

Forschungsbericht
des Instituts für Materialwissenschaft

Einfluss der Alterung auf die innere und äußere
Schädigung von Hochleistungsbeton unter
Frost- und Frost-Tausalzangriff

Susanne Palecki





Einfluss der Alterung auf die innere und äußere
Schädigung von Hochleistungsbeton unter
Frost- und Frost-Tausalzangriff





Forschungsbericht
des Instituts für Materialwissenschaft

Einfluss der Alterung auf die innere und äußere
Schädigung von Hochleistungsbeton unter
Frost- und Frost-Tausalzangriff

Dr.-Ing. Susanne Palecki

Universität Duisburg-Essen
Fakultät für Ingenieurwissenschaften
Institut für Materialwissenschaft
Prof. Dr. rer. nat. habil. Doru C. Lupascu



Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

1. Aufl. - Göttingen: Cuvillier, 2016

© CUVILLIER VERLAG, Göttingen 2016

Nonnenstieg 8, 37075 Göttingen

Telefon: 0551-54724-0

Telefax: 0551-54724-21

www.cuvillier.de

Alle Rechte vorbehalten. Ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages ist es nicht gestattet, das Buch oder Teile daraus auf fotomechanischem Weg (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

1. Auflage, 2016

Gedruckt auf umweltfreundlichem, säurefreiem Papier aus nachhaltiger Forstwirtschaft.

ISBN 978-3-7369-9258-0

eISBN 978-3-7369-8258-1

VORWORT

Beton ist in der Praxis verschiedenen Umwelteinflüssen ausgesetzt, die die Dauerhaftigkeit unterschiedlich stark beeinträchtigen können. Die Gewährleistung eines ausreichenden Widerstandes gegenüber Frost- bzw. Frost-Tausalzangriff ist ein Faktor für die Errichtung von Bauwerken mit langer Lebensdauer, weshalb die Überprüfung der Eignung einer Betonmischung unter Frost-Tausalz Exposition notwendig ist. Für eine entsprechende Simulation eines derartigen Angriffs unter Laborbedingungen stehen verschiedene Prüfverfahren zur Verfügung. Als zuverlässige und repräsentative Methode hat sich der CDF/ CIF-Test erwiesen, der, wie auch andere Prüfverfahren aus Konformitätsgründen ein Prüfalter von 28 Tagen vorschreibt, obwohl in der Praxis Bauteile häufig erst zu einem späteren Zeitpunkt Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt sind. Aufgrund bisheriger Erfahrung zeigt sich insbesondere bei Betonen mit Zusatzstoffen, wie sie z.B. bei hochfesten Betonen eingesetzt werden, eine Beeinflussung der Prüfergebnisse vom Zeitpunkt der Frost-Tausalzprüfung. Während bei Normalbetonen Literaturangaben zufolge häufig von einer positiven Beeinflussung des Prüfaltes auf den Frost- und Frost-Tausalzwiderstand berichtet werden konnte, belegen eigene Untersuchungen an Hochleistungsbeton, dass sich sowohl die äußere wie auch innere Schädigung mit zunehmendem Prüfalter negativ verändert. Im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgesellschaft geförderten Forschungsprojektes sollte daher am Institut für Materialwissenschaft der Universität Duisburg-Essen systematisch überprüft werden, wie sich die Schädigungsparameter und Transportmechanismen in Abhängigkeit der Zeit verändern.

Der vorliegende Forschungsbericht fasst in Auszügen die wichtigsten Erkenntnisse zusammen. Das Projekt hatte ursprünglich eine Laufzeit von 30 Monaten. In die Untersuchungen konnten aber zusätzlich noch verfügbare Proben aus dem von 2001 bis 2004 laufenden EU Projekt CONLIFE mit einbezogen werden. Zusammen mit den im Rahmen des Projektes neu hergestellten 19 Betonserien umfasste das Prüfprogramm somit einen erheblichen Prüfumfang mit einer Vielzahl an Variationsparametern. Dementsprechend ist die gewonnene Datenbasis sehr umfangreich und in Bezug auf eine Trendanalyse einzelner Parameter sehr aufwändig und zeitintensiv. Die experimentell gewonnenen Daten sollen in Zukunft für eine weitere Modellierung des Alterungssatzes im Rahmen von Dauerhaftigkeitskonzepten als Basis dienen und können theorieorientierte Ansätze stützen.

Das Forschungsvorhaben wurde dankenswerterweise durch Mittel der Deutschen Forschungsgesellschaft finanziert. Die Verfasserin bedankt sich außerdem bei den zuständigen Labormitarbeitern Herrn Dubray, Herrn Nawrath und Herrn Gäbel für die tatkräftige Unterstützung sowie dem Leiter des Instituts für Materialwissenschaft Herrn Prof. D. C. Lupascu für die Möglichkeit der Durchführung der Arbeiten.

Essen, Oktober 2015

S. Palecki



INHALT

Vorwort	5
1. Grundlagen	9
1.1 Schadensmechanismen infolge Frost-/ Frost-Tausalzbelastung	9
1.2 Frostprüfverfahren	10
1.3 Untersuchungen zum Einfluss der Betonalterung	10
1.4 Einflüsse aus chemischem und autogenem Schwinden.....	12
1.5 Problemstellung.....	13
2. Ergebnisse.....	14
2.1 Prüfprogramm	14
2.2 Zementsteinuntersuchungen	16
2.3 Betonuntersuchungen	24
2.3.1 Materialien.....	25
2.3.2 Frischbetonkennwerte.....	26
2.3.3 Festbetondaten.....	26
2.4 Freilagerung der Proben.....	31
2.4.1 Messung des Elektrolytwiderstandes.....	34
2.4.2 Gefügeveränderungen infolge Freilagerung.....	39
2.4.3 Schadensbeurteilung infolge Frost-Tau Exposition	41
2.4.4 Messung der Karbonatisierung ausgelagerter Proben.....	46
2.5 Untersuchung der Laborbetone	48
2.5.1 Messung des elektrolytwiderstandes zur Bestimmung des Austrocknungsverhaltens.....	48
2.5.2 Gefügeveränderungen	52
2.5.3 Bestimmung der Karbonatisierung.....	62
2.5.3 Frost-und Frost-Tausalzwiderstand	66
2.5.5 Bestimmung des Chloridgehalts	92
2.5.6 Korrelation der CDF/ CIF Ergebnisse.....	94
Zusammenfassung.....	104
Ausblick.....	107
Literaturverzeichnis.....	108



1. GRUNDLAGEN

1.1 SCHADENSMECHANISMEN INFOLGE FROST-/ FROST-TAUSALZBELASTUNG

Ist Beton einer Frost- oder Frost-Tausalzbelastung ausgesetzt kann es zu einer äußeren aber auch inneren Schädigung des Betongefüges kommen. Eine äußere Schädigung zeigt sich in Form von Abwitterungen der obersten Zementsteinschicht, während für eine innere Gefügezerstörung die Bildung von Mikrorissen charakteristisch ist. Als Folge dessen werden die mechanischen und physikalischen Eigenschaften des Betonbauwerkes und damit dessen Standsicherheit nachhaltig beeinträchtigt. Beide Schadensarten müssen nicht miteinander gekoppelt und auch nicht gleich stark auftreten. Häufig dominiert beim Frost-Tausalzangriff allerdings eine äußere Schädigung, wobei auch je nach Betonqualität eine innere Schädigung unterschiedlich stark ausgeprägt sein kann.

Bei der Frostschädigung d.h. der *inneren Gefügezerstörung* handelt es sich im Wesentlichen um einen dynamischen Prozess, der im noch nicht kritisch gesättigten Beton beginnt. Für die Schädigung ist die Anwesenheit von Feuchtigkeit notwendig, ohne welche der Beton nicht frostgefährdet ist. Die Flüssigkeitsaufnahme erfolgt zunächst kapillar und bewirkt unter isothermischen Bedingungen eine maximale Sättigung des Porenraumes von 90%. D.h. durch das kapillare Saugen alleine kommt es i.d.R. nicht zu einer Überschreitung der kritischen Sättigung und damit nicht zu einer Gefügeschädigung infolge der 9%-igen Volumenausdehnung des Eises. Grund für eine Gefügezerstörung ist die zyklische Belastung, wie sie durch Frost-Tau-Wechsel hervorgerufen wird. Diese wirken wie eine Pumpe und sättigen den Beton mit jedem Frost-Tau-Wechsel bis zum Erreichen einer kritischen Sättigung. Letzteres hängt von der Betonzusammensetzung und vor allem der Porosität ab. Das Verhältnis von nicht gefrierbarem Wasser in Gelporen zu gefrierbarem Wasser, das in Kapillarporen vorliegt, sowie der Gehalt an Grobporen sind dabei ganz entscheidend für die Frostbeständigkeit des Betons. Der Prozess der mit der Sättigung des Betons verbunden ist wird durch das Mikroislinsemodell von SETZER beschrieben [S3],[S5]. Frost-Tau-Wechsel funktionieren dementsprechend wie eine Mikropumpe. Daher ist für die Lebensdauer einer Betonmischung unter einer Frostbelastung vor allem die Sättigungsgeschwindigkeit von Bedeutung, welche ebenfalls von der Betonzusammensetzung, der Porosität und der Porenstruktur abhängig ist.

Eine *äußere Schädigung* charakterisiert sich durch Abwitterung der oberflächennahen Zementsteinschichten, teilweise auch durch kraterförmige Aussparungen über größeren Zuschlagskörnern. Die wichtigsten Einflussfaktoren für den Umfang des Frost-Tausalzschadens sind der Chloridgehalt und -gradient, die Wasseraufnahmefähigkeit,



der Feuchtegradient und der Wassersättigungsgrad, sowie die physikalische und chemische Aggressivität der Taumittelösung und selbstverständlich die Temperaturbelastung. Die Schädigungsmechanismen, die hier eine Rolle spielen sind in der Vergangenheit vielfältig untersucht worden. Während die innere Schädigung durch das Mikroislinsenmodell nach SETZER am besten beschrieben werden kann [S3],[S5], überlagern sich beim Frost-Tausalzangriff verschiedene Phänomene. Im Vordergrund stehen hier vor allem Phasenumwandlungen, wie sie von STARK und LUDWIG beschrieben wurden [L2] sowie Chromatographieeffekte.

1.2 FROSTPRÜFVERFAHREN

Mit Hilfe von Laborprüfverfahren können derartige Schädigungsformen im Zeitraffer simuliert und Aussagen über die Dauerhaftigkeit getroffen werden. Damit lässt sich die Eignung einer Betonmischung für eine Frost-Tausalz Exposition vor deren Einsatz in der Praxis überprüfen. Feldversuchen können darüber hinaus zusätzliche Hinweise zum Betonverhalten unter realen Bedingungen liefern, mit denen auch die Übertragbarkeit der Laborergebnisse untersucht werden können.

Der CDF-Test (*Capillary Suction of De-icing Chemicals and Freeze Thaw Test*) bzw. CIF-Test (*Capillary Suction, Internal Damage and Freeze Thaw Test*) mittels dem der Frost-/Frost-Taumittel-Widerstand bestimmt werden kann, garantiert einen einachsigen Wärme- und Feuchtetransport und realisiert somit die zuvor beschriebene Frostpumpe. Gleichzeitig kann die innere Gefügeschädigung mittels Ultraschalluntersuchung oder Resonanzfrequenzmessung (CIF-Test) bestimmt werden. Zur Beurteilung der inneren Schädigung wird der Abfall des dynamischen E-Moduls herangezogen. Als maßgebendes Abnahmekriterium ist die, je nach Anwendungsfall festzulegende Anzahl an Frost-Tau-Wechseln (FTW) bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums definiert. Sämtliche Bewertungskriterien wurden auf Basis von Untersuchungsergebnissen und in Anlehnung an die DIN 1045 bzw. DIN EN 206 hergeleitet. Die Randbedingungen der Prüfverfahren sind explizit in den Prüfvorschriften festgelegt und basieren auf jahrelanger Forschungsarbeit [A2],[S7],[S8],[4.].

1.3 UNTERSUCHUNGEN ZUM EINFLUSS DER BETONALTERUNG

Der Zeitpunkt der Frost-Tausalzbeanspruchung variiert in der Praxis je nach Bauwerk erheblich. Sämtliche Prüfverfahren schreiben aber aus Konformitätsgründen ein Prüfalter von 28 Tagen vor, obwohl dies nicht immer praxisgerecht ist und auch bei bestehenden Bauwerken eine nachträgliche Bewertung des Frost-Tausalz-Widerstandes erschwert, da ein Vergleich nicht repräsentativ ist.

Hinsichtlich des Einflusses des Betonalters auf den Frost- und Frost-Tausalzwiderstand, lassen sich in der Literatur unterschiedliche Aussagen finden. In Veröffentlichungen von PETERSSON wird von einem positiven Einfluss der Alterung auf den Frost-Tausalzwiderstand von Beton berichtet [P5],[P6]. Die Arbeiten zeigen vergleichbare Ergebnisse von LP-Betonen, die nach 28 Tagen geprüft wurden und LP-freien Betonen, die erst später mittels Slab Test geprüft wurden, d.h. dass Betone auch ohne Luftporenbildner zu einem späteren Zeitpunkt frost-tausalzbeständig sein können, die es bei einer Prüfung nach 28 Tagen nicht waren. In seinen Arbeiten zieht PETERSSON den Schluss, dass bei Bauwerken, die erst zu einem späteren Zeitpunkt einer XF4 Exposition ausgesetzt sind, auch LP freie Betone eingesetzt werden können, obwohl dies nach EN 206 nicht zulässig ist. Nach Arbeiten von SCHIEBL wird diese Behauptung wieder relativiert. Im Rahmen eines Forschungsprojektes [B3], konnte zwar auch eine Verbesserung des Abwitterungsverhaltens nach längerer Lagerung festgestellt werden, allerdings nicht in der Größenordnung, wie sie PETERSSON beschreibt. Aufgrund dessen kann nicht uneingeschränkt eine Anwendung LP-Mittel freier Betone, die erst später einer Frost-Tausalz Exposition ausgesetzt sind, empfohlen werden. Bei Untersuchungen von HARTMANN, die im Zuge der Entwicklung des CDF-Prüfverfahrens an älteren Betonproben durchgeführt wurden, zeigte sich ein kontroverser Trend im Vergleich zu den bereits erwähnten Arbeiten [H1]. HARTMANN und AUBERG fanden im Vergleich zu 28 Tage geprüften Betonen nach längerer Normlagerung der Proben höhere Abwitterungsmengen [H1],[A2]. Als Grund wurde der Einfluss der Karbonatisierung genannt.

Die obigen Aussagen beschränken sich aber lediglich auf das Abwitterungsverhalten normalfester Betone und berücksichtigen nicht die innere Gefügeschädigung. Da sich infolge längerer Lagerung bzw. höherem Betonalter die Struktur des Gefüges und damit auch die Transporteigenschaften signifikant verändern können, spielt eine mögliche innere Gefügeschädigung eine wichtige Rolle bei der Beschreibung des Alterungseinflusses auf die Dauerhaftigkeit von Beton. Bei älteren Betonproben kommt es in erster Linie zu einer verstärkten Austrocknung der Randbereiche. Dadurch tritt bei Wasserlagerung eine höhere kapillare Feuchteaufnahme ein.

FAGERLUND,[F1],[F2] berichtete in seinen Untersuchungen mittels *Differential Scanning Calorimetrie* (DSC) von einer mit der Zeit zunehmenden Erhöhung der gefrierbaren Wassermenge. CWIRZEN und PENTTLA fanden in ihren Untersuchungen an silikahaltigen hochfesten Betonen heraus, dass sich die chemische Zusammensetzung der Kontaktzone nach längerer Lagerung verändert und die Rissbreiten innerhalb der Übergangzone infolge Selbstaustrocknung zunehmen [C2]. Demnach fanden sie bei Proben nach einem Jahr Lagerung zwar eine Abnahme der Abwitterungsmengen, die innere Schädigung war bei silikahaltigen Betonen mit w/b -Werten > 0.30 dagegen gegenüber der 28 Tage Prüfung deutlich erhöht [C2]. Im Rahmen eines Forschungs-



projektes an der Universität Weimar zu selbstverdichtendem Betonen konnte ebenfalls ein negativer Einfluss bei längerer Luftlagerung auf den Frostwiderstand beobachtet werden, was hauptsächlich durch die stärkere Austrocknung der Betone bedingt war [S11]. BRAMESHUBER und SPÖREL fanden in Untersuchungen an ausgelagerten Betonproben unter XF3 Exposition hingegen einen mit der Zeit zunehmenden Frostwiderstand. In ihren Messungen wurden sowohl CEM III-Betone unter den üblichen CIF-Laborbedingungen geprüft als auch 2 Jahre in der Wasserwechselzone eines Schleusenbauwerkes gelagert und anschließend erneut mittels CIF-Test untersucht [B2]. Während bei der 28 Tage CIF-Prüfung die Prüfkriterien nicht erreicht wurden, konnte nach 2 Jahren Lagerung in der Wasserwechselzone eine deutliche Verbesserung des Frostwiderstandes an den geprüften Bohrkernen ermittelt werden. Zu beachten ist hierbei das Wasserangebot der Proben während der Freilagerung sowie die Probekörperabmessung. Aussagen zum Langzeitverhalten können derzeit noch nicht getroffen werden.

Untersuchungen im Rahmen des EU Forschungsprojektes CONLIFE [C1] bei denen sowohl Labor- als auch Feldversuche an älteren hochfesten Betonproben durchgeführt wurden, zeigte sich zum einen eine Verschlechterung des reinen Frostwiderstandes, insbesondere bei silikahaltigen Mischungen, als auch eine Verbesserung des Abwitterungsverhaltens unter Frost-Tausalzbelastung. Es konnte bei älteren Betonen (180 Tage) zudem eine Verdichtung der Porenstruktur sowie Zunahme des autogenen Schwindens festgestellt werden.

1.4 EINFLÜSSE AUS CHEMISCHEM UND AUTOGENEM SCHWINDEN

Wie von verschiedenen Autoren berichtet, verändert sich in Abhängigkeit der Zeit auch der Feuchtegehalt in den zunächst luftgefüllten Schrumpfporen. In [F1] bzw. [F2] wird angenommen, dass bei längerer Lagerung der positive Effekt der Schrumpfporen auf den Frostwiderstand verloren geht, da sich diese mit Wasser oder Tausalzlösung füllen können. Zusätzlicher Expansionsraum für die Eisexpansion oder die bei Luftporenbetonen zu beobachtende Pufferwirkung wären nicht mehr gegeben. FAGERLUND beschreibt dieses Verhalten mit einer sogenannten Inkubationszeit der Schrumpfporen [F1]. Allerdings wird auch erwähnt, dass bei extrem niedrigen w/z -Werten dieser Effekt durch die Dichtigkeit der Matrix wieder verloren gehen kann. Je nach Umgebungsbedingungen konnten in Untersuchungen nach PERSSON und NILSSON mit der Zeit zwar eine Austrocknung des Betonkerns festgestellt werden, die Randzonen wiesen dagegen deutlich höhere Sättigungsgrade auf. Hier überlagern sich Einflüsse aus Umgebungsbedingungen und Selbstaustrocknung. Je nachdem wie hoch die Umgebungsfeuchte ist, füllen sich die Poren in den Randzonen mit Wasser oder Hydratationsprodukten [P4]. In der Literatur wird auch in diesem Zusammenhang

erneut der enorme Einfluss von Silika auf das Langzeitverhalten erwähnt. In Schwindversuchen variierten Schwindverlauf und Endschwindmaß in Abhängigkeit des Silikagehaltes enorm. Hierbei ist natürlich auch der Grad der inneren Selbstaus-trocknung entscheidend für das autogene Schwinden. PERSSON konnte in seinen Untersuchungen erst nach einem Jahr ein Gleichgewicht zwischen Betonkern und der Umgebung feststellen sowie nachträgliche puzzolanische Reaktionen [P4]. Selbstverständlich besteht hier ein direkter Zusammenhang zwischen der Dichtigkeit der Matrix und den Umgebungsbedingungen.

1.5 PROBLEMSTELLUNG

In den üblichen Frostprüfverfahren ist aus Konformitätsgründen ein Prüfalter von 28 Tagen vorgeschrieben. Damit kann bei einer Beurteilung des Frost-Tausalz widerstandes bei neu hergestellten Betonproben reproduzierbar deren Eignung zu einem festgelegten Zeitpunkt ermittelt werden. Häufig ist Beton in der Praxis jedoch erst zu einem späteren Zeitpunkt einer Frost- und Frost-Tausalzbelastung ausgesetzt. Zudem wird regelmäßig auch bei bestehenden Bauwerken eine nachträgliche Bewertung des Frostwiderstandes gefordert. Der Einfluss des Betonalters auf die Ergebnisse der Frost- und Frost-Tausalzprüfung ist bislang nur ansatzweise behandelt worden. Die in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss der Alterung auf den Frost- und Frost-Tausalz widerstand von Beton beschränken sich lediglich auf die Bestimmung der äußeren Schädigung und schließen nur Normalbetone ein. Gerade aber die Betonstruktur, insbesondere die Porenverteilung wird durch die Alterung signifikant beeinflusst, was zur Folge hat, dass sich auch die Transporteigenschaften verändern. Vor allem bei Verwendung von Zusatzstoffen sind hier signifikante Veränderungen zu erwarten.

Für die Beschreibung der Schadensmechanismen und Transporteigenschaften in Abhängigkeit des Betonalters und der Umgebungsbedingungen sind neben der systematischen Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz widerstandes von hoch- und normalfesten Betonen auch umfassende Untersuchungen der Gefügestruktur, wie z.B. Porenverteilung, Feuchtegradienten, Schwindverhalten und Karbonatisierungseffekte von wesentlicher Bedeutung.

2. ERGEBNISSE

2.1 PRÜFPROGRAMM

Das Prüfprogramm enthielt neben der Bestimmung der Dauerhaftigkeitsparameter Abwitterung und innerer Schädigung die Bestimmung der Veränderung verschiedener materialspezifischer Kennwerte. Die Messmethoden und Prüfverfahren wurden dabei an insgesamt 19 unterschiedlichen Betonmischungen mit Variation der Zementart, des w/b-Wertes und der Zugabe an Zusatzstoffen durchgeführt. Die nachfolgende Abbildung zeigt eine Übersicht der verschiedenen Mischungszusammensetzungen. Hierbei wurde der Bindemittelgehalt je nach w/b-Wert konstant gehalten und ein Austausch von Zement durch Zusatzstoffe im Verhältnis 1:1 vorgenommen. Bei den CEM III-Betonen wurde aus Kapazitäts- und Zeitgründen die Variation des w/b-Wertes auf ein Minimum reduziert.

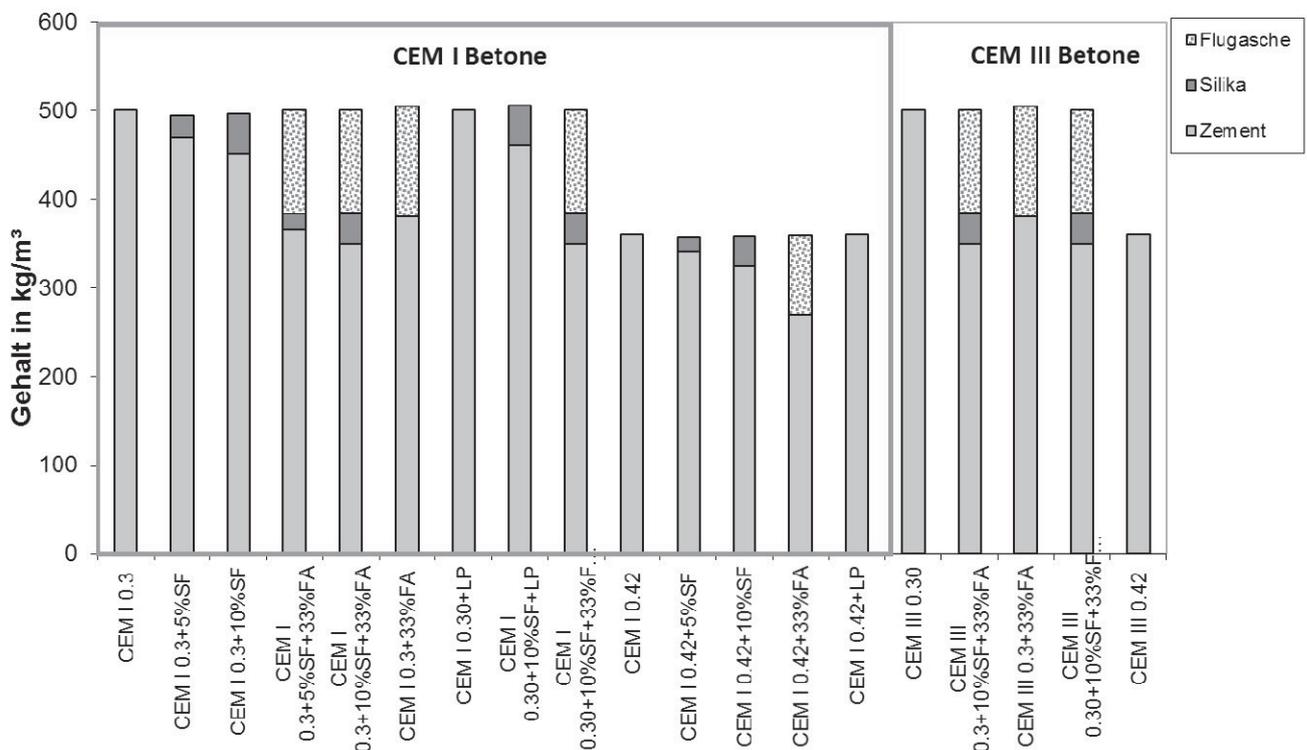


Abbildung 1: Zusammensetzung der neu hergestellten Betonserien

Grundsätzlich gliederte sich das Prüfprogramm in die Abschnitte Labor- und Feldversuche. Abgesehen davon erfolgte eine Unterscheidung der Untersuchungen an neu hergestellten Betonmischungen mit einem Prüfalter von 28 Tagen bis zu 3 Jahren sowie älterer Betonproben (8-9 Jahre) ähnlicher Rezeptur. Eine Übersicht der Variationen und Angaben zu den Prüfzeitpunkten enthält die folgende Grafik, eine Zusammenfassung der einzelnen Messmethoden Tabelle 1.

(A) Zusammensetzung	(B) Randbedingungen
<ul style="list-style-type: none"> • w/b-Wert: 0.30 - 0.42 • Zement: CEM I 42.5 , CEM III/A 42,5 • Zusatzstoffe: Silikastaub, Flugasche, Hüttensand • Zusatzstoffgehalt • Zusatzmittel: Fließmittel, LP-Bildner 	<ul style="list-style-type: none"> • Prüfalter: 28d, 90d, 180d, 1 Jahr, 2 Jahre, 3 Jahre, 9 Jahre (altes EU Projekt) • Umgebungsbedingungen: Laborlagerung, Feldlagerung mit a) mäßigem Klima, b) harscherem Klima
Konstante Faktoren	
Wassergehalt: 150 l/m ³ Bindemittelgehalt je w/z-Wert: 500, 429, 350 kg/m ³	

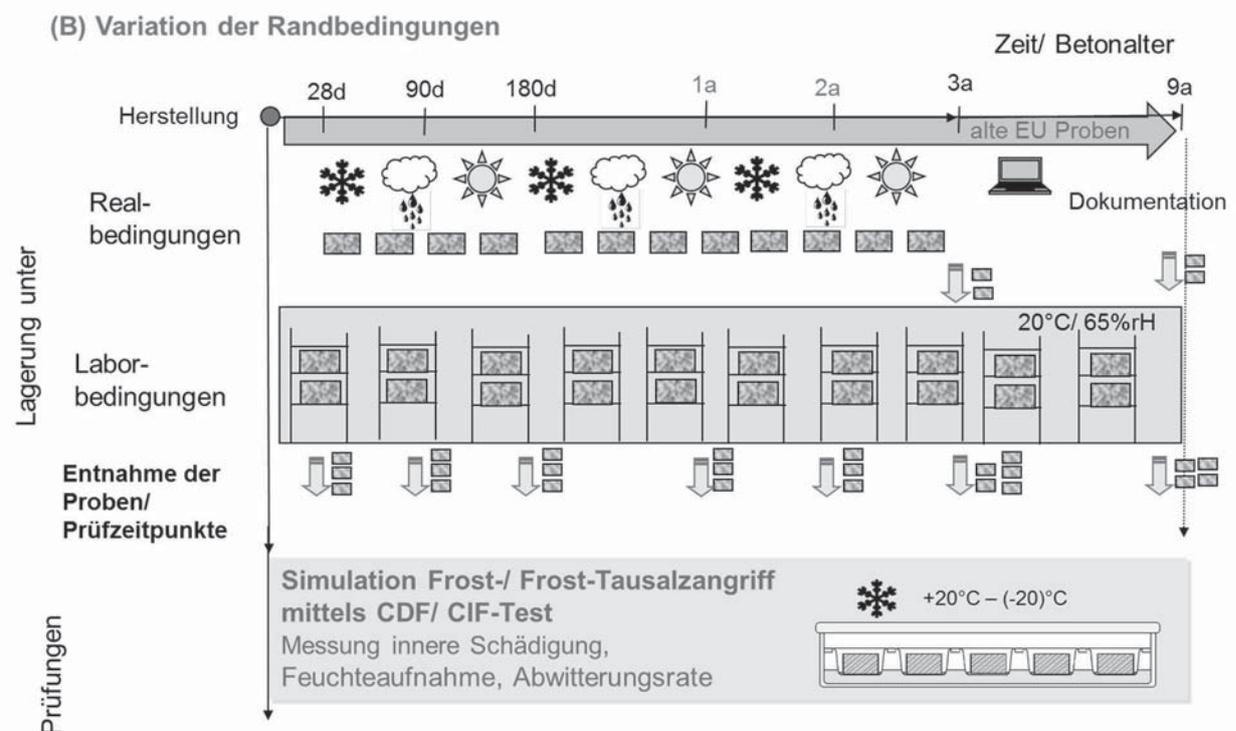


Abbildung 2: Prüfprogramm – Übersicht Variationsparameter und Prüfzeitpunkte

Neben den Untersuchungen an Betonproben erfolgten zusätzlich Grundlagemessungen an reinen Zementsteinproben, um Aussagen über den Gehalt an verdampfbarem bzw. nicht-verdampfbarem Wasser, über den Phasenbestand sowie die Porenstruktur in Abhängigkeit der Zeit zu erhalten.

Die Bestimmung der charakteristischen Betonkennwerte erfolgte an Standardprobekörpern unter Berücksichtigung der DIN EN 12390 [2.]. Darüber hinaus wurden Untersuchungen an Mörtelproben zur Ermittlung des Reaktionsgrades der Flugasche durchgeführt.

**Tabelle 1: Untersuchungen vor und nach der Befrostung**Ist-Zustand vor Befrostung

- Druckfestigkeits- + Spaltzugentwicklung
- Karbonatisierung
- Autogenes Schwinden
- Porenverteilung, Porosität
- Phasenbestand
- Rissanalyse
- Gefrierbare Wassermenge
- Feuchtegradient
- Reaktionsgrad Silika, Flugasche
Ca(OH)₂ Verbrauch

Messmethoden

- Festigkeitsprüfungen
- Phenolphthaleintest, Fotodokumentation
- Schwindrinne
- Hg-Druck, Heliumpyknometer
- ESEM, XRD, EDX
- Mikroskopie mit UV
- DSC, (Dilatometer)
- Multiringelektrode
- DSC, XRD, ESEM

Zustand nach Befrostung

- Porenverteilung
- Phasenbestand
- Rissanalyse
- Chloridgehalt
- Untersuchungen des abgewitterten
Materials

- Hg-Druck, Heliumpyknometer
- ESEM, XRD, EDX
- Mikroskopie
- Chem. Analyse, Photometrie
- ESEM, EDX

2.2 ZEMENTSTEINUNTERSUCHUNGEN

Die Messungen beinhalteten zum einen die Untersuchung der Veränderung der nicht verdampfbaren Wassermenge sowie des Anteils an gefrierbarem Wasser, durchgeführt an Zementsteinserien mit und ohne Zusatzstoffzugabe und Variation des w/b-Wertes sowie der Zementart über einen Zeitraum von 180 Tagen. Es wurden die gleichen Materialien, wie in Kapitel 2.3.1 beschrieben, verwendet. Abgesehen davon wurden die Phasenänderungen mittels Röntgendiffraktometrie bestimmt. Die Umsetzung der Zusatzstoffe bzw. der Gehalt an Ca(OH)₂ wurde zusätzlich über Hochtemperatur-DSC-Messungen ermittelt. Das am Institut vorhandene Kalorimeter ermöglicht Untersuchungen bis zu einer Temperatur von 600°C. Sämtliche Zementsteinproben lagerten dabei nach dem Ausschalen bis zum jeweiligen Prüftermin in demineralisiertem Wasser. Für die Analysen der Gefügestruktur sowie der DSC und Dilatometermessungen wurde von den Proben am Prüftag ein Rand von 1 cm abgesägt, um jegliche Einflüsse aus der Probenvorlagerung zu vermeiden. Messungen des verdampfbaren bzw. nicht-verdampfbaren Wassers erfolgten bis zur Gewichtskonstanz mittels Trocknung bei 105°C bzw. Glühen bis 1000°C.

Messungen zum Trocknungsverhalten der Zementsteinserien zeigten in den meisten Fällen eine stärkere Austrocknung der flugaschehaltigen Proben, ebenso wie die Zementsteine mit höherem w/b-Wert, da diese selbstverständlich über eine höhere

verdampfbare Wassermenge verfügen. CEM III-Zementsteinserien trockneten tendenziell etwas weniger schnell aus. Insgesamt lagen aber aufgrund des dichten Gefüges grundsätzlich äußerst niedrige Werte vor, was durch die vorangegangene Wasserlagerung und damit verbundene weitere Gefügeverdichtung verstärkt wurde.

Tabelle 2: Übersicht der Zementsteinzusammensetzungen

Serie	Anteile gesamt				
	Wasser	Zement	Zementtyp	Silika	Flugasche
R1	23%	77%	CEM I	0%	0%
F1	23%	58%	CEM I	0%	19%
S1	23%	69%	CEM I	8%	0%
SF1	23%	54%	CEM I	5%	18%
R2	30%	70%	CEM I	0%	0%
F2	30%	53%	CEM I	0%	18%
S2	30%	63%	CEM I	7%	0%
R3	23%	77%	CEM III	0%	0%
F3	23%	58%	CEM III	0%	19%
S3	23%	69%	CEM III	8%	0%
SF3	23%	54%	CEM III	5%	18%

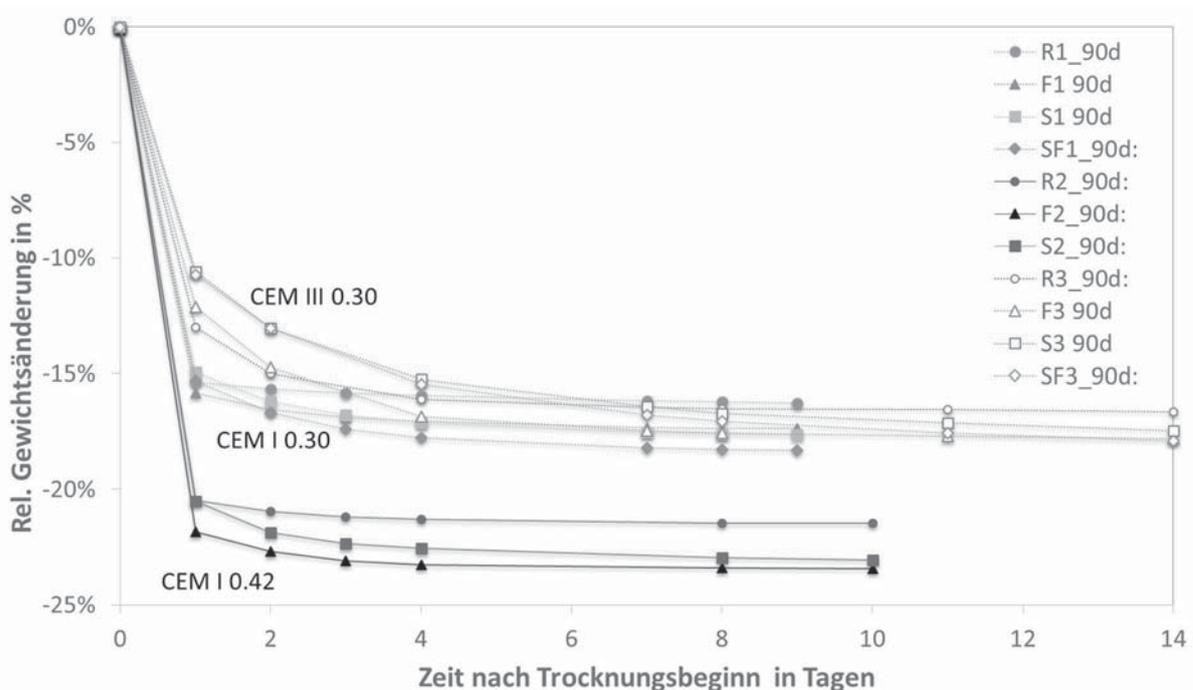


Abbildung 3: Austrocknung der Zementsteinserien bei 105°C im Trockenschrank. Das Prüfalfer der Proben betrug 90 Tage.

Beim Vergleich der Wasseranteile, die in Abbildung 4 für die 11 Zementsteinserien bis zu einem Alter von 90 Tagen aufgetragen sind, zeigt sich, dass die flugaschehaltigen Betone tendenziell mehr verdampfbare Wasser enthalten, als die übrigen Mischungen.

Der Anteil verändert sich dabei während der ersten Zeit der Hydratation nicht, während die nicht-verdampfbare Wassermenge langsam zunimmt und auch hier die Werte der Referenzmischung übersteigt, was auf Reaktionen und damit Wasserbindungen innerhalb des Gefüges schließen lässt. Gleichzeitig nimmt die Porosität deutlich ab. Letzteres tritt bei sämtlichen Mischungen ein. Flugaschemischungen weisen bekanntlich einen langsameren Hydratationsfortschritt auf und reagieren auf eine Absenkung der Umgebungsfeuchte hinsichtlich des Hydratationsfortschritts weniger sensibel [A1]. Hier wird angenommen, dass die puzzolanische Reaktion durch das mangelnde Feuchteangebot weniger behindert wird.

Bei den CEM III-Zementsteinserien treten die wenigsten Veränderungen während der ersten 3 Monate der Hydratation auf, was auf die langsamere Reaktion des Hüttensandes zurückzuführen ist. Hüttensandbetone binden grundsätzlich weniger Wasser und hydratisieren über einen längeren Zeitraum nach [A1].

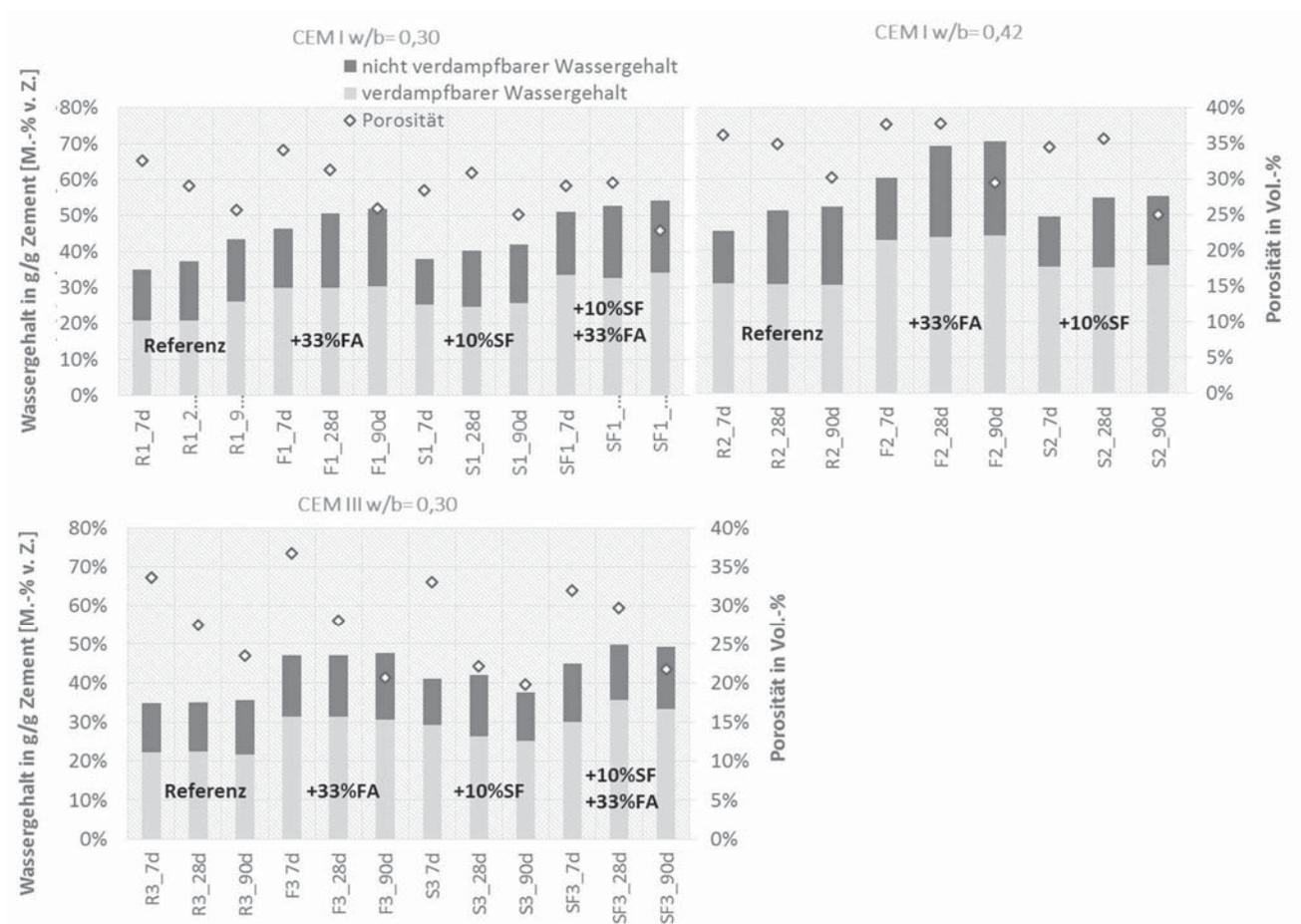


Abbildung 4: Anteile des verdampfbaren und nicht-verdampfbaren Wassers verschiedener Zementsteinserien, dargestellt bis 90d. Die Porositätswerte wurden mittels Heliumpyknometrie bestimmt.

Mittels Dilatometermessungen sollte begleitend der Einfluss der Eisbildung auf die thermische Dehnung über einen Temperaturbereich von +20°C bis -80°C bestimmt werden. Es wurde eine Abkühl- bzw. Aufheizrate von 2 K/min gewählt. Die verwendeten

Zementsteinproben wurden nach der Herstellung bis zum Erreichen des Prüfalters unter demineralisiertem Wasser gelagert. Am jeweiligen Messtag wurde nach dem Entfernen einer 1 cm dicken Randschicht die Probe für das Dilatometer zurecht geschnitten und sofort versiegelt, bis sie in die Apparatur eingebaut wurde. In Abbildung 5 ist die relative thermische Längenänderung der Proben mit $w/b=0,30$ und CEM I-Zement exemplarisch dargestellt. Wie erwartet zeigt sich kein scharfer Gefrierpeak des makroskopischen Wassers. Sowohl bei der Referenzserie als auch bei Zugabe von Silikastaub ergibt sich mit der Zeit eine geringe Abnahme der gefrierbaren Wassermenge innerhalb der Gelporen, welche nur zu geringen Expansionen im Temperaturbereich unterhalb von -40°C führt. Im Gegensatz dazu liegt bei der Flugaschemischung eine deutliche Hysterese zwischen Gefrieren und Tauen vor, die mit steigendem Alter ausgeprägter ausfällt. Dies deutet auf eine gegenüber den andern Serien höhere Gelporosität hin, die sich allerdings mit der Zeit kaum verändert. Innerhalb dieser Poren liegt somit mehr bewegliches Wasser vor, als bei den Serien mit Silikastaub. Dies führt neben einem stärkeren Frostschwinden auch zu höheren Expansionen beim Gefrieren.

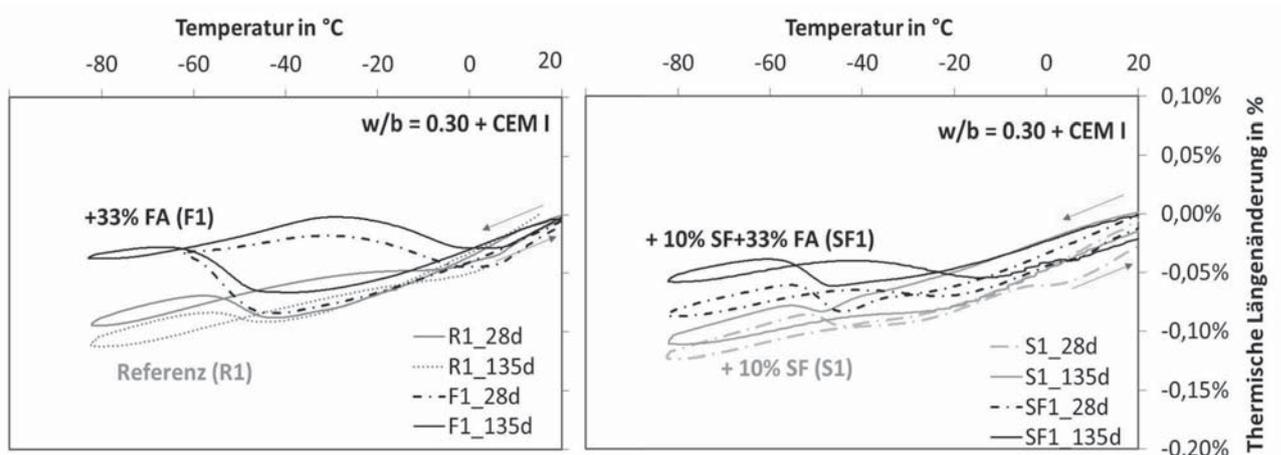


Abbildung 5: Dilatometer Messungen an Zementsteinproben mit $w/b = 0.30$ mit und ohne Zusatzstoffen nach 28d bzw. 135d.

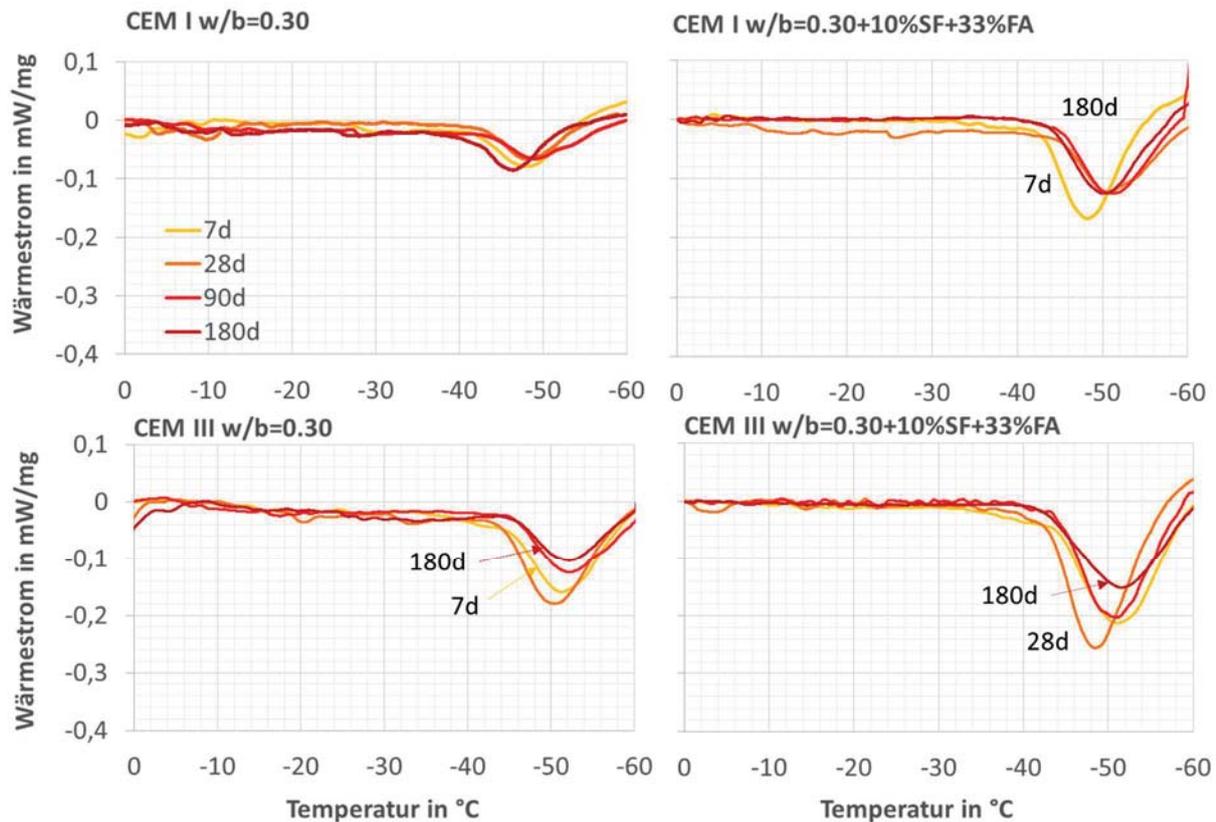


Abbildung 6: Wärmeübergang der Zementsteinserien mit $w/b = 0.30$ und CEM I im Vergleich zu CEM III - Zementen.

Das Gefrierverhalten in Abhängigkeit der Zugabe an Zusatzstoffen und des Zementtyps spiegelt sich auch in Abbildung 6 wieder, die die Ergebnisse der *Differential Scanning Calorimetrie* (DSC) zeigt. In diesem w/b -Bereich gefriert, wie erwartet, nur noch das Porenwasser im Mesogelporenbereich, d.h. nur noch zwischen -40°C und -50°C findet eine Eisbildung statt. Damit lassen sich ebenfalls, wie schon bei der Dilatometrie, Aussagen zur beweglichen Wassermenge innerhalb des Porensystems treffen, da dieses innerhalb der Frostprüfung ungefroren bleibt. Aus der Grafik wird deutlich, dass die in diesem Bereich vorhandene Eismenge in Abhängigkeit der Zugabe an Zusatzstoffen variiert, was sich aus der Höhe der freigewordenen Wärmeenergie ablesen lässt. Nach 180 Tagen liegt in den flugaschehaltigen Zementsteinen mehr bewegliches Wasser vor, als bei den restlichen Mischungen. Deutlicher zeigt sich dies noch bei den Mischungen mit Hüttensandzement (Abbildung 7). Bei diesen ist der Anteil an Mesogelporenwasser im Vergleich zu den Mischungen mit Portlandzement erhöht. Somit liegt bei derartigen Zementsteinen mehr bewegliches Wasser vor, insbesondere in Verbindung mit Zusatzstoffen, das während des Gefrierens innerhalb der CDF/ CIF-Prüfung zu Umverteilungen innerhalb des Gefüges führen kann. Eine zunehmende Verdichtung des Porensystems nach 180 Tagen kann ebenfalls anhand der Darstellung abgeleitet werden.

