11 < \sigma < 15$
Gute Ausführungsqualität	Gehlen, 2000	$\sigma = 6$
Normale Ausführungsqualität	Gehlen, 2000	$\sigma = 8$
Ohne Anforderungen	Gehlen, 2000	$\sigma = 10$

Tabelle 157: Vorhaltemaß und zugehörige Anforderung an die Ausführungsqualität bzw. zugehöriges Zuverlässigkeitsniveau (Zusammenhang zwischen Vorhaltemaß, Qualitätskontrollklasse/Überwachungskategorie (EN 13670:2009) bzw. Zielzuverlässigkeitsniveau)

Norm / Land	Vorhaltemaß	Streuung a_σ [mm]	Klasse	Ausführungsqualität	Zuverlässigkeitsniveau
EN 1992-1-1:2004	10 mm	6	1	normal	k.A.
EN 1992-1-1:2004	$10 > \Delta c_{dev} > 5$	3 - 6	2	mit Qualitätskontrolle	k.A.
EN 1992-1-1:2004	$10 > \Delta c_{dev} > 0$	0 - 6	3	hohe Qualitätskontrolle	k.A.
DBV Merkblatt 2011	10 mm	9	k.A.	normal	gering (XC1)
DBV Merkblatt 2011	15 mm	9	k.A.	normal	hoch (XC2 bis 4)
DS/EN 1992-1-1 DK NA: 2011	10 mm	6	1	schwache Kontrollklasse	k.A.
DS/EN 1992-1-1:2004 DK NA: 2011	5 mm	3	3, 2	normale bis intensive Kontrolle	k.A.