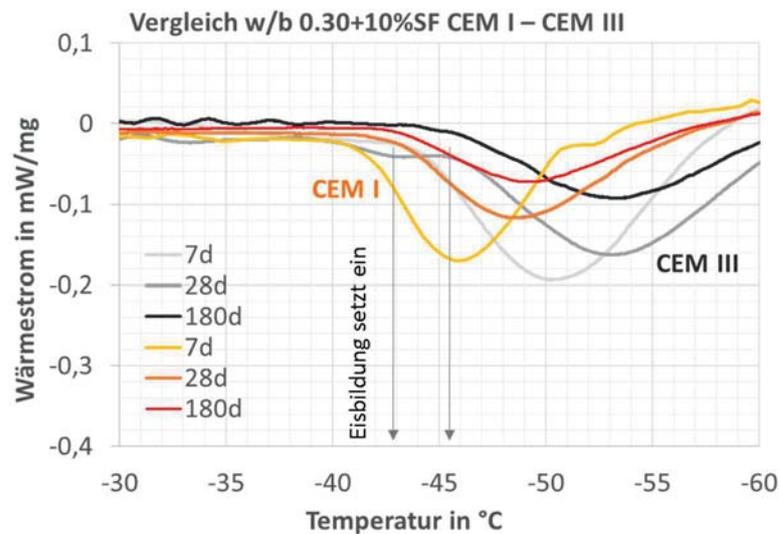


Abbildung 7: DSC-Messungen der Mischungen mit $w/b=0.30$ und unterschiedlichen Zementen.

Das gleiche Bild ergibt sich auch bei der Betrachtung der Porengrößenverteilung. Abbildung 8 beinhaltet die Ergebnisse der Quecksilberdruckporosimetrie. Nach der Verringerung des Mesogelporenanteils bis zu einem Alter von 90 Tagen kommt es im weiteren Verlauf zu einer Verschiebung des Maximalpeaks am Übergang zum Mikrokapillarporenbereich. Nach 180 Tagen liegt im Kern der Proben mit CEM I - Zement ein höherer Anteil an größeren Mesogelporen ($r_{hyd} \approx 20$ nm) vor. Dieser Zeitpunkt korreliert sowohl mit den Einbrüchen bei der Druckfestigkeit, als auch bei der Feuchteaufnahme der Betone während der CDF/ CIF-Prüfung. Zu diesem Zeitpunkt nimmt das Frostsaugen zu (s. Kapitel 2.5.4.3). Dies ist ein eindeutiger Hinweis darauf, dass nach 180 Tagen das Porengefüge bei niedrigen w/b -Werten eine Veränderung erfährt. Die zunehmende Entstehung von Mikrorissen könnte mit ein Grund dafür sein. Sicher ist, dass der Anteil an beweglichem Wasser nach 180 Tagen bei allen hochfesten Betonen zunimmt.

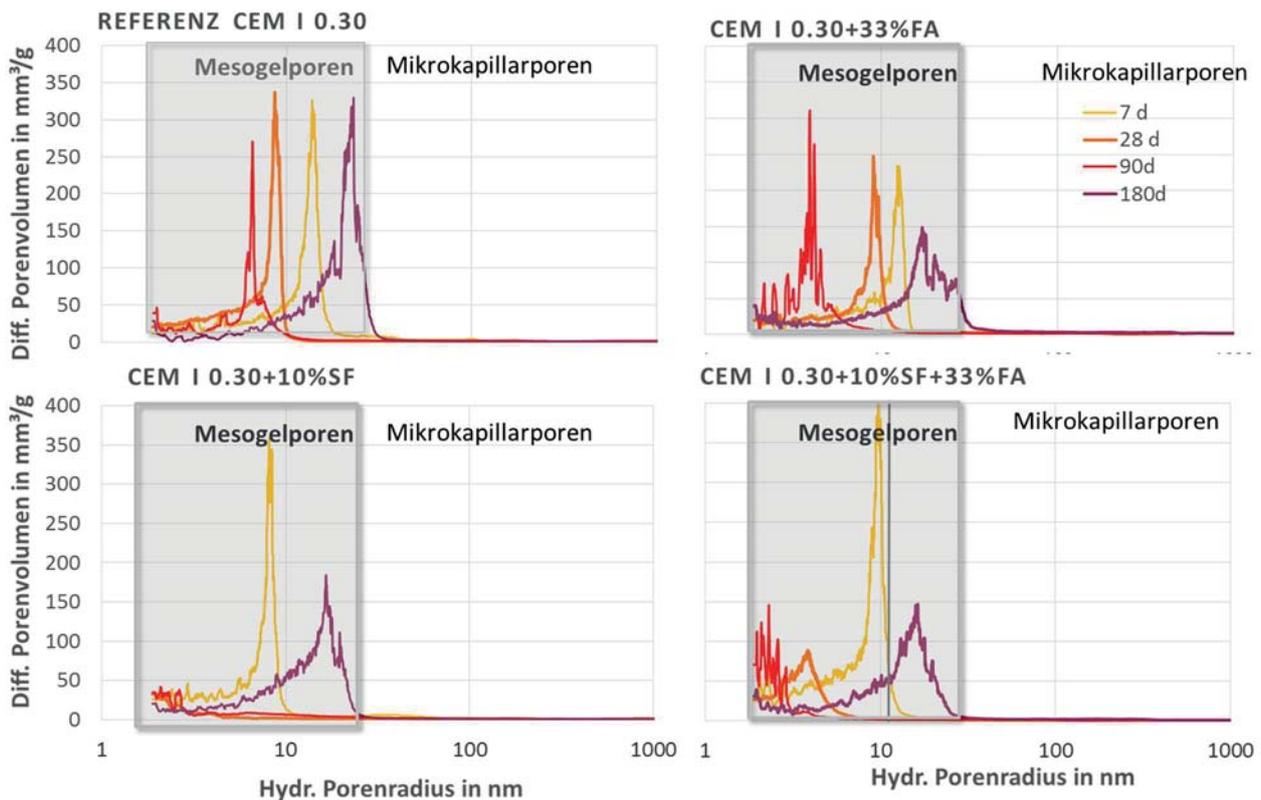


Abbildung 8: Porengrößenverteilungen der Zementsteinserien mit CEM I- und $w/b=0.30$ mit und ohne Zusatzstoffe.

Um Aussagen zum Reaktionsgrad der Zusatzstoffe treffen zu können, wurde mittels Hochtemperatur-DSC-Messungen der Calciumhydroxidgehalt innerhalb der Zementsteinproben bestimmt. Die Abnahme des Portlanditgehalts kann dabei, vereinfacht angenommen, auf einen höheren Reaktionsgrad zurückgeführt werden [F4],[H1], so dass Rückschlüsse auf die Zusammensetzung und das Probenalter möglich sind. Grundsätzlich kommt es neben der Entwässerung des $\text{Ca}(\text{OH})_2$, ausgedrückt als scharfer Peak im Temperaturbereich zwischen 450°C und 550°C , auch zu einer gleichzeitigen Entwässerung anderer Hydratationsprodukte, so dass der tatsächliche Portlanditgehalt in der Darstellung nicht absolut korrekt wiedergegeben ist. Auch können Effekte aus einer möglichen Karbonatisierung die Ergebnisse beeinflussen [F4],[H1].

Abbildung 9 enthält den Vergleich der Portlanditmenge zwischen CEM I - und CEM III - haltigen Zementsteinen in Verbindung mit Zusatzstoffen, dargestellt bis zu einem Alter von 180 Tagen. Wie erwartet liegt bei den Referenzproben aufgrund der höheren Zementmenge mit Abstand der höchste Portlanditgehalt vor. Bei den Mischungen mit CEM III-Zement fällt die Entwässerung des Portlandits durch die Anwesenheit des Hüttensandes geringer aus. Die Peakfläche ist grundsätzlich kleiner, da langsamer und weniger Portlandit bei der Hydratation gebildet wird. Bei den Proben mit Portlandzement verändert sich die Peakfläche aufgrund der Nachhydratation durch die Wasserlagerung der Zementsteine. Bei den Silikamischungen kommt es hingegen sehr

schnell zu einer Abnahme des Ca(OH)_2 Gehalts, so dass von einer beschleunigt ablaufenden puzzolanischen Reaktion ausgegangen werden muss, was auch allgemein bekannt ist. Die Flugaschebetone geben nur in Verbindung mit Silika Hinweise auf eine Verringerung des Portlanditgehalts durch eine mögliche puzzolanische Reaktion. Nach 90 Tagen deutet sich ein Einbruch der puzzolanischen Reaktion der zusatzstoffhaltigen Serien an. Dies deckt sich mit den Messungen der Druckfestigkeitsentwicklung und der Porenverteilung.

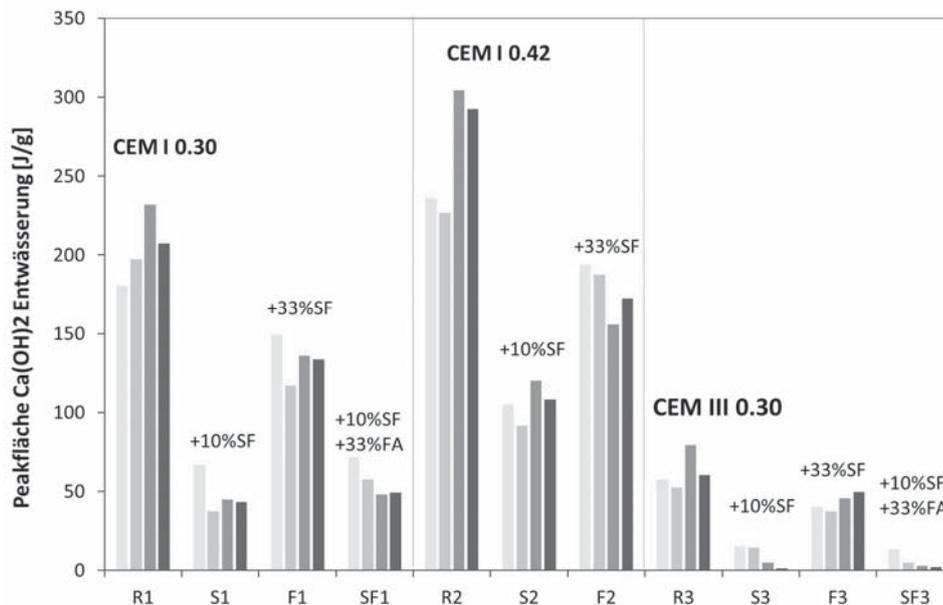


Abbildung 9: Berechnete Fläche des Calciumhydroxidpeaks während der Hochtemperatur-DSC-Messungen der Zementsteinmischungen mit $w/b=0.30$ bzw. 0.42 und CEM I -, CEM III - Zementen mit und ohne Zusatzstoffe zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Die Aufheizrate betrug 10 K/min .

Nach DIN EN 450-1 [5.] wird der sogenannte Aktivitätsindex für Flugasche über die Druckfestigkeit an nach EN 196-1 hergestellten und geprüften Mörtelprismen im Vergleich zu einer Referenzprobe bestimmt. Dabei muss der Aktivitätsindex nach 28 Tagen mindestens 75% und nach 90 Tagen mindestens 85% betragen. Über den Wirkungsmechanismus können selbstverständlich mit Hilfe dieser Methode nur bedingt Aussagen getroffen werden. Es lassen sich lediglich der festigkeitsbildende Anteil der Flugasche sowie der Zeitpunkt nachweisen. Die exemplarisch bestimmten Druck- und Biegezugfestigkeiten der neu hergestellten Mörtelprismen bestätigten die Einhaltung der nach DIN EN 450-1 geforderten Werte. Der Zeitpunkt, an dem Flugasche nach diesen Ergebnissen einen festigkeitsbildenden Beitrag aufweist, deutet auf eine puzzolanische Umwandlung von Ca(OH)_2 in C-S-H-Phasen hin. Dennoch ist selbstverständlich die Festigkeit nach 90 Tagen geringer als bei den übrigen Mischungen. Einbrüche ergaben sich nur bei den CEM I - Proben, nicht aber bei den CEM III - Serien. Der Silikastaub bewirkt bei allen Serien wie erwartet eine erhebliche Festigkeitssteigerung zwischen dem 7. und 28. Tag. Die Druckfestigkeit nimmt in diesem Zeitraum um fast 40 % zu, in

Kombination mit Flugasche sogar um fast 75%. Bei den Serien mit CEM I - Zement ist dies noch deutlicher ausgeprägt, da Hüttensand langsamer reagiert als Portlandzementklinker.

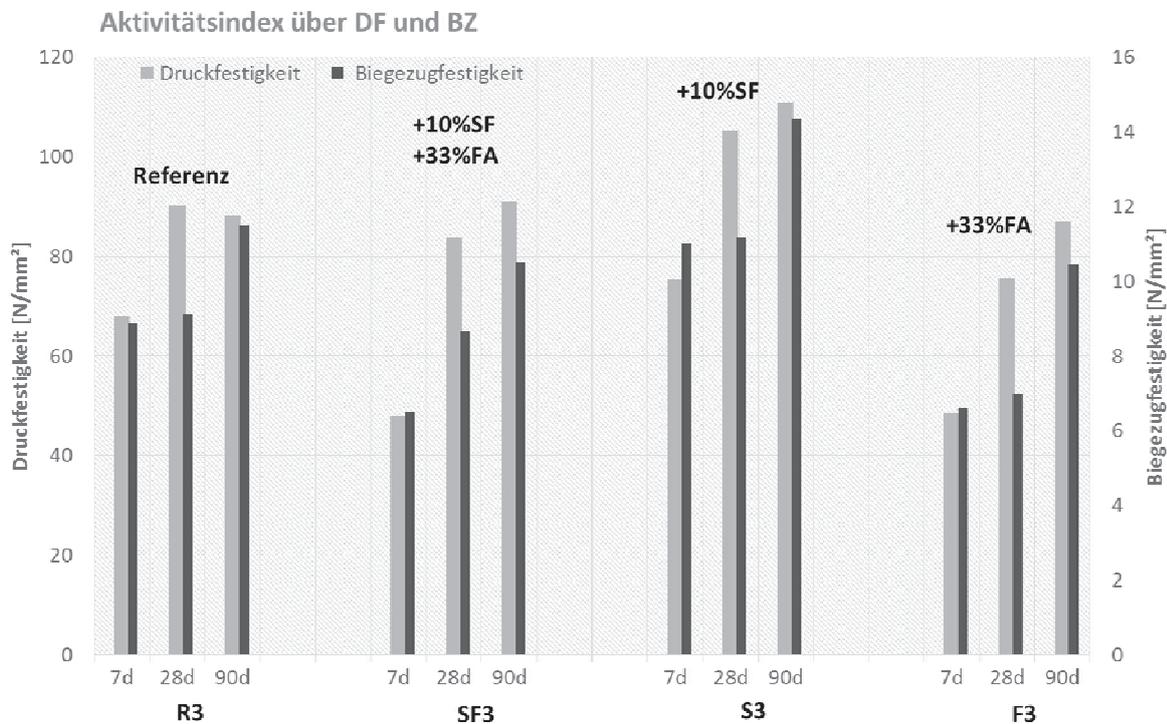


Abbildung 10: Bestimmung der Druck- und Biegezugfestigkeit an verschiedenen Mörtelprismen mit CEM III - Zement nach DIN EN 450.

Eindeutig lässt sich der genaue Anteil der puzzolanischen Reaktion anhand dieser Ergebnisse nicht ableiten. Festzuhalten bleibt, dass sich wiederholt bei flugaschehaltigen Mischungen mit CEM III - Zementen nur eine sehr langsame und geringe puzzolanische Reaktion ergibt. Bei den Mischungen mit CEM I - Zement liegt bei Verwendung von Silika hingegen ein Einbruch zwischen dem 90. und 180. Tag vor. Zeitgleich verändert sich in dem genannten Zeitraum bei sämtlichen Serien das Porengefüge im Mesogelporenbereich.

2.3 BETONUNTERSUCHUGEN

Die Bestimmung der Frisch- und Festbetonkennwerte der neu hergestellten Serien erfolgte nach den Vorgaben der DIN EN 12390-2 bzw. DIN 1045-2 [1.],[2.]. Die Proben für die Feldlagerung wurden dabei innerhalb einer Woche betoniert und nach der 6 tägigen Wasserlagerung bis zum Alter von 20 Tagen bei Laborklima (20°C, 65% rel. Feuchte) gelagert. Anschließend erfolgte der Transport von jeweils 2x3 Proben je Serie zu den Teststationen 1 (Mülheim) und 2 (Holzkirchen). Zusätzlich wurde je eine Probe mit einer Multiringelektrode versehen und ebenfalls ausgelagert. Einige der hergestellten Proben verblieben in der Laborlagerung, um später einen besseren

Vergleich zwischen frei- und laborgelagerten Proben zu ermöglichen und den Einfluss unterschiedlicher Herstellchargen differenzieren zu können. Die Proben für die Laborlagerung wurden zeitversetzt je nach Kapazität der Prüfeinrichtung in 2 Chargen betoniert und bis zu einem Alter von 2 Jahren in der Klimakammer gelagert. In einem ersten Schritt erfolgte die Herstellung der Zylinder für die Spaltzugprüfung. Danach wurden die Proben für die Frost-, Gefüge- und Druckfestigkeitsuntersuchungen verfüllt und verdichtet. Die CEM III - Betone verblieben in allen Fällen einen Tag länger in der Schalung. Die Proben erfuhren bis zum 28. Tag die gleiche Vorlagerung nach der Herstellung wie die feldgelagerten Proben.

2.3.1 MATERIALIEN

Es wurden Materialien ausgewählt, die mit denen aus dem 2004 abgeschlossenen EU Projekt CONLIFE [C1] vergleichbar waren. Aus diesem Projekt stammten außerdem noch verfügbare Proben, die zum Zeitpunkt des nun bearbeiteten Projektes ein Alter von 8-9 Jahren aufwiesen. Bei der verwendeten Gesteinskörnung handelte es sich um Basaltsplitt in den Fraktionen 2-5/5-8/8-11/11-16 sowie Rheinsand. Es kamen zudem ein Portlandzement CEM I- 42,5R sowie ein Hüttensandzement CEM III/A 42,5 N LH/NA der Firma Dyckerhoff zum Einsatz. Letzterer wies einen Hüttensandanteil von 49,4 % auf. Als Fließmittel wurde ein Produkt (Muraplast FK65) der Firma MC Bauchemie verwendet, ebenso wie die Silikasuspension (Zentrilit Fume) und der LP-Bildner (Centrizell). Die Flugasche (EFA Füller KM/C) wurde von der Firma Baumineral bezogen.

Tabelle 3: Analysen der verwendeten Zemente (Daten Dyckerhoff)

a) Chemische Analyse				b) Rietveldanalyse			
Lieferung	CEM I- 42,5R		CEM III/A 42,5 N LH/NA	Lieferung	CEM I- 42,5R		CEM III/A 42,5 N LH/NA
	A	B	A		A	B	A
SiO ₂	21,78	21,25	28,84	C3S	64,70	63,70	26,80
Al ₂ O ₃	4,21	4,37	8,37	C2S	10,40	10,90	9,80
Fe ₂ O ₃	2,62	2,71	1,87	C3Ac	0,20	0,60	0,60
CaO	64,58	64,49	51,70	C3Ao	7,30	7,10	3,00
MgO	1,26	1,34	5,15	C4AF	6,00	6,90	2,70
SO ₃	3,35	3,35	2,54	Dihydr	0,10	0,10	0,10
K ₂ O	1,02	1,06	0,85	Halbhydr	2,00	2,10	2,00
Na ₂ O	0,19	0,19	0,16	Anhydr	3,40	2,70	2,00
Cl	0,055	0,049	0,043	Calcit	3,30	3,30	2,80
C3AB	6,7	7,0		Arkanit	0,8	0,7	0,4
C3SB	65,4	67,8		Quarz	0,1	0,1	0,1
Na ₂ OÄ	0,87	0,88	0,72	Periklas	0,60	1,00	0,20
Caofr	1,36	1,45	1,23	Freik	1,70	1,30	0,80
KST	92,0	93,6		HÜS	-	-	49,4
SM	3,19	3,00					
TM	1,61	1,61					
Cr(VI)	0,2	0,1	0,0				

2.3.2 FRISCHBETONKENNWERTE

Es wurde über die Zugabe des Fließmittels eine gleichbleibende Konsistenz (F3) angestrebt sowie ein mittlerer Luftporengehalt im Frischbeton von 1% bzw. 4,5-5% bei den LP-Betonen. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurden einige Mischungen mehrmals betoniert und geprüft. Leider konnte nicht in allen Fällen die gleiche Konsistenz und einheitlicher Luftporengehalt eingestellt werden. Insbesondere bei den CEM III - Betonen erwies sich die Dosierung des Fließmittels als äußerst schwierig, da die Konsistenz nicht ausreichend lange gehalten werden konnte. Hier hätte die Verwendung eines anderen Fließmittels eventuell hilfreich sein können, um eine bessere Verarbeitbarkeit zu erzielen. Dies hätte aber den Vergleich zu den CEM I - Mischungen sowie zu den älteren Betonproben erschwert. Abbildung 11 enthält den Luftporengehalt im Frischbeton der hergestellten Betone für die Lagerungsarten Labor und Feld.

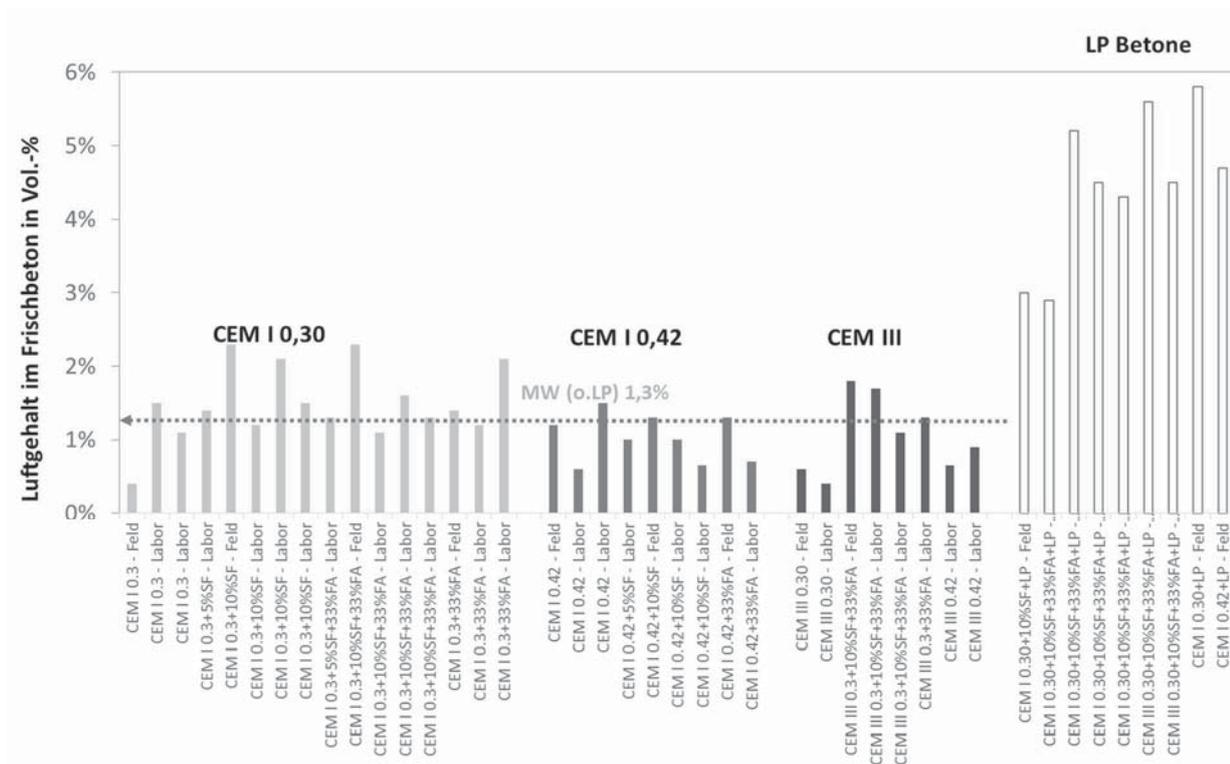


Abbildung 11: LP Gehalt im Frischbeton sämtlicher hergestellter Betonserien

2.3.3 FESTBETONDATEN

2.3.3.1 ENTWICKLUNG DER DRUCKFESTIGKEIT

Die Druckfestigkeitsprüfung wurde an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm durchgeführt. Die Lagerung erfolgte gemäß DIN EN 12390-2 bis zum 7. Tag im Wasserbad und anschließend bis zum Prüftermin im Klimaraum bei 20°C und 65% rel. Feuchte. In Abbildung 12 ist zunächst die Entwicklung der Druckfestigkeit $f_{ck,dry}$ aller

Serien ohne Luftporenbildner bis zu einem Betonalter von 2 Jahren dargestellt. Anhand der Ergebnisse wird deutlich, dass die Druckfestigkeitsentwicklung bei Mischungen mit Zusatzstoffen nicht ganz kontinuierlich erfolgt, sondern gewissen Streuungen unterworfen ist. Abbildung 13 enthält die Druckfestigkeitsentwicklung f_{cm} über die Zeit, wobei vergleichend die Werte nach fib model code 2010 [F3] gegenübergestellt sind.

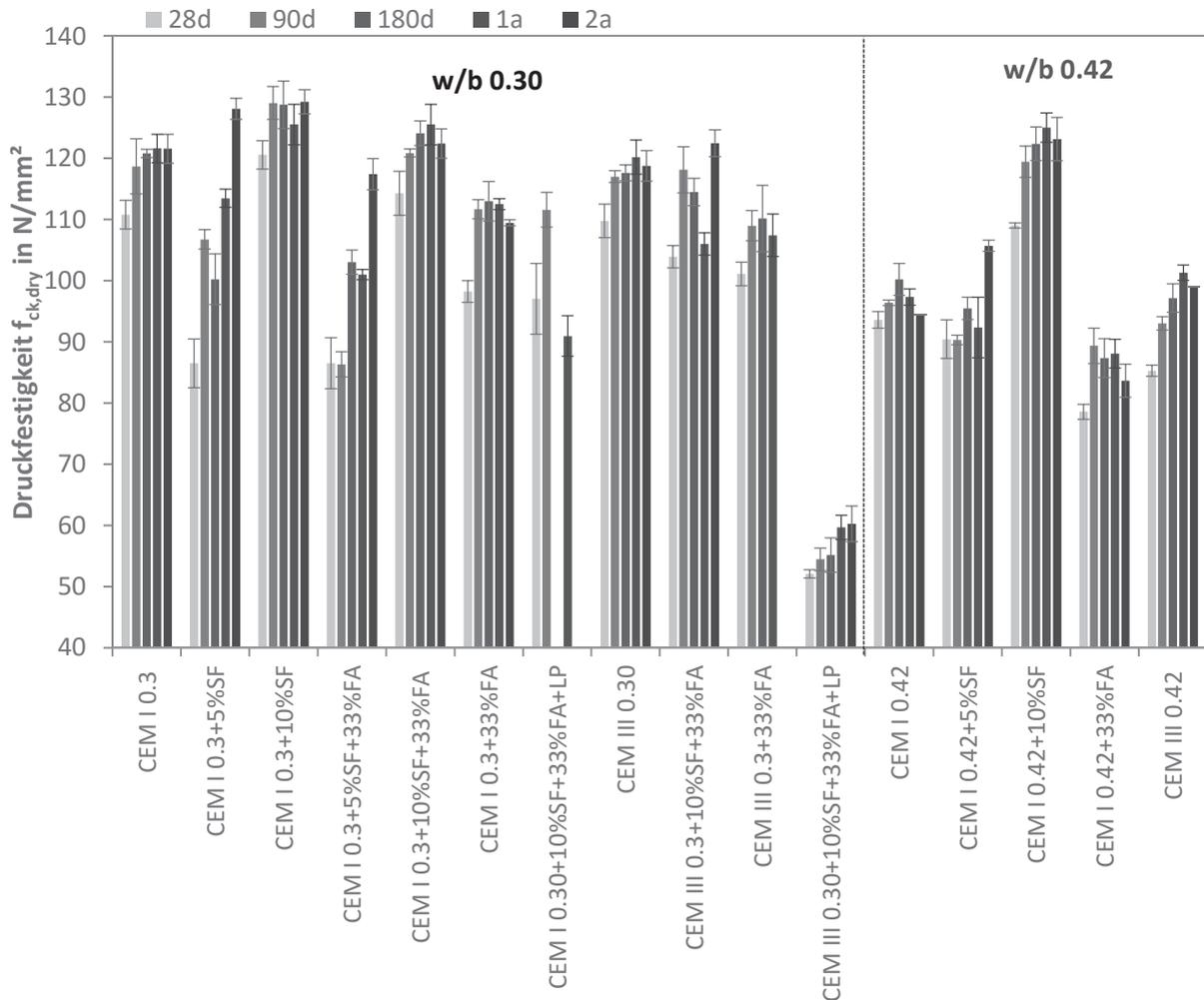
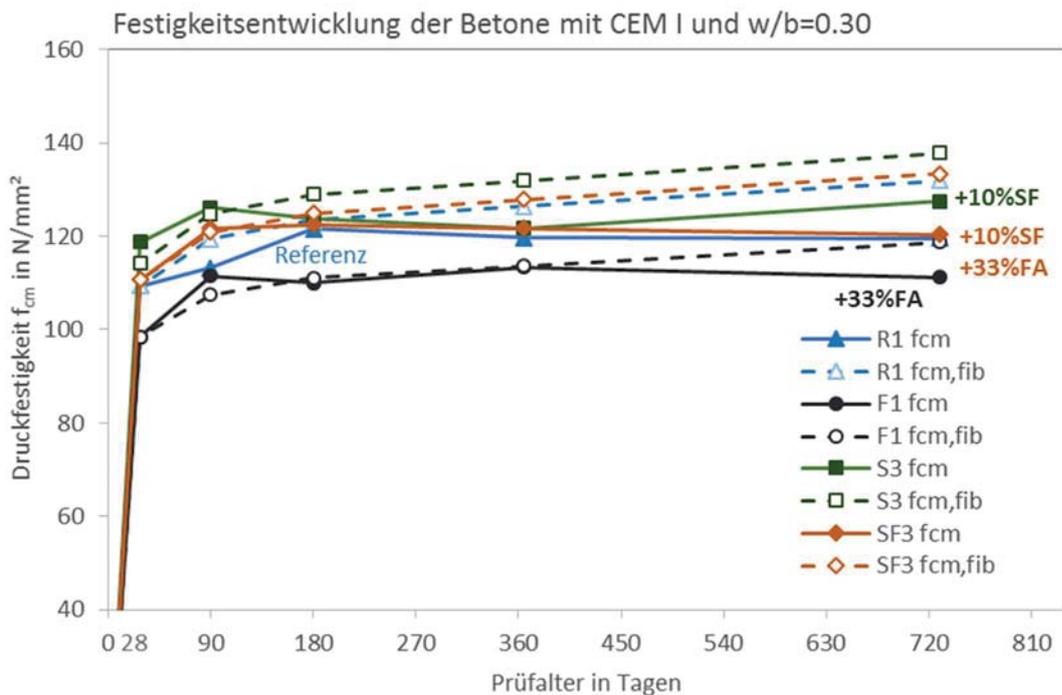


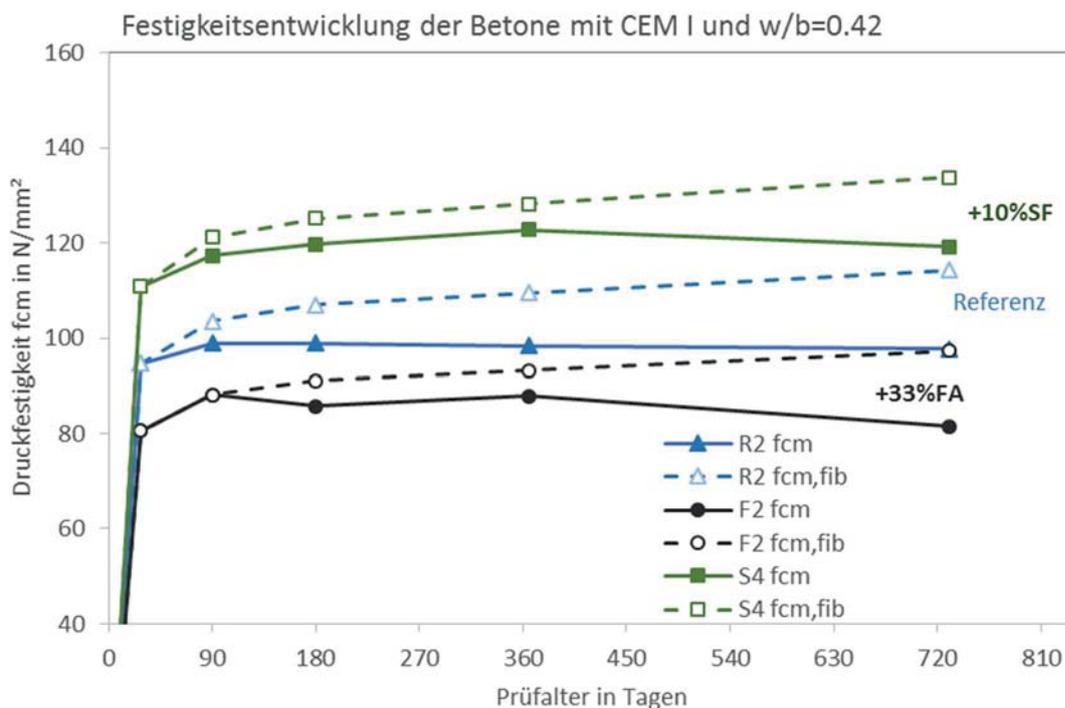
Abbildung 12: Druckfestigkeitsentwicklung zwischen 28 Tagen und 2 Jahren der Serien ohne Luftporenbildner.

Erneut zeigt sich, dass es bei Mischungen mit Silikastaub ab einem bestimmten Zeitpunkt zu einem plötzlichen Einbruch der Festigkeit kommt. Dies geschieht bei den meisten Serien nach 180 Tagen. Einige Serien weisen aber auch erst nach einem Jahr plötzlich eine Abnahme der Druckfestigkeit auf. Im Allgemeinen kommt es aber bei sämtlichen Mischungen nach 90 Tagen Klimakammerlagerung nur noch zu geringen Zuwächsen bei der Druckfestigkeit. Wie erwartet konnte bei den flugaschehaltigen Serien eine im Vergleich zu den Mischungen ohne Zusatzstoffe geringere 28 Tage Festigkeit beobachtet werden, die auch in Verbindung mit Silikastaub auftritt. Bei den CEM III - Betonen lag die Festigkeit der Mischung mit Flugasche und $w/b=0.30$ nach 2 Jahren in der gleichen Größenordnung wie die Referenzmischung mit $w/b=0.42$. In

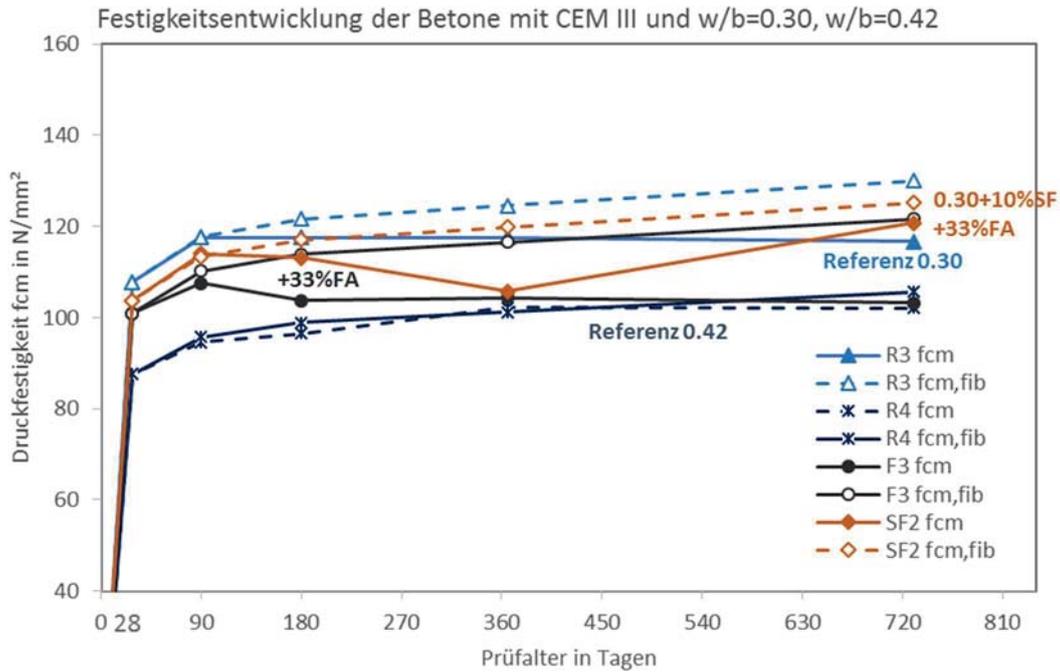
Verbindung mit CEM III - Zementen scheint eine puzzolanische Reaktion der Flugasche nicht stattgefunden zu haben. Hier kommt es allerdings auch durch die fortschreitende Karbonatisierung zu einer Beeinflussung der Festigkeit. Die Werte lagen auch nach 2 Jahren unter den Ergebnissen der CEM I - Betone, so dass die für Hüttensandbetone typische Nacherhärtung kaum festzustellen war. Allerdings konnte bei diesen Betonen nach 2 Jahren ein Anstieg der Spaltzugfestigkeit nachgewiesen werden. Grundsätzlich liegen die gemessenen Werte geringfügig unter denen nach CEB *fib model code*.



a)



b)



c)

Abbildung 13: Festigkeitsentwicklung der Betone mit a) CEM I, w/b -Wert=0.30; b) CEM I, w/b -Wert 0.42 und c) CEM III, w/b -Wert=0.30 und $w/b = 0.42$ zwischen 28 Tagen und 2 Jahren. Vergleich der Werte mit der berechneten Druckfestigkeitsentwicklung $f_{cm(t)}$ nach fib model code 2010.

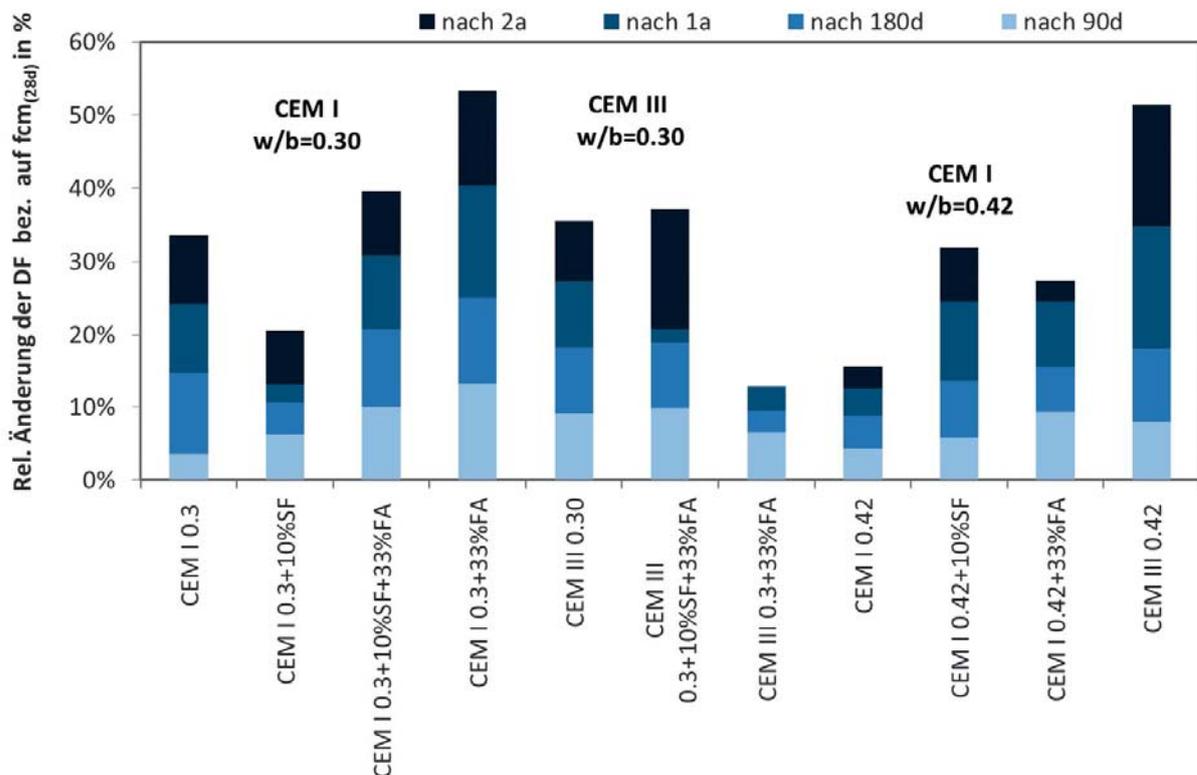


Abbildung 14: Relativen Änderung der Druckfestigkeit einiger Betonmischungen in Bezug auf die 28 Tage Werte.

2.3.3.2 ENTWICKLUNG DER SPALTZUGFESTIGKEIT

Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit erfolgte gemäß DIN EN 12390-6 an Zylindern mit den Abmessungen 300x150 mm. Die Proben wurden bis zum Tag der Prüfung unter Wasser gelagert. Bei der Prüfung wurden 10 mm breite und 5 mm dicke Lastverteilungstreifen aus Hartholz eingesetzt. Grundsätzlich zeigte sich eine deutlich geringere Streuung der Messwerte unabhängig vom Betonalter. Abbildung 15 zeigt die Spaltzugfestigkeit bis zu einem Alter von 2 Jahren aller Betonserien ohne LP-Bildner, Abbildung 16 die relative Änderung der Spaltzugfestigkeit.

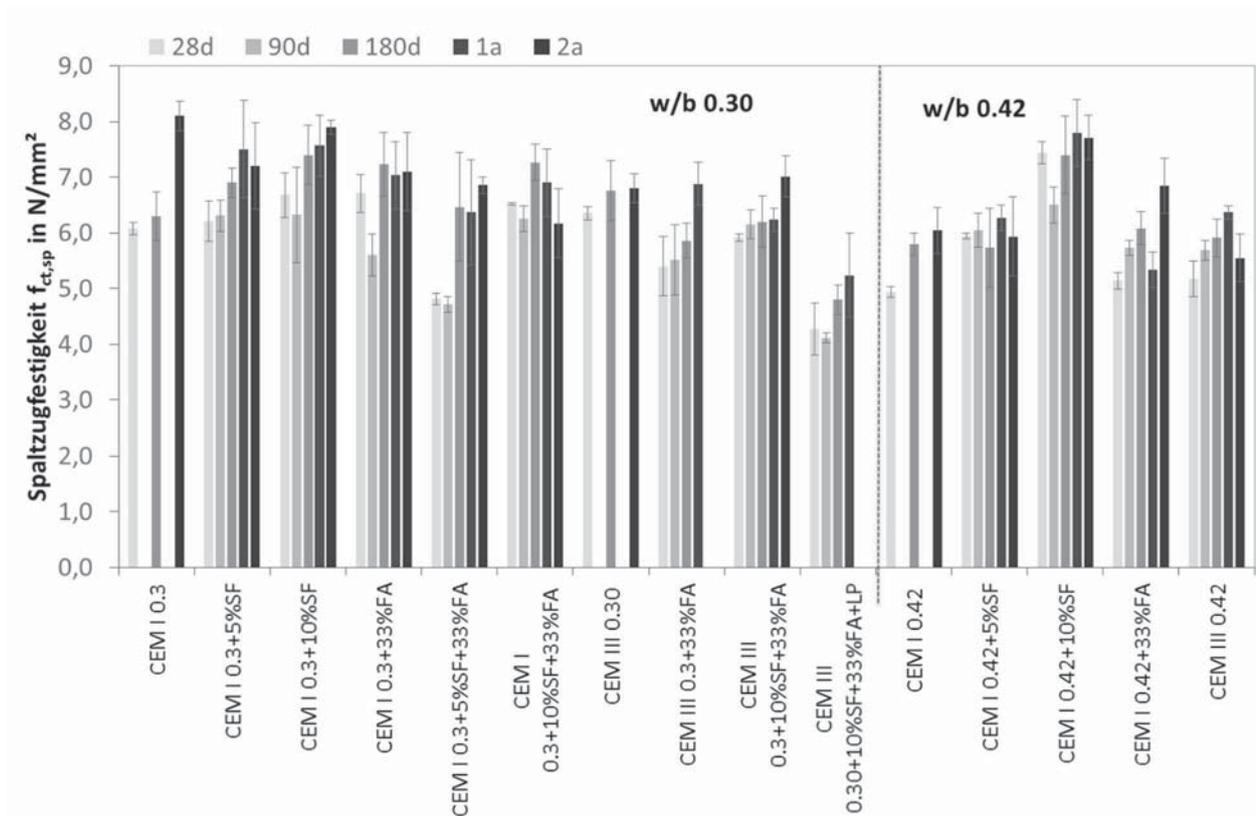


Abbildung 15: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit aller Betonserien ohne LP Mittel.

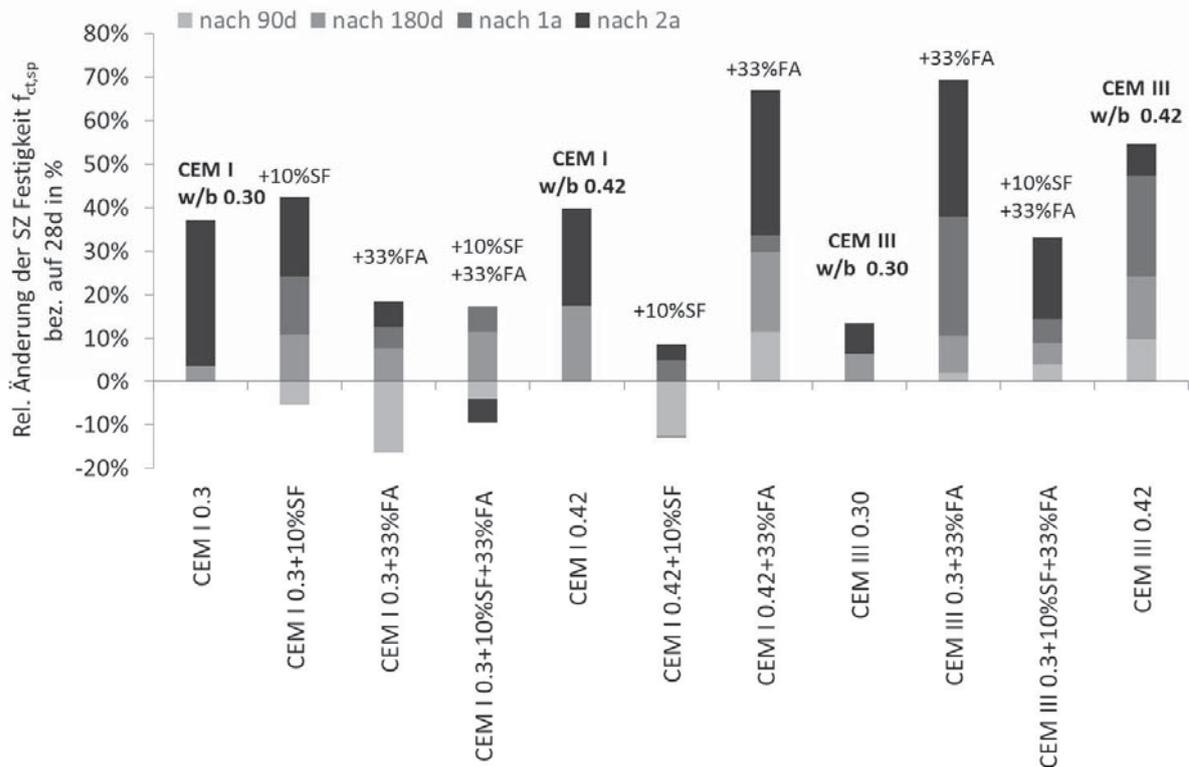


Abbildung 16: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit aller Betonserien ohne LP Mittel.

Wie auch von anderen Autoren berichtet, zeigen die Silikamischungen durchweg einen Einbruch der Spaltzugfestigkeit bei der Prüfung nach 90 Tagen. Dies zeigt sich allerdings auch bei den flugaschehaltigen Serien. Bei letzteren kommt es teilweise erst nach längerer Lagerung zu einer signifikanten Zunahme der Spaltzugfestigkeit. Die Hütten-sandbetone weisen hingegen in Verbindung mit Zusatzstoffen nach 2 Jahren einen z.T. deutlichen Anstieg der Spaltzugfestigkeit auf.

2.4 FREILAGERUNG DER PROBEN

Die Proben für die Feldlagerung an den Teststationen Mülheim und Holzkirchen wurden in einem Alter von 20 ± 2 Tagen vorbereitet, wobei je Serie und Testfeld 3 Probekörper exponiert wurden. Zur Messung der Temperatur- und Feuchteprofile während der 3 jährigen Auslagerung wurde an der Teststation Holzkirchen jeweils ein 15 er Würfel mit einer Multiringelektrode (MRE) ausgestattet. Mittels zweier Squirells konnten die Daten extern abgegriffen und ausgewertet werden. Die anderen Proben wurden auf die Abmessungen $15 \times 11 \times 7$ cm zugesägt und an der Prüffläche mit einem umlaufenden Aluminiumrand versehen, um aufstehendes Wasser aus der Bewitterung zu simulieren. Die Proben wurden mittels Aluminiumband mit Butylklebung seitlich abgedichtet und in Holzkisten mit seitlicher Styrodurdämmung verpackt, so dass insgesamt ein eindimensionaler Wärme- und Feuchtetransport sichergestellt werden konnte. Abbildung 17 zeigt die Auslagerung der Kisten in Holzkirchen während des 2. Winters. Die Messungen wurden über einen Zeitraum von 3 Jahren durchgeführt. Nach jedem

Winter und z.T. auch während der Sommermonate wurden die Feuchteaufnahme mittels Wägung sowie mögliche Gefügeveränderungen über Ultraschalllaufzeitmessungen ermittelt. Zusätzlich wurden die Proben mittels visueller Begutachtung der Betonoberfläche einschließlich Fotodokumentation auf mögliche Oberflächendefekte hin untersucht.

Nach Abschluss der Freilagerung wurden die Proben im Labor eingehend auf strukturelle Veränderungen mittels Rasterelektronenmikroskopie sowie Fluoreszenzmikroskopie untersucht. Beeinflussungen des Porengefüges sollten anhand von Quecksilberdruckporosimetriemessungen belegt werden. Im Anschluss an diese Untersuchungen erfolgte die CDF/ CIF-Prüfung.



**Abbildung 17: Freilagerung der Probekörper in Kisten in Holzkirchen.
Winter 2011/2012.**

Der Temperaturverlauf innerhalb der Betonproben ist beispielhaft für den Winter 2011/2012 nachfolgend in Abbildung 18 dargestellt. Das Diagramm zeigt die Temperaturen in verschiedenen Höhen innerhalb der Proben R1 (CEM I, $w/b=0.30$) und R2 (CEM I, $w/b=0.42$). Anhand der gemessenen Werte kann abgeleitet werden, dass die Proben zwischen einem Zeitraum von 4 Monaten (09.11.2011 – 01.03.2012) 48 Frost-Tau-Wechsel erfahren haben. Als FTW wird eine Abnahme der Temperatur unter 0°C mit darauffolgendem Ansteigen der Temperatur über 0°C verstanden, so dass es zu einem Auftauen des Porenwassers innerhalb der Probekörper kommen kann.

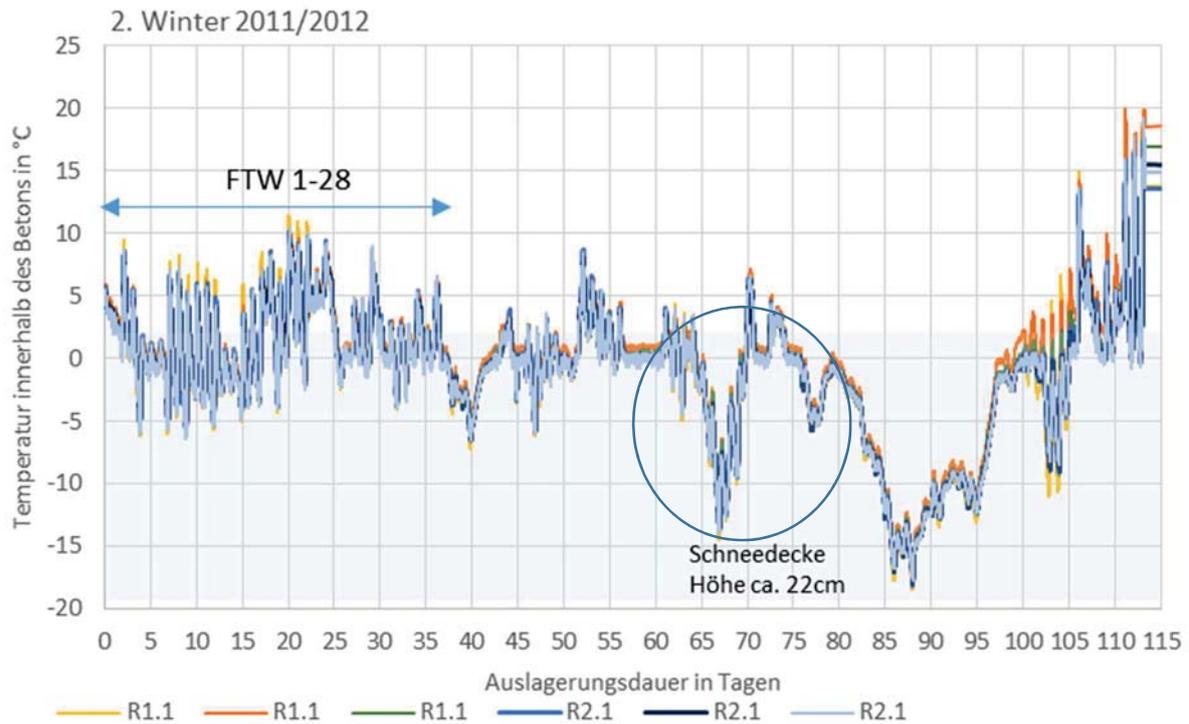


Abbildung 18: Freilagerung der Probekörper in Holzkisten in Holzkirchen. Winter 2011/2012.

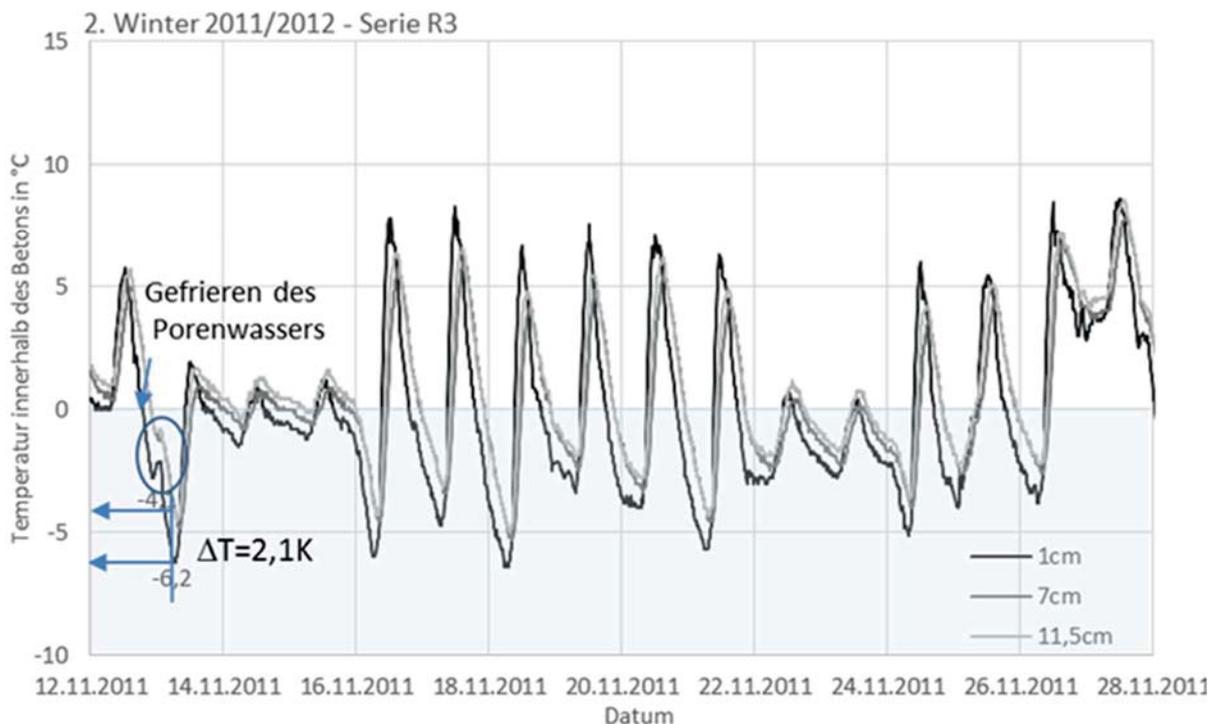


Abbildung 19: Ausschnitt Temperaturverteilung innerhalb der Probe R1. Winter 2011/2012.

Den einachsigen Temperaturangriff spiegelt Abbildung 19 wieder. Zwischen Rand- und Kernbeton liegt im Bereich der Minimaltemperatur während der Nachtabkühlung im Schnitt ein Temperaturunterschied von 2 K vor. Während der Sommermonate wurden bei den MRE in 1 cm Tiefe Temperaturen bis +60°C gemessen.

**Tabelle 4: Klimadaten Messstationen 1 und 2.**

	Holzkirchen/ München Stadt				Mülheim			
	Frost- tage*	Eis- tage**	T _{min}	Nieder- schlag [mm]	Frost- tage	Eis- tage	T _{min}	Nieder- schlag [mm]
Winter 2010/2011	37	15	-10,5°C	973	27	4	-8,9°C	138,4
Winter 2011/2012	68	20	-16,6°C	962	26	14	-14,2°C	416,5
Winter 2012/2013	84	32	-9,2°C	930	64	23	-9°C	404,4

*T_{max}<0°C über 24h, ** T_{max}>0°C während 24h

2.4.1 MESSUNG DES ELEKTROLYTWIDERSTANDES

Es handelte sich hauptsächlich bei den verwendeten Elektroden um eine aus 6 Edelstahlringen bzw. 3 Edelstahlringpaaren bestehende Multiringelektrode, die mittig in einen 15x15 cm Betonwürfel einbetoniert wurde. Bei den Feldmessungen wurden neben diesen Stabelektroden auch einige Kugelelektroden verwendet. Bei den ersten Proben wurde ein Abstand der Edelstahlringe innerhalb der Elektrode zwischen 2 cm und 11,5 cm gewählt. Nach Anlegen eines Wechselstroms wurden die Spannungswerte über einen Datenlogger kontinuierlich aufgezeichnet. Abgesehen davon wurde mittels Pt1000-Elementen die Temperatur in den entsprechenden Höhen mitgemessen. Experimentell bestimmte Kalibrierkurven ermöglichten nachfolgend die Umrechnung der gemessenen Spannung in elektrolytische Widerstände. Da neben dem Feuchtegehalt Temperaturschwankungen einen entscheidenden Einfluss auf den Elektrolytwiderstand ausüben, wurden die Werte auf eine Referenztemperatur bezogen und mit Hilfe der Arrhenius Gleichung korrigiert. Es ist bekannt, dass sich mit steigender Temperatur der Widerstand verringert. Die gemessenen Elektrolytwiderstände wurden bei der Auswertung deshalb auf eine Referenztemperatur von 20°C umgerechnet und den tiefenabhängig gemessenen Temperaturen zugeordnet. Aus Kapazitätsgründen hinsichtlich der Kanalanzahl des Datenloggers konnten bei einigen Serien nur 3 Messtiefen berücksichtigt werden. Aufgrund dessen variiert in den nachfolgenden Darstellungen die Skalierung des Abstandes zur Betonoberfläche. Des Weiteren ergaben sich bei drei Serien Probleme bei der Datenübertragung, so dass bei diesen keine vernünftigen Werte gemessen werden konnten.

Abbildung 20 spiegelt zunächst den Verlauf des elektrolytischen Widerstandes der Serie SF2 (CEM III w/b=0.30+10%SF+33%FA) während der Auslagerung in Holzkirchen wieder.

Je nach Zusammensetzung des Betons und Porosität der Randzone ist hier ein Wechsel zwischen Wiederbefeuchtung und geringfügiger Austrocknung der oberflächennahen Bereiche zu verzeichnen.

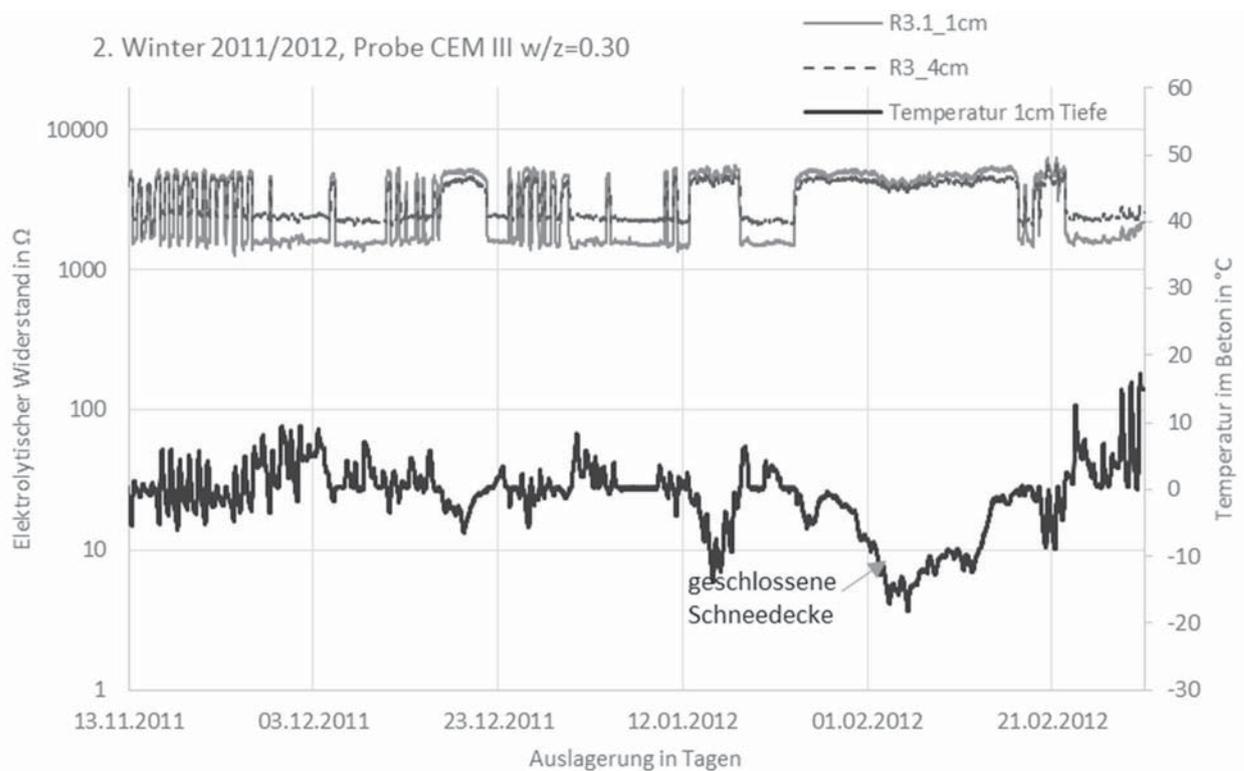


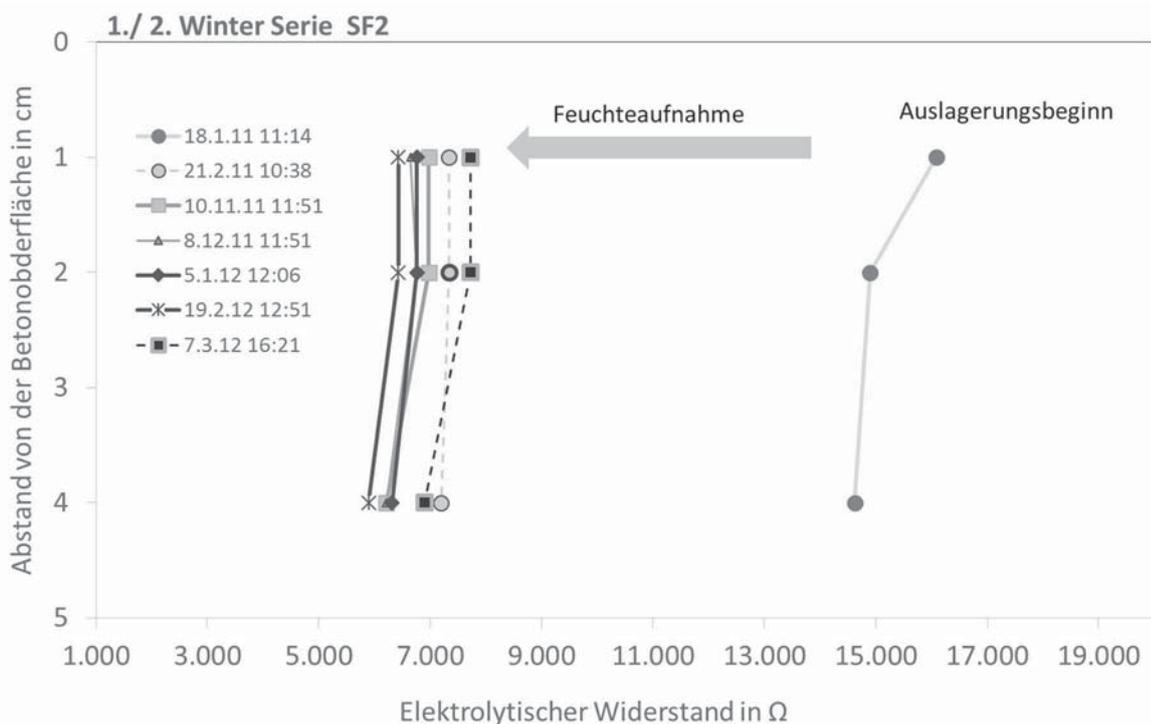
Abbildung 20: Beispiel Verlauf des elektrolytischen Widerstands der Serie SF2 (CEM III 0.30+10%Silika+33%Flugasche) während des 2. Winters in Holzkirchen.

Da die Messung des Widerstandes mittels MRE bei niedrigen Temperaturen bzw. gefrorenem Porenwasser keine sinnvollen Ergebnisse liefert, wird auf eine Gegenüberstellung der Verläufe der verschiedenen Serien über die Zeit verzichtet. Es ist nachfolgend lediglich die Austrocknung bzw. Wiederbefeuchtung der Betone zu unterschiedlichen Zeitpunkten bei Temperaturen $>0^{\circ}\text{C}$ wiedergegeben.

In Abbildung 21 ist am Beispiel der Serie SF2 (CEM III w/b=0.30+10%SF+33%FA) der elektrolytische Widerstand zu verschiedenen Zeitpunkten während des 1. bis 3. Winters in Abhängigkeit des Abstandes von der Probenoberfläche dargestellt. Nach der Lagerung im Klimaraum und dem anschließenden Transport zu der Teststation liegt im Randbereich nur noch ein sehr geringer Feuchtegehalt vor. Durch die direkte Beaufschlagung der Proben mit Niederschlag kommt es zu einer kontinuierlichen Abnahme des elektrolytischen Widerstandes während der Wintermonate. Charakteristisch für die Mischungen mit Flugasche, insbesondere in Kombination mit Hüttensandzementen, scheint die nahezu konstante Feuchteverteilung innerhalb der Probe zu sein. Hier ist kein Feuchtegradient zwischen Randbereich und den tieferen Schichten zu erkennen, was zusätzlich auf eine höhere Porosität schließen lässt. Zum

Ende der Winterperiode steigt der elektrolytische Widerstand geringfügig an und pendelt sich auch in 4 cm Tiefe bei einem konstanten Feuchtegehalt ein.

Anders stellt sich dies bei den Luftporen- bzw. Portlandzementmischungen dar (Abbildung 22, Abbildung 23). Die Serie LP 3 (CEM I, w/b=0.30+10%SF+33%FA+LP) weist beispielsweise während des Winters eine deutlich messbare Feuchtaufnahme innerhalb der ersten 1-2 cm auf. Daran schließt sich ein Abfall des Feuchtegehaltes in 4 cm Tiefe an, der darauf zurückzuführen ist, dass das Luftporensystem den kapillaren Wassertransport sowie mögliches Frostsaugen unterbindet. Der Feuchtegehalt im Kern variiert über die Winterperiode 2011/2012 kaum. Zwischen dem 2. und 3. Winter kommt es dann anscheinend zu einem stärkeren Austrocknen des Kernbereichs. Der elektrolytische Widerstand zeigt hier höhere Werte zu Beginn der 3. Winterperiode, während sich der Feuchtegehalt der Randzone durch die kapillare Wasseraufnahme auf vergleichbare Werte einpendelt. Dies geschieht zum Ende des Winters auch innerhalb des Betonkerns.



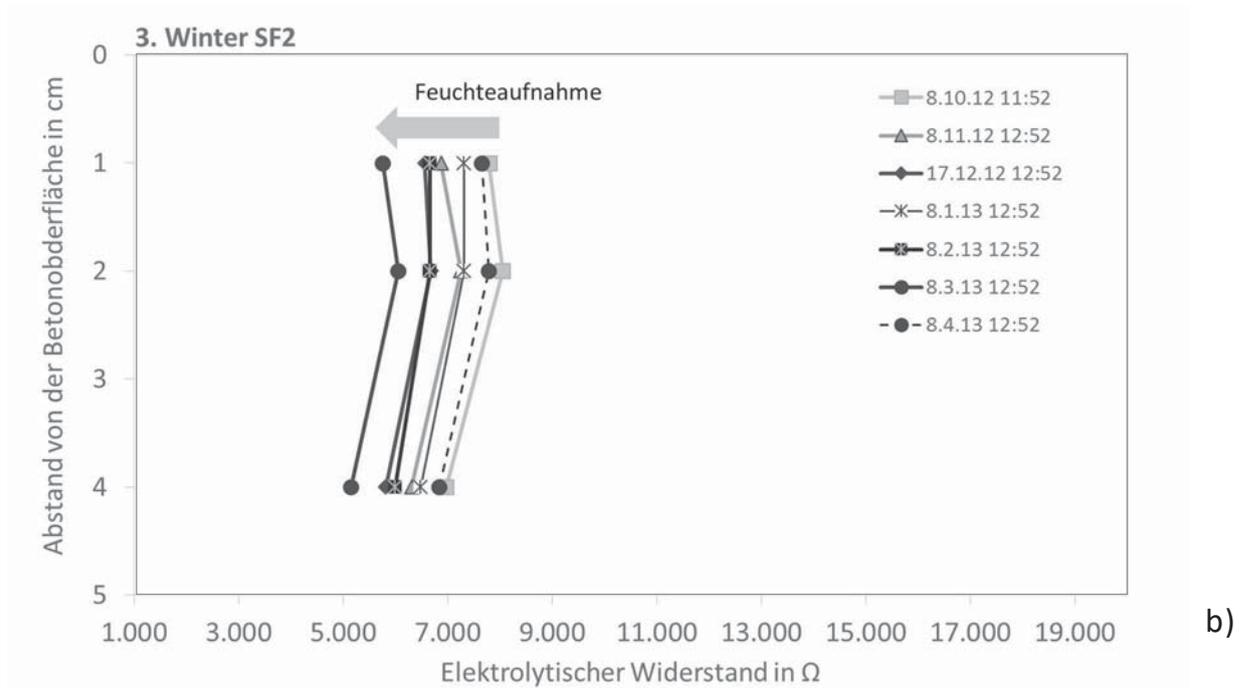


Abbildung 21: Elektrolytischer Widerstand bis zu einer Tiefe von 4 cm von der Betonoberfläche der Serie SF2 (CEM III 0.30+10%SF+33%FA) während des a) 1./2. Winters und b) 3. Winters in Holzkirchen.

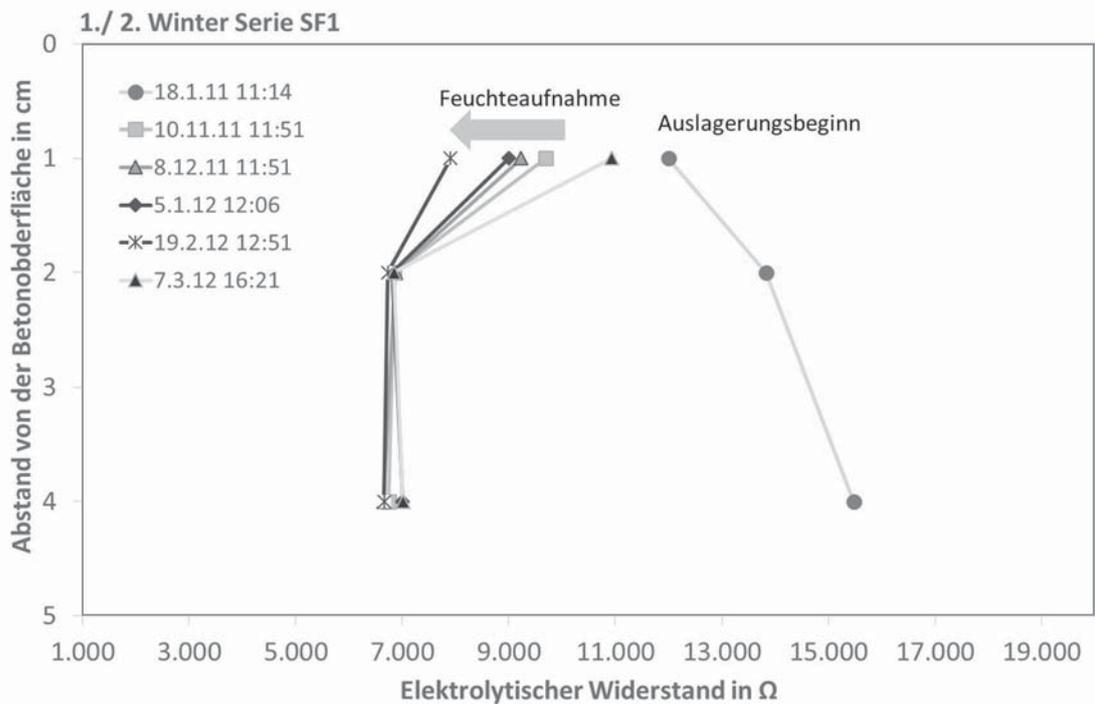
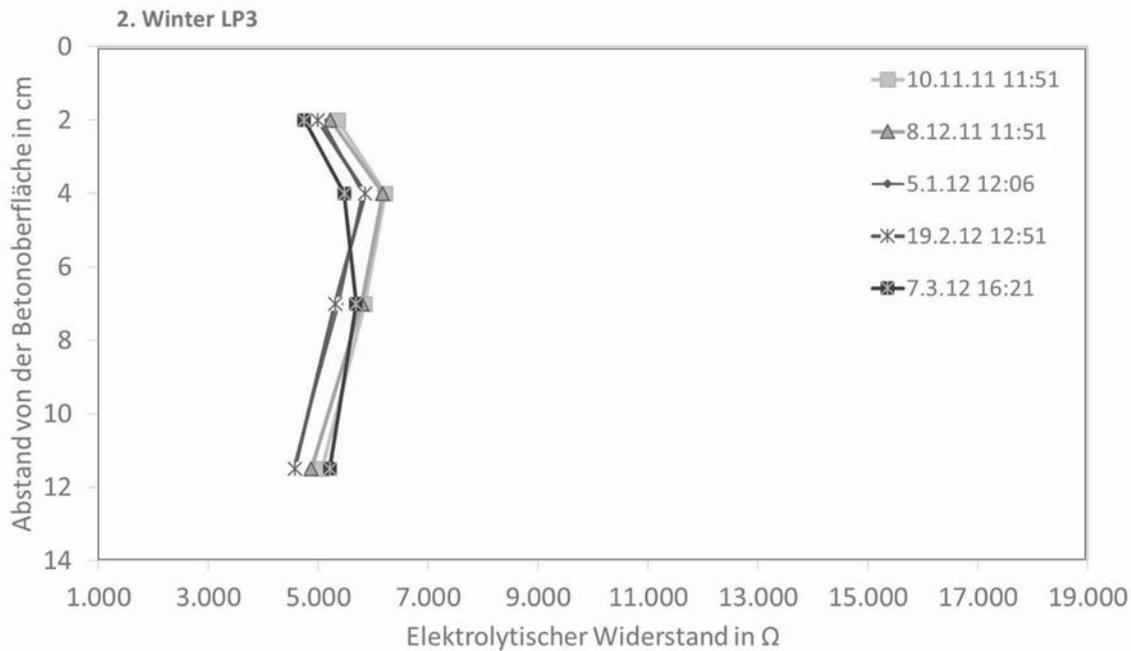
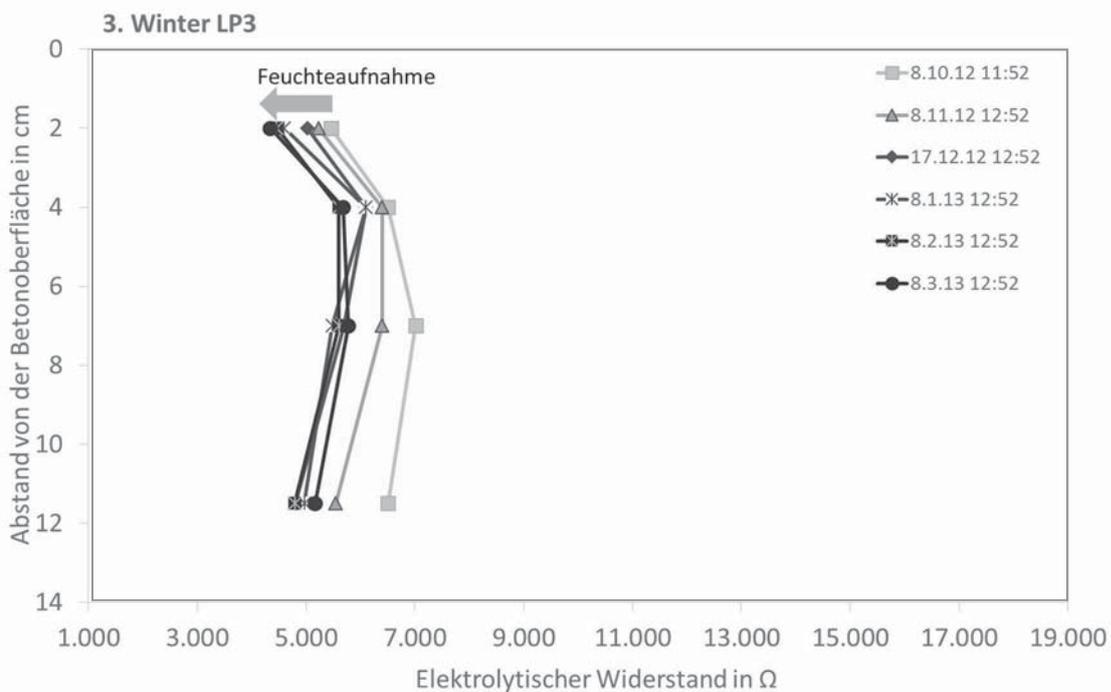


Abbildung 22: Elektrolytischer Widerstand bis zu einer Tiefe von 4 cm von der Betonoberfläche der Serie SF1 (CEM I 0.30+10%SF+33%FA) während des 1./2. Winters in Holzkirchen.



a)



b)

Abbildung 23: Elektrolytischer Widerstand bis zu einer Tiefe von 11,5 cm von der Betonoberfläche der Serie LP3 (CEM I, w/b=0.30+10%SF+ 33%FA+LP) während des a) 2. Winters und b) 3. Winters in Holzkirchen. Darstellung der Widerstände zu verschiedenen Zeitpunkten ($T > 0^\circ\text{C}$).

2.4.2 GEFÜGEVERÄNDERUNGEN INFOLGE FREILAGERUNG

Die Analyse der Gefügeveränderungen beinhaltet neben der Bestimmung der Porengrößenverteilung der Randzone bzw. des Kernbetons auch mikroskopische Untersuchungen der Betonmatrix, einschließlich der Übergangszone zwischen Gesteinskorn und Zementstein. Die Ergebnisse der Hg-Druckporosimetrie sind vergleichend in Kapitel 2.5.2.1 dargestellt. Nachfolgend soll nur am Beispiel einiger Mischungen der positive Effekt der Freilagerung auf die Porenstruktur verdeutlicht werden.

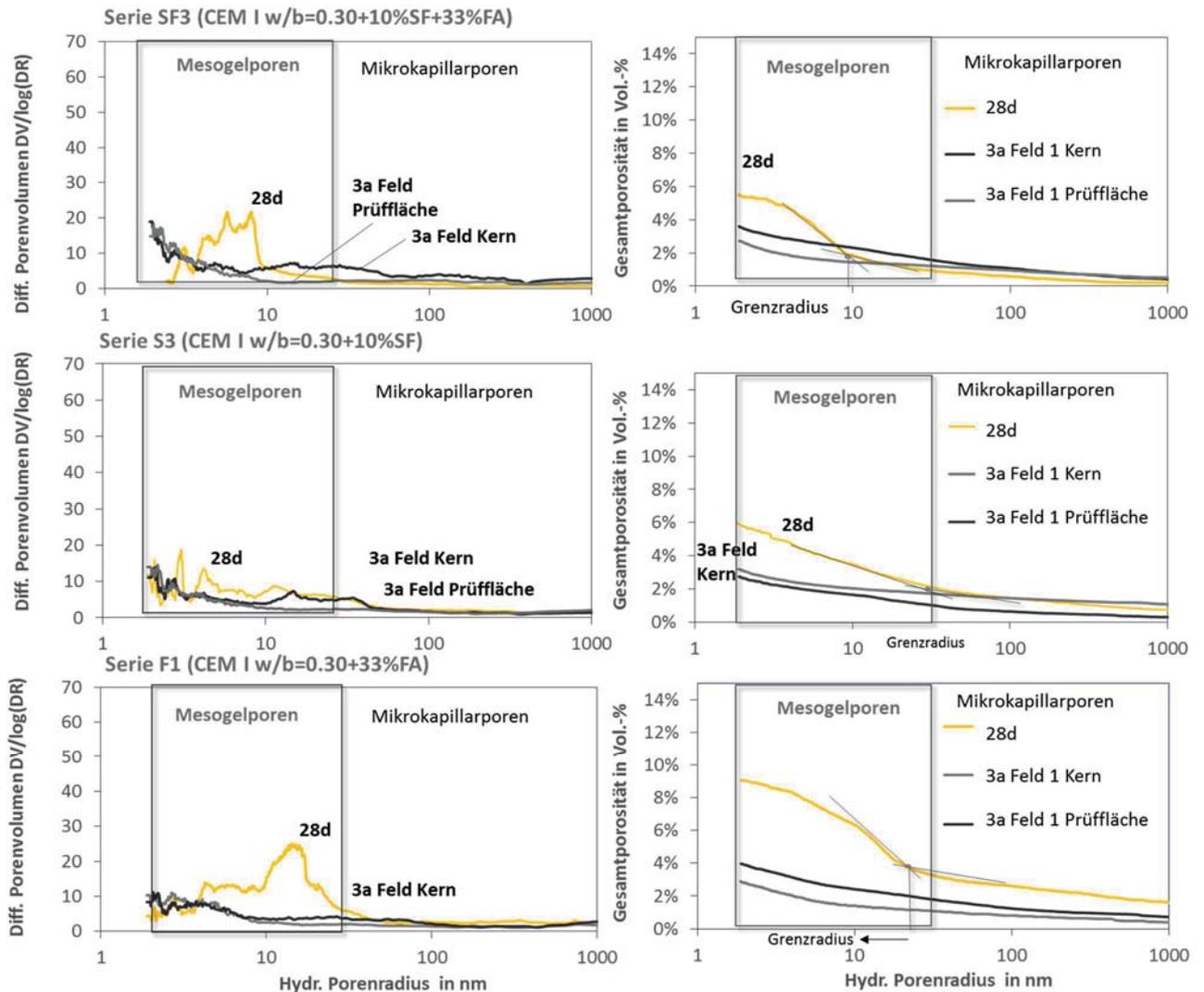


Abbildung 24: Porengrößenverteilung verschiedener Serien mit CEM I und w/b=0.30 mit Variation Flugasche und Silikastaubgehalt. Dargestellt ist der hydraulische Radius ($r_{hydr} = r_{zyl}/2$).

Die Porengrößenverteilung der Serien SF3, S3 und F1 zeigen wie erwartet eine deutliche Verfeinerung der Poren nach der 3 jährigen Außenlagerung. Das Porengefüge weist insbesondere nahe der Prüffläche eine signifikante Abnahme der Porosität auf, was eine Nachhydratation und damit Bildung von zusätzlichen C-S-H-Phasen bestätigt. Am stärksten wirkt sich dies bei der Mischung mit Flugasche (F1) aus. Die anfänglich höhere Mesogelporosität kann durch die Auslagerung auf ein Minimum reduziert werden. Zwischen Rand- und Kernbereich liegen nach 3 Jahren freier Bewitterung nahezu keine Unterschiede innerhalb der Porenverteilung vor, was sich mit den Ergebnissen der Multiringelektrode decken würde. Vergleicht man die Porenverteilung der Serie SF3 mit der Referenzserie, so zeigt sich eine deutlich geringere Porosität innerhalb der Randzone der silikahaltigen Mischung. Dies spiegelt sich auch bei der späteren CDF-Prüfung der silikahaltigen Betone wieder. Insgesamt waren bei allen feldgelagerten Proben deutlich geringere Porositäten vorhanden.

Die Veränderung des *Grenzzadius*, d.h. der Radius ab dem die Probe durchströmt wird und ein kontinuierliches Porennetz vorliegt, in Abhängigkeit der Zeit deutet zusätzlich auf eine infolge der Feldlagerung eingetretene Verfeinerung der Porenstruktur hin. Bei einigen Mischungen ist eine Bestimmung des Grenzzadius kaum noch möglich, da das Porennetz so eng ist, dass kaum noch Quecksilber eindringt und somit auch nicht von einer Durchströmung dessen ausgegangen werden kann.

Im Vergleich zu den Mischungen mit Portlandzement weisen die hüttensandhaltigen Rezepturen auch nach der 3 jährigen Auslagerung eine gewisse Mesogel- bzw. Mikrokapillarporosität auf, wenn auch bei diesen Mischungen eindeutig eine Verschiebung der Porenradien zu verzeichnen ist (Abbildung 26). Wiederholt zeigt sich auch hier nahezu unabhängig von der Zusammensetzung eine Abnahme der Porosität durch die stattgefundene Freilagerung.

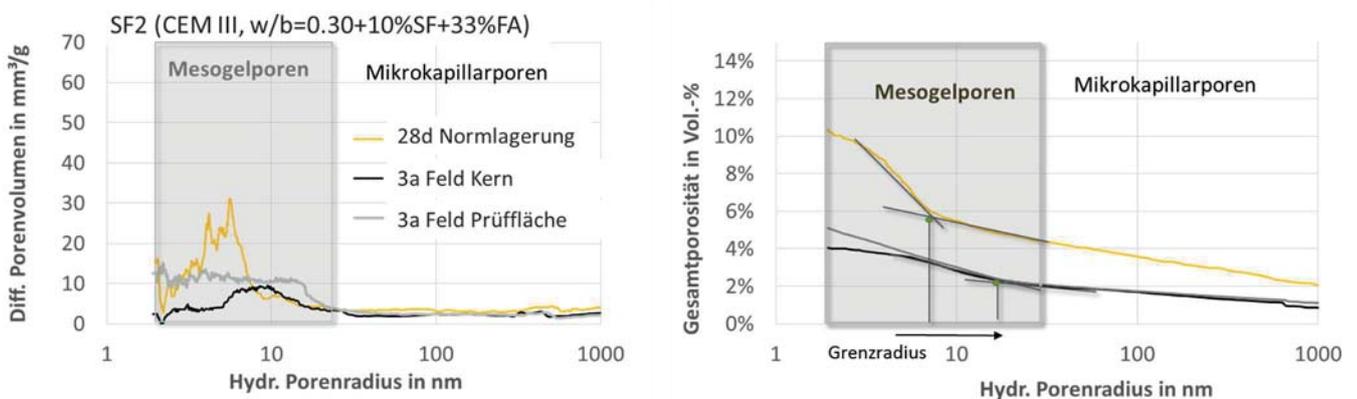


Abbildung 25: Porengrößenverteilung der Betonserie SF2 mit CEM III, $w/b=0.30+10\%SF+33\%FA$.

2.4.3 SCHADENSBEURTEILUNG INFOLGE FROST-TAU EXPOSITION

Die Bestimmung der inneren und äußeren Schädigung erfolgte mit Hilfe von Ultraschalllaufzeitmessungen sowie visueller Begutachtung. In Abbildung 26 und Abbildung 27 sind die Ergebnisse der Änderung der Ultraschalllaufzeit, umgerechnet in den relativen dynamischen E-Modul sowie die Feuchteaufnahme aller Betone an den Teststationen Holzkirchen und Mülheim dargestellt.

Grundsätzlich konnte bei keiner der ausgelagerten Proben eine deutliche Schädigung nach der 3 jährigen Feldlagerung festgestellt werden. Die Dokumentation des Zustandes der Serien mittels Ultraschalllaufzeitmessung bzw. Wägung erschwerte zudem wie erwartet eine genaue Bestimmung einer möglichen inneren Schädigung, da diese Vorgehensweise aufgrund des großen Zeitabstandes der Messungen Effekte wie Selbstheilung, Austrocknungsperioden ect. nicht berücksichtigen kann. Zudem stellen die Messwerte nur tages- bzw. wetterabhängige Einzelergebnisse dar. Aufgrund dessen variiert der E-Modulverlauf je nach Feuchtegehalt der Probe sehr stark. Die Proben in Holzkirchen nahmen aber insgesamt mehr Feuchte auf, als es bei den Betonserien in Mülheim der Fall war. Nichtsdestotrotz konnte eine erhöhte Feuchteaufnahme bei der Serie mit Flugasche in Verbindung mit einem w/b-Wert von 0.42 sowohl in Holzkirchen als auch in Mülheim gemessen werden. Sowohl die Mikroskopieaufnahmen unter UV-Licht (Fluoreszenzmikroskopie, s. Abbildung 30) als auch die visuelle Begutachtung belegen zudem eine von der Oberfläche ins Innere verlaufende Rissbildung, die eine erhöhte Feuchteaufnahme begründen würde. Die Probekörper von beiden Teststationen zeigten außerdem eine geringfügige Abwitterung (s. Abbildung 28).

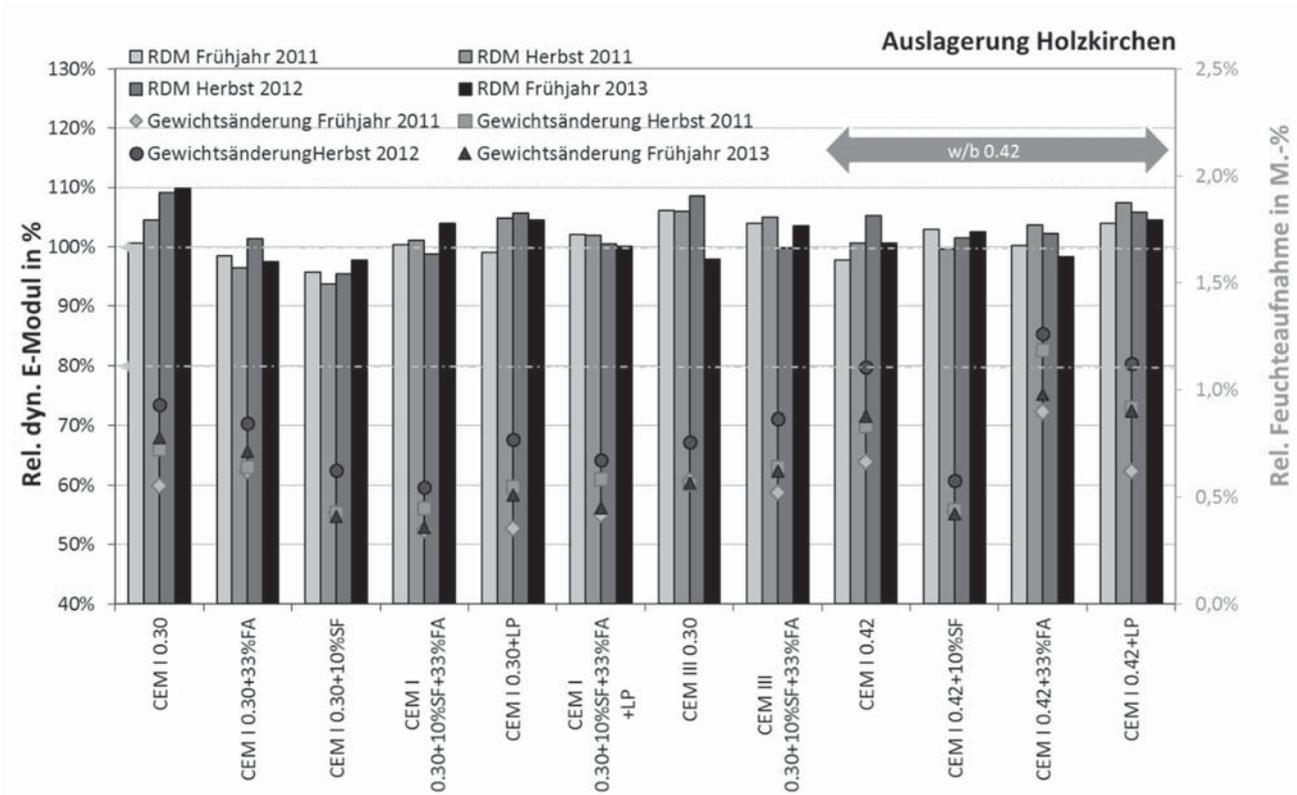


Abbildung 26: Rel. dyn. E-Modul ermittelt aus der US Laufzeit bzw. Feuchteaufnahme zu verschiedenen Zeitpunkten während der Auslagerung an Test Station 1 – Holzkirchen.

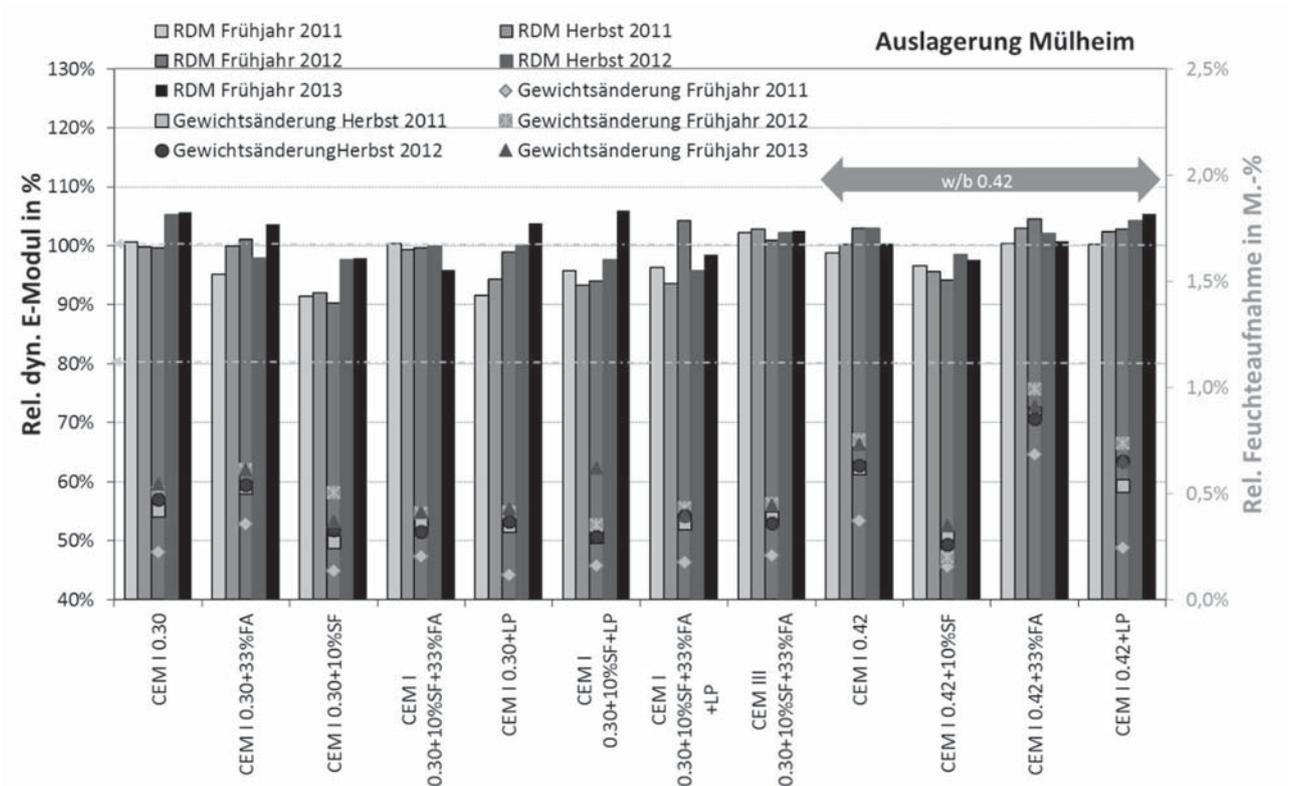


Abbildung 27: Rel. dyn. E-Modul ermittelt aus der US Laufzeit bzw. Feuchteaufnahme zu verschiedenen Zeitpunkten während der Auslagerung an Test Station 2 – Mülheim.

Eine mögliche Schädigung deutete sich auch bei den Serien S3 (CEM I, $w/b = 0.30 + 10\%$ Silika), S2 (CEM I, $w/b = 0.42 + 10\%$ Silika) und SF1 (CEM I, $w/b = 0.30 + 10\%$ Silika+33% Flugasche) an. Erstaunlich ist, dass gerade bei der Serie mit $w/b = 0.30$ und 10% Silika (S3) der E-Modul an beiden Teststationen zwischenzeitlich auf Werte zwischen 90% und 95% abfällt.

Bei der Serie F1 mit einem w/b -Wert von 0.30 und 33% Flugasche liegt der E-Modul zum Ende der Auslagerung ebenfalls bei 95%, wobei bei den Mikroskopieaufnahmen eine Rissbildung von der Oberfläche her erkennbar ist (Abbildung 31). Dies wirkt sich aber scheinbar nicht auf die Ultraschalllaufzeit im Probenkern aus.

Eine visuelle Begutachtung der Oberfläche wurde zu verschiedenen Zeitpunkten während der Auslagerung in Anlehnung an DIN EN 4628 bzw. DAfStb Heft 274 vorgenommen [W2]. Diese sieht eine Einteilung des Schädigungsgrades in fünf Abstufungen sowie Einordnung in Schädigungstypen vor. Es wird zwischen den Schadensformen Abplatzungen, pop-out der Gesteinskörnung, Rissbildung und Abwitterung unterschieden. In [A2] wird zur Beurteilung der Oberflächenschädigung ein Bewertungsschlüssel vorgeschlagen. Da es sich in diesem Projekt u.a. um Proben mit einem hohen Frostwiderstand handelte und kein Tausalz bei der Auslagerung verwendet wurde, war eine Staffelung des Schädigungsgrades in fünf Schädigungsklassen nicht möglich. Bei der Fotodokumentation wirkte sich zudem die Ablagerung eines leichten Schmierfilms als störend aus. Dieser wurde in regelmäßigen Abständen von der Oberfläche ohne mechanische Belastung mit Hilfe eines Tuchs entfernt. Beispielhaft sind nachfolgend einige Proben über den gesamten Zeitraum der Auslagerung an der Teststation 1 (Mülheim) abgebildet.

S3 – CEM I $w/b=0.30+10\%SF$ – Teststation Mülheim



F2 – CEM I $w/b=0.42+33\%FA$ – Teststation Mülheim

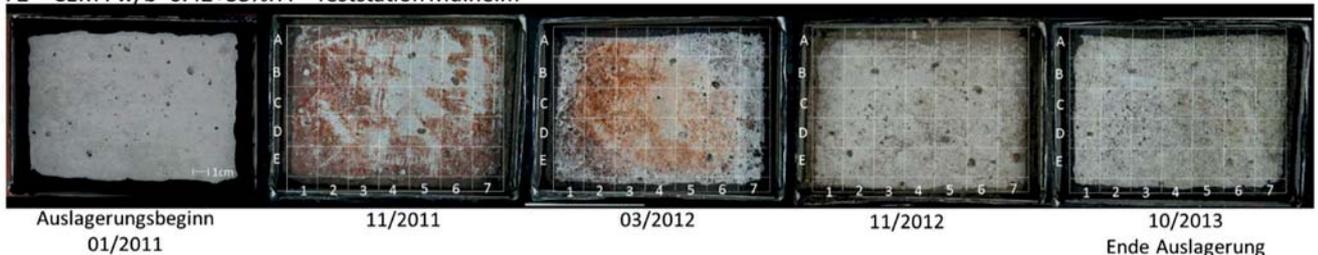


Abbildung 28: Oberfläche der Betone S3 und F2 im Verlauf der Auslagerung an der Teststation Mülheim.

Die Serie F2 zeigt zum Ende der Auslagerung ein geringfügiges Absanden innerhalb der Segmente A2-7/A7-E7 des aufgetragenen Rasters. Insbesondere im Bereich E3/E7 sind zu diesem Zeitpunkt leichte Mikrorisse an der Oberfläche erkennbar. Bei der Serie S3 mit Silikazugabe ($w/b=0.30$) konnte visuell keine äußere Schädigung beobachtet werden. Bei den dunkler gefärbten Bereichen handelt es sich eher um Ablagerungen infolge Bewitterung.

Für die abschließende Rissanalyse nach 3 Jahren Auslagerung wurden die Proben zusätzlich mittels Fluoreszenzmikroskopie untersucht. Dazu wurde jeweils mittig aus den Betonproben eine 1 cm dicke Scheibe heraus gesägt und mittels Epoxidharz und Fluoreszenzmittel (Uranin) unter Anlegen eines Unterdrucks gesättigt. Nach dem Aushärten wurde die Oberfläche in 3 Stufen geschliffen. Anschließend erfolgte die Untersuchung unter UV Bestrahlung mit einem Lichtmikroskop. Bei einigen Serien dauerte die Vakuumsättigung aufgrund des dichten Gefüges des Betons sehr lange, so dass unter Umständen nicht ausgeschlossen werden kann, dass kein vollständiges Eindringen des Epoxidharzes in alle Bereiche der Probe erreicht wurde.

Zunächst wurden die Betone im Ausgangszustand nach 28 Tagen Lagerung im Labor hinsichtlich einer möglichen Rissbildung hin untersucht. Die Mischungen mit w/b -Wert 0.30 zeigten dabei bereits nach 28 Tagen sowohl eine Rissbildung innerhalb der Kontaktzone, als auch Mikrorisse, die von den Gesteinskornspitzen in die Matrix verliefen. Die Rissstruktur innerhalb der Matrix ist bei der Serie mit Silika etwas ausgeprägter, während die Kontaktzone, wie erwartet, intakter zu sein scheint, als bei der Referenzmischung. Die Unterschiede sind aber marginal.

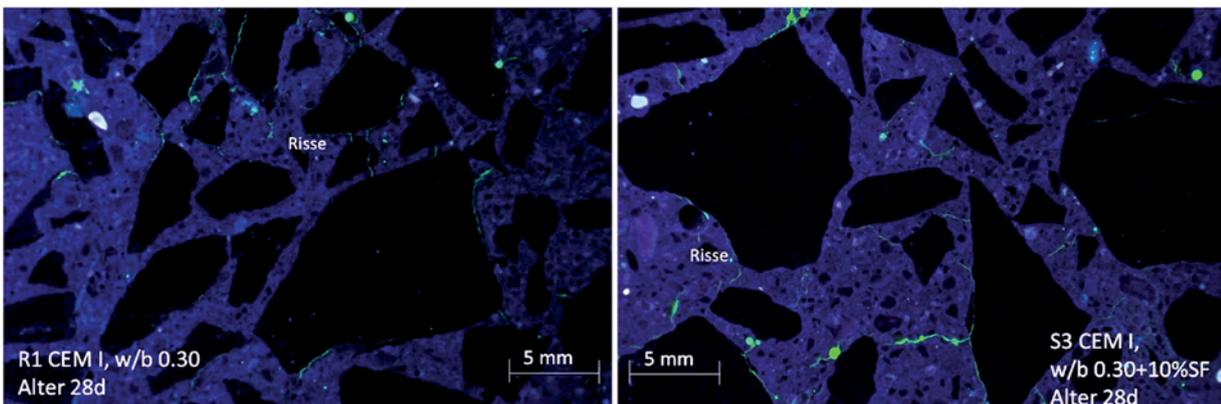


Abbildung 29: Mikroskopieaufnahmen unter UV-Lichtbestrahlung nach 28 Tagen der Betone mit $w/b = 0.30$ (links) und mit 10% Silika (rechts).

Bei den feldgelagerten Proben wiesen die Betone mit niedrigen w/b -Werten trotz der gegenüber den Laborbetonen geringeren Porosität und Verbesserung der Randzone eine in den meisten Fällen im Kern vorliegende Mikrorissbildung auf. Die sichtbare Rissstruktur verlief in erster Linie von den Gesteinskornspitzen in die Matrix hinein. Bei den Serien mit Flugasche (F1, F2) konnte zudem eine von der Prüffläche in die Matrix verlaufende Rissbildung beobachtet werden. Bei diesen Serien wurde auch bei der

anschließenden CDF-Prüfung eine höhere Abwitterung gemessen, was ansonsten bei keiner anderen Mischung der Fall war.

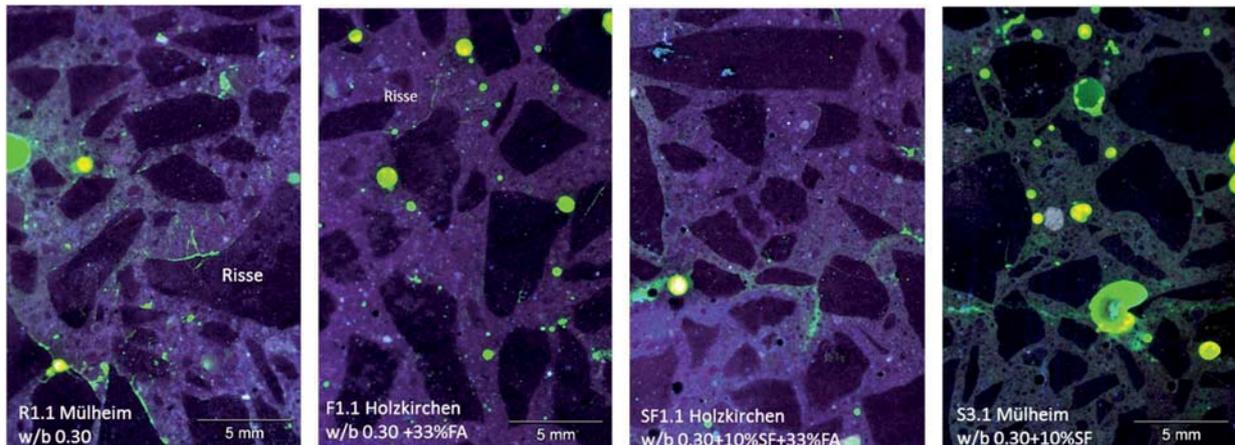
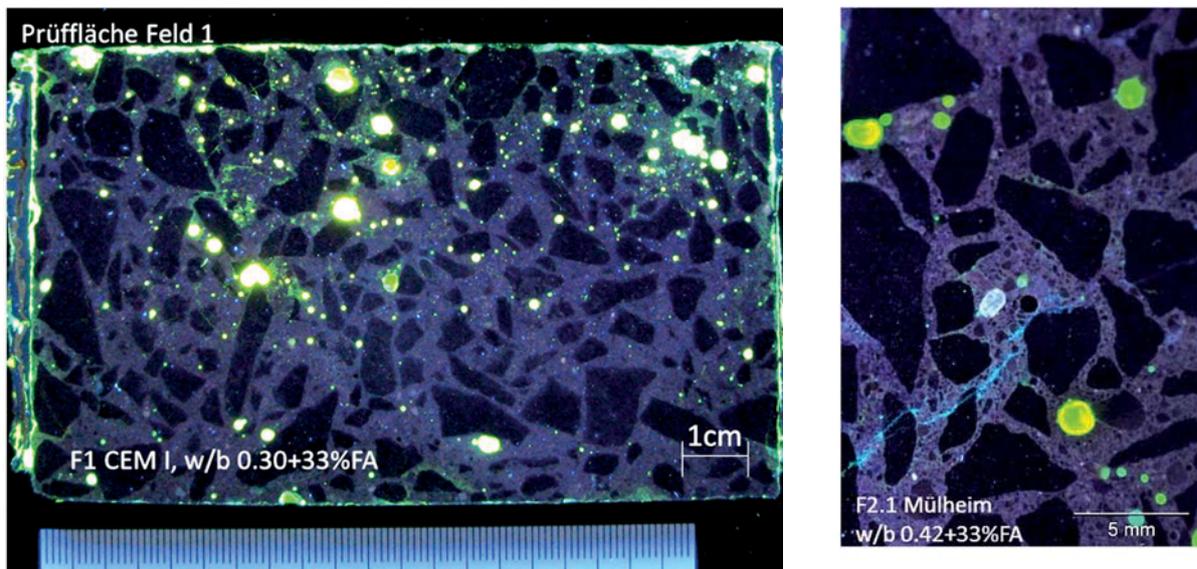


Abbildung 30: Mikroskopieaufnahmen einiger Proben mit $w/b=0.30$ nach 3 Jahren Auslagerung in Holzkirchen oder Mülheim.



a)

Abbildung 31: Lichtmikroskopieaufnahmen der Serien mit Flugasche nach 3 Jahren Auslagerung in Holzkirchen bzw. Mülheim a) Gesamtübersicht der Probe F1, Riss von der Oberfläche in die Probe bis 1 cm Tiefe verlaufend, b) Detailaufnahme Riss der Serie F2 nahe der Prüffläche.

Zusätzlich wurde das Gefüge der feldgelagerten Proben nach Beendigung der Freibewitterung mittels Rasterelektronenmikroskopie (ESEM) untersucht und den laborgelagerten Proben gegenübergestellt, um Aufschlüsse über eine mögliche innere Gefügeschädigung oder den Reaktionsgrad der Zusatzstoffe treffen zu können (s. Kapitel 2.5.2.3).



2.4.4 MESSUNG DER KARBONATISIERUNG AUSGELAGERTER PROBEN

Die Messung der Karbonatisierung erfolgte im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nach DIN EN 14630 mittels Phenolphthaleintests [6.]. Es wurden die mittlere Karbonatisierungstiefe sowie die Minimal- bzw. Maximalwerte bestimmt. Neben der Bestimmung des Karbonatisierungsfortschritts über die Zeit bzw. nach Ende der Freilagerung wurden einige Betone einer beschleunigten CO₂-Belastung ausgesetzt. Nachfolgend ist ein Auszug einiger wesentlicher Ergebnisse der feldgelagerten Proben dargestellt.

Beispielhaft ist an den Mischungen mit Flugasche und Silika sowie unterschiedlichem w/b-Wert unter Verwendung eines CEM I - Zementes vergleichend die Karbonatisierung der Proben nach 3 jähriger Laborlagerung den Werten nach 3 Jahren Feldlagerung gegenübergestellt (Abbildung 32). Es zeigt sich nach der Auslagerung unabhängig von der Teststation bei sämtlichen Betonen ein kaum messbarer Karbonatisierungssaum. Im Vergleich zu den über denselben Zeitraum laborgelagerten Proben ist anhand der Bilder deutlich der negative Einfluss der Klimakammerlagerung zu beobachten. Insbesondere bei den Mischungen mit Zusatzstoffen liegt eine signifikante Karbonatisierung vor, ebenso wie bei sämtlichen CEM III - Betonen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich bei zusatzstoffhaltigen CEM I - Betonen aufgrund des dort vorliegenden geringeren Portlanditgehalts eine Karbonatisierung der C-S-H-Phasen vermehrt beobachten lässt [L2]. Dadurch entstehen neben poröserem Kieselgel und Calcit die metastabile Carbonatmodifikationen Aragonit und Vaterit, wie es von Hüttensandbetonen bekannt ist. Dies hat zur Folge, dass neben der Veränderung des Abwitterungsverhaltens im Allgemeinen auch eine Vergrößerung der Randzone eintritt. Die Ergebnisse der Feuchteaufnahme (Kapitel 2.5.4.3) belegen, dass sich die kapillare Lösungsaufnahme durch die Karbonatisierung erhöht.

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist im Allgemeinen neben der CO₂-Konzentration von weiteren Faktoren abhängig, wie den umgebenden Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen, der Nachbehandlung sowie dem Betongefüge selbst. Hier spielen der w/z-Wert, die Zementsorte sowie Zusatzstoffe und Zusatzmittel eine entscheidende Rolle. Unter diesen Gesichtspunkten ist die Diffusion von Kohlendioxid also neben den genannten Parametern vor allem von der relativen Luft- und Porenfeuchte abhängig. Dies bedeutet, dass im vollständig trockenen Zementstein zwar CO₂ ungehindert in den mit Luft gefüllten Porenraum hinein diffundieren kann, eine Karbonatisierung aber aufgrund der Abwesenheit von Wasser nicht stattfindet. Entsprechend verringert sich mit sinkendem Feuchtegehalt des Zementsteins die Karbonatisierungsgeschwindigkeit [P7]. Andererseits nimmt mit zunehmendem Wassersättigungsgrad des Betongefüges ebenfalls die Diffusionsgeschwindigkeit von

Kohlendioxid ab [S11], so dass bei vollständiger Sättigung der Poren eine Karbonatisierung nicht mehr möglich ist.

Bei den feldgelagerten Proben ist durch die Porenfüllung infolge der freien Bewitterung die Karbonatisierung behindert. Ebenso bewirken Kristallisationseffekte eine Verdichtung der Randzone, da die Proben wechselnden nass-trocken Perioden ausgesetzt sind. Hier spielt auch eine durch das externe Feuchteangebot mögliche Nachhydratation eine entscheidende Rolle. Dementsprechend ist die Randzone der feldgelagerten Proben besser ausgebildet, als es bei den laborgelagerten Proben der Fall ist.

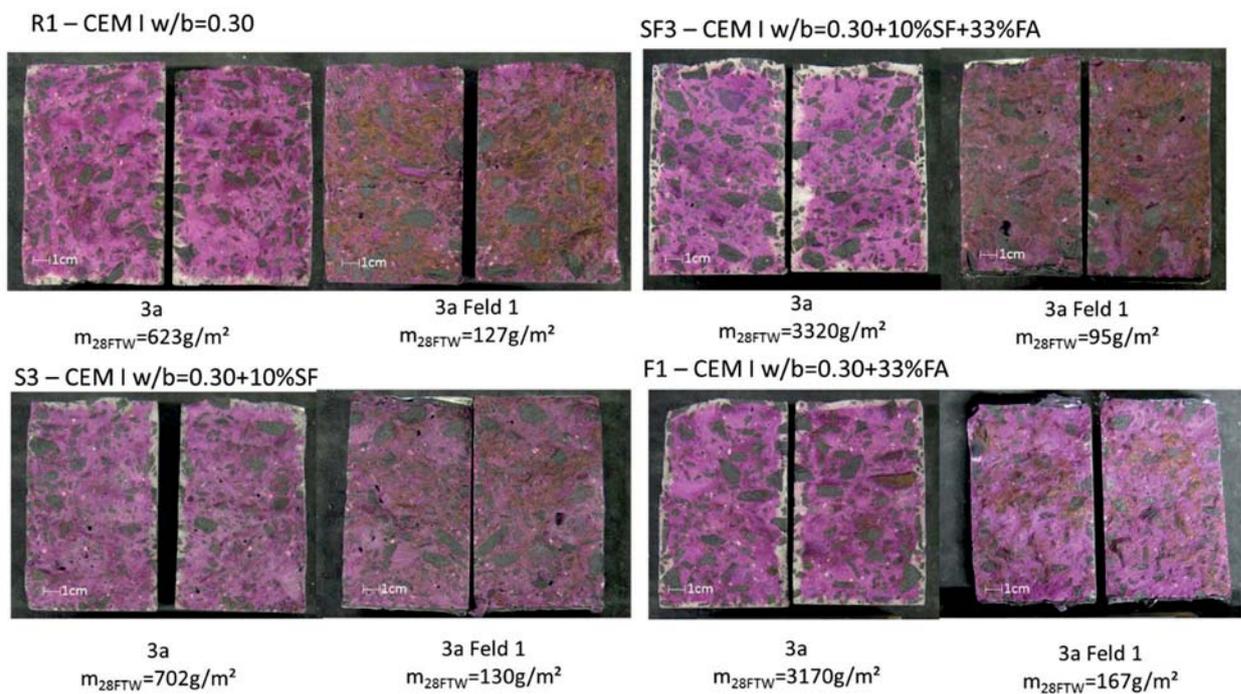


Abbildung 32: Karbonatisierungsfortschritt an Serien nach 3 jähriger Laborlagerung im Vergleich zur Feldlagerung.

F2 – CEM I w/b=0.42+33%FA

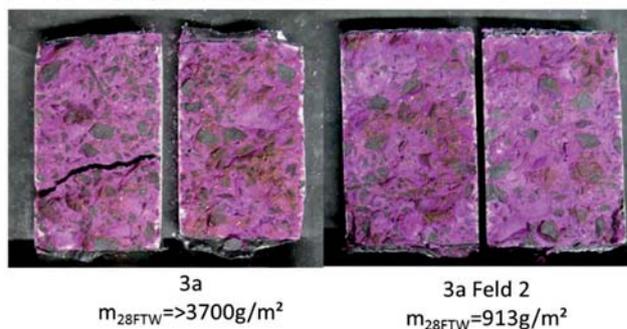


Abbildung 33: Karbonatisierungsfortschritt der Serien F2 nach 3 jähriger Laborlagerung um Vergleich zur Feldlagerung.

Es kann festgehalten werden, dass bei nahezu allen Serien eine deutlich höhere Karbonatisierung infolge Laborlagerung eintritt, die auch in den meisten Fällen mit der



Abwitterung im Rahmen des CDF-Testes korreliert (Abbildung 32, s. Kapitel 2.5.3.1). Ausnahmen bilden erneut die reinen Flugaschemischungen, die aber auch während der Auslagerung eine geringfügige Oberflächenschädigung sowie eine erhöhte Feuchteaufnahme aufwiesen (Abbildung 33).

2.5 UNTERSUCHUNG DER LABORBETONE

Wie eingangs erläutert wurden an den über den gleichen Zeitraum laborgelagerten Betonproben ebenfalls Untersuchungen wie z.B. zum Feuchte- und Temperaturgradienten, Karbonatisierungsverhalten oder zur Gefügeentwicklung durchgeführt. Gleichzeitig erfolgte die Bestimmung des Frost-Tausalzstandes mittels CDF/ CIF-Prüfung sowie die Korrelation der Ergebnisse aus den verschiedenen Untersuchungsabschnitten. Abschließend wurden die Daten mit denen der über 3 Jahre freigelagerten Feldproben verglichen.

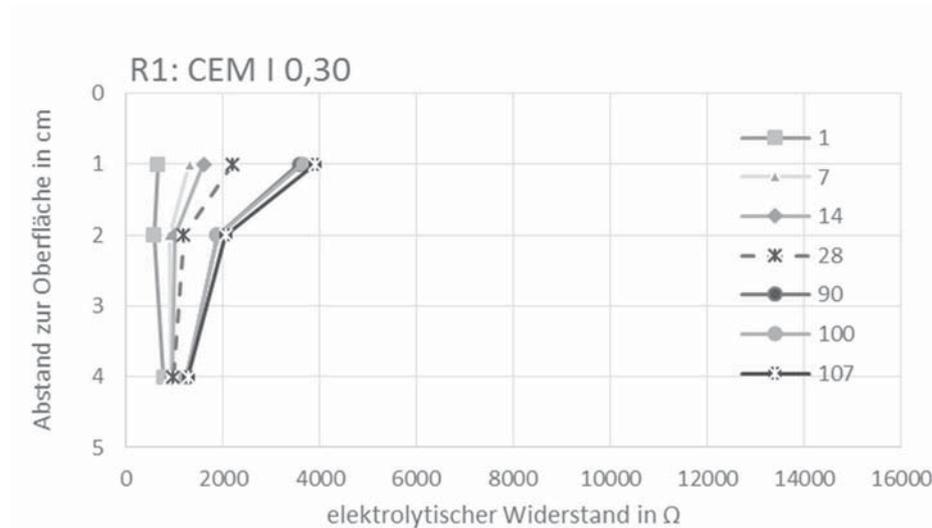
2.5.1 MESSUNG DES ELEKTROLYTWIDERSTANDES ZUR BESTIMMUNG DES AUSTROCKNUNGSVERHALTENS

Mittels Multiringelektrode sollte während der Laborlagerung das Austrocknungsverhalten sowie die Temperaturentwicklung der verschiedenen Betonserien in Abhängigkeit der Zusammensetzung untersucht werden. Die Ringelektroden wurden dabei innerhalb eines 15x15 cm Betonwürfels in 3 Höhen eingebracht, um Feuchtegehaltsunterschiede zwischen Kern- und Randbereich zu dokumentieren. Angaben zu den Elektroden und der Auswertung sind in Kapitel 2.4.1 aufgeführt. Bei der Darstellung der Feuchteänderung wurden die Werte der ersten 30 Stunden verworfen, um die Einflüsse aus der Anfangshydratation auszuschließen. Die Proben lagerten während der ersten 24 Stunden unter Wasser und wurden dann nach dem Ausschalen unter konstanten Bedingungen in einen Klimaraum gestellt. Nachfolgend sind die Ergebnisse ab Ende der Anfangshydratation über einen Zeitraum von bis zu 4 Monaten aufgetragen, je nach Stabilität der Messsensorik. Bei einigen Proben kam es zwischenzeitliche zu Störungen bei der Datenübertragung, weshalb einige Messpunkte fehlen bzw. die Messung frühzeitig abgebrochen werden musste.

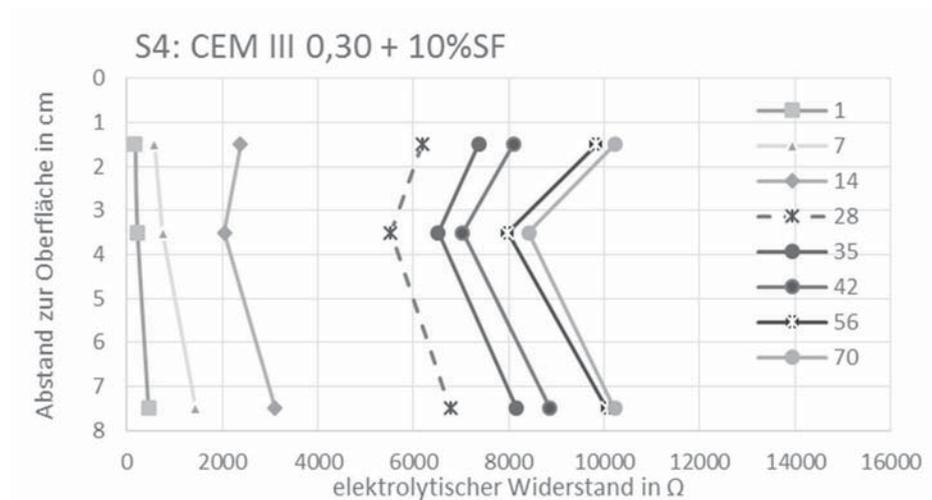
Erwartungsgemäß ist bei den zusatzstoffhaltigen Serien eine erhöhte Austrocknung im Gegensatz zu den Referenzmischungen zu beobachten. Der elektrolytische Widerstand liegt bei diesen Serien sowohl zu Beginn als auch im Verlauf der Messung deutlich über den Betonen ohne Silika und Flugasche. Die langsamere und sekundäre Bildung von zusätzlichen C-S-H-Phasen führt scheinbar über einen längeren Zeitraum zu einer kontinuierlichen Zunahme des elektrolytischen Widerstandes. Bei den Referenzproben ist dies nach 28 Tagen weitestgehend abgeschlossen (Abbildung 34a). Auch zeigt sich bei höheren Silikagehalten eine zunehmende innere Selbstaustrocknung innerhalb des Betonkerns, was aus Abbildung 34b deutlich wird. Hier kommt es scheinbar nach

14 Tagen zu der bekannten Bildung von Schrumpfporen und der damit verbundenen Abnahme der inneren Feuchte, was auch noch nach 70 Tagen Lagerung deutlich zu erkennen ist. Während nach 14 Tagen der Feuchtegehalt innerhalb der ersten Zentimeter durch Oberflächentrocknung langsam aber stetig abnimmt, erhöht sich im Kern des Betons der Widerstand signifikant und ebenfalls kontinuierlich. Dies konnte besonders in Kombination mit Hüttensandzementen beobachtet werden. Abbildung 34c belegt, dass nach ca. 90 Tagen die Austrocknung im Randbereich weitestgehend abgeschlossen ist.

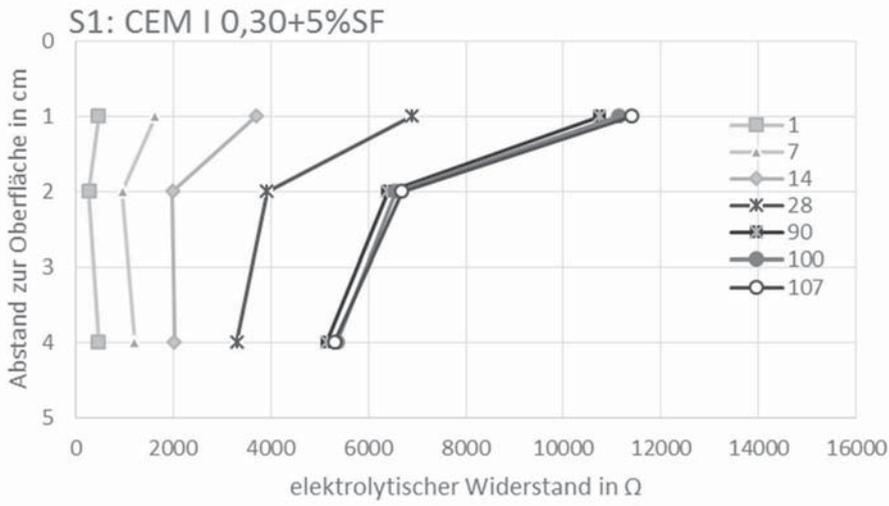
Im Gegensatz dazu weisen die Flugaschemischungen keinen Gradienten zwischen Rand- und Kernbereich auf. Wie aus Abbildung 34d hervorgeht liegt vielmehr eine gleichbleibende Feuchteverteilung innerhalb des Betongefüges vor. Somit liegt der Feuchtegehalt im Kern sowie innerhalb der Randzone über dem der Silika- und Referenzmischungen. In Kombination mit Silikastaub (Abbildung 34e) findet die stärkste Austrocknung des Randbereichs statt.



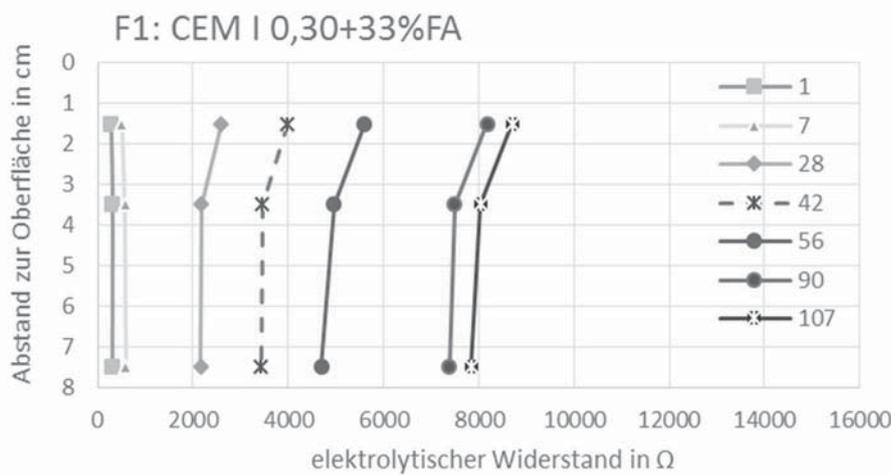
a) Mischung
CEM I $w/b=0.30$.
Messungen bis
4 cm Tiefe



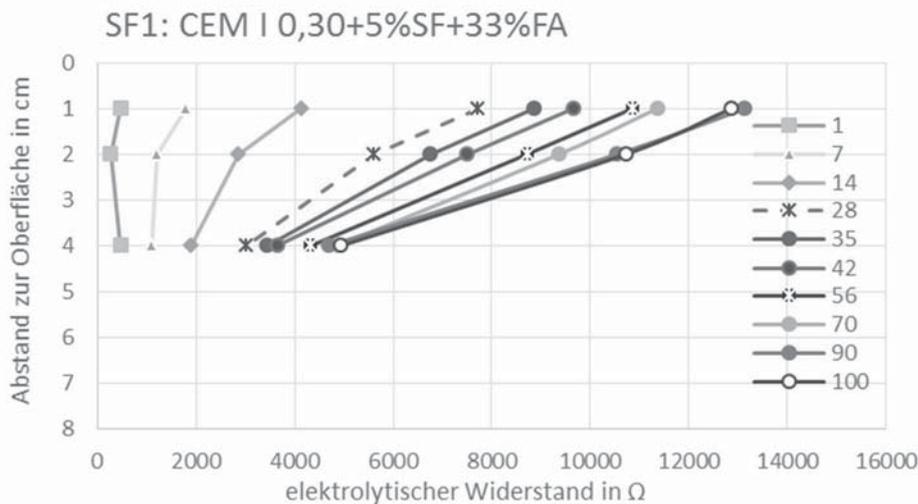
b) Mischung
CEM III, $w/b=0.30$
+10%SF.
Messungen bis
7,5 cm Tiefe



c) Mischung CEM I, $w/b=0.30$ +5%SF. Messungen bis 4 cm Tiefe



d) Mischung CEM I und $w/b=0.30$ +33%FA. Messungen bis 7,5 cm Tiefe



e) Mischung CEM I, $w/b=0.30$ +5%SF +33%FA+ LP. Messungen bis 4 cm Tiefe

Abbildung 34: Elektrolytische Widerstände der Mischungen R1, S4, S1 und F1.

Ein ähnliches Verhalten zeigen auch die Mischungen mit Silika- und Flugaschezugabe in Kombination mit Luftporenbildner (Abbildung 35). Der bei den CEM I - Mischungen innerhalb der ersten Zentimeter zu beobachtende Gradient, stellt sich bei der CEM III - Probe nicht ein. Allerdings konnten bei diesen Serien die Daten nur bis zum 28.

bzw. 35. Tag herangezogen werden, da es danach zu einem Ausfall des Datenloggers kam.

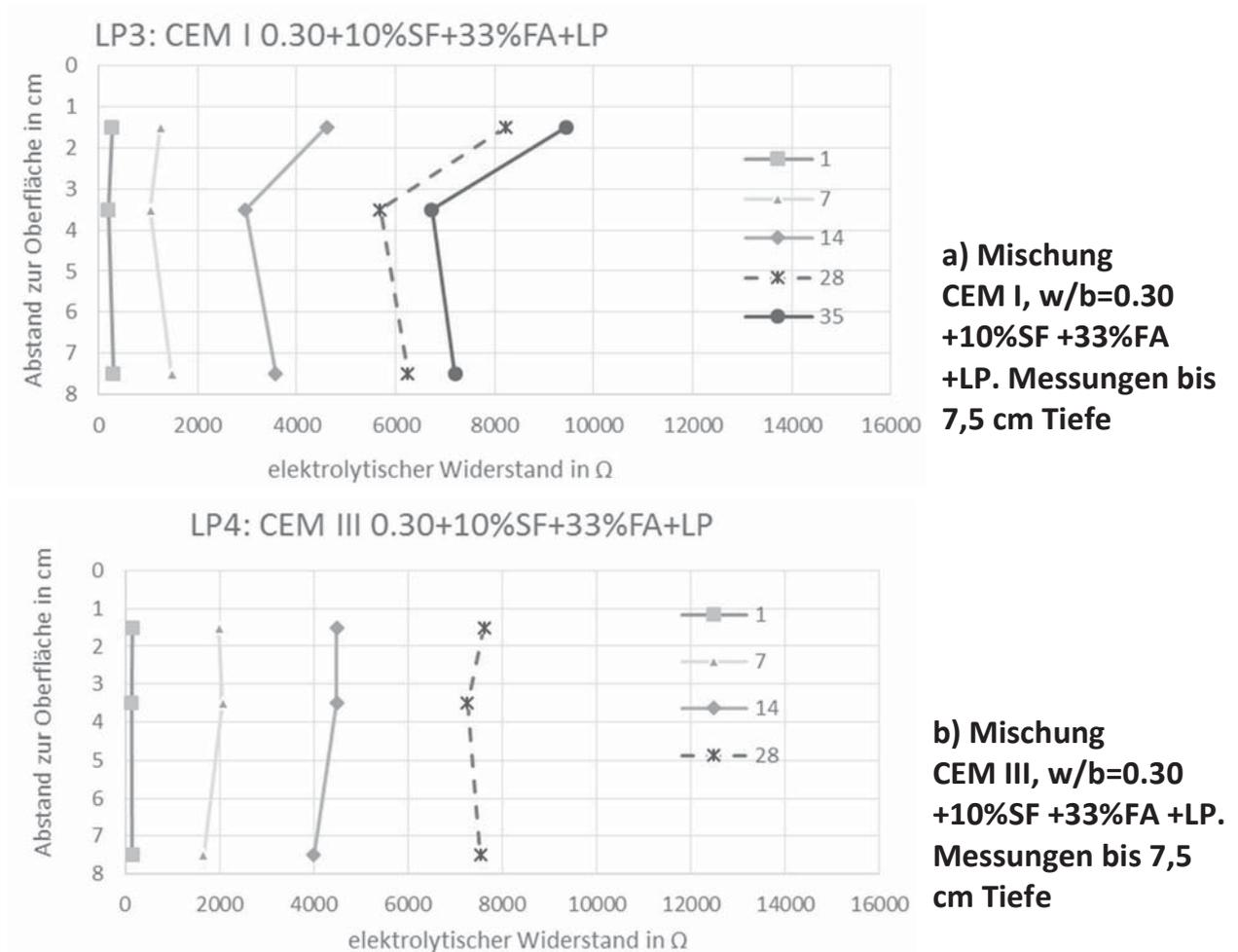


Abbildung 35: Elektrolytische Widerstände der Mischungen mit LP Bildner, a) Mischung mit CEM I- Zement, b) Mischung mit CEM III- Zement.

Um Hinweise auf Unterschiede im Feuchtegehalt der einzelnen Betonserien zum Zeitpunkt des Beginns der Referenzfrostprüfung zu erhalten, sind in Abbildung 36 die nach 28 Tagen gemessenen elektrolytischen Widerstände innerhalb der verschiedenen Höhen der Betonserien dargestellt. Erneut deutlich wird die im Vergleich zu den Referenzmischungen stärkere Austrocknung des Randbereichs der Betone, die Silika bzw. Silika in Kombination mit Flugasche enthalten. Auch geht aus der Abbildung die erhöhte innere Selbstaustrocknung im Kernbereich der hochfesten Serien hervor.

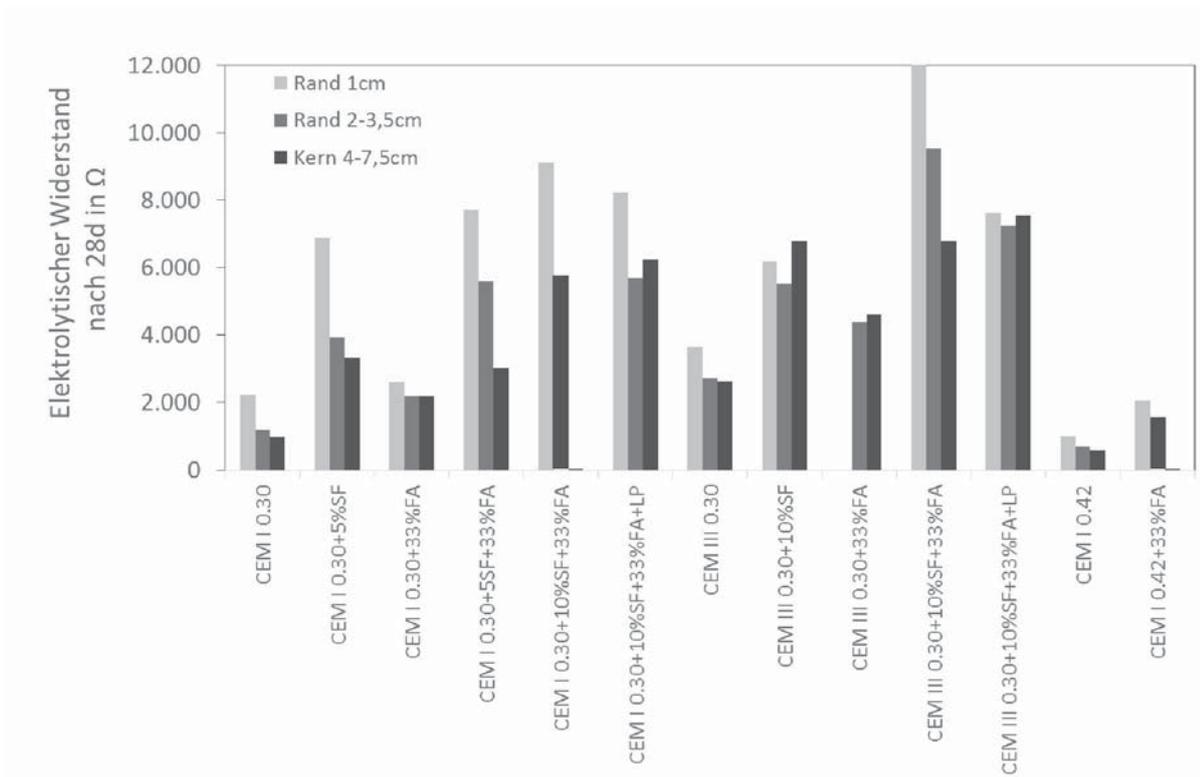


Abbildung 36: Vergleich der elektrolytischen Widerstände verschiedener Mischungen nach 28 Tagen in unterschiedlichen Tiefen des Betons.

2.5.2 GEFÜGEVERÄNDERUNGEN

2.5.2.1 MESSUNG DER PORENGRÖßENVERTEILUNG

Untersuchungen zur Gefügeveränderung erfolgten u.a. mittels Quecksilberdruckporosimetrie, um Hinweise zur Beeinflussung der Porenradienverteilung zu erhalten. Dazu wurde diese an sämtlichen Betonmischungen zu unterschiedlichen Prüfzeitpunkten bestimmt. Im Zuge dessen wurden nach der Festigkeitsprüfung Bruchstücke aus dem Kern eines 15er Würfels herausgelöst und anschließend im Exsikkator bei 10% rel. Feuchte über einen Zeitraum von 14 d gelagert. Anschließend erfolgte die Messung im Porosimeter bis zu einem max. Druck von 2000 Pa.

Die Untersuchungen der Gefügestruktur deuten, wie bereits erläutert, zum einen auf eine durch die Alterung bedingte Veränderung der Porenverteilung hin, insbesondere des Verhältnisses von Mikrokapillar- zu Gelporen, als auch auf Variationen innerhalb der gefrierbaren Wassermenge. Wie allgemein bekannt liegt bei Austausch von Zement durch Flugasche grundsätzlich eine höhere Mesogelporosität vor, auch in Kombination mit Silikastaub (Abbildung 37). Mit zunehmendem Betonalter verschieben sich aber auch bei den Referenzbetonen oder reinen Silikamischungen die Porenanteile in Richtung des Mikrokapillarporenbereichs. In Abbildung 38 ist auszugsweise die Porenradienverteilung der Serien mit w/b-Wert = 0.30 in Verbindung mit Silikastaub und Flugasche aufgetragen. Im Vergleich zu den reinen Zementsteinmischungen ergibt sich

unter Laborbedingungen bei den Betonen erst nach 1-2 Jahren eine Verschiebung des Porenmaximums in den Bereich der Mikrokapillarporen, während die an den Teststationen gelagerten Proben, wie bereits erläutert, eine Verfeinerung der Porenverteilung aufweisen. Dies gilt sowohl für den Kern- als auch für den Randbereich.

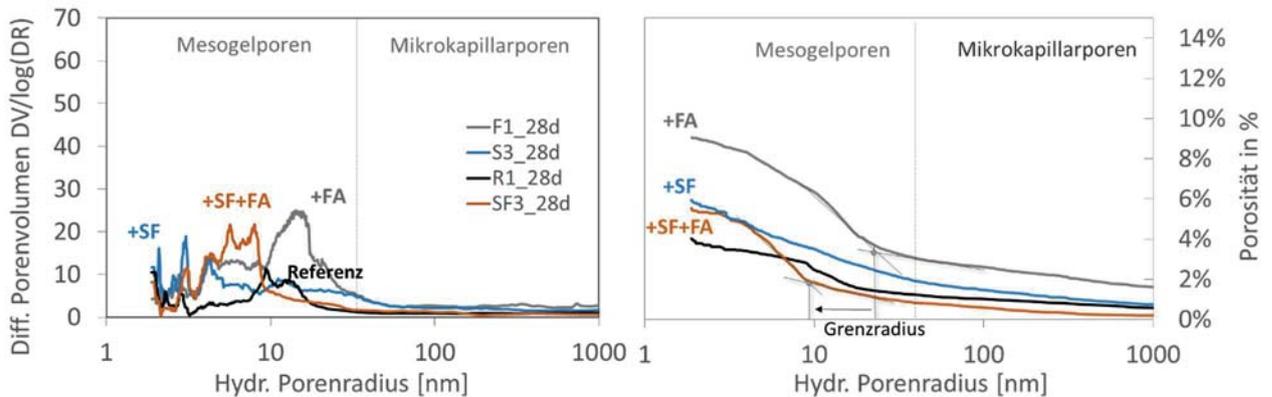


Abbildung 37: Porengrößenverteilung der Serien mit CEM I und $w/b=0.30$ mit und ohne Silikastaub bzw. Flugasche nach 28d.

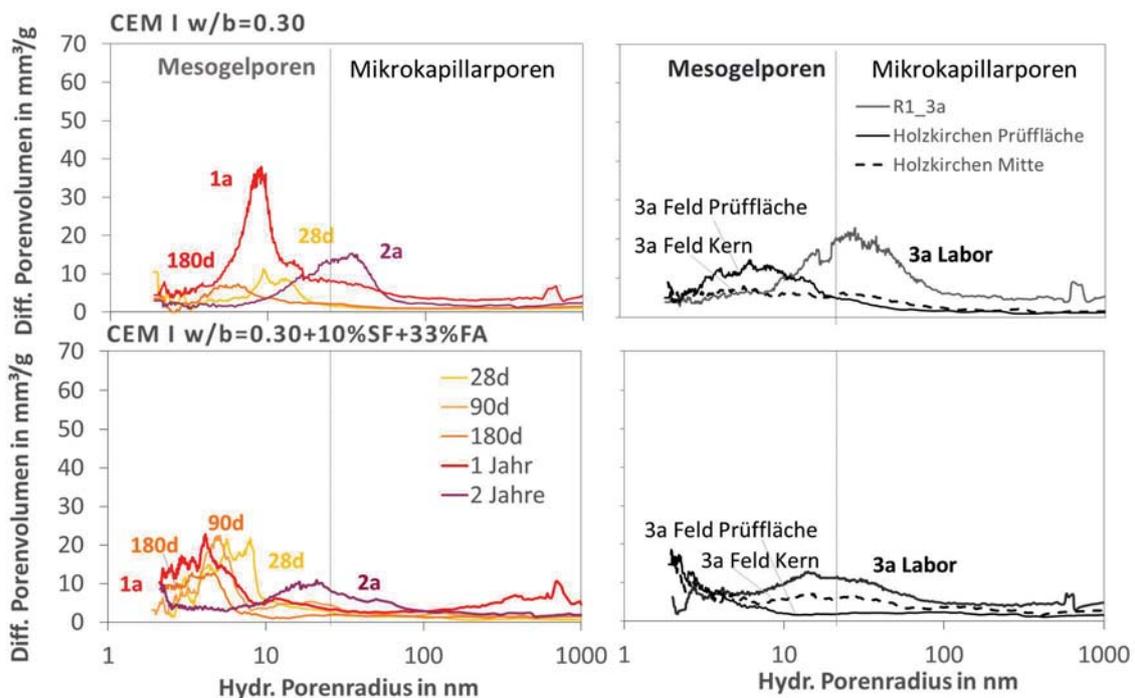


Abbildung 38: Porengrößenverteilung der Serien mit CEM I- und $w/b=0.30$ mit und ohne Silikastaub bzw. Flugasche. Gegenüberstellung der laborgelagerten Proben zu verschiedenen Zeitpunkten und der freigelagerten Serien.

In Verbindung mit Flugasche ist zunächst eine Verschiebung des Porenmaximums in den Gelporenbereich zu verzeichnen, die sich bis zu einem Jahr beobachten lässt. Hier könnte die Übergangszone Flugaschekugel/ Zementstein sowie die Verbesserung der Einbindung der Partikel mitverantwortlich sein. Insbesondere in Verbindung mit einem höheren w/b -Wert ist der Unterschied zur Referenzmischung ohne Flugasche signifikant. Es liegt nach 28 Tagen ein deutlich poröseres System vor, das sich erst nach

180 Tagen sichtbar verdichtet. Bei den hochfesten Flugaschemischungen korreliert dieser Zeitpunkt mit den Frostergebnissen. Bis zu diesem Zeitpunkt zeigen diese Mischungen eine Verbesserung des Abwitterungsverhaltens. Danach kommt es zu einer plötzlich eintretenden Verschlechterung und Zunahme der abgewitterten Partikelmenge.

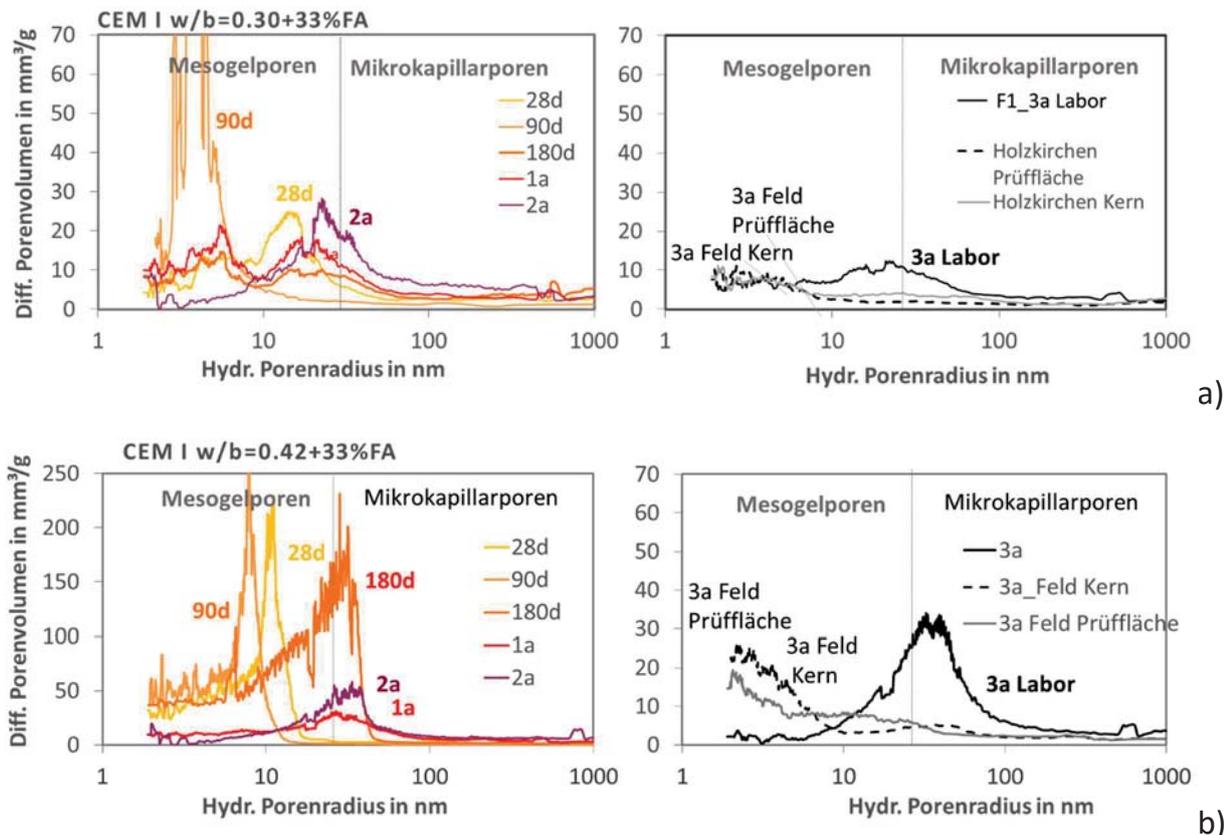


Abbildung 39: Porengrößenverteilung der Betone mit Flugasche a) $w/b = 0.30$, b) $w/b = 0.42$.

Bei Proben, die nach 9 Jahren Laborlagerung hinsichtlich ihrer Porengrößenverteilung untersucht wurden, ergibt sich ein ähnliches Bild (Abbildung 40). Zudem nimmt mit steigendem w/b -Wert der Anteil der Mikrokapillarporen durch die extrem lange Lagerung weiter deutlich zu.

Die durch die Alterung eintretende Verschiebung des Porenmaximums in Richtung der Mikrokapillarporen bewirkt also eine Veränderung der Porenanteile. Somit kommt es zu einer Abnahme der Gelporosität zugunsten der Mikrokapillarporen. Setzt man die Porenanteile Mesogelporen (bis 30 nm) und die Poren im Bereich zwischen 30 nm und 1 μm ins Verhältnis, so nimmt mit steigendem Anteil der Mikrokapillaren die gefrierbare Wassermenge zu. Entsprechend wirkt sich dies auf die Sättigungsgeschwindigkeit der Betone unter Frost-Tau Wechselbelastung aus.

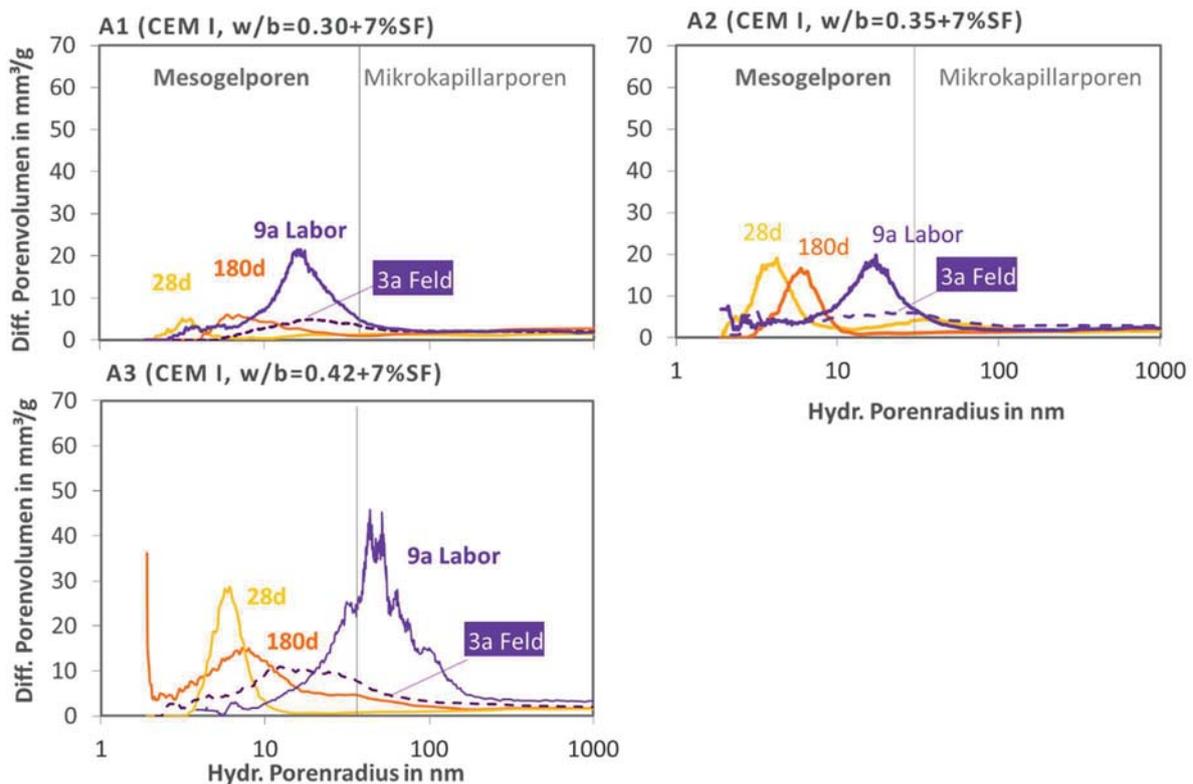


Abbildung 40: Porengrößenverteilung der Betone aus [C3] nach bis zu 9 Jahren Laborlagerung. Betone mit unterschiedlichem w/b-Wert und 7% Silika.

In Abbildung 41 ist der Vergleich der Änderung der Porenanteile sowie der Porosität für die Mischungen mit w/b-Wert=0.30 wiedergegeben. Während sich im Laufe der Zeit durch die Laborlagerung der Anteil an Mikrokapillarporen erhöht, ist bei den feldgelagerten Betonen ein gegenteiliger Trend zu beobachten. Die Porosität ändert sich durch die Laborlagerung wie bereits erwähnt nur geringfügig. Lediglich durch die Freilagerung tritt eine messbare Abnahme der Gesamtporosität ein. Nach einem Jahr Laborlagerung tritt in vielen Fällen eine signifikante Veränderung des Mikrokapillarporenbereichs ein. Dies entspricht in etwa dem Zeitpunkt, an dem auch ein deutlicher Anstieg des kapillaren Saugens sowie des Frostsaugens während der CDF/ CIF-Prüfung zu beobachten ist. Bei einigen Betonen tritt diese Veränderung der Feuchtaufnahme schon nach 180 Tagen Lagerung auf.

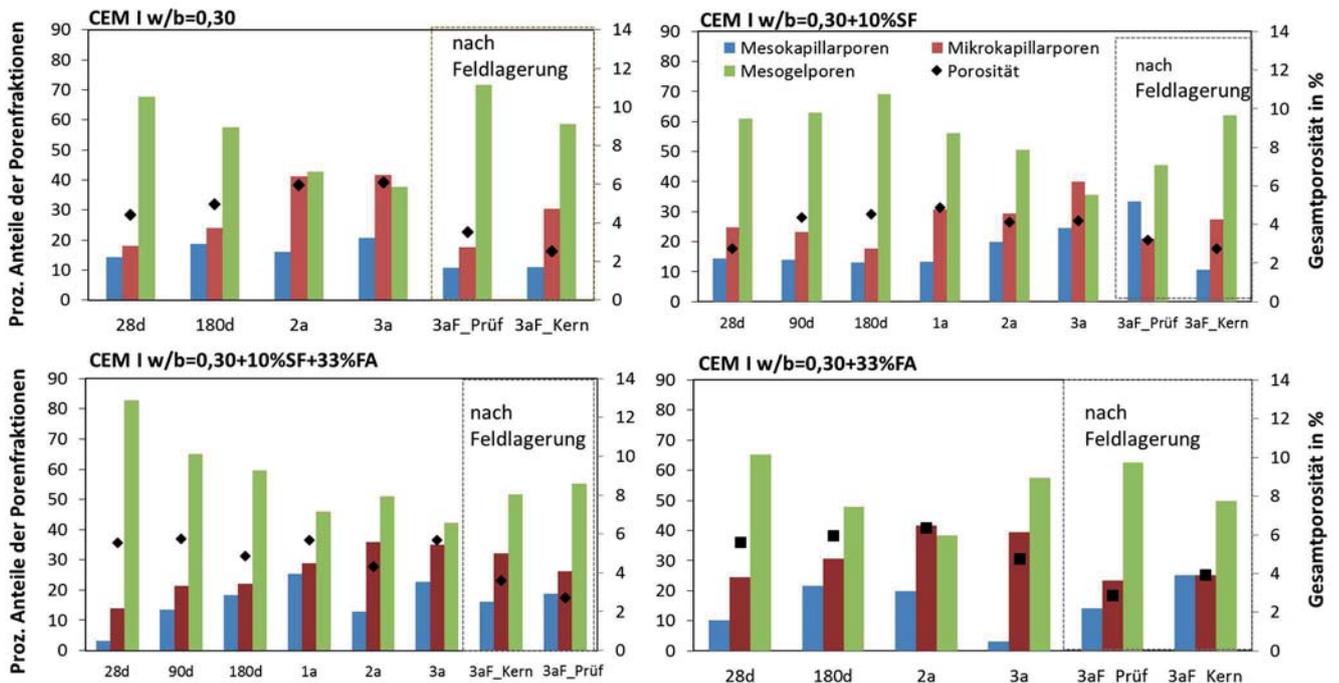


Abbildung 41: Porenanteile am Beispiel der Mischungen mit $w/b=0.30$ mit und ohne Zusatzstoffe*.

**Bei der Serie mit Flugasche (F1) konnten die Messungen nach 1a und 2a aufgrund gerätetechnischer Probleme nicht herangezogen werden.*

Bei den hüttensandhaltigen Mischungen hingegen fällt die Verschiebung der Porenradien zu größeren Poren insgesamt geringer aus. Wie aus Abbildung 42 hervorgeht, liegt das Porenmaximum nach 3 Jahren Laborlagerung im Bereich der Mesogelporen und ist nur geringfügig ausgeprägt. Auch findet innerhalb des Betonkerns keine signifikante Veränderung des Grenzradius mit der Zeit statt. Ab einem Alter von 180 Tagen liegen die Verläufe der Gesamtporosität dicht beieinander. Erst nach 3 Jahren tritt eine weitere Verfeinerung der Porenstruktur bzw. Abnahme der Gesamtporosität ein.

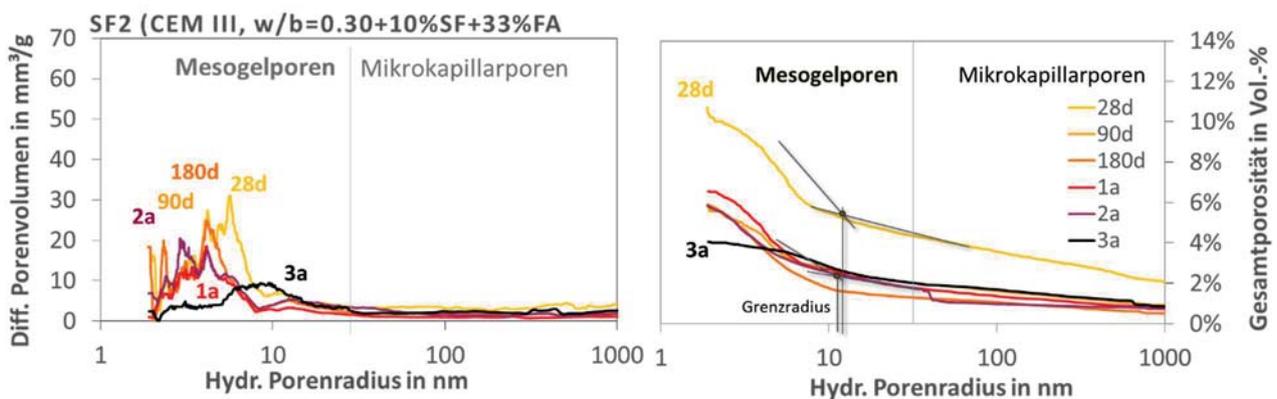


Abbildung 42: Porengrößenverteilung eines Betons mit CEM III- Zement sowie Silika- und Flugaschezugabe.

2.5.2.3 RASTERELEKTRONENMIKROSKOPIE

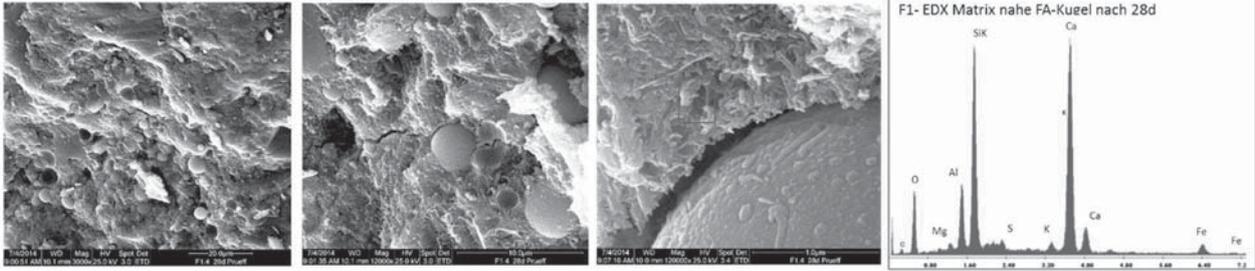
Die Analyse des Gefüges mit Hilfe der Rasterelektronenmikroskopie sollte insbesondere bei den flugaschehaltigen Mischungen zusätzlich Rückschlüsse über den Reaktionsgrad der Zusatzstoffe liefern. Die Untersuchungen erfolgten an Bruchstücke von Proben, die zu den jeweiligen Zeitpunkten aus der Klimakammer entnommen wurden. Im Anschluss an die Entnahme wurden die Proben sofort luftdicht verschlossen und im Exsikkator getrocknet.

Abbildung 43 enthält Aufnahmen an 28 Tage alten Proben der Mischung F1 (CEM I, w/b=0.30+33%FA) mittels Rasterelektronenmikroskopie (ESEM). Die Flugaschekugeln scheinen zu diesem Zeitpunkt in der Mehrzahl unreaktiert und lose eingebunden in der Zementsteinmatrix vorzuliegen. Die Oberfläche zeigt nur zum Teil erste Reaktionsprodukte. EDX-Analysen der Übergangszone zwischen Kugel und Matrix belegen einen erhöhten Aluminium Gehalt, der auch noch innerhalb der Matrix nachweisbar ist. Dies bestätigt Literaturangaben [H4], in denen ebenfalls von einer Einbindung der Al-Ionen in die C-S-H-Phasen berichtet wird. Dies spricht für die Kristallisationskeimwirkung der Flugasche. Das Aluminium wird folglich herausgelöst und kann bis in weite Bereiche der Matrix vordringen.

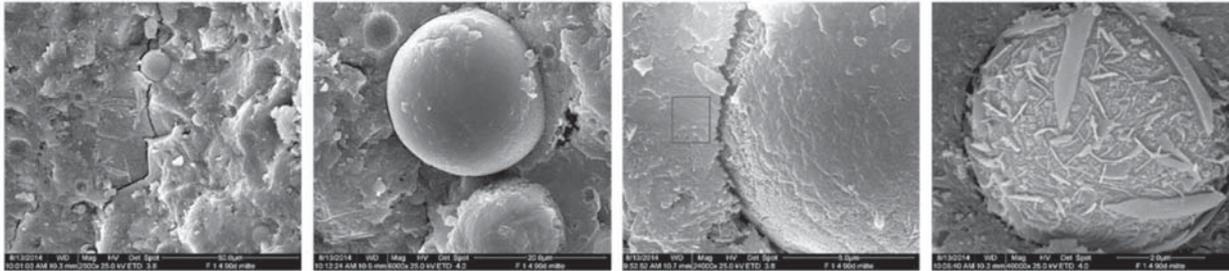
Nach 90 Tagen zeigen erste Flugaschekugeln Anlösungsreaktionen oder weisen mehr Phasen an der Oberfläche auf, die auf die Bildung eines Duplexfilms hindeuten, als dies nach 28 Tagen der Fall war (Abbildung 43). Dennoch liegen immer noch zahlreiche Flugaschepartikel lose innerhalb der Matrix vor. Die Übergangszone weist keinen Verbund auf. Nach einem Jahr Lagerung hat sich die Einbindung der Flugaschekugeln in die Betonmatrix verändert. Die nach wie vor unreaktierten Flugaschekugeln sind nun teilweise überwachsen und gut in die Matrix eingebunden, allerdings ohne sichtbaren Duplexfilm. Der Anteil an Portlanditkristallen ist geringer, dennoch zeigen sich bei der Übersichtsaufnahme immer noch viele lose vorliegende Flugaschepartikel.



F1 – CEM I, w/b 0.30+33%FA nach 28d Klimakammerlagerung



F1 – CEM I, w/b 0.30+33%FA nach 90d Klimakammerlagerung



F1 – CEM I, w/b 0.30+33%FA nach 1a Klimakammerlagerung

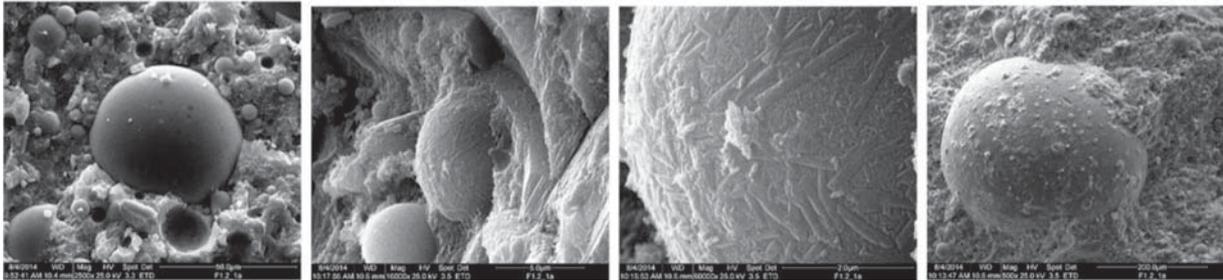
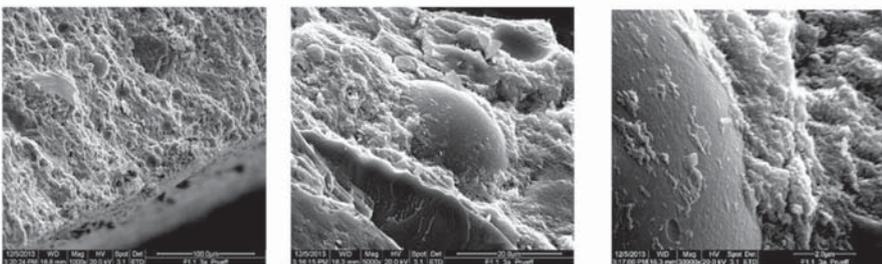


Abbildung 43: Gefüge der Mischung F1 nach 28d, 90d und einem Jahr Lagerung in der Klimakammer mit EDX Analyse der Matrix in der Nähe einer FA Kugel und erhöhtem Al Gehalt.

F1 – CEM I, w/b 0.30+33%FA nach 3 Jahren Klimakammerlagerung



F1 – CEM I, w/b 0.30+33%FA nach 3 Jahren Lagerung an Teststation Holzkirchen

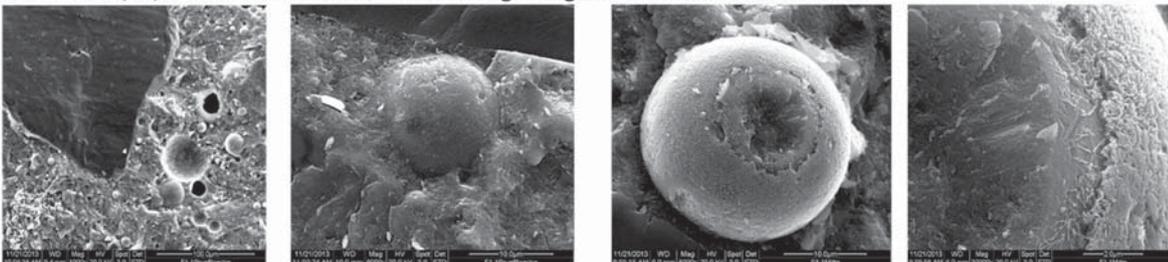


Abbildung 44: Gefüge der Mischung F1 nach 3 Jahren Lagerung in der Klimakammer im Vergleich zur Feldlagerung.

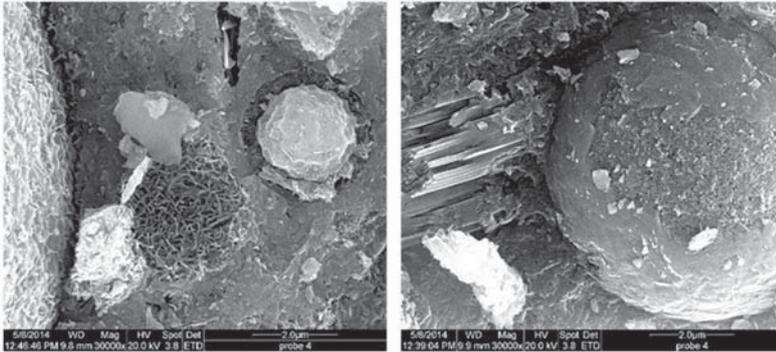
Beim Vergleich des Gefüges nach 3 jähriger Laborlagerung mit dem nach 3 jähriger Auslagerung im Freien fällt erneut auf, dass das Gefüge bei letzterem dichter ist (Abbildung 44). Die Kugeln sind stark mit Phasen überwachsen und teilweise kaum noch erkennbar. Es kann zudem ein Duplexfilm auf der Oberfläche beobachtet werden. Hier scheint neben der Bildung zusätzlicher C-S-H-Phasen auch die Ausbildung einer intakteren Übergangszone ausschlaggebend für die höhere Dauerhaftigkeit der feldgelagerten Proben zu sein, was aus Kapitel 2.5.3 hervorgeht. Für die puzzolanische Reaktion der Flugasche ist in erster Linie der pH-Wert der Porenlösung relevant [H4]. Durch die freie Bewitterung können aber infolge feucht/trocken Wechseln u.a. Alkalien ausgewaschen werden und somit der pH-Wert absinken. Als Folge dessen könnten die Flugaschekugeln trotzdem in erster Linie vermehrt als Füller oder Reaktionskeim für die weitere Zementhydratation dienen [B4]. Anders sieht dies aus, wenn in der Praxis Alkalien in den Beton eindringen.

Bei Anwesenheit von Flugasche liegt ein gegenüber den Referenzmischungen niedrigeres C/S-Verhältnis der C-S-H-Phasen vor, d.h. der Anteil an Silanolgruppen steigt mit dem Gehalt an Flugasche. Die Bindungskapazität von Alkalien ist deshalb bei Flugaschebetonen grundsätzlich erhöht [D1]. Dies bedeutet, dass bei Verwendung von Natriumchlorid das Natrium verstärkt gebunden wird. Ähnliches konnte auch bei der Bestimmung des Chloridgehalts festgestellt werden. In Verbindung mit Flugasche konnte nach längerer Lagerung und anschließender CDF-Prüfung ein höherer Chloridgehalt innerhalb der ersten 10 mm beobachtet werden, allerdings mit einem steil abfallenden Gradienten (Kapitel 2.5.5). DAHME bestätigte in [D1] ebenfalls eine höhere Cl-Bindekapazität der Flugasche. SCHIEBL et.al. beobachteten bei steigendem Flugaschegehalt eine Abnahme des Chloridmigrationskoeffizienten durch den bei Flugasche bekannten *pore blocking* Effekt und der damit verbundenen geringeren Transportgeschwindigkeit der eingetragenen Cl-Ionen [S1].

Die Prüffläche nach der CDF-Prüfung weist auf eine durch den Eintrag von Alkalien verstärkte Anlösung der Flugaschekugeln hin. Sowohl nach 3 Jahren Laborlagerung als auch nach der Freilagerung zeigen sich hier deutliche Oberflächenveränderungen der Flugaschepartikel (Abbildung 45). Damit könnte der Einfluss des Natriumchlorids somit direkte Auswirkung auf den Wirkmechanismus der Flugasche haben. Dies wäre für die Anwendung von Flugaschebetonen in der Praxis von Bedeutung, da der Eintrag von Tausalzen zu einer verstärkten Umsetzung der Flugasche zu C-S-H-Phasen führen und eine Verdichtung der Gefügestruktur bewirken könnte, insbesondere da wechselnden Zyklen mit Intervallen ohne Tausalzbelastung auftreten können.

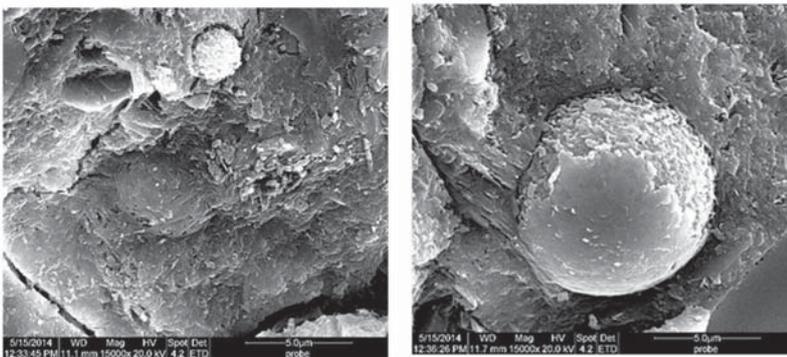
F1 – CEM I, w/b 0.30+33%FA

a) nach 56 FTW CDF Prüfung, 3a Laborlagerung



$m_{56FTW} = 3500 \text{ g/m}^2$; RDM = 90%

b) nach 56 FTW CDF Prüfung, 3a Feldlagerung

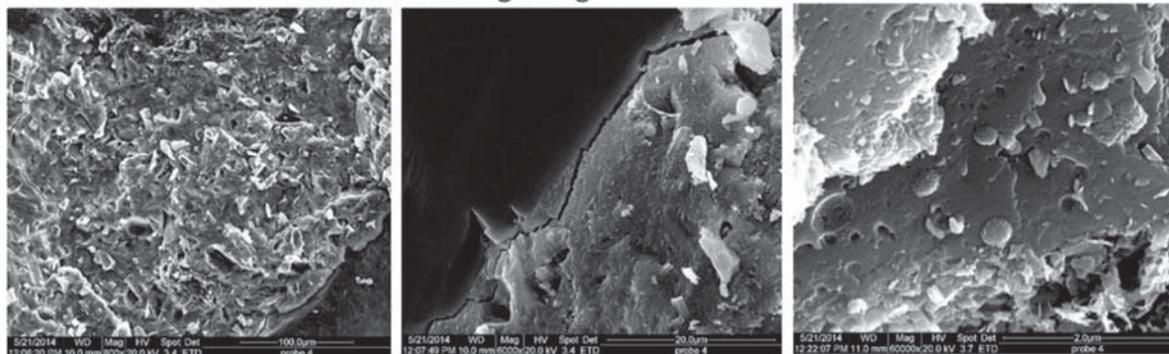


$m_{56FTW} = 398 \text{ g/m}^2$; RDM = 92%

Abbildung 45: Aufnahmen des Betongefüges nahe der Prüffläche. Betone nach 3 Jahren Lagerung und anschließend 56 FTW im CDF-Test.

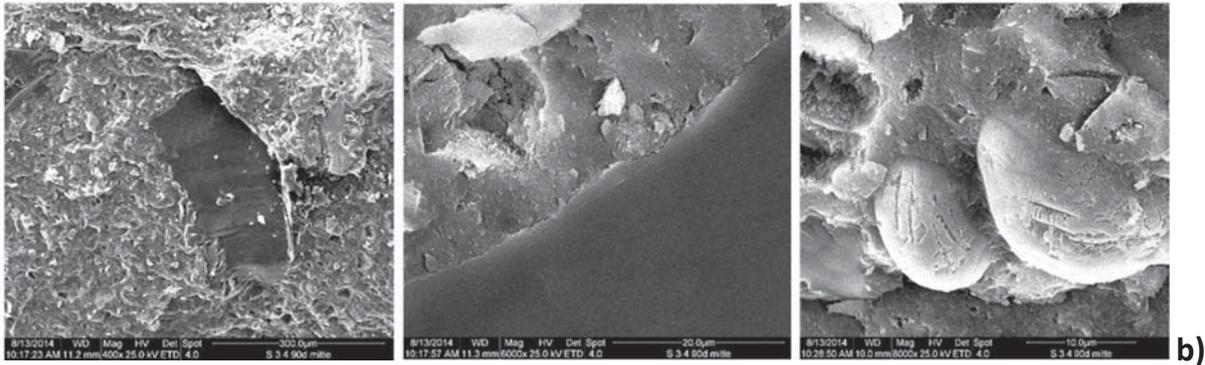
Zu beachten ist, dass sich allein mit der Rasterelektronenmikroskopie nur schwer eindeutige Aussagen zur Einschätzung der gebildeten Reaktionsprodukte treffen lassen. Eine Unterscheidung zwischen Anlösung der Flugaschekugeln und von außen auf die Flugasche aufwachsenden Reaktionsprodukten ist z.T. nicht sicher möglich.

S3 – CEM I + 10%SF nach 28d Laborlagerung



a)

S3 – CEM I + 10%SF nach 90d Laborlagerung, Kernbereich



S3 – CEM I, w/b 0.30+10%SF, 90d Laborlagerung, Randzone

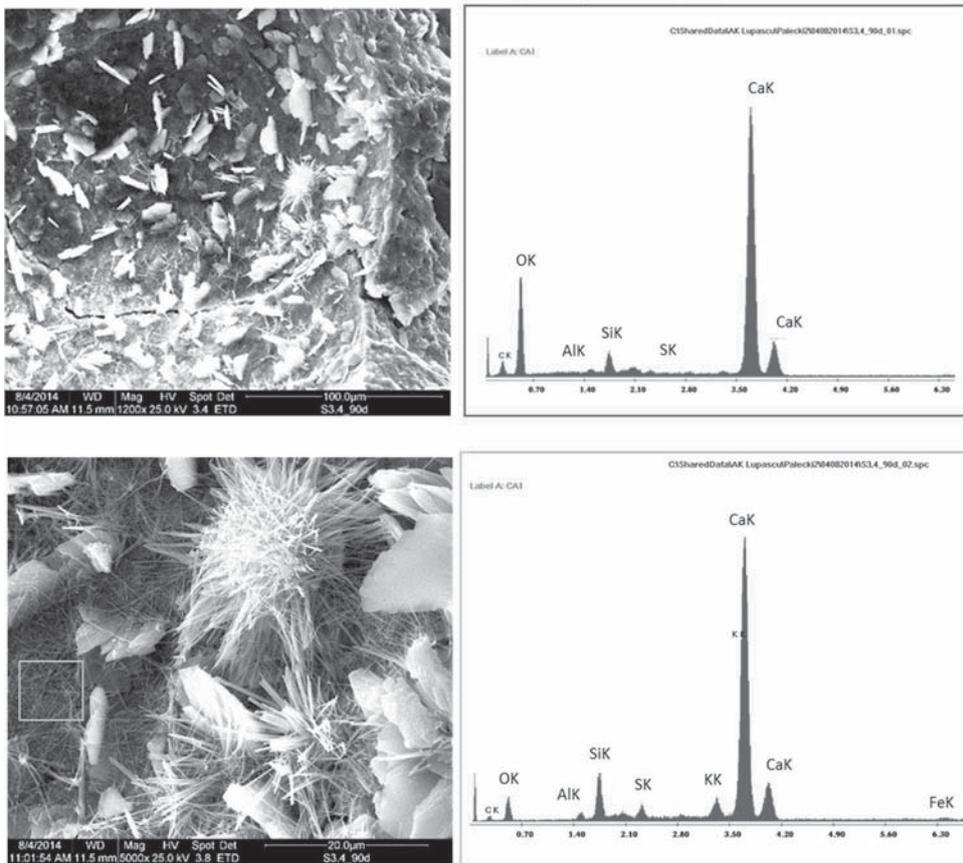


Abbildung 46: Vergleich des Gefüges der Mischung mit CEM I und $w/b=0.30 + 10\%$ SF nach a) 28d, b) 90d Kernbereich und c) 90d Randzone.

Bei den silikahaltigen Betonen belegen die Untersuchungen mittels Rasterelektronenmikroskopie die bereits mittels UV-Lichtmikroskopie beobachteten Mikrorisse im jungen Zustand der Betone. Die Risse durchlaufen die Matrix u.a. entlang der Gesteinskörner und von den Gesteinsspitzen weg. Sowohl die Übergangszone scheint sich nach 90 Tagen zu verbessern, als auch die Matrix an sich. Nach 90 Tagen kann zwischen Rand- und Kernbereich ein Unterschied bezüglich der Reaktionsprodukte beobachtet werden. Im oberflächennahen Bereich sind vermehrt Phasenneubildungen zu finden, die sich zunehmend an den Porenwandungen nachweisen lassen. Hierbei handelt es sich um Carbonatmodifikationen sowie Ettringitnadeln. Es lassen sich zu diesem Zeitpunkt auch

noch viele unhydratisierte Zement- und Silikastaubkörner innerhalb der Matrix finden. Diese sind aber bereits angelöst oder dicht überwachsen. Nach 3 Jahren Lagerung im Labor sind zudem deutlich Risse im Gefüge sichtbar (Abbildung 47).

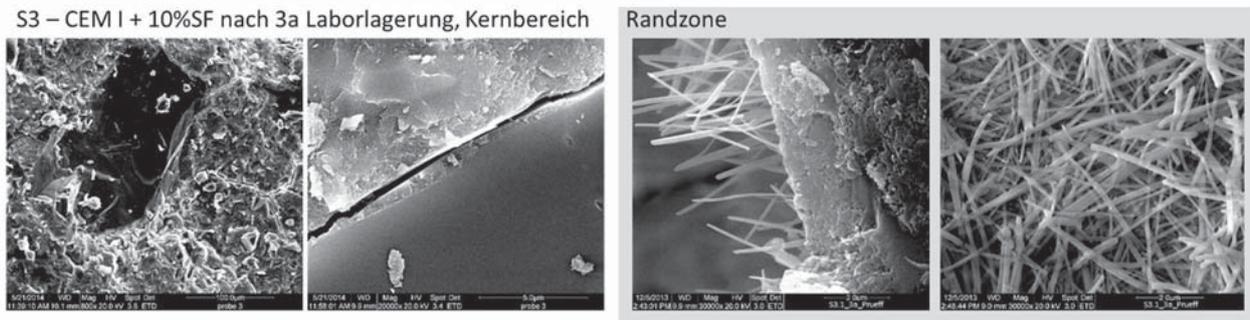


Abbildung 47: Vergleich des Gefüges der Mischung mit CEM I und $w/b=0.30$ +10% Silika nach 3a Laborlagerung

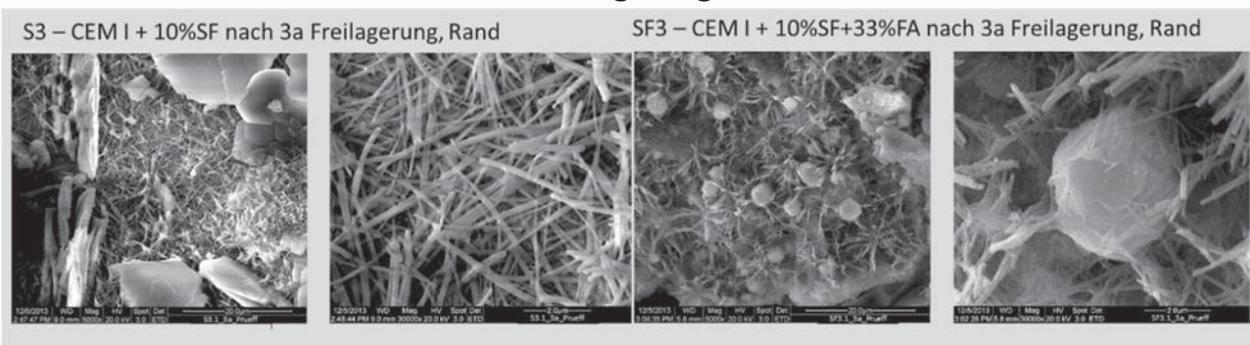


Abbildung 48: Gefüge der Mischungen mit 10% Silika und 10% Silika + 33% Flugasche nach 3 Jahren Lagerung im Freien, Bruchstücke aus dem Randbereich der Probekörper.

Bei den zuvor feldgelagerten Proben weisen die Betone innerhalb der Randzonen hingegen eine beträchtliche Menge an Phasenneubildungen wie C-S-H-Phasen aber auch Ettringit auf. Bei den Mischungen mit Flugasche überwucherten die Phasenneubildungen die unreakt vorliegenden Flugaschkugeln (Abbildung 48). Nach der Theorie von JOHANSEN [J1] begünstigen die infolge der Auslagerung stattfindenden nass-trocken Zyklen die Bildung von Ettringit in Poren und Hohlräumen, da sich Ettringit leicht in feuchter Umgebung löst und neu auskristallisiert. Ein komplettes Füllen der Poren mit Ettringit konnte aber nicht beobachtet werden.

2.5.3 BESTIMMUNG DER KARBONATISIERUNG

Die Prüfung wurde an 10x10 cm Würfeln nach DIN EN 14630 mittels Phenolphthaleintests an zwei gespaltenen Hälften ermittelt. Es wurden, wie bereits in Kapitel 2.4.4 beschrieben, die mittlere Karbonatisierungstiefe sowie die Minimal- und Maximalwerte bestimmt. Neben der Bestimmung des Karbonatisierungsfortschritts über die Zeit bzw. nach Ende der Freilagerung wurden einige Betone einer beschleunigten CO₂-Belastung ausgesetzt. Dazu wurden die Proben in einem CO₂-Schrank mit einer CO₂-Belastung von 5% über einen Zeitraum von 28 Tagen gelagert.

In Abbildung 49 sind auszugsweise die Ergebnisse der Betone mit $w/b=0.30$ mit Portlandzement den Ergebnissen mit CEM III - Zement gegenübergestellt. Wie erwartet weisen die hüttensandhaltigen Mischungen ob mit oder ohne Zusatzstoffzugabe eine höhere Karbonatisierung auf. Wie allgemein bekannt ist, findet bei CEM III - Betonen aufgrund der hier vorliegenden geringeren Menge an Portlandit vermehrt die Bildung von metastabilen Carbonatmodifikationen sowie porösen Kieselgels statt. Dies geschieht auch bei Portlandzementmischungen, die Zusatzstoffe enthalten. Geringere Menge an $\text{Ca}(\text{OH})_2$ führen zu einem schnelleren Karbonatisierungsfortschritt, da gegenüber einem Beton mit Portlandzement die Umwandlung der karbonatisierbaren Hydratphasen schneller abgeschlossen ist. Zemente mit hohen Klinkeranteilen stellen hingegen mehr Calciumhydroxid für die Umsetzung zur Verfügung, wodurch diese entsprechend zeitintensiver und mit einem geringeren Karbonatisierungsfortschritts verbunden ist [P7]. Dies geht auch aus den Ergebnissen, wie sie Abbildung 51 zeigt, hervor.

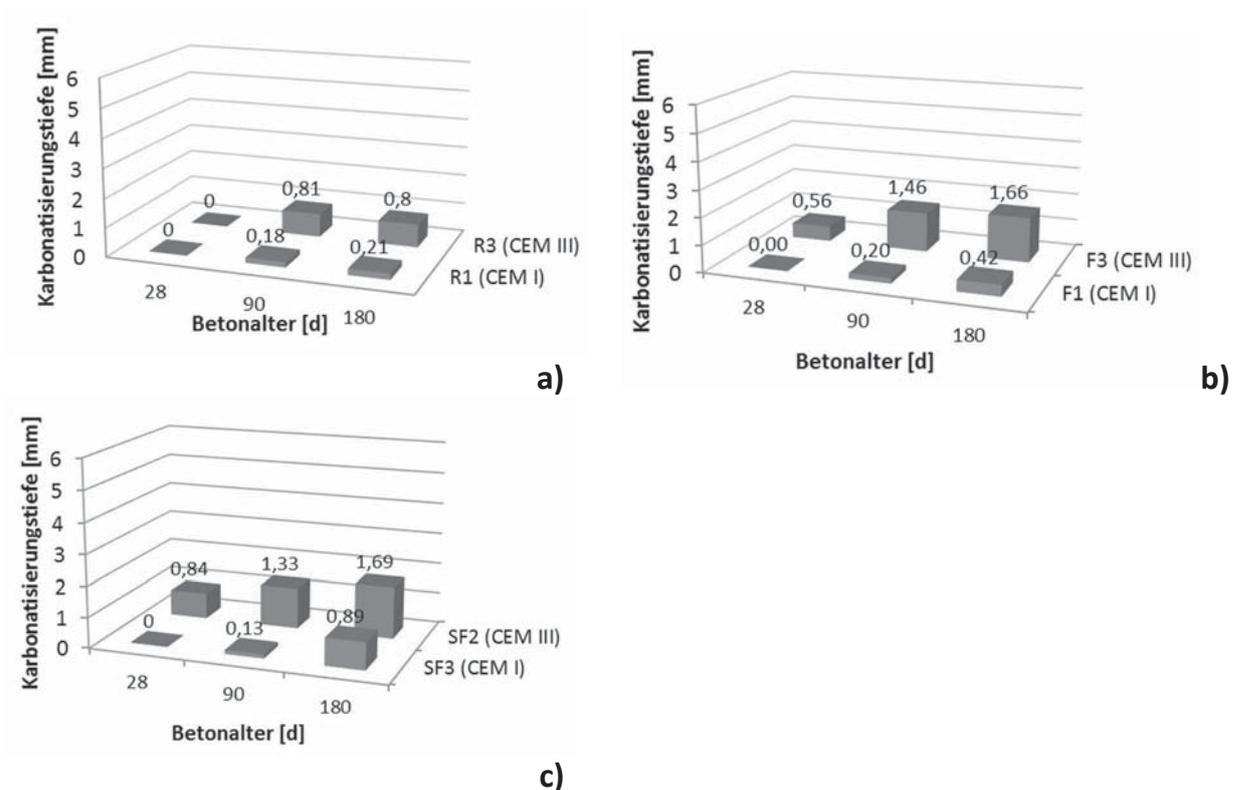


Abbildung 49: Karbonatisierungstiefen einiger Betone mit $w/b=0.30$ mit CEM I- bzw. CEM III- Zement bis zu einem Alter von 180d.

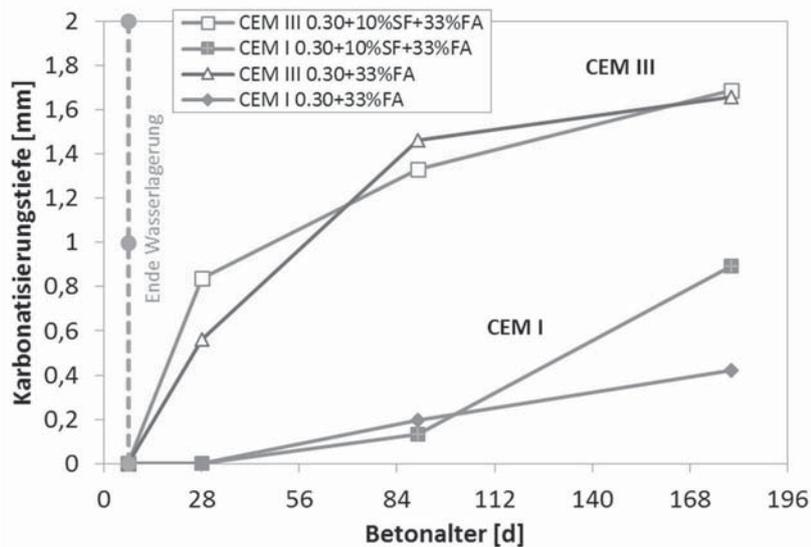


Abbildung 50: Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung bis 180 Tage - Betone mit $w/b=0.30 \pm SF, FA$ und CEM I - oder CEM III - Zement.

Der Einfluss der Puzzolane führt auch bei den CEM III - Betonen zu höheren Karbonatisierungstiefen. Durch den Austausch von Zement durch Zusatzstoffe liegt hier insgesamt ein geringerer Klinkeranteil vor. Der Hydratationsfortschritt ist reduziert. Hüttensand verbraucht dabei über einen deutlich längeren Zeitraum $Ca(OH)_2$. Durch die Verwendung von Puzzolanen sinkt einerseits die $Ca(OH)_2$ -Menge im Zementstein, andererseits sind Puzzolane auf $Ca(OH)_2$ angewiesen. Es lässt sich dementsprechend vermuten, dass die Umsetzung der Zusatzstoffe bei den Betonen F3 (CEM III, $w/b=0.30+33\%FA$) und SF2 (CEM III, $w/b=0.30+10\%SF+33\%FA$) aufgrund einer zu geringen zur Verfügung stehenden $Ca(OH)_2$ -Menge im Zementstein einen deutlich längeren Zeitraum in Anspruch nimmt. Aufgrund dessen können sich die porenverfeinernden und positiven Effekte der Zusatzstoffe nicht vollständig entwickeln, womit die höhere Karbonatisierung bei den Betonen F3 und SF2 zu erklären wäre.

Bis zu einem Alter von 3 Jahren weisen nahezu alle Betone infolge Laborlagerung einen messbaren Karbonatisierungssaum auf. Ausgenommen sind hiervon die Mischungen mit Silikastaub und $w/b=0.30$. Die Veränderung über die Zeit verdeutlicht Abbildung 51, die beispielhaft zwei Betone mit stark unterschiedlichem Karbonatisierungswiderstand zeigt.

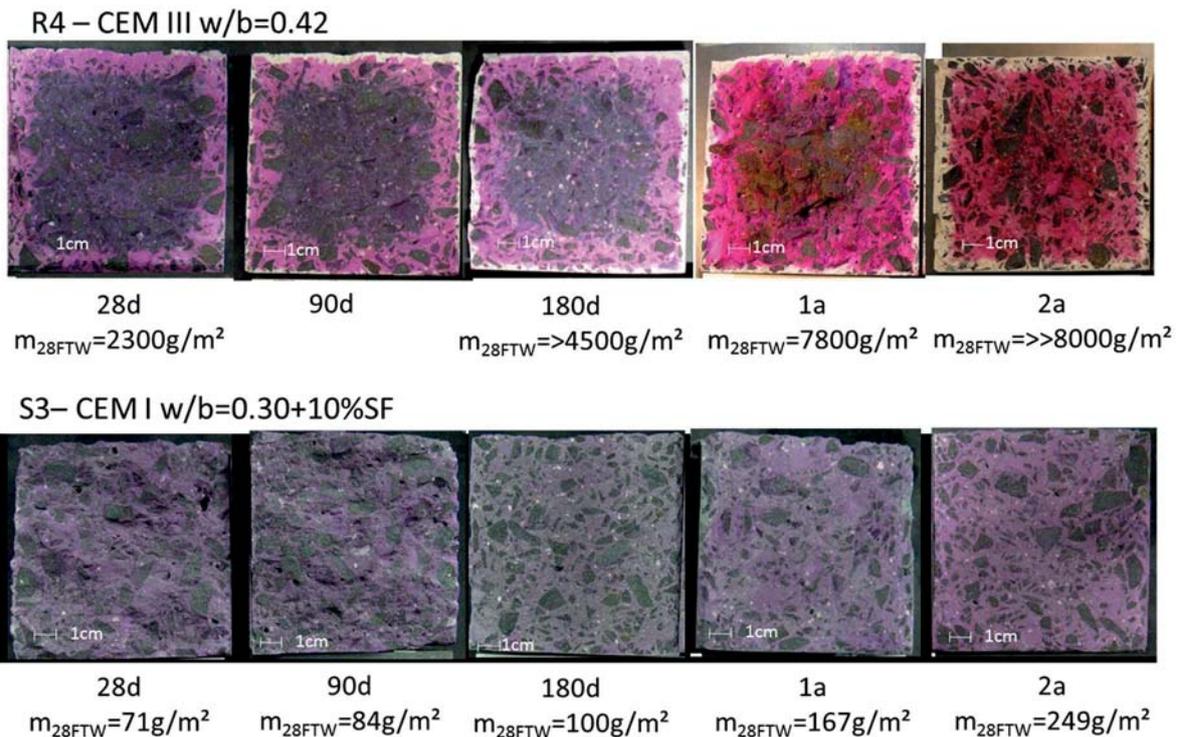


Abbildung 51: Vergleich des Karbonatisierungsfortschritts während der Klimakammerlagerung. Betone mit CEM III und CEM I + 10%Silikastaub.

Anhand der beschleunigten CO_2 -Belastung innerhalb eines Klimaschranks mit 5% CO_2 -Konzentration konnte das Phänomen beobachtet werden, dass bei einigen Betonen die beschleunigte CO_2 -Belastung nicht zu einem höheren Karbonatisierungsfortschritt führt. Vielmehr bildeten sich bei den normal gelagerten Proben höhere Karbonatisierungsfronten aus. Ursache ist scheinbar bei den CEM I - Betonen mit Flugasche die zunehmende Verdichtung der Randzone durch die Bildung von Calcit. Bei den hüttensandhaltigen Mischungen allerdings konnte eine deutlich stärkere Schwächung der Randzone infolge des höheren CO_2 -Angriffs gemessen werden. Dies deutet sowohl auf die Bildung von metastabilen Carbonatmodifikationen hin, als auch auf eine Vergrößerung der Porenverteilung. Dies belegen auch die Messungen der Porenanteile innerhalb des oberflächennahen Bereiches im Vergleich zum Kernbeton (Abbildung 52). Zum Zeitpunkt der CO_2 -Belastung waren die Proben 10 Tage alt. Die Auswirkungen auf den Frostwiderstand sind bei den flugaschehaltigen Betonen ebenfalls kontrovers zu den Hüttensandbetonen. Abbildung 53 stellt den Abwitterungsgrad infolge der beschleunigten Karbonatisierung bei einer Klimakammerlagerung anhand von zwei Betonen mit CEM I - und CEM III- Zement gegenüber.

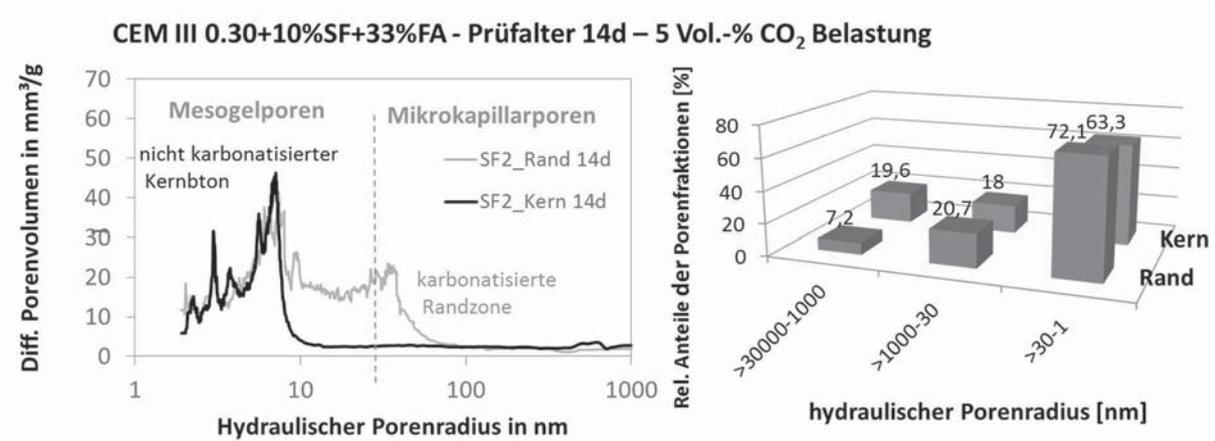


Abbildung 52: Porenverteilung eines Betons mit CEM III +10%SF+33%FA nach 5% iger CO₂-Belastung.

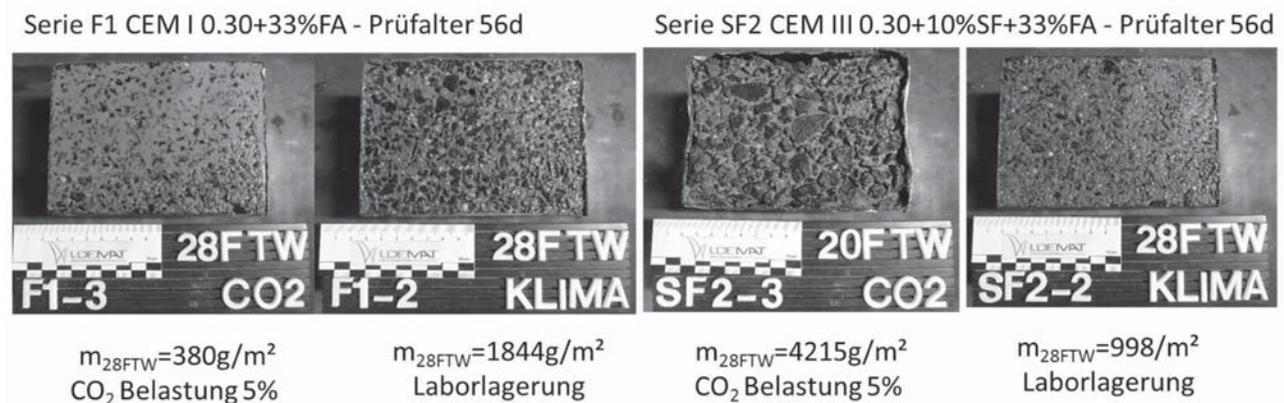


Abbildung 53: Prüffläche der Betone mit CEM I und 0.33% FA bzw. CEM III und 10%SF+ 33%FA nach 46d unter CO₂-Belastung bzw. Laborlagerung im CDF-Test.

2.5.3 FROST-UND FROST-TAUSALZWIDERSTAND

Bei der CDF/ CIF-Prüfung wurden die charakteristischen Schädigungsparameter wie Abwitterung und relativer dynamischer E-Modul sowie die Feuchteaufnahme bestimmt. Wie erläutert erfolgte die Prüfung der neu hergestellten Betonserien zu den Zeitpunkten 28d, (90d), 180d, 1a, 2a, (3a) sowie im Anschluss an die 3 jährige Freilagerung an den Teststationen Holzkirchen bzw. Mülheim.

2.5.3.1 ÄUßERE SCHÄDIGUNG INFOLGE FROST-TAUSALZANGRIFF

Nachfolgend ist die Abwitterung der Betone mit $w/b=0.30$ ohne Zusatzstoffe im Vergleich zu Mischungen, bei denen Zement durch Silika und/oder Flugasche ersetzt wurde, dargestellt. Es ergibt sich bis auf die Mischung mit Flugasche eine eindeutige Staffelung der Abwitterungsrate in Abhängigkeit des Prüflaters. Mit zunehmender Lagerung weisen die Laborproben eine signifikante Zunahme der Abwitterung auf, wobei diese abhängig von der Zusammensetzung des Betons und des Zementtyps ist.

Letzterer übt einen entscheidenden Einfluss auf die Anfangsabwitterung aus, da, wie allgemein bekannt ist, diese unter anderem durch den Grad der Karbonatisierung bestimmt wird. Aufgrund dessen ist die Abwitterung bei feldgelagerten Proben, die anschließend im Labor mittels CDF-Verfahren geprüft wurden, deutlich reduziert, und zwar unabhängig vom höheren Alter. Als Grund sind hier neben der Verringerung von Karbonatisierungseffekten durch das externe Feuchteangebot und die daraus resultierende Porenfüllung sowie mögliche Nachhydratisierung, Kristallisationseffekte durch wechselnde nass-trocken Perioden zu nennen. Durch die Veränderung der Porenstruktur innerhalb der Randzone, verändert sich auch das Abwitterungsverhalten, wie die Ergebnisse der Porengrößenbestimmung mittels Quecksilberdruckporosimetrie belegen können (Kapitel 2.5.2.1). Hier spielen neben den erwähnten Karbonatisierungseffekten zusätzliche Phasenumwandlungen sowie eine höhere Taumittelaufnahme eine Rolle.

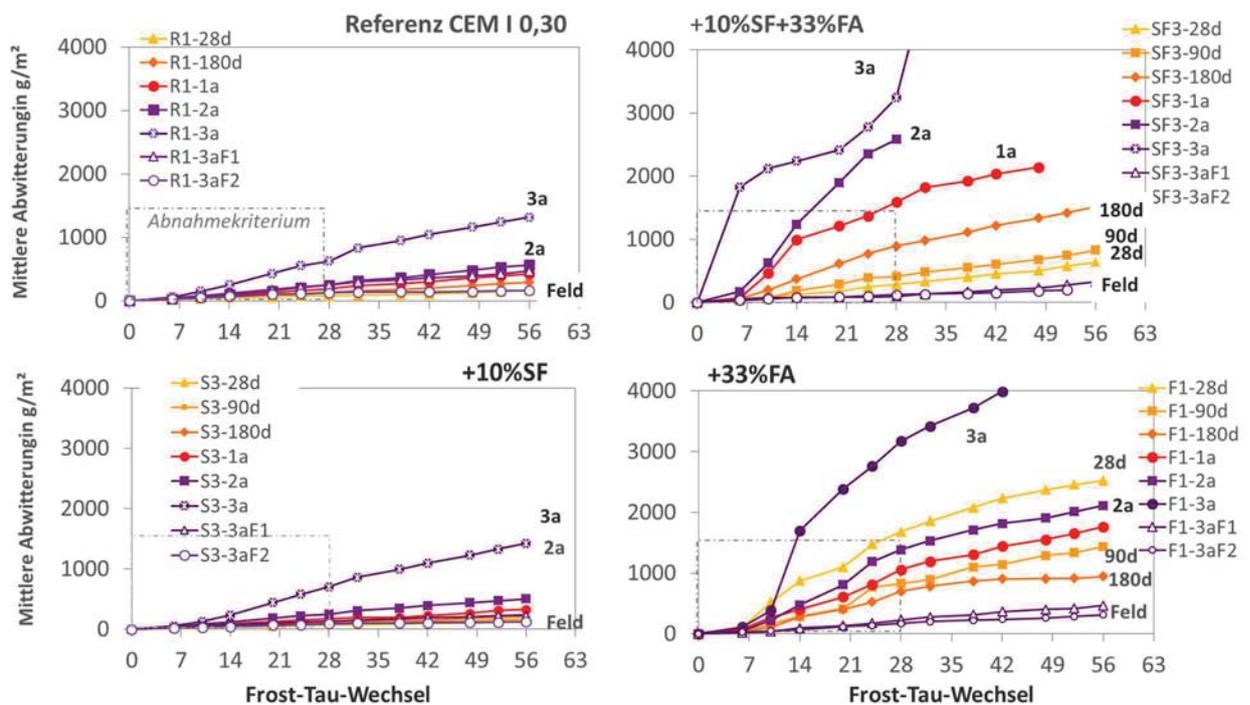


Abbildung 54: Abwitterung der Betone mit CEM I und $w/b=0.30$ mit und ohne Zusatzstoffe zu verschiedenen Prüfzeitpunkten im CDF-Test (28d bis 3a, labor- und feldgelagert).

Der Einfluss der Alterung scheint sich bei den Betonen mit Silika in Verbindung mit einem niedrigen w/b -Wert während der ersten zwei Jahre nur geringfügig auf die oberflächennahen Bereiche auszuwirken, wobei sich auch hier eine Staffelung der Abwitterungsrate in Abhängigkeit der Zeit ergibt. Betone mit Flugasche weisen hingegen deutliche Unterschiede in der Abwitterungsmenge vom Prüfalter auf. Während bei der kombinierten Mischung ebenfalls eine mit der Zeit einhergehenden Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes (FTSW) beobachtet werden kann (s. auch Abbildung 55), zeigt die reine Flugaschemischung zunächst eine Abnahme der mittleren

Abwitterungsrate. Bei der Mischung mit Silika und Flugasche wird nach einem Jahr Lagerung das Abnahmekriterium nach 28 FTW überschritten. Dies ist auch bei der 28 Tage Referenzprüfung der reinen Flugaschemischung der Fall. Nach 90 bzw. 180 Tagen tritt jedoch eine Verbesserung des Frost-Tausalz widerstandes ein. Hier wirken sich die langsamere puzzolanische Reaktion bzw. Einbindung der Flugasche sowie mögliche positive Effekte infolge Karbonatisierung aus. Wie die ESEM-Untersuchungen zeigen konnten (Abbildung 43), liegen bei den reinen Flugaschemischungen nach 28 Tagen noch viele Flugaschekugeln lose innerhalb der Matrix vor. Die Übergangszone Flugasche-Matrix hat demnach auch einen Einfluss auf das Abwitterungsverhalten, während die Feuchteaufnahme trotz der höheren Porosität der Betone sich nur geringfügig ändert und mit denen der silikahaltigen Mischungen vergleichbar ist. Bekannt ist zudem, dass bei den kombinierten Mischungen der enthaltene Silikastaub durch den Verbrauch von Portlandit die puzzolanische Reaktion der Flugasche hemmt. Nach 3 Jahren Laborlagerung ist die Randzone durch die Karbonatisierung derart verändert, dass sie innerhalb von 4 FTW nahezu vollständig abwittert.

Grundsätzlich verdeutlichen aber die Diagramme, dass niedrige w/b-Werte mit und ohne Silikastaubanteilen auch nach längerer Lagerung einen hohen Frost-Tausalzwiderstand aufweisen können.

CEM I, w/b 0.30+10%SF+33%FA

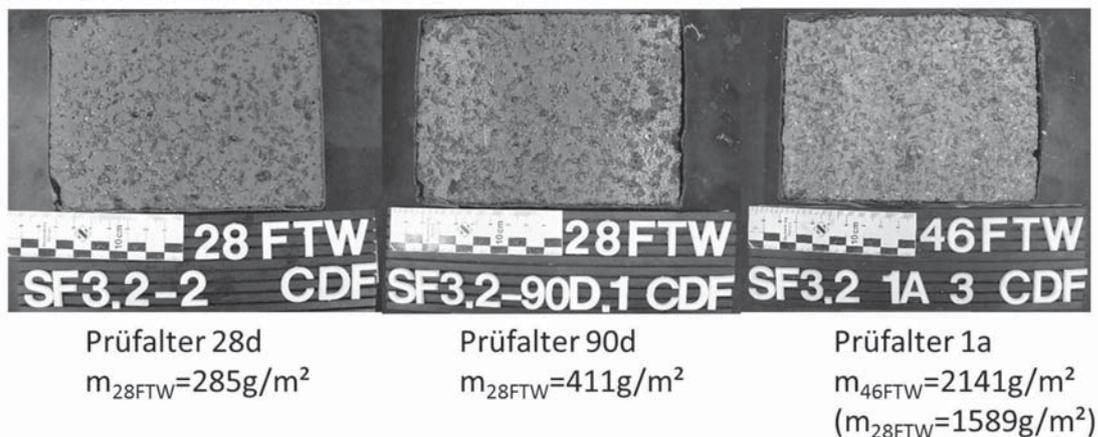


Abbildung 55: Prüffläche der Serie SF3 nach 28 bzw. 46 FTW im CDF-Test mit unterschiedlichem Prüffalter.

Bei höheren w/b-Werten spielt der Einfluss der Lagerung eine deutliche Rolle bei der Beurteilung des Frost-Tausalzwiderstandes. In allen Fällen tritt eine signifikante Zunahme der Abwitterung nach der 28 Tage-Lagerung auf. Dies fällt bei den Serien mit Flugasche so gravierend aus, dass das Abnahmekriterium nach wenigen FTW überschritten wird. Die Randzone löst sich nach der 2 bzw. 3 jährigen Lagerung in der Klimakammer nach nur 7 FTW nahezu komplett von der Probe ab.

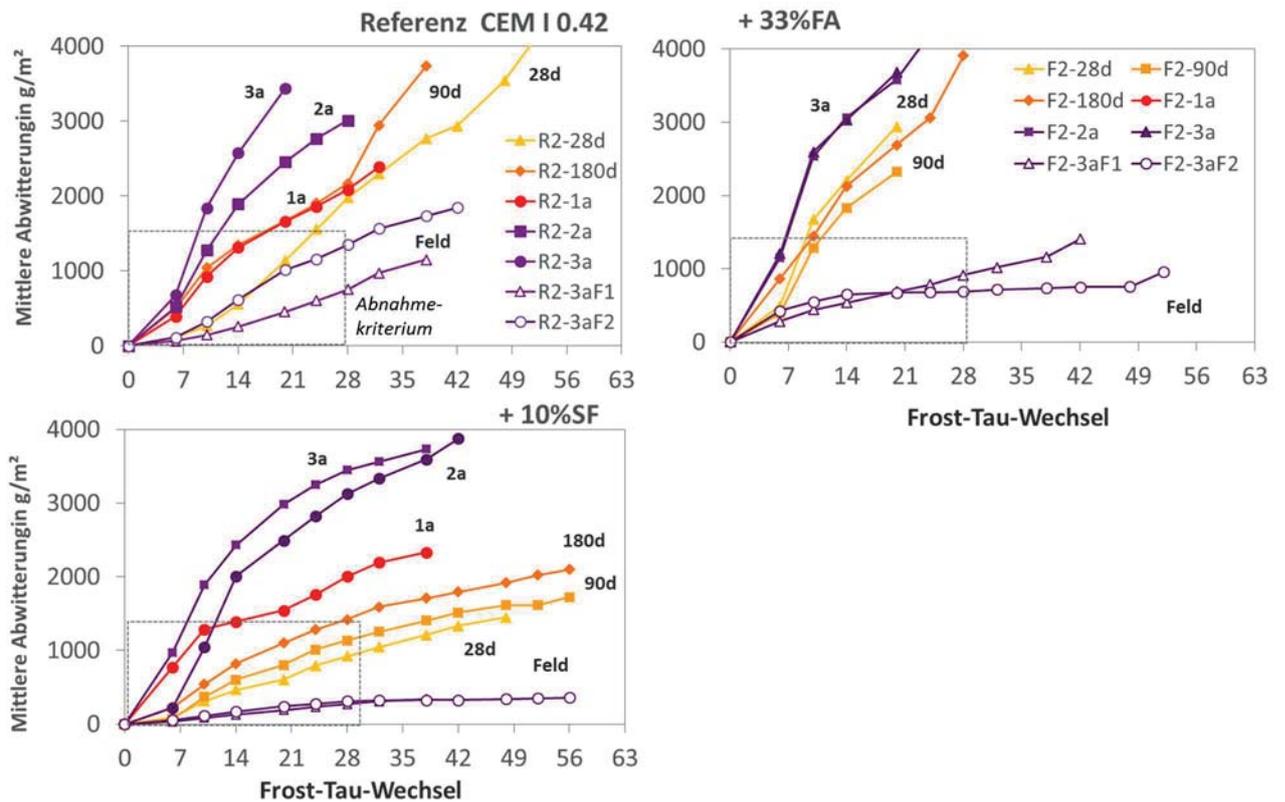


Abbildung 56: Abwitterung der Betone mit CEM I- und w/b 0.42 mit und ohne Zusatzstoffe zu verschiedenen Prüfzeitpunkten im CDF-Test (28d bis 3a, labor- und feldgelagert).

Wie stark sich der Einfluss der Alterung in Abhängigkeit des w/b-Wertes auf die Abwitterung auswirkt, zeigt beispielhaft Abbildung 57. Die Proben mit w/b-Wert=0.30 zeigen auch in Verbindung mit Silikastaub nach 9 Jahren Klimakammerlagerung kaum eine Beeinflussung der Abwitterung von der Lagerungsdauer. Ab einem w/b-Wert von 0.35 liegt eine Staffelung der Abwitterungsmenge mit dem Prüfalter vor, allerdings unterhalb des Abnahmekriteriums. Bei einem w/b-Wert von 0.42 wird hingegen dieses Kriterium nach 9 jähriger Laborlagerung schon nach 9 FTW überschritten. Bei den Proben konnte eine erhebliche Karbonatisierung der Randzone festgestellt werden, was bei den anderen Serien nicht der Fall war. Entsprechend wittert hier diese schwächere Zone innerhalb weniger FTW ab und führt damit zu der messbaren Verschlechterung des FTSW.

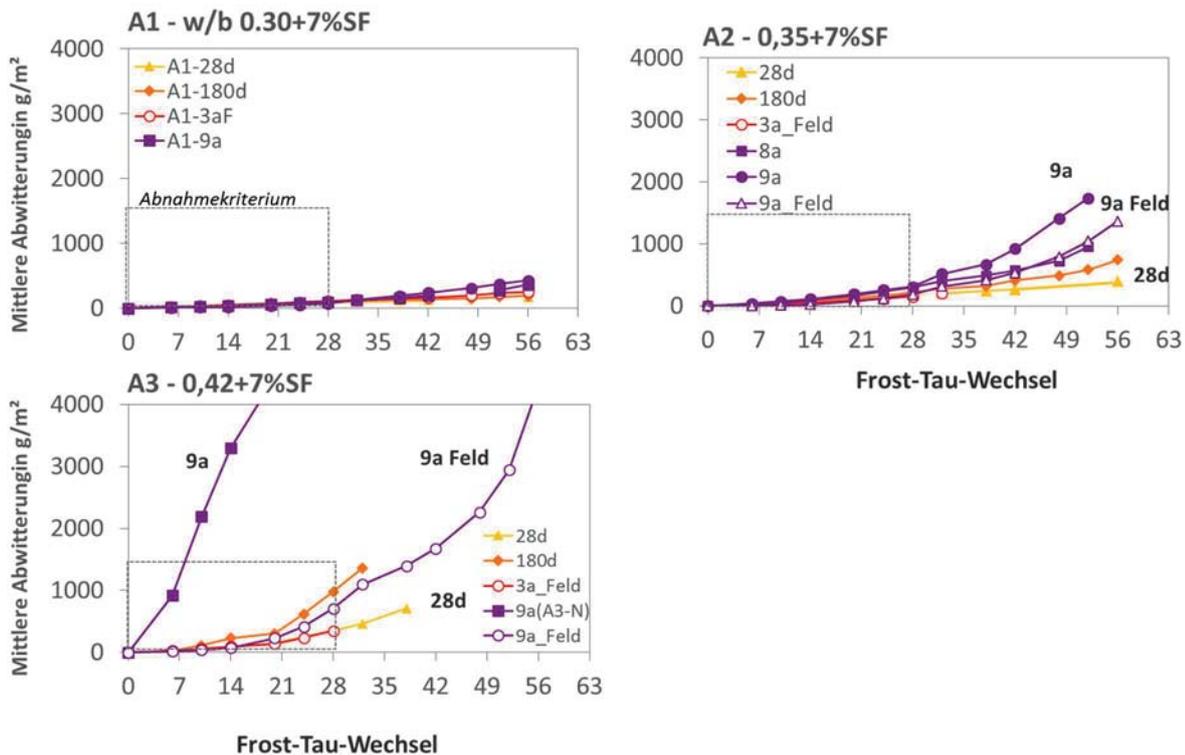


Abbildung 57: Abwitterung einiger Betone im CDF-Test mit CEM I und unterschiedlichem w/b-Wert in Verbindung mit 7% SF. Prüfzeitpunkte zwischen 28 Tagen und 9 Jahren Lagerung im Klimaraum und/oder nach Feldlagerung. Proben aus dem EU Projekt CONLIFE [C1].

Ein ähnliches Verhalten zeigt sich erwartungsgemäß bei den Hüttensandbetonen. Hier liegt eine erhebliche Beeinflussung der Abwitterung vom Prüfzeitpunkt vor, was auch bei niedrigen w/b-Werten der Fall ist. Wie die Messung des Karbonatisierungsfortschritts belegen, wiesen alle Hüttensandbetone mit längerer Laborlagerungsdauer eine zunehmende Karbonatisierung der Randzone auf. Als Folge davon wittert während der ersten FTW bei den Proben mit höherem Prüfalter der karbonatisierte Randbereich zunächst vollständig ab, woran sich in einigen Fällen die bekannte Abflachung der Abwitterungskurve anschließt. Allerdings tritt dies bei w/b=0.30 deutlich verzögert ein, was hier für Phasenumwandlungen spricht. Bei den meisten Serien mit CEM III - Zement liegt aber ein lineares Abwitterungsverhalten mit hoher Steigung vor, das für derartige Betone nicht typisch ist. Die Schwächung der Randzone infolge der Laborlagerung scheint sich besonders stark auszuwirken. Erstaunlich ist allerdings das Verhalten der Serie R3 (CEM III, w/b=0.30) nach der 3 jährigen Feldlagerung, welches identisch mit dem 28 Tage Verlauf der Serie ist.

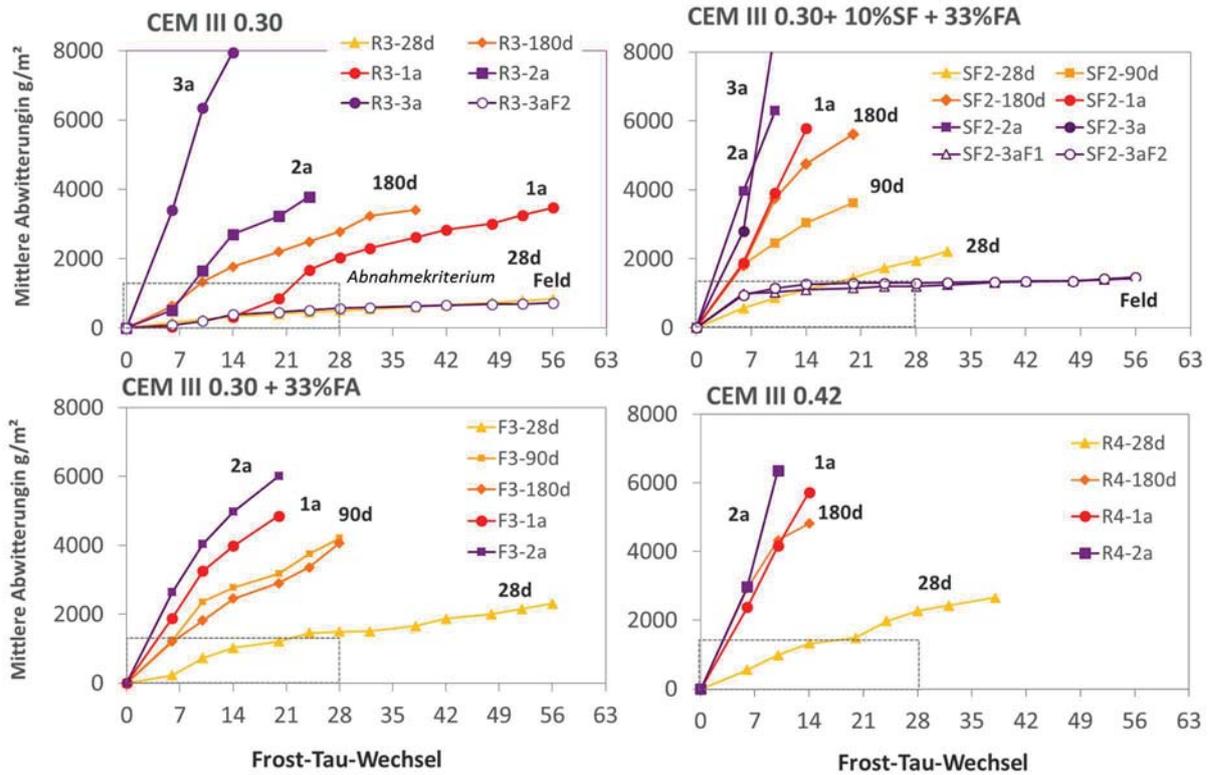


Abbildung 58: Abwitterung der Betone mit CEM III und $w/b=0.30$ sowie 0.42 mit und ohne Zusatzstoffe zu verschiedenen Prüfzeitpunkten im CDF-Test (28d bis 3a, labor- und feldgelagert). Y-Achsenkalierung bis 8.000 g/m^2 !

Das Beispiel der Serie mit Luftporenbildner zeigt widererwartend nach einem Jahr Lagerung im Klimaraum eine drastische Zunahme der Abwitterung, während bis dahin ein äußerst hoher FTSW vorlag (Abbildung 60). Auch die Proben, die nach 3 Jahren Auslagerung mittels CDF-Verfahren getestet wurden, weisen auf einen hohen FTSW hin. Hier kommt es zu einer Beeinflussung der Feuchteaufnahme durch die höhere Austrocknung der Randbereiche und dadurch bedingte verstärkte Flüssigkeitsaufnahme während der Prüfung. Dies hat zur Folge, dass die im Inneren befindliche Luft nicht mehr als Puffer wirken kann.

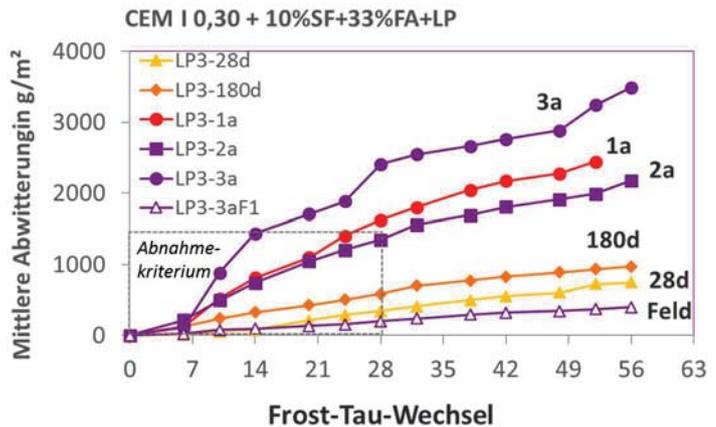


Abbildung 59: Abwitterung einer Serie mit LP-Bildner im CDF-Test.

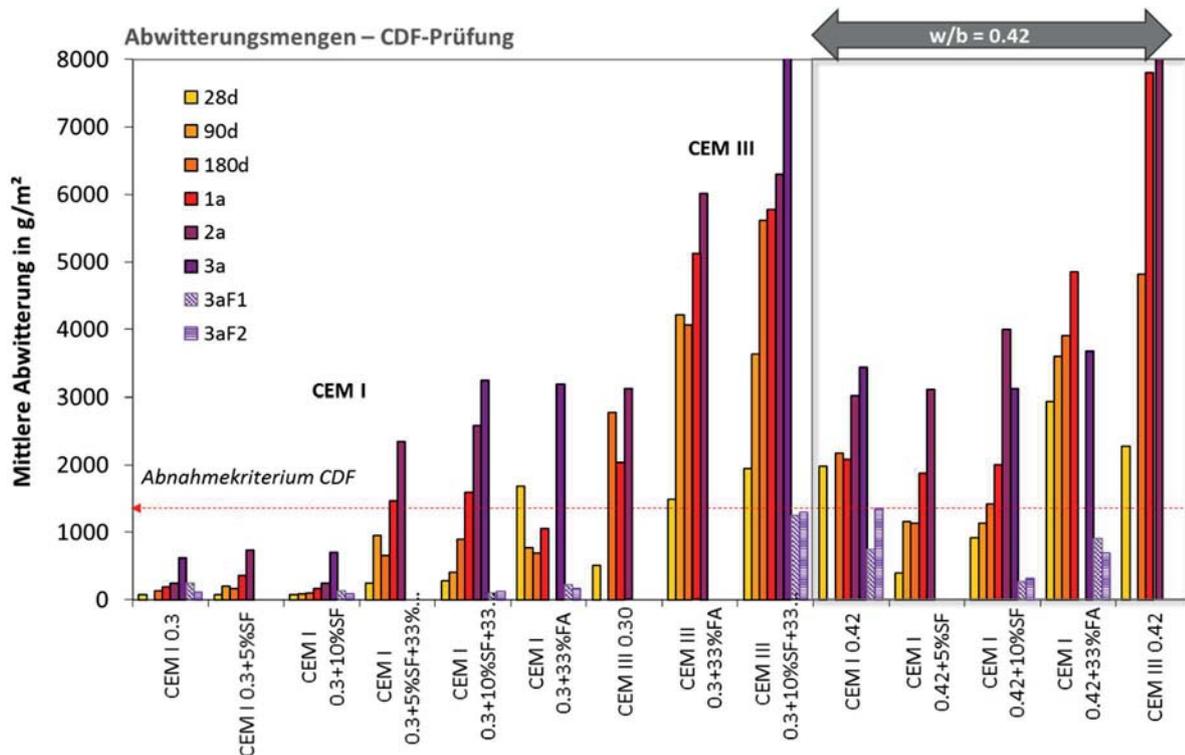


Abbildung 60: Abwitterungsmengen nach 28 FTW im CDF-Test der Betone ohne LP Bildner mit unterschiedlichen Prüfaltern*.

**Einige Prüftermine konnten aus Kapazitätsgründen nicht berücksichtigt werden.*

Trägt man die Abwitterung als Funktion der Zeit auf, liegt somit in den meisten Fällen eine lineare Zunahme vor, wie es auch bei der Serie mit Flugasche und Silika im Gegensatz zur reinen Flugaschemischung der Fall ist. Allerdings ist die Steigung bei den zusatzstoffhaltigen Mischungen deutlich steiler, insbesondere bei w/b -Werten > 0.30 . Es ist bekannt, dass die Zugabe von Silika in Kombination mit Flugasche zu einer Verringerung des Reaktionsgrades der Flugasche führt [H4]. Bei den reinen Flugaschemischungen kommt es infolge der Alterung, wie bereits erwähnt, zu einer Verbesserung des Abwitterungsverhaltens während der CDF-Prüfung.

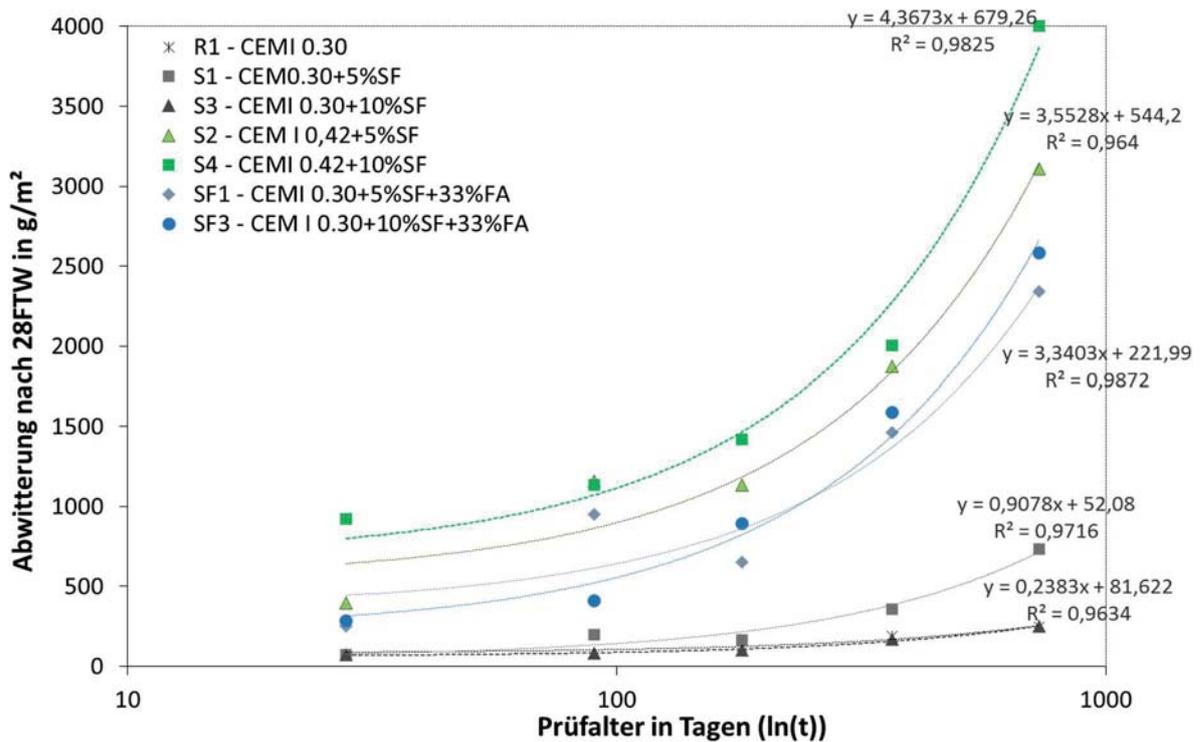


Abbildung 61: Mittlere Abwitterung nach 28 FTW einiger Serien mit $w/b = 0.30$ und 0.42 mit und ohne Silikastaub bzw. Flugasche als Funktion des Prüfdalters in logarithmischer Darstellung. Ergebnisse der CDF-Prüfung. Ausnahmen bilden reine Flugaschemischungen und CEM III- Betone mit Zusatzstoffen.

Aus der Analyse sämtlicher CDF Daten, einschließlich der EU-Proben aus [C1] lässt sich in Abhängigkeit des w/b -Wertes und der Zusammensetzung folgender Zusammenhang (Abbildung 62, Abbildung 63) darstellen.

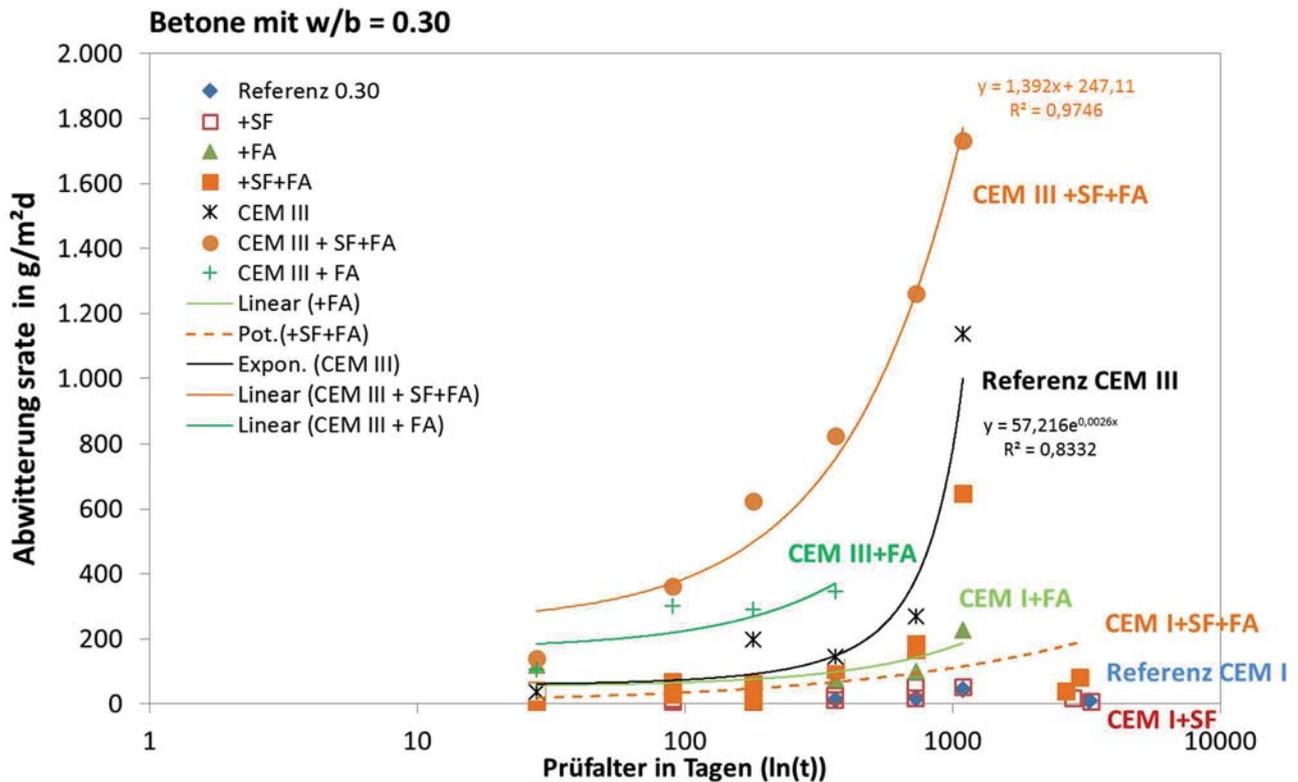


Abbildung 62: Abhängigkeit der Abwitterungsrate vom Prüfalter laborgelagerter Betone mit $w/b=0.30$ mit und ohne Zusatzstoffen. Flugaschehaltige Serien weisen z.T. keinen eindeutigen Trend aufgrund der zwischenzeitlichen Verbesserung des FWST auf.

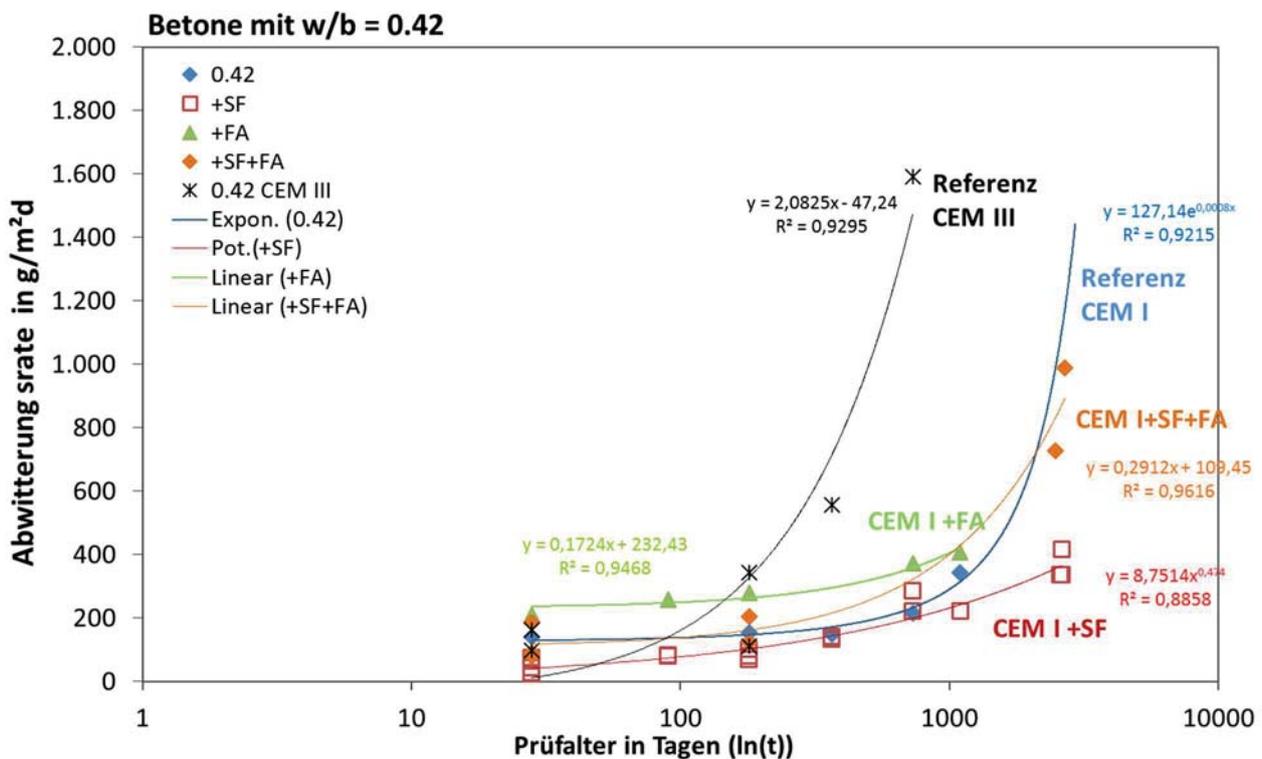


Abbildung 63: Abhängigkeit der Abwitterungsrate vom Prüfalter laborgelagerter Betone mit $w/b=0.42$ mit und ohne Zusatzstoffen.

Erkennbar ist die mit höherem w/b-Wert stärkere Beeinflussung der Abwitterungsraten mit dem Prüfalalter, insbesondere bei Mischungen mit Silikastaub, aber auch bei den Referenzmischungen ohne Zusatzstoffe. Während bei den hochfesten Proben mit bzw. ohne Silikastaub die Oberflächenschädigung nahezu über die Zeit konstant bei niedrigen Werten bleibt, liegt bei einem w/b-Wert von 0.42 eine lineare Zunahme vor. Gravierender zeigt sich dies noch bei den Hüttensandbetonen. Bei diesen kommt es infolge der Alterung durchweg zu einer signifikanten Zunahme der Abwitterungsmenge, die abhängig von der Karbonatisierungstiefe ist (s. Kapitel 2.5.3). Infolge der Karbonatisierung bilden sich bei CEM III - Betonen metastabile Carbonatmodifikation wie Aragonit, aber auch, je nach Hüttensandgehalt, Vaterit. Beide wandeln sich bei Anwesenheit von NaCl in Verbindung mit niedrigen Temperaturen zu schlecht kristallinem Calcit um. Durch deren erhöhte Löslichkeit steigt die Abwitterung zu Beginn der FTW Belastung sprunghaft an. Bei CEM I - Betonen liegt vermehrt Calcit vor. Zudem ist die Karbonatisierung durch die höhere Portlanditmenge gegenüber Hüttensandbetonen verringert. Allerdings können CEM I - Betone in Verbindung mit Zusatzstoffen durch den Verbrauch von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ein ähnliches Verhalten zeigen [S11].

Bei den Portlandzementbetonen und Zugabe von Flugasche kommt es zwischenzeitlich zu einer Verbesserung des Frost-Tausalz widerstandes infolge der Lagerung. Ursache hierfür scheint neben der langsam voranschreitenden puzzolanischen Reaktion vor allem die bessere Einbindung der Flugaschekugel in die Matrix zu sein, auf das die ESEM-Untersuchungen hindeuten. Gleiches gilt für die Flugaschebetone in Verbindung mit einem CEM III-Zement. In diesen Fällen überlagern sich allerdings verschiedene Faktoren, wie die Zunahme der Karbonatisierung, Austrocknung der Randbereiche sowie die Veränderung der Porosität bzw. Porenradialverteilung.

2.5.4.2 ÄUßERE SCHÄDIGUNG INFOLGE FROSTANGRIFF

Beim reinen Frostangriff fällt die äußere Schädigung wie erwartet bei den meisten Betonen äußerst gering aus. Ohne Anwesenheit von Tausalz überwiegt in der Regel die innere Schädigung. Dementsprechend lagen die Abwitterungsmengen nach 28 FTW mit durchschnittlich Werten um 150 g/m^2 bis 300 g/m^2 weit unterhalb des zusätzlichen Abnahmekriteriums von 1.000 g/m^2 (Abbildung 64). Insgesamt veränderte sich die Oberflächenschädigung bei Verwendung von demineralisiertem Wasser in Abhängigkeit des Prüfalalters nur geringfügig.

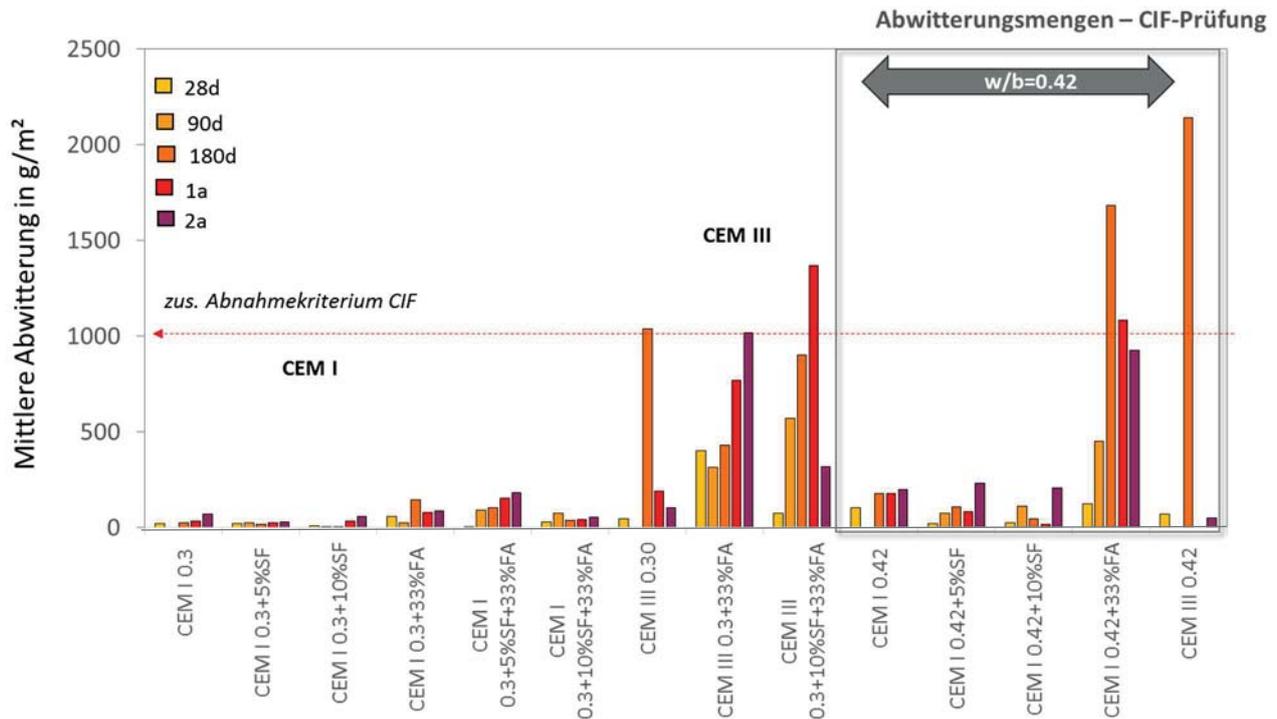


Abbildung 64: Abwitterungsmengen nach 28 FTW im CIF-Test verschiedener Betone ohne LP Bildner mit unterschiedlichen Prüfaltern. Einige Prüftermine konnten aus Kapazitätsgründen nicht berücksichtigt werden.

Ausnahmen stellen in diesem Zusammenhang die CEM III - Betone dar, bei denen scheinbar der Einfluss der Karbonatisierung zu einem abweichenden Abwitterungsverlauf führt und keine Staffelung der Abwitterungsmenge vom Prüfzeitpunkt aufweist. Abbildung 65 zeigt beispielhaft den Verlauf der Abwitterung zweier CEM III - Betone mit niedrigem w/b -Wert. Bei den dargestellten Serien lag, wie aus Kapitel 2.5.3 hervorgeht, eine kontinuierlich voranschreitende Karbonatisierung der Proben vor. Gut zu erkennen ist bei der Serie mit Silika und Flugasche die bis zu einem Jahr geringe Anfangs-abwitterung, die nach wenigen FTW sprunghaft ansteigt. Ab einem Jahr liegt dann ein eher linearer Abwitterungsverlauf vor. Wie sich auch aus den Ergebnissen der Feuchteaufnahme ableiten lässt, steigt mit zunehmendem Alter der hüttensandhaltigen Betone und damit steigender Karbonatisierung der Randzone die Feuchteaufnahme sowohl kapillar als auch während der Befrostung drastisch an. Die Vergrößerung der Randzone bewirkt also eine Zunahme der gefrierbaren Wassermenge, so dass die Sprengwirkung erhöht wird und es verstärkt zu Abplatzungen kommt. Bilder der Prüffläche belegen eine lokale und flächenhafte Abwitterung der Betone, die sich nicht stetig fortsetzt.

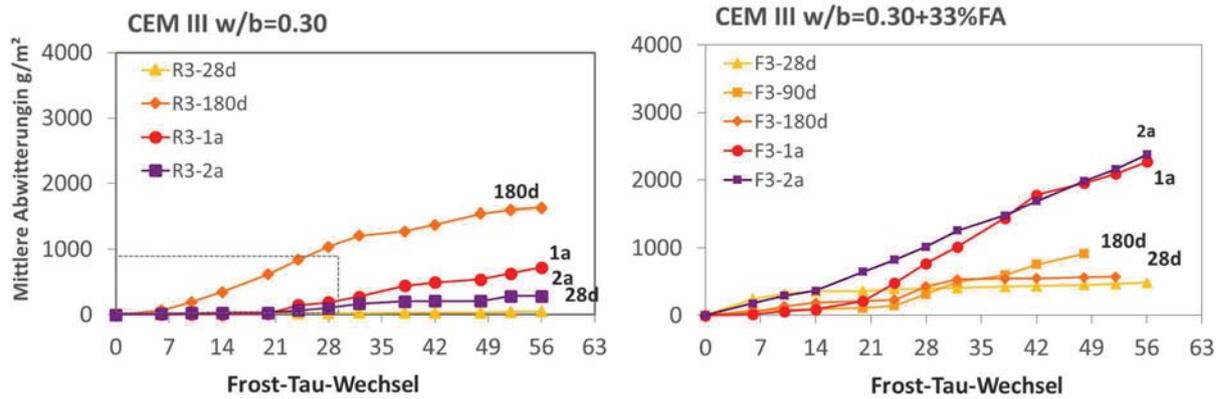


Abbildung 65: Abwitterungsverlauf zweier CEM III- Betone im CIF-Test. Keine eindeutige Staffelung der Abwitterungsmengen in Abhängigkeit des Prüfzeitpunktes.

Dies führt auch zu einer höheren Streuung der Abwitterungsmengen zwischen den Probekörper einer Serie. Noch ausgeprägter ist dieses Verhalten bei höheren w/b -Werten (Abbildung 66). Der Verlauf ist dabei neben der bereits erwähnten geringen Anfangsabwitterung von mehreren Sprüngen gekennzeichnet. Eine Staffelung der Ergebnisse aufgrund des Prüfzeitpunkts liegt nicht vor. Zudem befindet sich scheinbar bei Flugaschebetonen mehr bewegliches Wasser im Innern des Betons (s. auch Kapitel 2.2), das im Falle einer zunehmenden kapillaren Feuchteaufnahme zu Wasserumverteilungen führen kann.

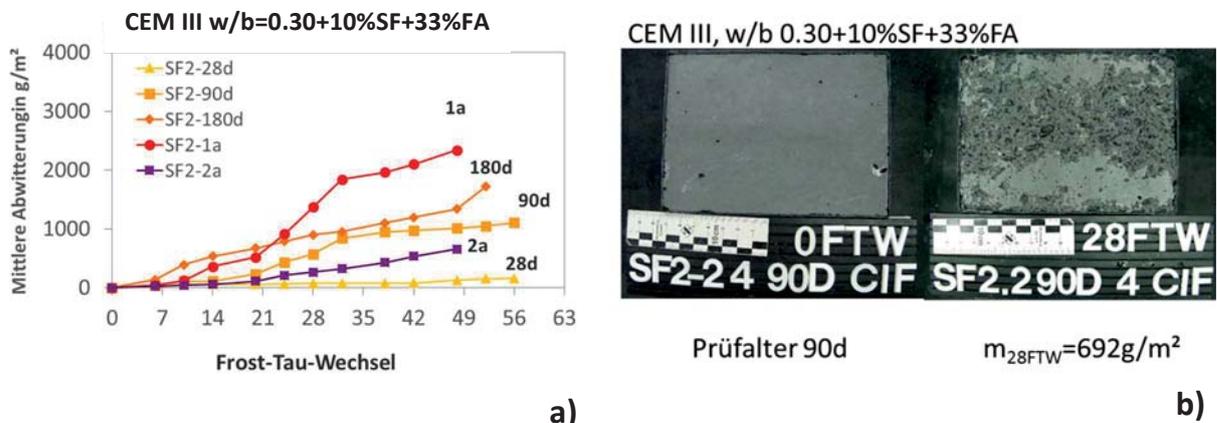


Abbildung 66: a) Abwitterung der Serie mit CEM III- Zement und $w/b=0.30$ im CIF-Test und b) Prüflfläche nach 28 FTW im CIF-Test, 90 Tage alte Proben.

2.5.4.3 FEUCHTEAUFNAHME UND INNERE SCHÄDIGUNG DER LABORBETONE

Die Feuchteaufnahme während der CDF/ CIF-Prüfung unterteilt sich in die kapillare Feuchteaufnahme und das sogenannte Frostsaugen. Beides wird durch die Alterung stark beeinflusst. Dabei ist eine mit dem Alter kontinuierlich zunehmende Feuchteaufnahme sowohl während der Vorlagerung, als auch während der FTW-Prüfung zu verzeichnen, abhängig von der Zusammensetzung des Betons und vor allem vom w/b -Wert. Anhand der Betrachtung der Feuchteaufnahme, insbesondere des Frostsaugens,

lässt sich der Zeitpunkt ableiten, ab wann es zu signifikanten Veränderung innerhalb des Gefüges kommt bzw. die gefrierbare Wassermenge im Porensystem zunimmt. Bei den Betonen ohne Zusatzstoffe mit einem w/b-Wert von 0.30 tritt bis zu einem Alter von 2 Jahren eine langsam voranschreitende Veränderung des Gefüges ein. Bei den reinen Zementsteinmischungen ist dies den Quecksilberdruckergebnissen nach zu urteilen (Kapitel 2.2), bereits nach 180 Tagen zu beobachten (s. Abbildung 8), was sich anhand der unten stehenden Darstellung in Abbildung 67 bestätigen lässt. Langsam aber stetig wird der anfängliche Transportwiderstand der dichten Betonmischung durch die Alterung und damit Verschiebung der Porenradienverteilung überwunden und es kommt zu einer Zunahme der Sättigungsgeschwindigkeit. Die Feuchteaufnahme stagniert somit nicht mehr, sondern weist einen linearen Verlauf auf. Bei Zugabe von Silikastaub bleibt der Effekt des Ausbleibens einer weiteren Flüssigkeitsaufnahme während der Befrostung bis zu einem Alter von einem Jahr erhalten. Bis zu diesem Zeitpunkt reicht die gefrierbare Wassermenge innerhalb der Poren nicht aus, um die Mikroislinsepumpe zu aktivieren. Das Gefüge bleibt, was das Transportverhalten angeht, nahezu unbeeinflusst. Durch die zusätzlich geringfügig anwachsende kapillare Feuchteaufnahme infolge der weiteren Austrocknung der Randbereiche, sowie der Verschiebung des Porenmaximums in den Bereich der Mikrokapillarporen kommt es nach einem Jahr Lagerung im Labor zu einer eher linearen Sättigung der Probekörper durch die Mikroislinsepumpe. Dies setzt sich mit höherem Prüfalter weiter fort, vorausgesetzt die Proben erfuhren keine Feuchtlagerung.

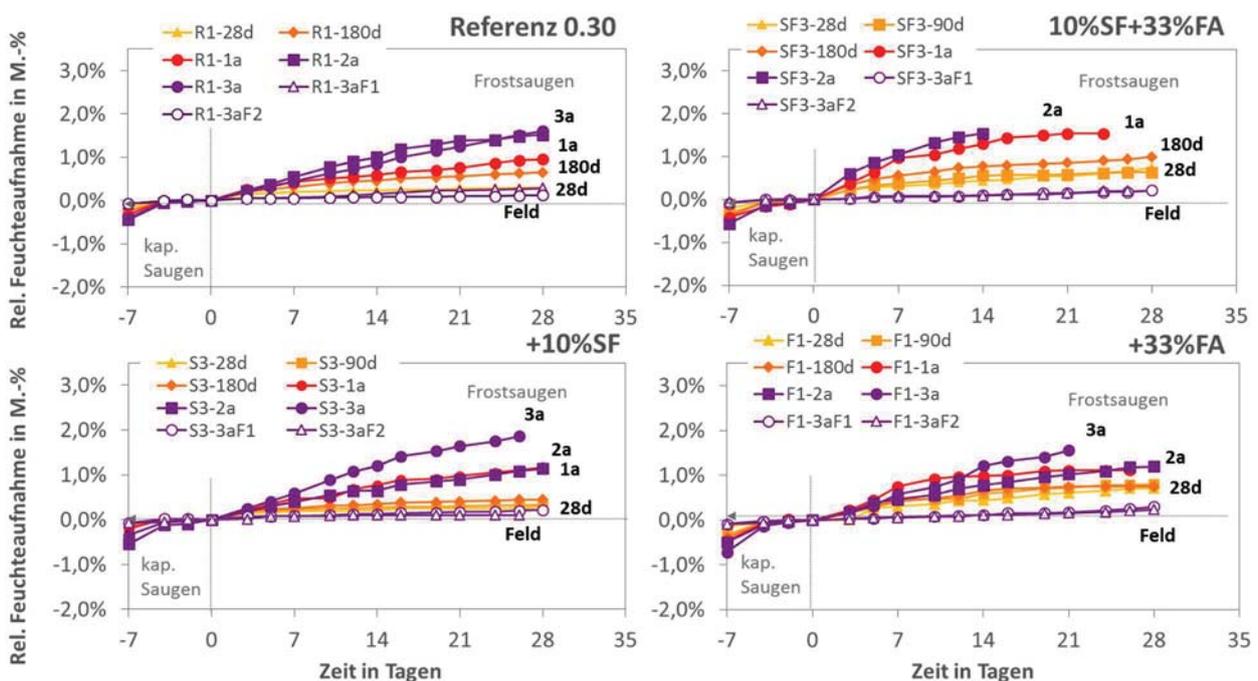


Abbildung 67: Feuchteaufnahme der Betone mit w/b = 0.30 während des CDF-Testes.

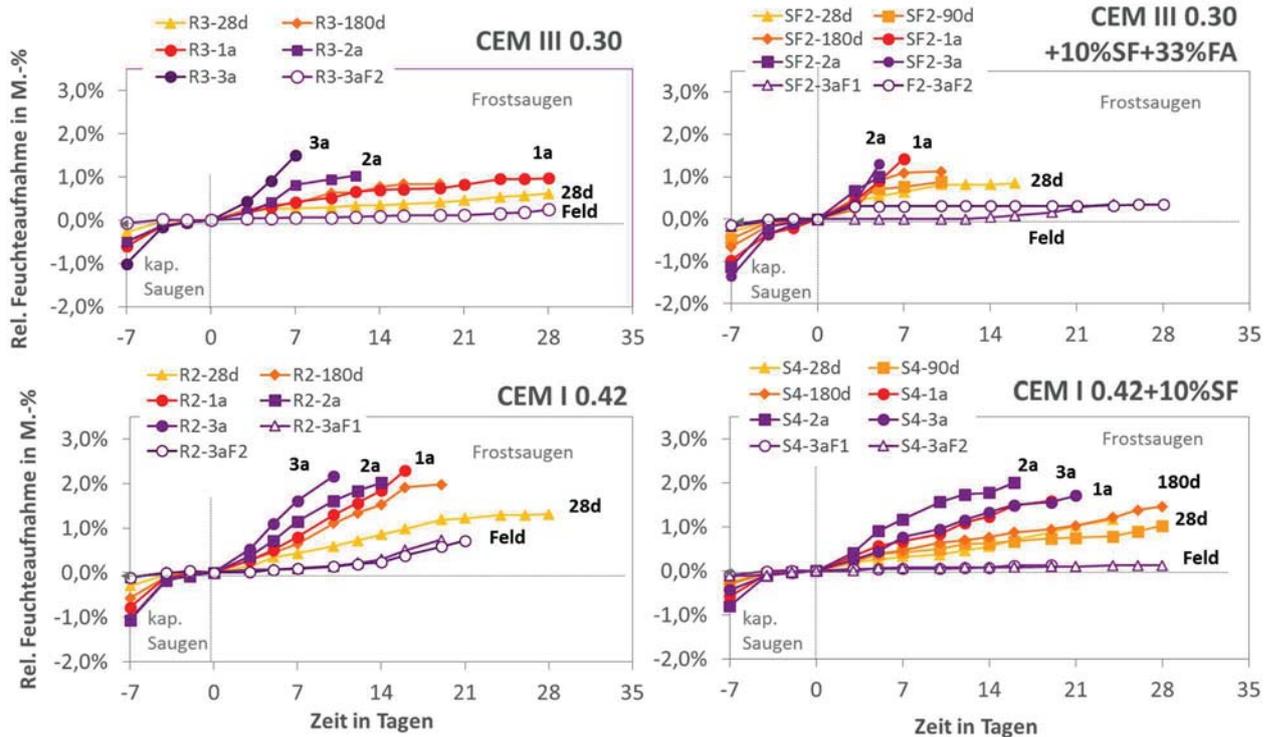


Abbildung 68: Feuchteaufnahme der Betone mit CEM III und w/b = 0.30 sowie CEM I und w/b=0.42 während des CDF-Testes.

Das Frostsaugen ist bei den CEM I - Betonen bis zu einem Alter von einem Jahr nahezu identisch mit dem Verlauf der Hüttensandbetone. Danach kommt es bei letzteren aufgrund der zunehmenden Karbonatisierung der Randzone zu einem schnelleren Anstieg der Saugrate in Abhängigkeit des Betonalters. Gravierend wirkt sich dies auf Betone mit höherem w/b-Wert aus. Hier steigt die Effizienz der Mikroislinsen-pumpe kontinuierlich an (Abbildung 69). Das nach 28 Tagen vorhandene Porenverhältnis reicht

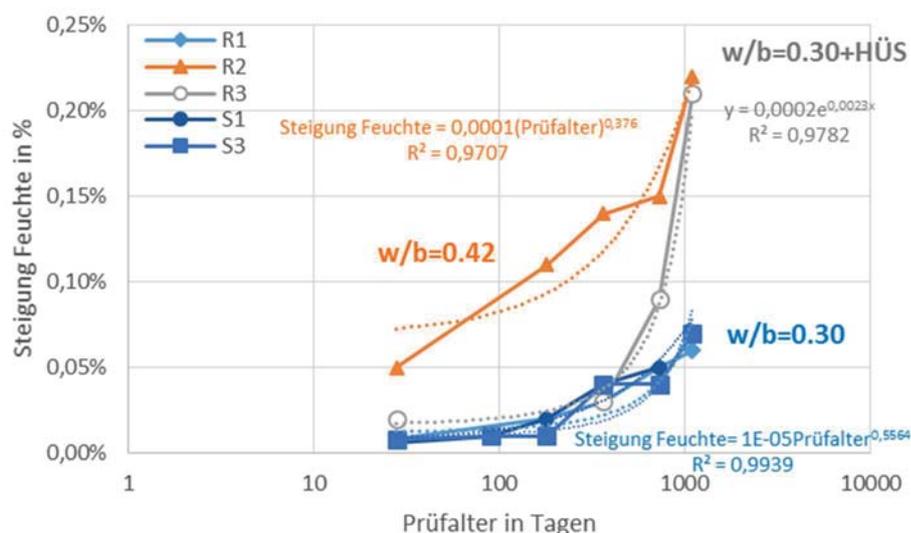


Abbildung 69: Veränderung der Feuchteaufnahme bzw. des Frostsaugens während des CDF-Testes – Zunahme der Steigung in Abhängigkeit des Prüfalters (Referenzmischungen (R) und Silikamischungen (S)).

aus, um eine Stagnation der Feuchteaufnahme während der Befrostung zu verhindern. Mit weiterer Verschiebung der Porenanteile zugunsten größerer Porenradien erhöhen sich die gefrierbare Wassermenge und die Sättigungsgeschwindigkeit.

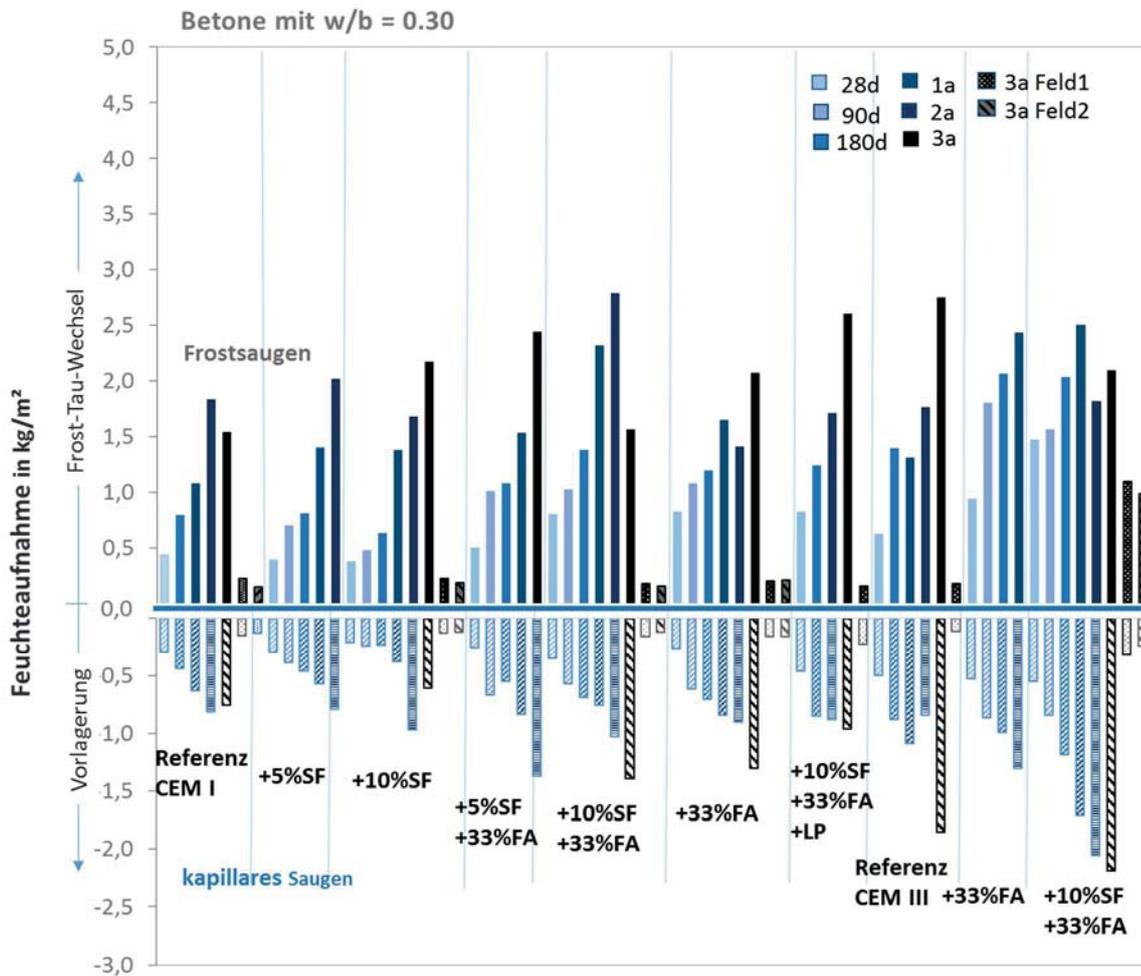


Abbildung 70: Feuchteaufnahme in kg/m² der neu hergestellten Betone mit w/b 0.30. Prüflager zwischen 28 Tagen und 3 Jahren.

Grundsätzlich nehmen alle Betone sowohl hinsichtlich der kapillaren Feuchteaufnahme als auch bezüglich des Frostsaugens mit dem Prüflager signifikant zu. Abbildung 70 und Abbildung 71 enthalten die Werte des kapillaren Saugens sowie der Feuchteaufnahme während der CDF-Prüfung sämtlicher Betone. Mit höheren w/b-Werten nehmen die Betone erwartungsgemäß mehr Prüflösung auf, als es bei den hochfesten Serien zu beobachten ist, wobei dies stark von der Zugabe an Zusatzstoffen abhängt. In Verbindung mit 10% Silikastaub kann z.B. bis zu einem Jahr keine deutliche Zunahme des kapillaren Saugens verzeichnet werden. Dies zeigt sich auch beim Frostsaugen. In diesem Fall behindert die erhöhte Austrocknung der Randbereiche und Abnahme der inneren Feuchte aufgrund der geringen gefrierbaren Wassermenge die Feuchteaufnahme infolge der Mikroislinsenpumpe. Erst ab einem Jahr Lagerung verschiebt sich das Porenmaximum aus dem Bereich der Gelporen in den Mikrokapillarporenbereich. Zu diesem Zeitpunkt weisen auch die andere hochfesten Betone einen Anstieg der Mikrokapillarporosität auf und damit eine sprunghafte Zunahme der Transport-

mechanismen. Die zu beobachtenden Mikrorisse aus den Mikroskopieuntersuchungen scheinen diese innerhalb der ersten Monate nicht zu beeinflussen. Die Flugaschemischungen nehmen in allen Fällen mehr Feuchte auf, sowohl kapillar, als auch während der Befrostung, wobei das Frostsaugen stärker ausgeprägt ist. Mit ein Grund ist hier die höhere Menge beweglichen Wassers im Innern des Betons, das bei zunehmender kapillarer Feuchtaufnahme, wie bereits erwähnt, vermehrt zu Wasserumverteilungen führt.

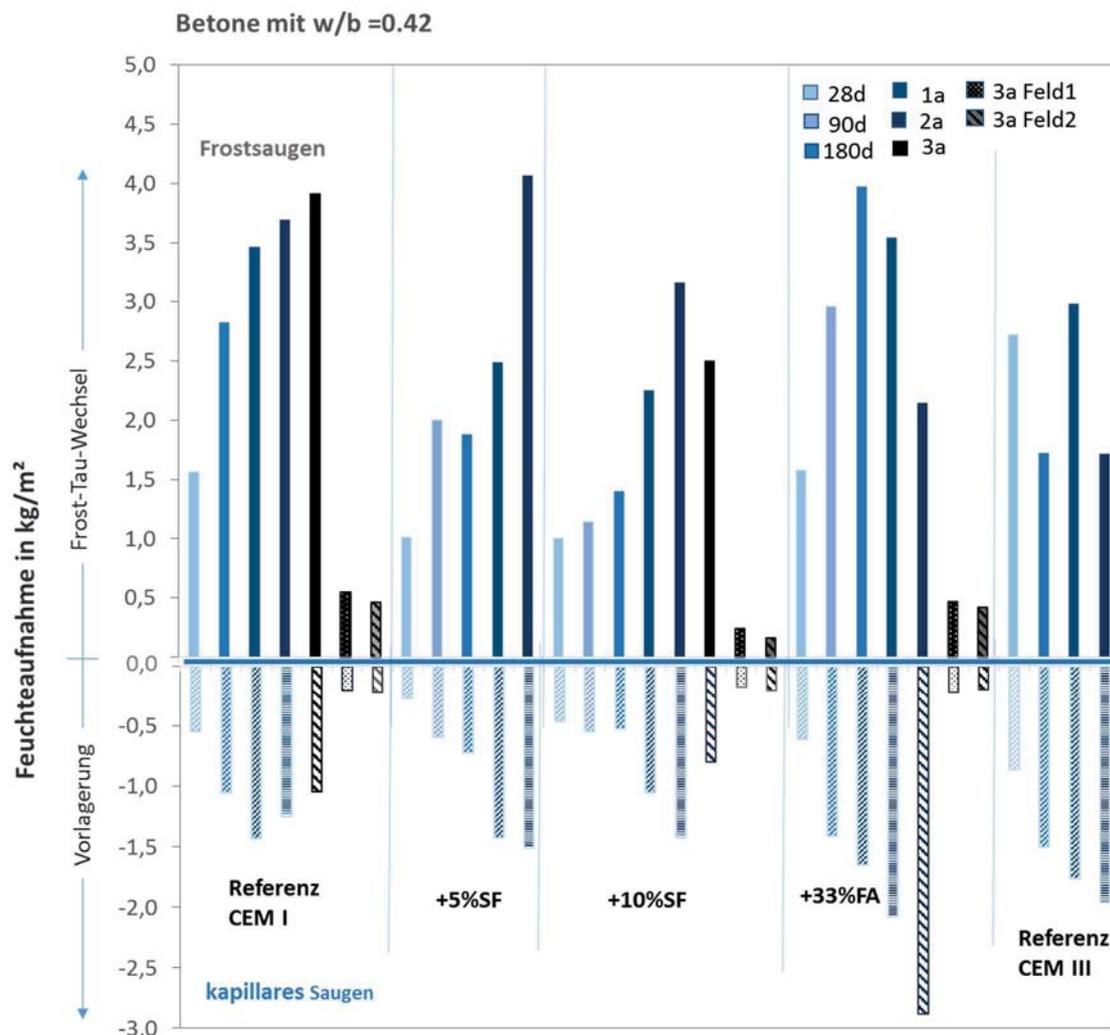


Abbildung 71: Feuchtaufnahme in kg/m^2 der neu hergestellten Betone mit $w/b=0.42$. Prüfalter zwischen 28 Tagen und 3 Jahren.

Den Zusammenhang zwischen der Zunahme des kapillaren Saugens und des Frostsaugens beinhaltet Abbildung 72. Wie erwartet liegt eine direkte Korrelation der Zunahme beider Saugraten vor.

Abbildung 73 und 74 enthalten den Verlauf der inneren Schädigung in Abhängigkeit der Feuchtaufnahme sowie die Feuchtaufnahme als Funktion der Zeit während des CDF- bzw. CIF-Testes verschiedener Betone. Die über 3 Jahre feldgelagerten Proben wurden im Anschluss an die Freibewitterung aus Kapazitätsgründen nur mittels CDF-Test geprüft.

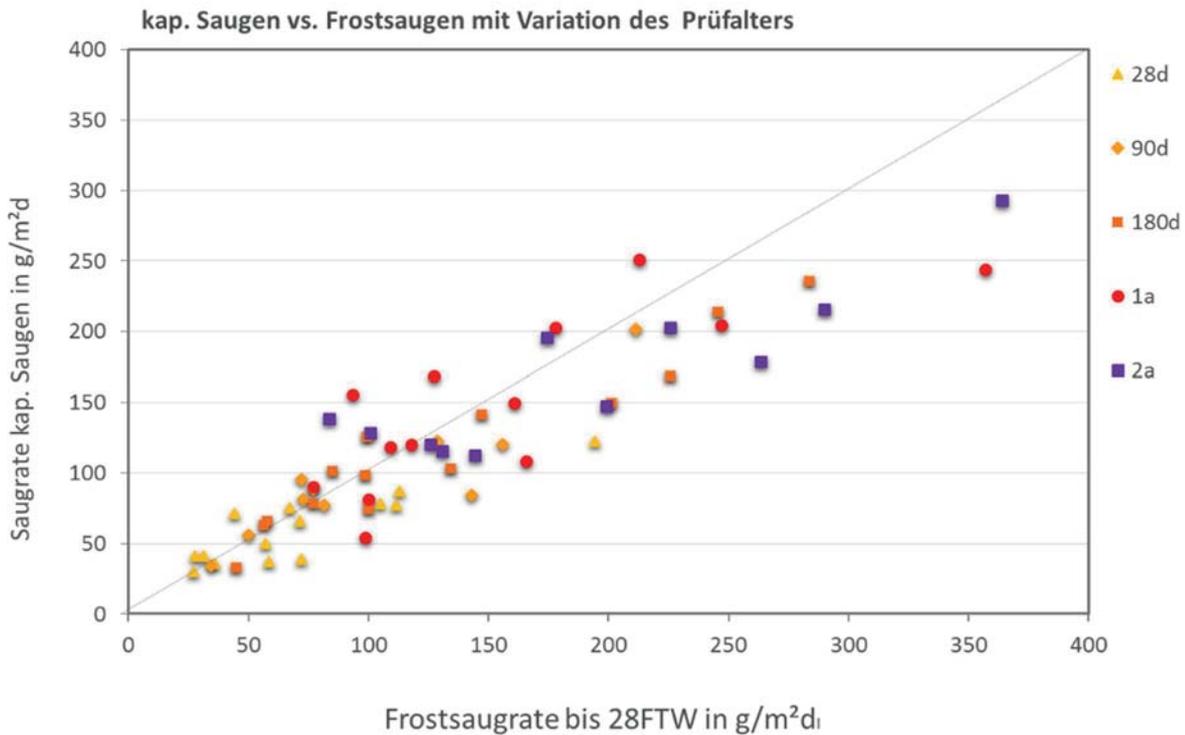


Abbildung 72: Gegenüberstellung Zunahme kapillare Saugrate und Frostsaugrate in kg/m^2 . Prüfalter zwischen 28 Tagen und 3 Jahren. Betone ohne LP-Bildner.

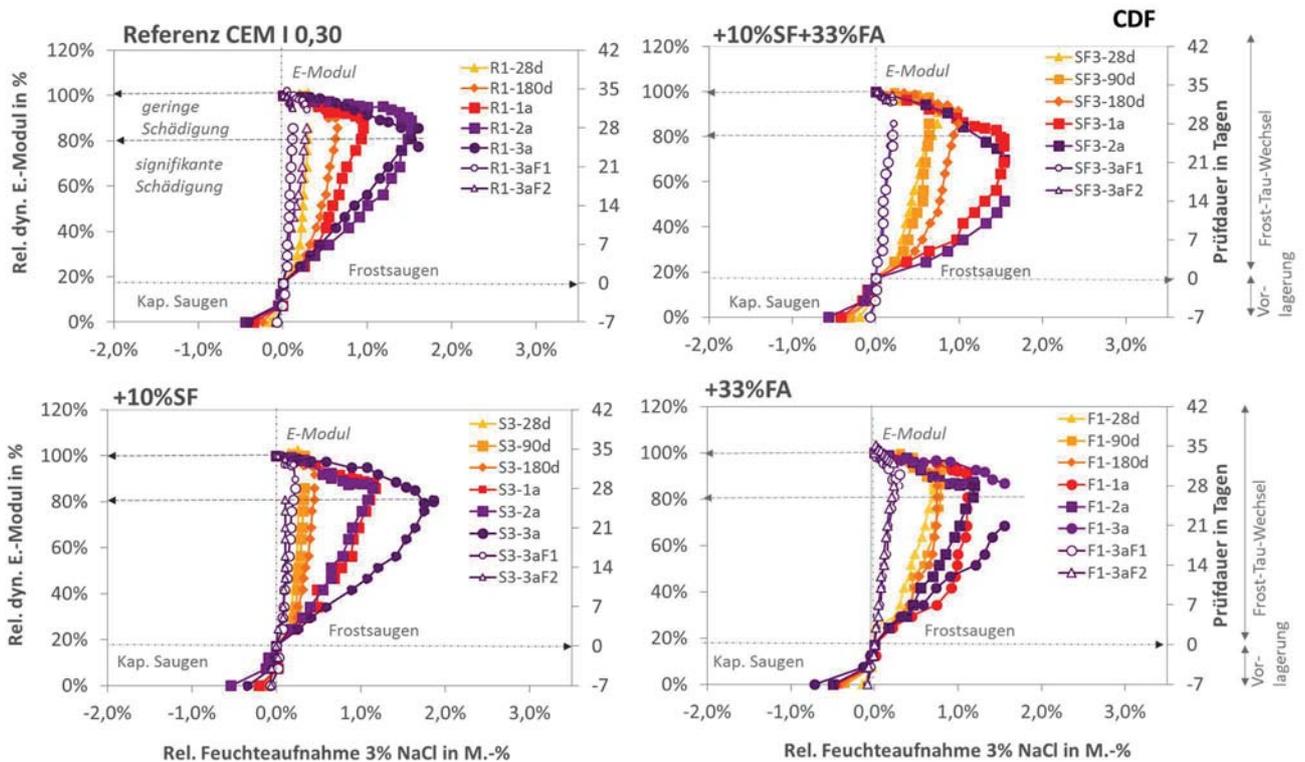


Abbildung 73: Interaktionsdiagramm - Innere Schädigung und Feuchteaufnahme einiger Betone mit $w/b = 0.30$ mit und ohne Zusatzstoffe im CDF-Test.

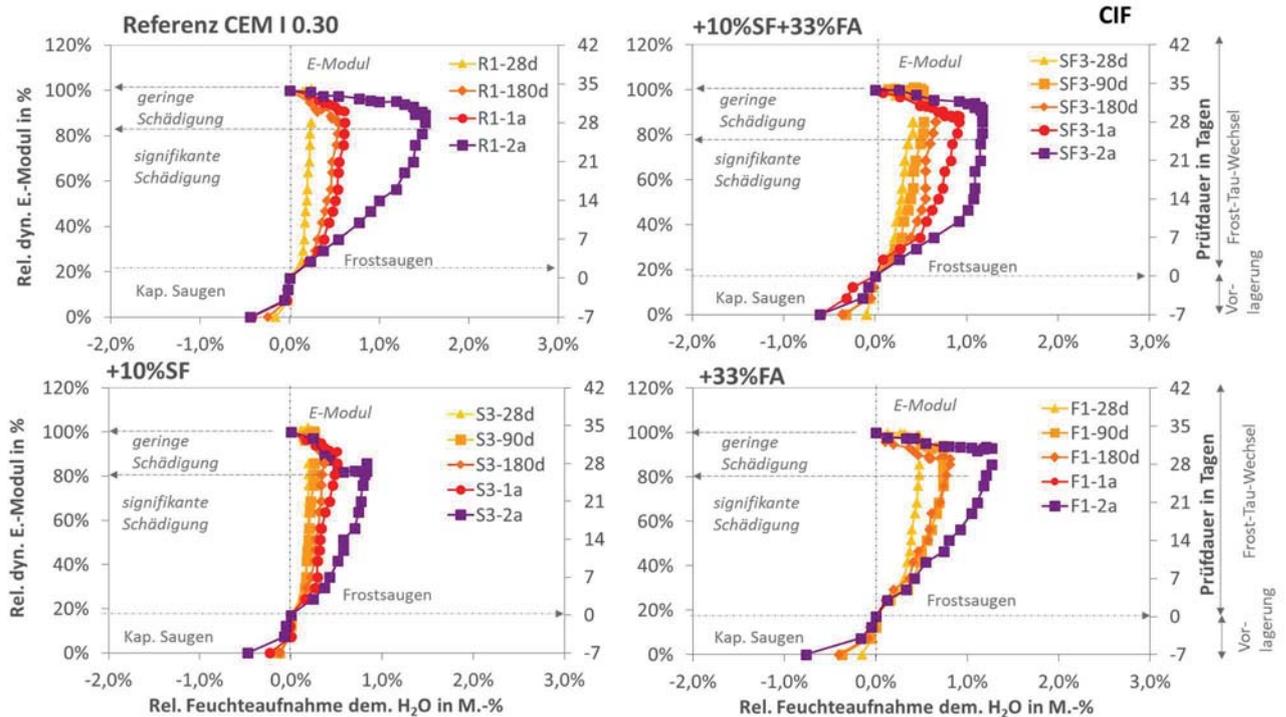


Abbildung 74: Interaktionsdiagramm - Innere Schädigung und Feuchteaufnahme einiger Betone mit $w/b = 0.30$ mit und ohne Zusatzstoffe im CIF-Test.

Deutlich zu erkennen ist anhand der obigen Diagramme, dass bei hochfesten Betonen die im Laufe der Zeit einsetzende Veränderung der Porenradienverteilung zu einer Beschleunigung der Feuchteaufnahme führt, während der E-Modulverlauf annähernd gleich bleibt. Im Falle des Erreichens einer kritischen Sättigung kommt es z.B. bei den Betonen mit Silikastaub bei nahezu dem gleichen Sättigungsgrad zu einem Abfall des E-Moduls. Wie bereits erwähnt wird der anfängliche Transportwiderstand der dichten Betonmischung durch die Alterung und damit Verschiebung der Porenradienverteilung überwunden und es kommt zu einer Zunahme der Sättigungsgeschwindigkeit. Dies deutet erneut darauf hin, dass sich hier weniger die Gesamtporosität verändert, sondern vielmehr das Verhältnis der Mesogel- zu Mikropillarporen die Feuchteaufnahmegeschwindigkeit beeinflusst, so dass es zu einem früheren Schadenseintritt kommt. Ein weiterer Grund für dieses Verhalten ist die Verdichtung der Gelporenstruktur infolge Alterung durch die nachträgliche puzzolanische Reaktion des Silikastaubes. Dies führt dazu, dass sich die Sprödigkeit des Systems erhöht und Spannungen innerhalb der Matrix durch die Behinderung von Wasserumverteilungen zunehmen. Zudem wird bei längerer Lagerung die in den Schrumpfporen befindliche Luft durch die höhere Feuchteaufnahme von der Wasserfront verdrängt, so dass diese nicht mehr wie ein Puffer wirken kann und eine Unterbrechung der Frostpumpe bewirkt. Die zu beobachtende Rissbildung bei jungen Silikabetonen (Abbildung 29) wirkt sich bis zu einem Alter von einem Jahr kaum auf die Feuchteaufnahme aus. Erst ab diesem Zeitpunkt könnte die Rissbildung infolge Selbstaustrocknung bis in die oberflächennahen Bereiche vorgedrungen sein.

Die mit höherem Betonalter langsam einsetzende Zunahme des Frostsaugens und Überwindung des Transportwiderstandes zeigt sich noch bis zu einem w/b -Wert von 0.35 (Abbildung 75). Im w/b -Bereich darüber ändern sich aufgrund der Alterung die Porosität und damit auch der Grad der kritischen Sättigung sichtbar.

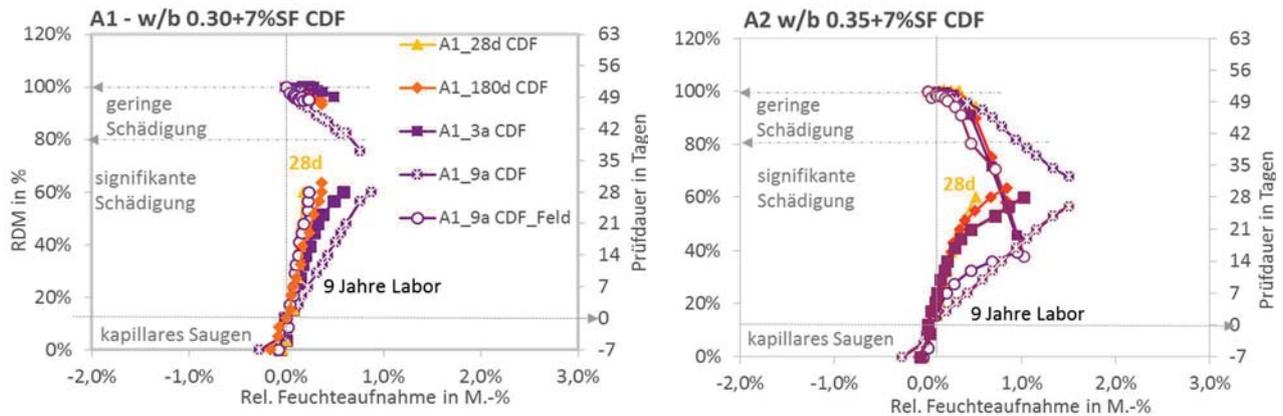


Abbildung 75: Interaktionsdiagramm - Innere Schädigung und Feuchteaufnahme zweier Betone aus dem ehemaligen Projekt CONLIFE mit $w/b = 0.30$ und 0.35 in Verbindung mit Silikastaub nach bis zu 9 Jahren Lagerung während des CDF-Testes.

Allgemein betrachtet wirkt sich der Einfluss der Feuchtezunahme wiederholt am stärksten bei den flugaschehaltigen Mischungen aus. Die höhere Porosität dieser Betone, ebenso die zunehmende Karbonatisierung der Randzone sowie der bewegliche Wasseranteil bewirken eine höhere Effektivität der Mikroeislinsepumpe innerhalb des Randbereichs, weshalb die Saugrate, die hier als die Menge an Prüflösung, die pro Tag bis zum 28. FTW aufgenommen wird definiert ist, zunimmt (s. Abbildung 84). ESEM-Aufnahmen nach Ende der CIF-Prüfung zeigen beispielhaft an einer Probe der Serie F1 (CEM I, $w/b=0.30+33\%FA$) mit Prüfalter 180 Tage eine Rissbildung durch das gesamte Gefüge der Probe, trotz eines mittleren E-Modulabfalls auf nur 85%. Aus Abbildung 76 geht hervor, dass nicht nur die Kontaktzone und Matrix gestört ist, sondern auch die Gesteinskörnung eine durchgängige innere Rissbildung aufweist. Zwischen Flugaschepartikel und Matrix hat sich ein wenige Nanometer breiter Riss gebildet. Entsprechend wirken sich derartige Rissstrukturen gravierend auf die Transporteigenschaften aus.

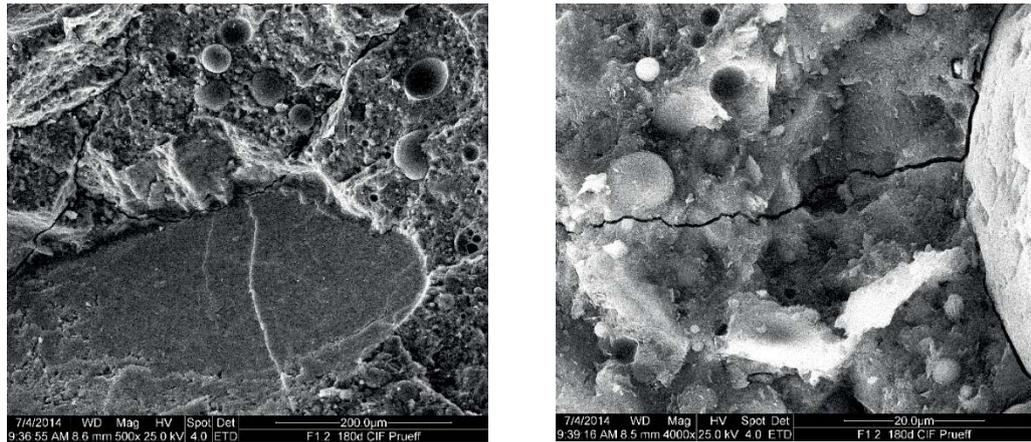


Abbildung 76: CIF geprüfte Proben der Serie F1 im Alter von 180 Tagen. $RDM_{56FTW} = 85\%$.

In Kombination mit Flugasche konnte auch bei den Silikabetonen durch die längere Lagerung der Probekörper keine Verbesserung des Frostwiderstandes festgestellt werden. Auffällig ist, dass sich im Vergleich zu den reinen Silikamischungen die kritische Sättigung im Laufe der Zeit verändert. Dies bedeutet ebenso, dass hier die Porosität (einschließlich der Schrumpfporen) durch die Alterung bei Flugaschebetonen zuzunehmen scheint.

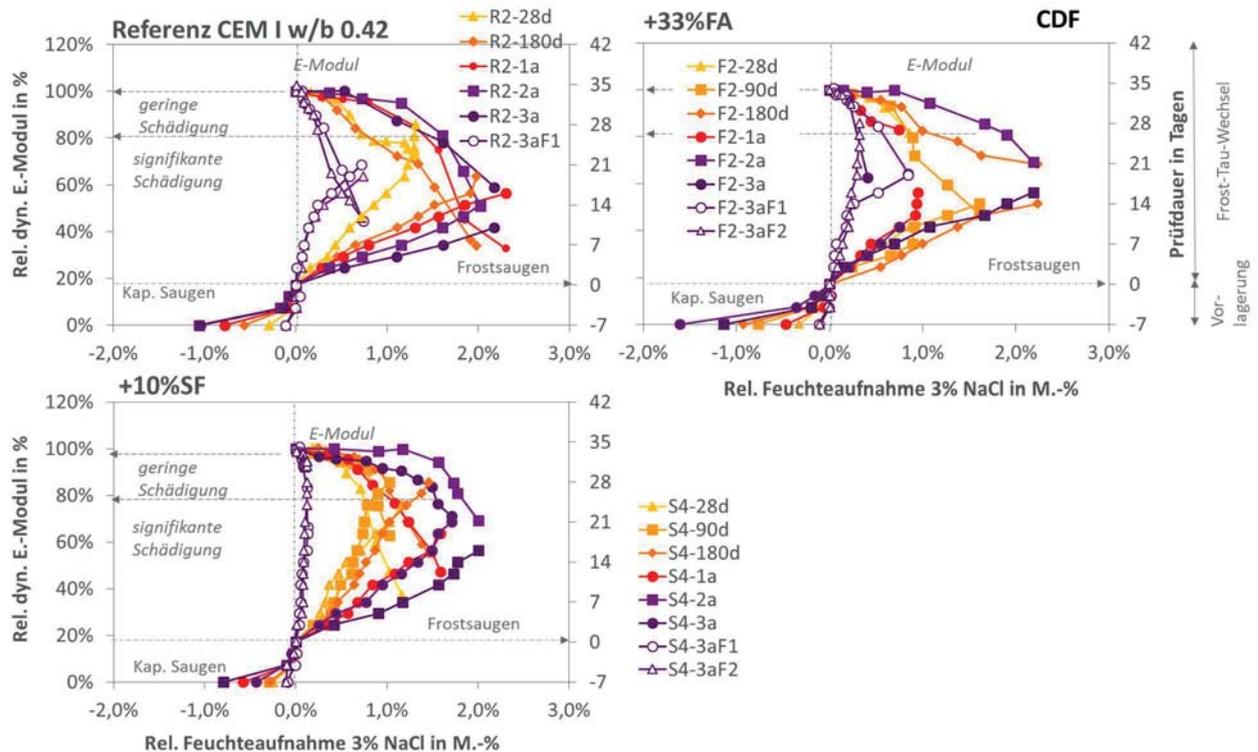


Abbildung 77: Interaktionsdiagramm – Innere Schädigung und Feuchteaufnahme einiger CEM I- Betone mit $w/b = 0.42$ mit und ohne Zusatzstoffe im CDF-Test.

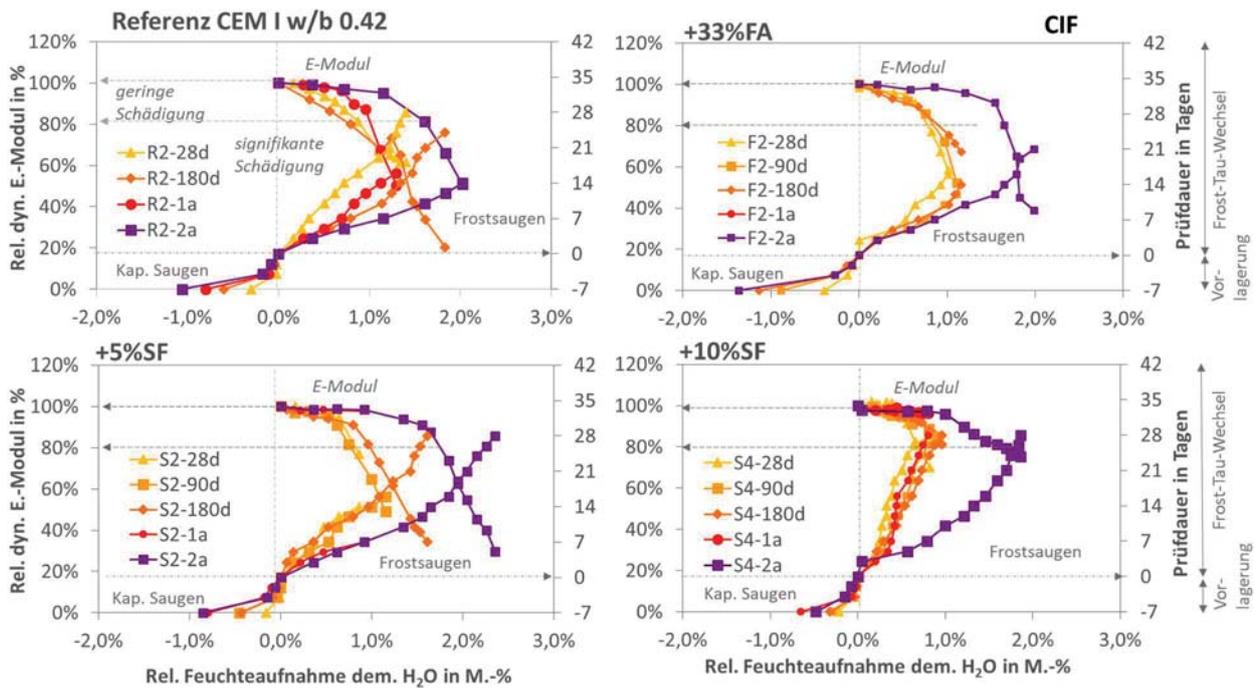


Abbildung 78: Interaktionsdiagramm – Innere Schädigung und Feuchtaufnahme einiger CEM I- Betone mit $w/b = 0.42$ mit und ohne Zusatzstoffe im CIF-Test.

Bei den CIF-Ergebnissen ist z.T. die Feuchtaufnahme etwas geringer als bei der CDF-Prüfung, bei der es durch die Tausalze zu einer stärkeren Durchfeuchtung der Probekörper kommt. Auch spielen Einflussfaktoren aus der Karbonatisierung in die Feuchtaufnahme mit rein, da die Abwitterung beschleunigt abläuft und zu einer Vergrößerung der Randzone beiträgt. Außerdem geht aus den CIF-Ergebnissen der kritische Sättigungsgrad etwas deutlicher hervor, als bei den Ergebnissen mit NaCl. Der E-Modulverlauf der Serien zeigt insbesondere mit höherem w/b -Wert einen eindeutigeren Knickpunkt innerhalb des Kurvenverlaufs. Betrachtet man in diesem Zusammenhang die CIF-Ergebnisse der Betonserien mit höherem w/b -Wert, so fällt auf, dass bis zu einem Alter von einem Jahr Feuchtaufnahme und E-Modul annähernd gleich verlaufen. Es verändern sich Porosität und Porenverteilung innerhalb dieses Zeitraums nur wenig. Nach 2 Jahren Laborlagerung aber liegt durch die Vergrößerung des Porensystems der kritische Sättigungsgrad in einem ganz anderen Wertebereich. Entsprechend nimmt die Feuchte drastisch zu und kann durch die Mikroislinenpumpe bis zu einem deutlich höheren Feuchtegehalt gesättigt werden, ab dem es dann zu einem schlagartigen Versagen des Probekörpers kommt. Das zuvor dichte Porensystem ist durch die Alterung für Transportvorgänge durchlässiger geworden. Die Mikroislinenpumpe kann den Beton in diesem Stadium schneller und effektiver sättigen.

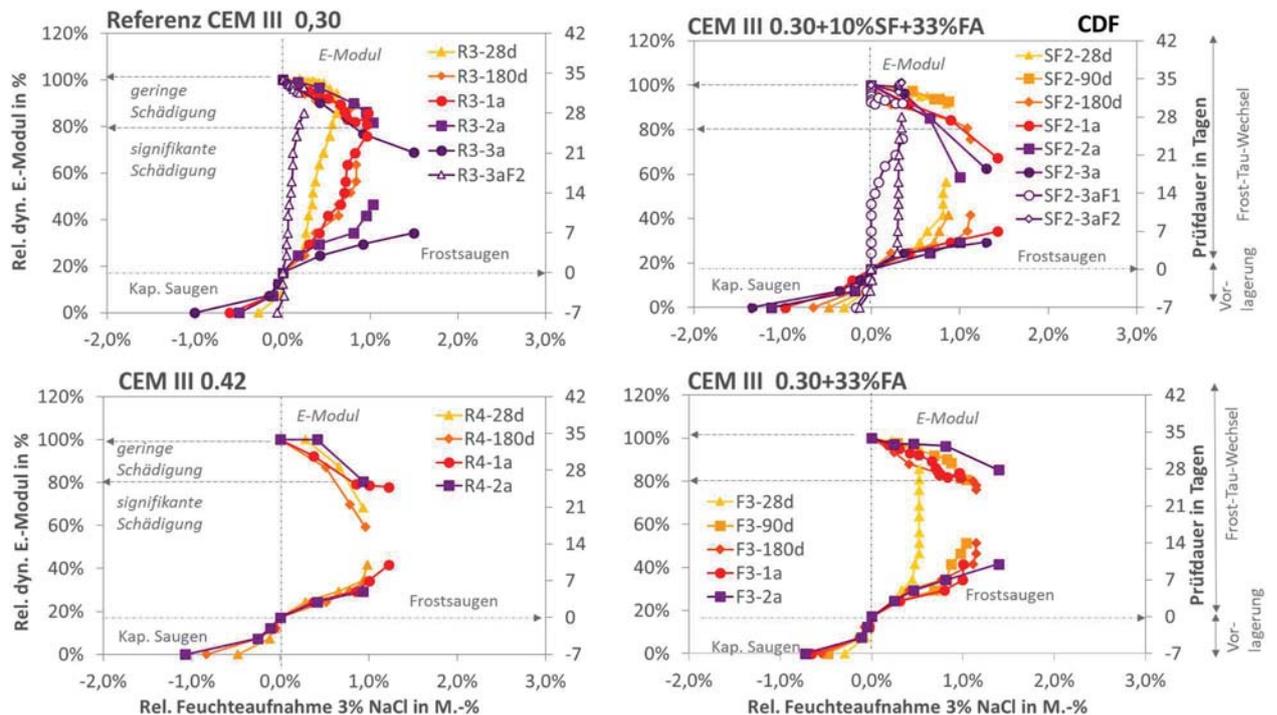


Abbildung 79: Interaktionsdiagramm – Innere Schädigung und Feuchtaufnahme einiger CEM III- Betone mit $w/b = 0.30$ und 0.42 mit und ohne Zusatzstoffe im CDF-Test.

Bei den CEM III - Betonen liegt in Verbindung mit einem niedrigen w/b -Wert eine deutliche Verschlechterung des Frostwiderstandes mit der Zeit vor. Es kommt zu einem sprunghaften Anstieg der Feuchtaufnahme, die ebenfalls auf die Karbonatisierung der Randzone zurückzuführen ist. Das auch bei hüttensandhaltigen Betonen und einem w/b -Wert von 0.30 nach 28 Tagen vorliegende dichte Porensystem wird durch die Veränderung der Randzone mit der Zeit kontinuierlich gesättigt. Auch hier spielt die höhere bewegliche Wassermenge eine Rolle. Im Vergleich dazu zeigt die Serie mit einem w/b -Wert von 0.42 ohne Zusatzstoffe keinen Einfluss der längeren Lagerung auf das Schädigungs- und Transportverhalten. Der Frostwiderstand ist von Beginn an reduziert.

Somit lässt sich bei Gegenüberstellung des Beurteilungskriteriums, d.h. der Anzahl an Frost-Tau-Wechsel bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums ($RDM=80\%$), mit zunehmender Lagerungsdauer unter Laborbedingungen in vielen Fällen eine deutliche Verschlechterung des Frostwiderstandes ableiten (Abbildung 80, Abbildung 81). Dennoch gibt es auf der anderen Seite auch extrem dauerhafte Betonzusammensetzungen, die selbst nach 2 Jahren Lagerung keine innere Schädigung ($RDM \leq 80\%$) nach 56 Frost-Tau-Wechseln im Rahmen des CDF-Tests aufweisen. In den wenigsten Fällen tritt allerdings eine Verbesserung des Verhaltens unter Frostbelastung ein, d.h. es konnte bei kaum einer Mischung ein mit der Zeit höherer Frostwiderstand festgestellt werden (Flugaschemischungen bis 180d).

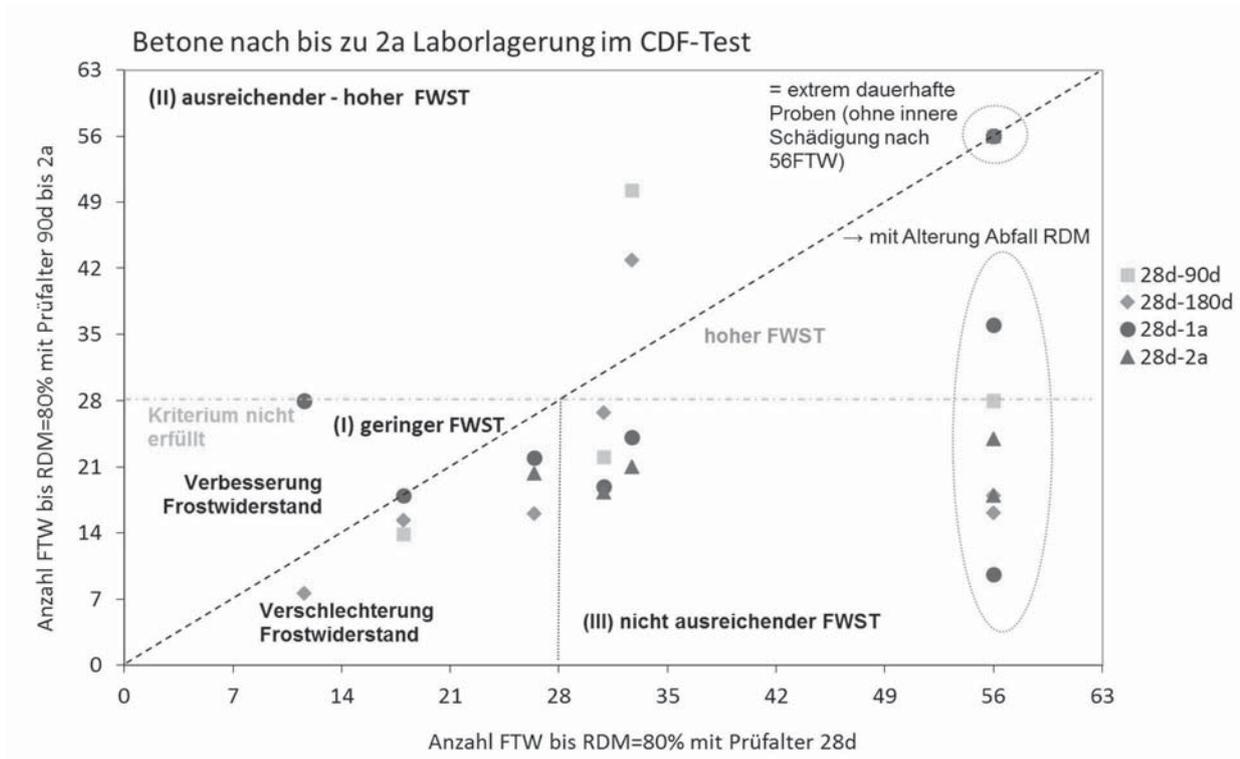


Abbildung 80: Vergleich der Anzahl an FTW bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums bei unterschiedlichem Prüfalter der Betone. Betone innerhalb des CDF-Tests.

Bei den Mischungen, die über 9 Jahre in der Klimakammer lagerten, kristallisieren sich vor allem die Betone mit einem höheren w/b -Wert heraus, bei denen sich auch nach 28 Tagen schon ein unzureichender Frostwiderstand nachweisen ließ. Dieser liegt auch nach 9 Jahren in der gleichen Größenordnung (Bereich I). Der Einfluss der Alterung ist hier geringer. Abbildung 81 zeigt, dass aber auch dauerhaftere Betone, die über einen anfänglich ausreichenden Frostwiderstand verfügten, nach mehreren Jahren in der Klimakammer das Schädigungskriterium frühzeitig unterschreiten können (Bereich III). Dieses Verhalten weisen vor allem Betone mit $w/b \leq 0,35$ mit Zusatzstoffen auf.

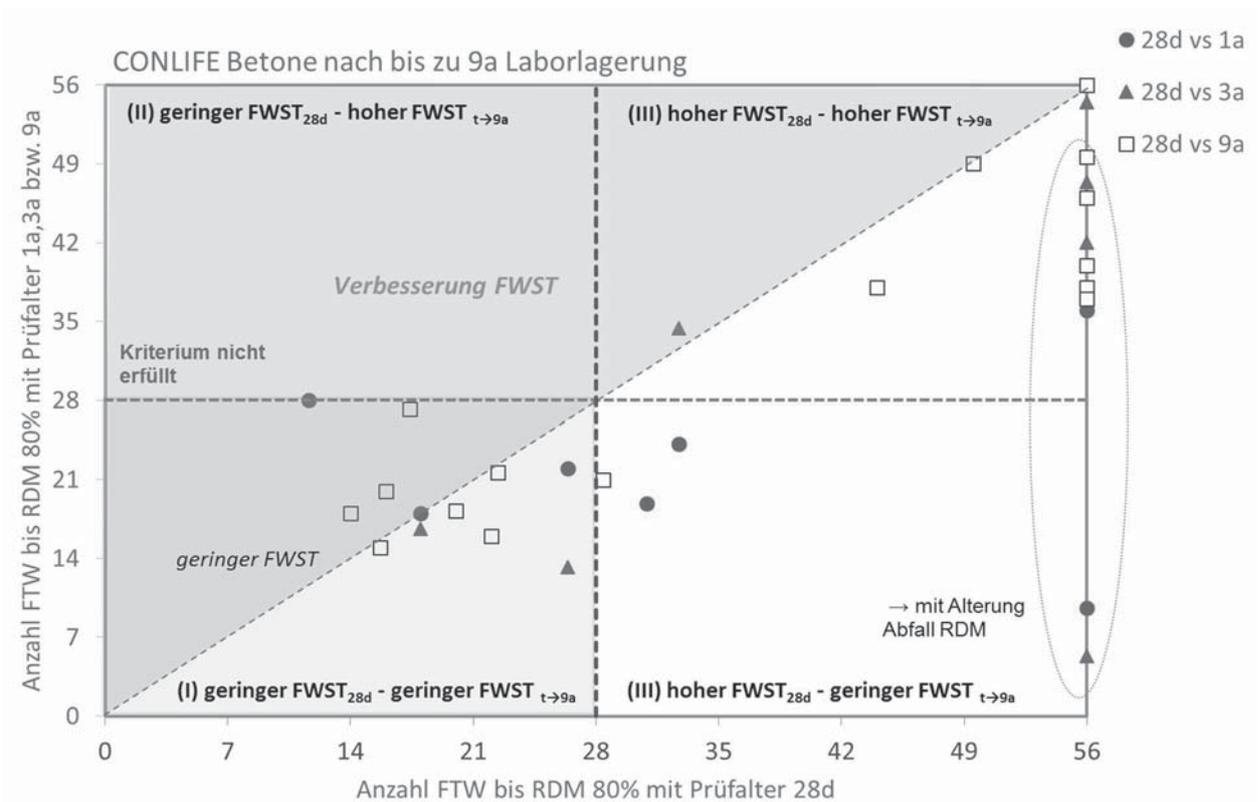


Abbildung 81: Vergleich der Anzahl an FTW bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums bis zu einem Prüfaltemperatur von 9 Jahren innerhalb des CDF-Tests. Betone aus dem EU Projekt CONLIFE.

Während also bei höheren w/b -Werten grundsätzlich eine geringere Beeinflussung des Frostwiderstandes durch die Alterung festgestellt werden kann, erhöht sich bei niedrigeren w/b -Werten mit dem Prüfaltemperatur die Menge gefrierbaren Wassers im System. Wie gezeigt werden konnte, tritt aber nicht in allen Fällen eine innere Schädigung ein. Diese Betone weisen in der Regel eine Stagnation des E-Moduls bei 100% auf. Es gibt allerdings auch Betone, bei denen nach längerer Lagerung ein Abfall im E-Modul im CDF/CIF-Test auf 90-85% mit anschließender Stagnation nachgewiesen werden konnte. Bei diesen Betonen hat trotz des geringen Abfalles keine innere Mikrorissbildung stattgefunden. Vielmehr ist dies darauf zurückzuführen, dass die in den Randzonen befindliche Luft entgegen der eindringenden Wasserfront verdrängt bzw. voran geschoben wird. Dadurch nimmt die Ultraschalllaufzeit nach einer gewissen Anfangsphase, nämlich bis zum Messbereich von 35 mm Höhe, aufgrund der geringeren Ultraschallgeschwindigkeit in Luft zu. Deutlich wird dies auch bei der Bestimmung des E-Moduls mittels Resonanzfrequenz. Hier konnte keine Veränderung des E-Moduls festgestellt werden. Da bei diesen Betonen kein kontinuierlicher Abfall des E-Moduls vorliegt ist eine Differenzierung zwischen tatsächlicher innerer Schädigung und diesem Effekt möglich.

Die insgesamt infolge der Alterung zu verzeichnende Zunahme der Frostsaustrate der Proben geht aus Abbildung 82 bzw. Abbildung 83 hervor.

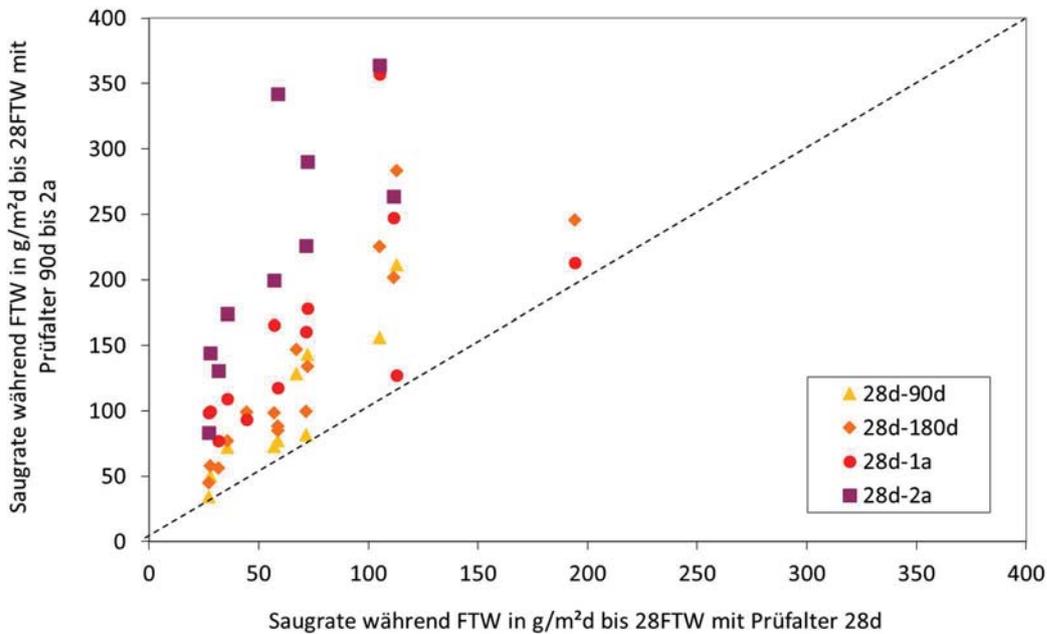


Abbildung 82: Gegenüberstellung der Saugrate mit Prüfliter 28 Tagen gegenüber den Saugraten nach 180 Tagen, 1a und 2a.

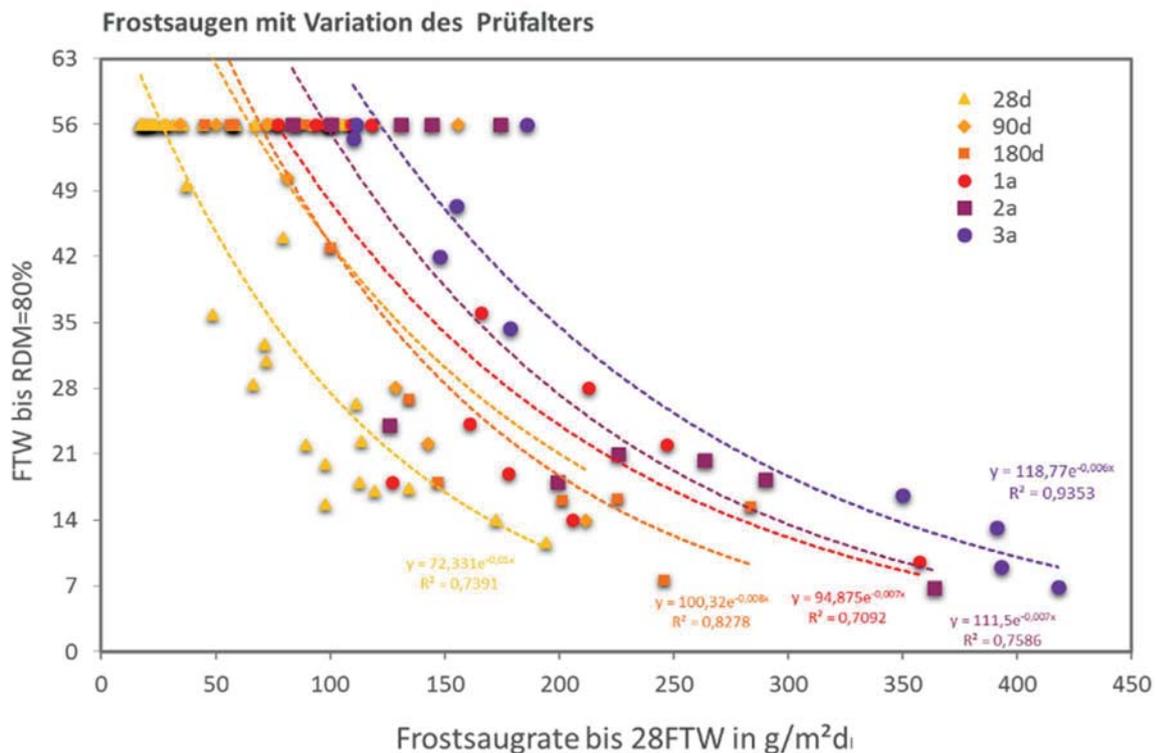


Abbildung 83: Zusammenhang zwischen Anzahl an FTW bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums und der Frostsaugrate bis zum 28. FTW.

Trägt man auch hier die Saugrate über die Zeit auf, lässt sich ebenfalls bei den meisten Betonen mit w/b -Wert=0.30 eine lineare Zunahme feststellen (Abbildung 84). Die Daten des Frostsaugens aus sämtlichen CDF-Prüfungen, einschließlich der Werte der Betone aus [C1], die nach 9 Jahren erneut getestet wurden, sind in Abbildung 85 dargestellt.

Aufgrund der Vielzahl an Variationen und der mit höherem Prüfalter zunehmenden Streuung, liegt insbesondere bei den 9 Jahre alten Proben eine Abweichung von dem beschriebenen Verhalten vor.

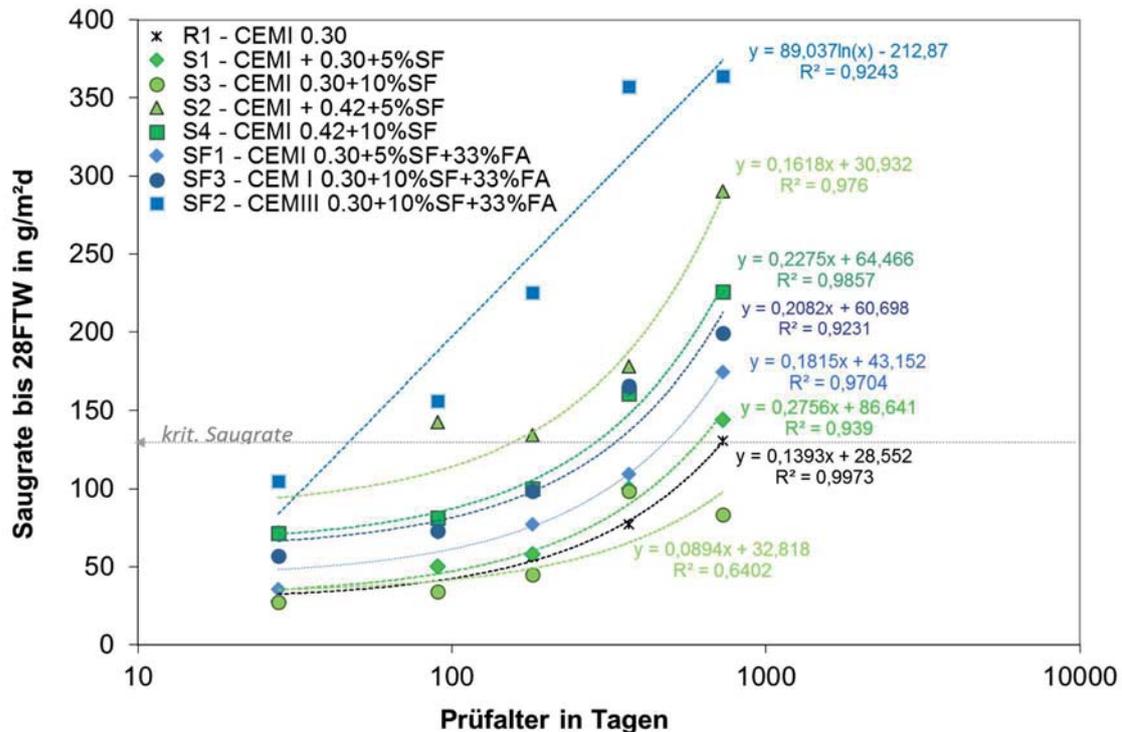


Abbildung 84: Lineare Zunahme der Saugrate mit dem Prüfalter.

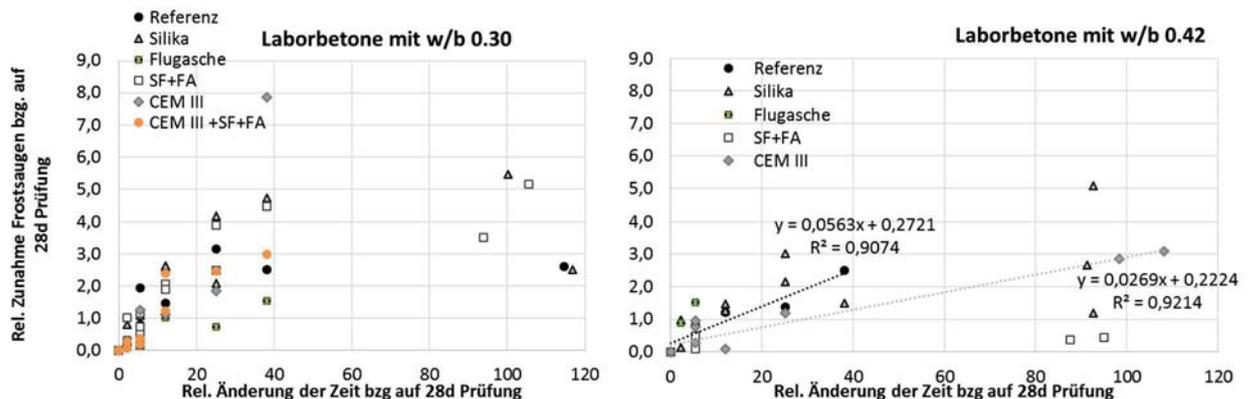


Abbildung 85: Relative Zunahme des Frostsaugens gegenüber der relativen Zunahme der Zeit bezogen auf die Erstprüfung. Betone mit $w/b=0.30$ (links) und $w/b=0.42$ (rechts).

Bei Luftporenbetonen in Verbindung mit Silikastaub konnte kein Einfluss des Prüfalters auf die innere Schädigung beobachtet werden. Es stellte sich zwar ebenfalls eine leichte Erhöhung der Feuchteaufnahme ein, diese führte dennoch zu keiner kritischen Sättigung. Die Frostpumpe wird erneut aufgrund des hohen LP-Gehaltes unterbrochen, so dass eine tatsächlich eintretende Schädigung ausbleibt. Auch nach 3 jähriger Auslagerung konnte bei den Luftporenbetonen keine tatsächliche Abnahme des E-



Moduls festgestellt werden. In allen Fällen stagnierte der E-Modul, berechnet aus der Ultraschalllaufzeit, bei Werten zwischen 95 und 85%, wohingegen die Werte der Resonanzfrequenz bei 100% lagen. Die Abnahme des E-Moduls ist wiederholt auf die Verdrängung der Luft, entgegen der eindringenden Wasserfront zurückzuführen, wodurch sich lediglich das Ultraschallsignal verändert.

2.5.5 BESTIMMUNG DES CHLORIDGEHALTS

Bei der Verwendung von Natriumchlorid kommt es in Abhängigkeit der Zusammensetzung des Betons und der Umgebungsbedingungen zu unterschiedlichen Chloridprofilen mit variierender Eindringgeschwindigkeit. Der Chlorideintrag findet dabei in erster Linie infolge von Diffusion aber auch Konvektion über das Porenwasser des Betons statt. In Abhängigkeit des Abstandes zur Oberfläche sowie der Belastungsdauer ergibt sich somit ein Chloridkonzentrationsprofil, da Beton bzw. Zementstein in der Lage ist, Chloride sowohl chemisch als auch physikalisch zu binden [D1],[A3]. Dabei dringt das Lösungswasser tiefer in den Beton ein, da sich die Salzionen innerhalb der oberflächennahen Schichte aufgrund von Chromatographieeffekten anreichern. Je höher die Kapillarporosität bzw. der Anteil an Fehlstellen ist, desto stärker erfolgt die Aufnahme von Chloridlösung. Dabei können die Chloride vor allem entlang der Kontaktzone oder über Risse tiefer ins Betongefüge eindringen. Je dichter die angrenzende Matrix ist, desto größer ist dementsprechend das Chloridgefälle.

Im Rahmen des Projektes wurde an ausgesuchten Proben nach der CDF-Prüfung der Chloridgehalt innerhalb der oberflächennahen Schichten mittels Ionenchromatographie bestimmt. Dazu wurden Bohrmehlproben aus 10 mm und 20 mm Tiefe entnommen. Die Analyse erfolgte mittels heißem Salpeteraufschluss [S10]. Der Auszug der Ergebnisse einiger Betone mit w/b -Wert=0.30 zeigt eine stärkere Chloridaufnahme der flugaschehaltigen Serien in 10 mm Tiefe, insbesondere nach längerer Lagerung der Proben. Allerdings fällt danach die Cl-Konzentration stark ab, so dass sich die Chloridanreicherung nur auf den ersten Zentimeter beschränkt, was u.a. auf Chromatographieeffekte zurückzuführen ist. Grundsätzlich nimmt mit sinkendem w/b -Wert die freie Chloridkonzentration ab, so dass tendenziell mehr Chlorid gebunden vorliegt. Untersuchungen konnten in der Vergangenheit sowohl eine Abnahme der Chlorideindringtiefe bei flugaschehaltigen Betonen belegen, als auch eine stärkere Chloridbindungskapazität [D1],[L3]. Gleiches gilt auch für die Hüttensandbetone. DAHME gibt als Grund hierfür den bei Flugaschemischungen höheren Gehalt an Friedelschem Salz im Vergleich zu reinen Portlandzementbetonen an [D1]. Durch die verstärkte adsorptive Bindung von Chloriden nimmt insgesamt das für die Diffusion notwendige Konzentrationsgefälle ab. Weitere Aspekte sind die Unterbrechung der Porenwege durch den *pore blocking* Effekt der Flugasche sowie der Einfluss der Karbonatisierung auf die Chloridspeicherung. In karbonatisiertem Beton ist die Chloridspeicherung

nahezu aufgehoben, da hier eine hohe Sulfatkonzentration vorliegt, die die Chloridsorption unterbindet.

Bei den älteren Proben, die in diesen Untersuchungen einen höheren Chloridgehalt aufwiesen als nach der 28 d Prüfung, ist allerdings die karbonatisierte Randschicht nach der CDF-Prüfung vollständig abgewittert. In nahezu allen Fällen lag nach 3 Jahren Laborlagerung die Abwitterungstiefe bei 1-2 mm, während im Alter von 28 d bis auf die Hüttensandbetone, keine Karbonatisierung messbar war. Die zuvor feldgelagerten Proben deuten erneut auf eine Verfeinerung der oberflächennahen Bereiche hin. Insbesondere bei höheren w/b-Werten ist die Abnahme des Chloridgehalts signifikant, ebenso die Abnahme der Cl-Konzentration in tieferen Schichten.

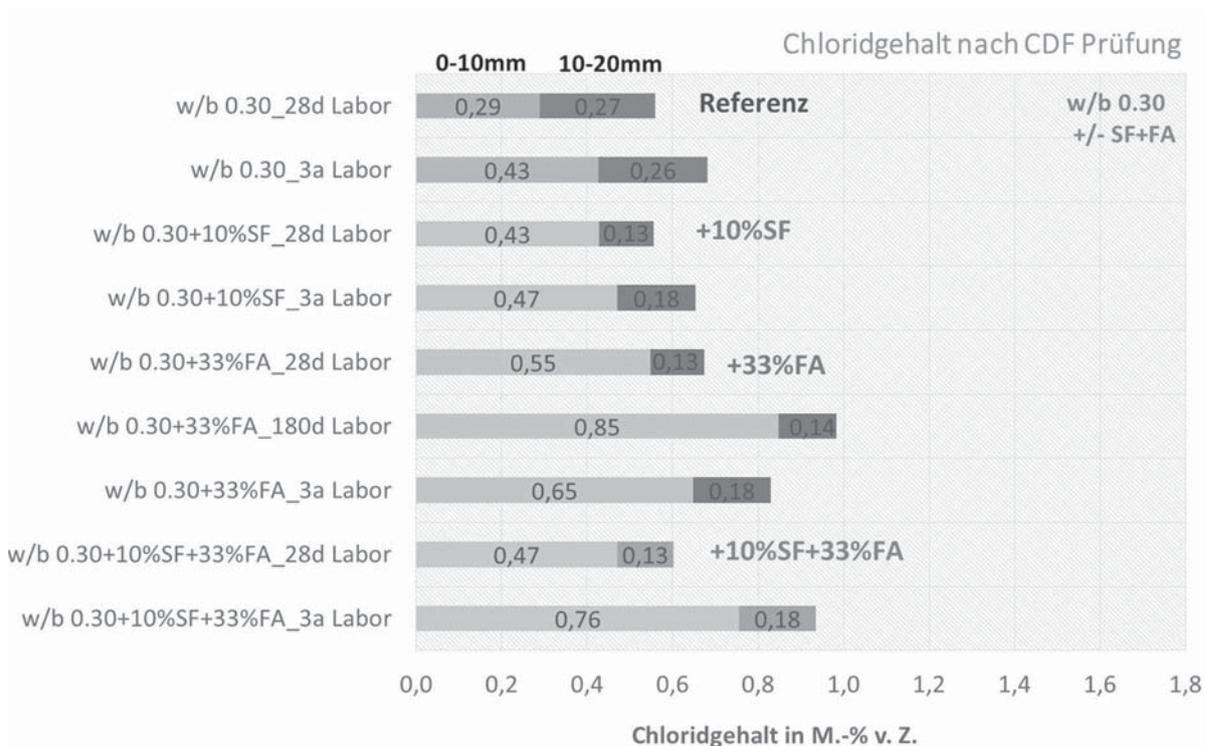


Abbildung 86: Chloridgehalt einiger Serien mit w/b = 0.30 nach der CDF-Prüfung in 10 mm und 20 mm Tiefe mit Variation des Prüfalters.

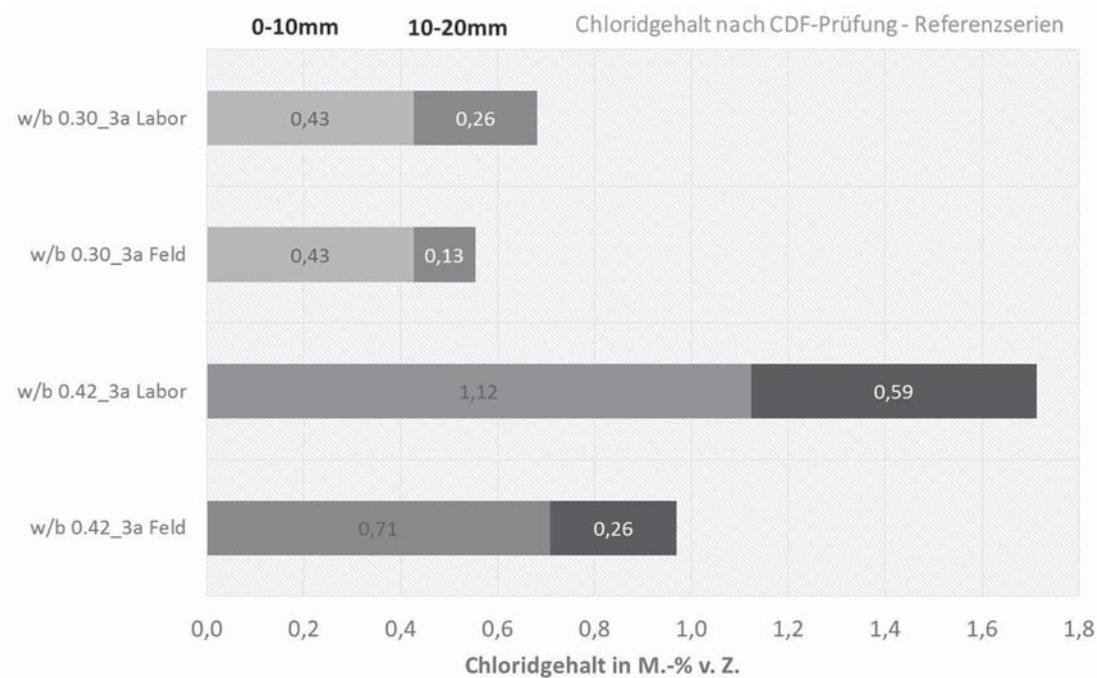


Abbildung 87: Chloridgehalt zweier Serien mit $w/b = 0.30$ und $w/b=0.42$ nach der CDF-Prüfung in 10 mm und 20 mm Tiefe mit Variation der Lagerung.

2.5.6 KORRELATION DER CDF/ CIF ERGEBNISSE

Bei CEM III - Betonen ist mittlerweile bekannt, dass die Abwitterung der karbonatisierten Randzone charakteristisch für den Abwitterungsverlauf der Betone ist, wodurch sich in der Regel eine progressive Zunahme der Abwitterungsmengen ausbildet. Nach dem Ablösen dieser poröseren Schicht schließt sich allerdings im Allgemeinen eine dichtere Porenstruktur an, so dass die weitere Abwitterung z.T. unter den Werten vergleichender CEM I - Betone liegt. Um diesen Sachverhalt genauer zu untersuchen bzw. Rückschlüsse über die Zunahme der Abwitterungsmengen infolge Lagerungsart zu ziehen, wurde die Abwitterungstiefe berechnet und mit den Ergebnissen aus den Karbonatisierungs-untersuchungen verglichen.

Beim Vergleich dieser Parameter können die Betone im Wesentlichen in drei Gruppen unterteilt werden. Betone, die keine messbare Karbonatisierung zeigten, wiesen durchweg auch geringere Abwitterungsmengen auf. Hierzu zählen sämtliche CEM I - Betone mit w/b -Wert=0.30 mit und ohne Zusatzstoffe im Alter von 28 Tagen. Bei den Serien ohne Flugasche konnte in Verbindung mit einem CEM I - Zement bis zu einem Alter von 2 Jahren kaum ein Karbonatisierungsfortschritt festgestellt werden. In diesen Bereich fallen auch sämtliche feldgelagerte Proben, die anschließend mittels CDF-Prüfung untersucht wurden. Eine Ausnahme bilden die Serien mit Flugasche. Zu der zweiten Gruppe gehören Betone, die zwar eine geringe Abwitterung innerhalb der CDF-Prüfung aufwiesen, aber eine deutlich Karbonatisierung zeigten und somit keine Korrelation der beiden Messparameter zulassen. Die Karbonatisierung scheint sich hier nicht negativ auf die Abwitterung auszuwirken. Allerdings weisen diese Betone eine

deutliche innere Schädigung auf, ebenso wie eine erhöhte Feuchteaufnahme, was für eine Veränderung der Porenstruktur spricht. Dieses Verhalten konnte bei silikahaltigen Betonen mit Portlandzement und einem w/b von 0.42 in Verbindung mit Prüfaltern zwischen 90 Tagen und einem Jahr gefunden werden. Bei der dritten Gruppe korrelieren Abwitterungs- und Karbonatisierungstiefe miteinander. Wie erwartet sind in dieser Gruppe die hüttensandhaltigen Betone zu finden. Allerdings weisen auch die mit Flugasche und/ oder Silika kombinierten CEM I - Betone bei einem w/b-Wert von 0.42 dieses Verhalten auf, wenn auch erst ab einem Prüfalter von 90 Tagen. Zu beachten ist bei der Darstellung grundsätzlich, dass die Abwitterungstiefe nach 28 FTW aufgetragen ist. Ab einer Abwitterungsmenge von ca. 4.000 g/m^2 wurde im allgemeinen die CDF-Prüfung abgebrochen (Ausnahmen bei sehr schnell voranschreitender starker Abwitterung), was einer Abwitterungstiefe von 1,6 mm entspricht, d.h. dass in vielen Fällen die Abwitterung der karbonatisierten Randzone nicht vollständig stattfinden konnte. Insofern sind die Werte dieser beiden Messparameter nicht identisch. Zudem trat bei den laborgelagerten Proben mit zunehmendem Prüfalter häufig eine höhere Streuung innerhalb der Karbonatisierungsfront auf.

Wie auch schon in [B3] beschrieben ist, darf zudem die karbonatisierte Schicht nicht als Ganzes bewertet werden. Bei CEM III - Betonen mit höheren Hüttensandgehalten ($\geq 50\%$) entsteht, wie bereits erläutert, im Gegensatz zu Betonen mit CEM I - Zement nicht nur Calcit, sondern die metastabilen Modifikationen Vaterit und Aragonit. Insofern liegen hier Reaktionsprodukte vor, die neben der Veränderung der Porenstruktur durch FTW in Kombination mit Tausalz unterschiedlich schnell in Lösung gehen und zu Calcit umgewandelt werden. Ein ähnliches Verhalten wird auch Portlandzementen mit hohem Zusatzstoffgehalt zugeschrieben, da durch den hier vorliegenden geringeren Portlanditgehalt zusätzlich C-S-H-Phasen karbonatisieren. Dadurch entstehen neben poröserem Kieselgel ebenfalls metastabile Carbonatmodifikationen. Insofern würden die Ergebnisse der Gruppe 3 (Abbildung 88) diesen Sachverhalt bestätigen. Die von den Autoren in [B3] beschriebene langsamere Feuchteaufnahme während der ersten FTW aufgrund des Hineinwachsens von Calcit in die Poren kann bei den CEM I - Zementen in Verbindung mit niedrigen w/b-Werten weniger beobachtet werden. Es findet aber aufgrund der Vergrößerung der oberflächennahen Schichten eine mit der Zeit stärkere Aufnahme von NaCl-Lösung während der Befrostung statt (Abbildung 89).

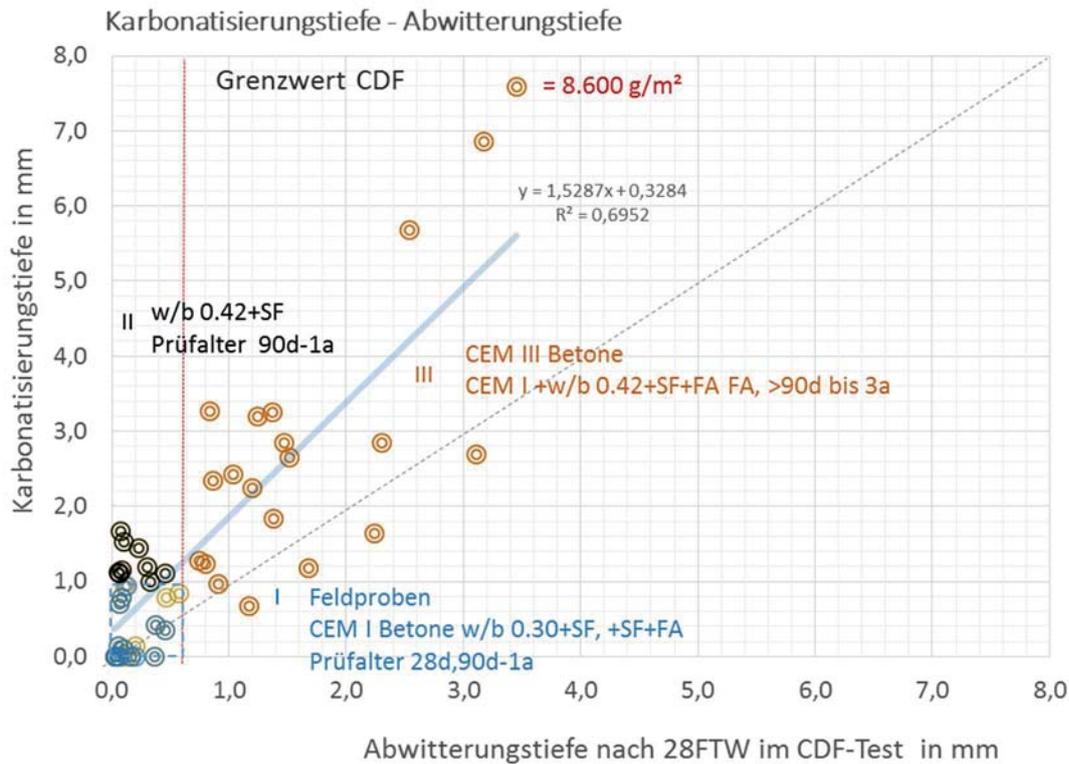


Abbildung 88: Korrelation der Abwitterungs- und Karbonisierungstiefe zu unterschiedlichen Prüfzeitpunkten.

Trägt man die Abwitterung über die Feuchteaufnahme auf, so wird die Beeinflussung der Feuchteaufnahme durch die Karbonatisierung deutlich. Grundsätzlich kann dabei zwischen zwei Bereichen unterschieden werden - das Abwittern der karbonatisierten Randschicht, das mit einer langsameren Feuchteaufnahme verbunden ist, und die daran anschließende Feuchteaufnahme des Kernbetons mit Reduzierung der Abwitterungsrate. Die Veränderung der Kapillarporosität bzw. der Porenradialverteilung wirkt sich hingegen lediglich auf die anfängliche NaCl-Aufnahme aus, während die Abwitterungsrate gering bleibt. Die mit der Zeit kapillar porösere Ausbildung der Randzone sowie die zunehmend wassergeleerten Poren verstärken diesen anfänglichen Bereich der Feuchteaufnahme. Nach Abwitterung der poröseren Randschicht kann aber teilweise feuchtetechnisch ein Gleichgewicht erzielt werden, ab dem die Frostpumpe zu keiner kritischen Sättigung der Matrix führt. Es zeigt sich also, dass die Randzone nicht immer einen Einfluss auf die innere Schädigung nehmen muss, sondern nur die Anfangsphase der Wasseraufnahme verändern kann ohne weitere Folgen für den Schadensverlauf.

Nach 3 Jahren Laborlagerung liegt bei den in Abbildung 89 dargestellten Proben eine deutliche Karbonatisierung vor, insbesondere bei den Betonen mit $w/b=0.42$. Dadurch liegen schon nach wenigen FTW hohe Abwitterungsmengen vor. Signifikanter zeigt sich dieses Verhalten je dichter der Kernbeton ist. Die anschließende Abwitterungsrate flacht dann entsprechend ab. Im Falle der Mischung SF2 (CEM III, $w/b=0.30+33\%FA+10\%SF$)

liegt die Dicke der karbonatisierten Schicht weit über der bis zum Ende des CDF-Testes gemessenen Abwitterungstiefe von 3,6 mm, was einer Abwitterung von 8.600 g/m² entspricht. Die Darstellung lässt somit Rückschlüsse zu, ab wann die Karbonatisierung die Feuchteaufnahme mit beeinflusst und sich die anfänglich dichte Randzone verändert. Bei der Serie SF2 tritt dies z.B. nach 180 Tagen ein. Die Karbonatisierung hat die Randzone derart geschwächt, dass sich diese schnell und kontinuierlich vom Kernbeton löst. Die zuvor feldgelagerten Proben wittern dagegen kaum ab und weisen eine durch die Nachhydratation geringe Porosität auf, die zu einer Reduzierung der Feuchteaufnahme führt. Lediglich bei der Mischung SF2 liegt eine geringe Karbonatisierung der oberflächennahen Schichten vor.

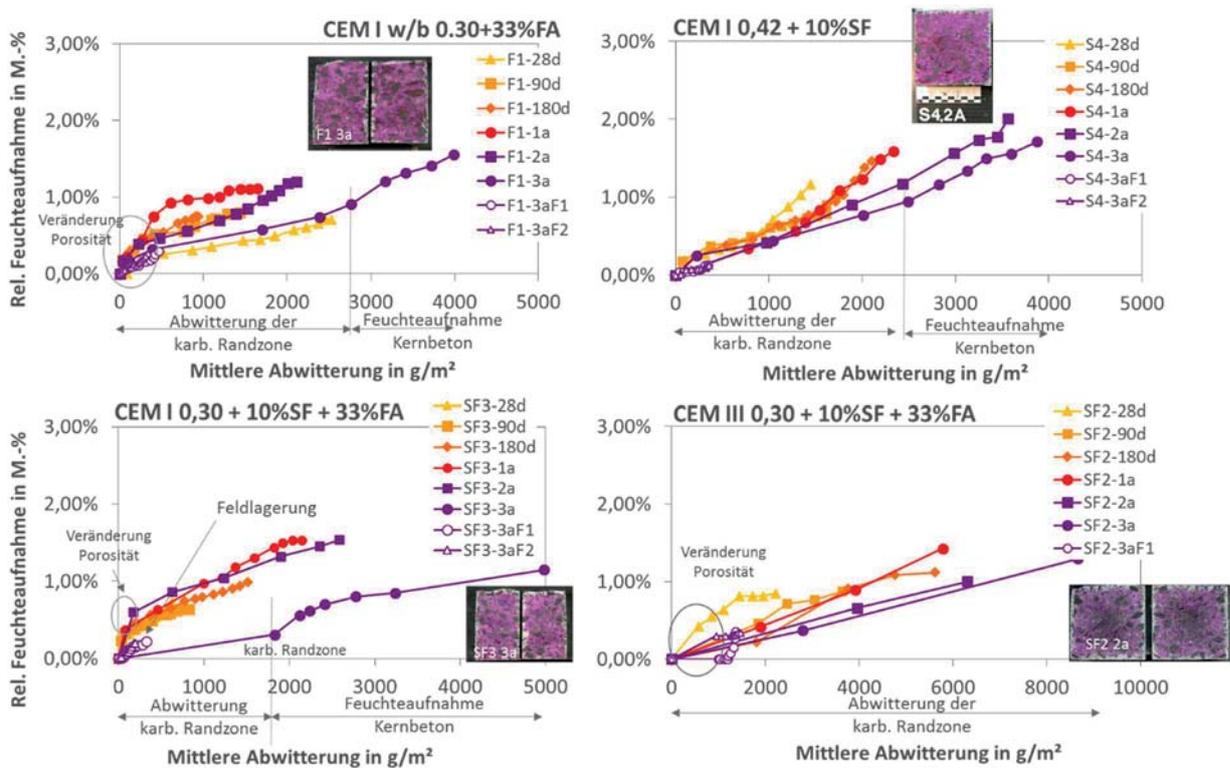


Abbildung 89: Gegenüberstellung Feuchteaufnahme während des CDF-Tests und Abwitterung. Betone mit CEM I bzw. CEM III und Zusatzstoffen (Darstellung SF2 der y-Achse bis 10.000g/m²).

Dass die Feuchteaufnahme und die Abwitterung bei gewissen Betonen korrelierbar sind, kann anhand der nachfolgenden Abbildung verdeutlicht werden. Die Saugrate während der Befrostung, die mit zunehmendem Prüfalter, wie bereits erwähnt linear ansteigt, ist in den meisten Fällen auch mit einer geringeren Abwitterungsrate verbunden. Bei den Betonen, die das CDF-Abnahmekriterium einhalten, liegt auch eine geringe Saugrate vor. Hier überlagern sich allerdings zwei Effekte, die Zunahme der Saugrate durch die Erhöhung der Effizienz der Mikroeislinsepumpe mit längerer Laborlagerung und die Zunahme durch die Karbonatisierung bzw. Austrocknung der Randbereiche.

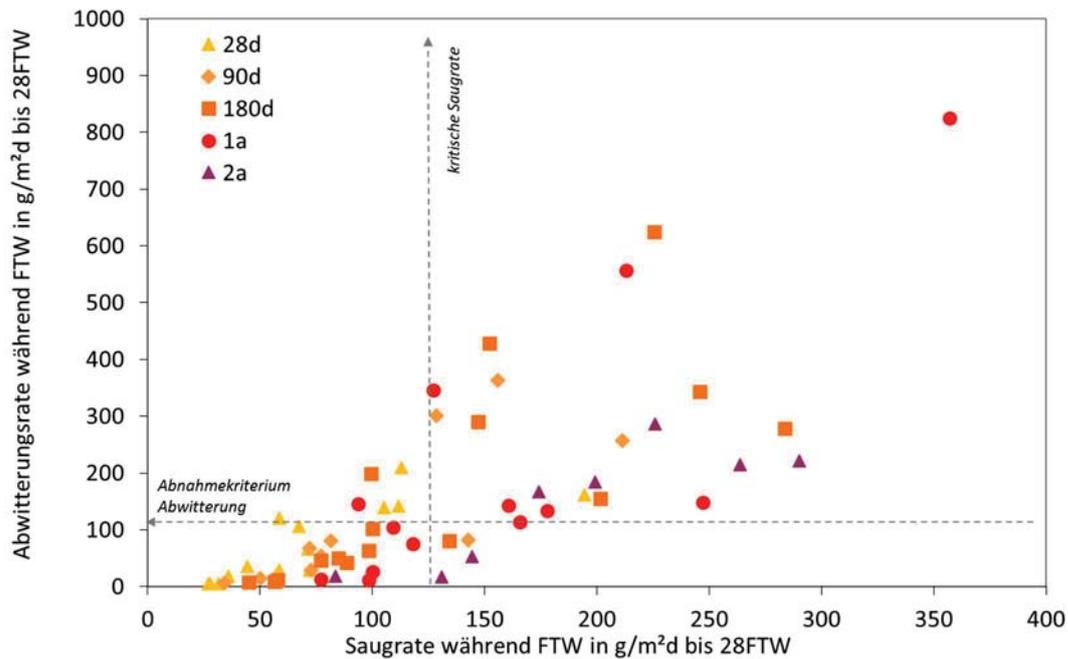


Abbildung 90: Gegenüberstellung Abwitterungs- bzw. Saugrate bis 28 FTW mit Variation des Prüfalters.

Vergleicht man die äußere Schädigung mit den Ergebnissen der Feuchteaufnahme (Abbildung 90), so zeigt sich, dass ein Zusammenhang zwischen der Abwitterung und damit Schwächung der Randzone und der Frostsaugrate besteht. Allerdings erfolgt der Eintrag von Tausalzen trotz zunehmenden kapillaren Saugens bzw. Anstieg der Saugrate nicht bis in tiefere Schichten. Wie die Untersuchungen zur Chlorideindringtiefe mittels Ionenchromatographie ergaben, lag bei niedrigen w/b -Werten durchweg ein nur geringer Chloridgehalt innerhalb der ersten 10-20 mm vor, der sich in Abhängigkeit des Prüfalters nur leicht veränderte (Kapitel 2.5.5). Hier spielen Chromatographieeffekte eine Rolle, sowie eine erhöhte Chloridbindungskapazität bei den flugaschehaltigen Mischungen.

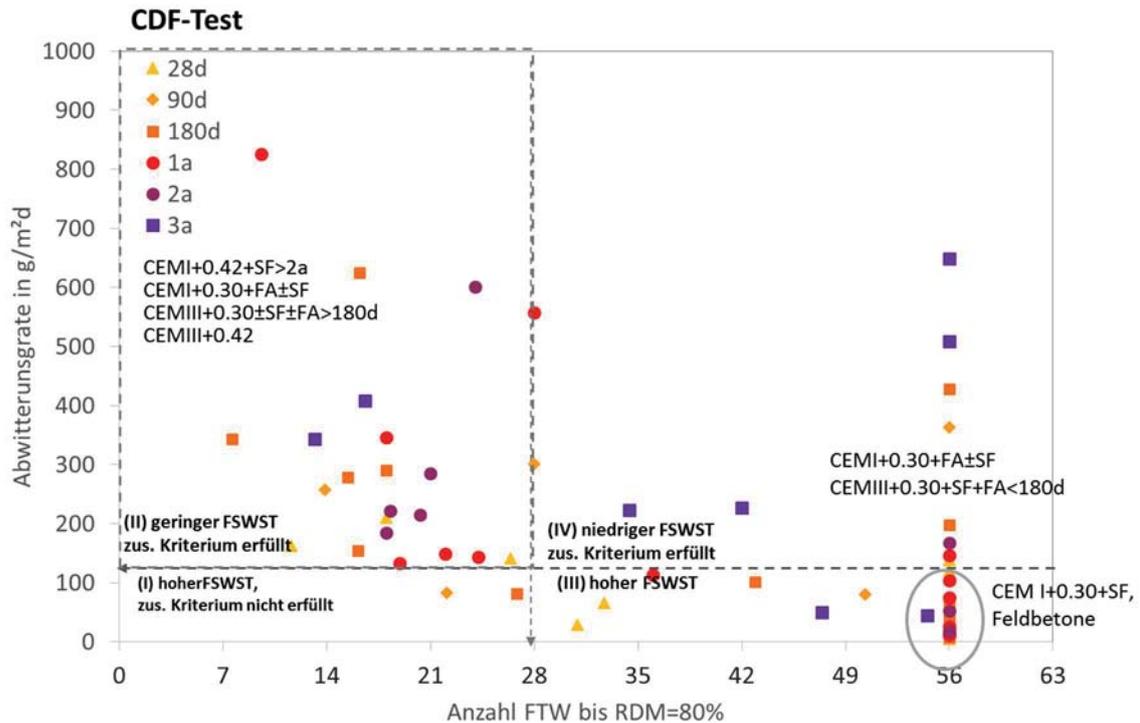


Abbildung 91: Gegenüberstellung Abwitterungsrate und Anzahl FTW bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums innerhalb des CDF-Tests.

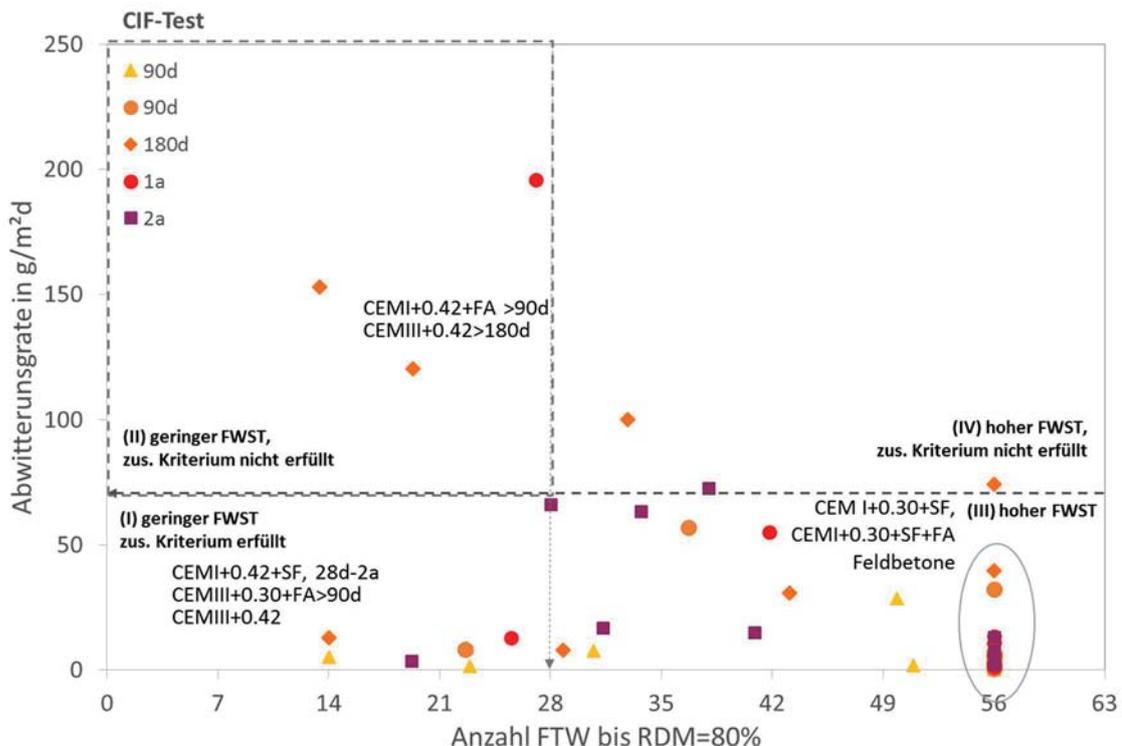


Abbildung 92: Gegenüberstellung Abwitterungsrate und Anzahl FTW bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums innerhalb des CIF-Tests.

Setzt man die Abwitterungsrate ins Verhältnis zur inneren Schädigung über die Anzahl an FTW bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums von 80%, so müssen vier Bereiche unterschieden werden. Da bekanntlich beide Schädigungsformen – äußere und innere



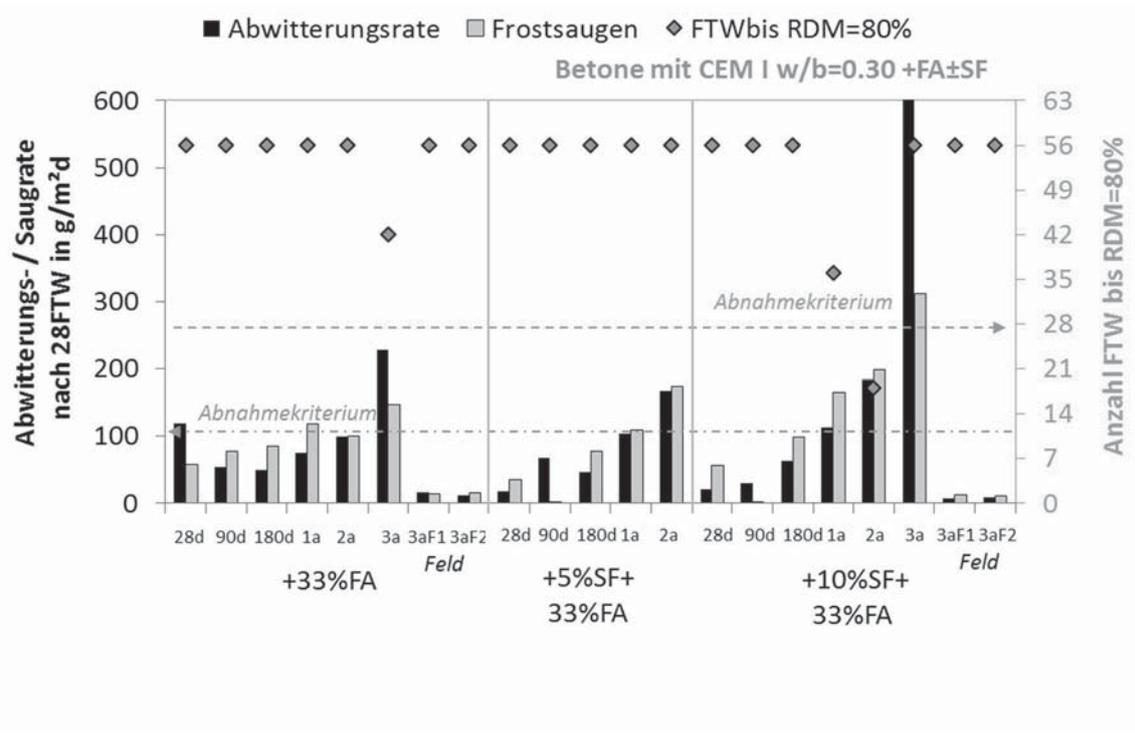
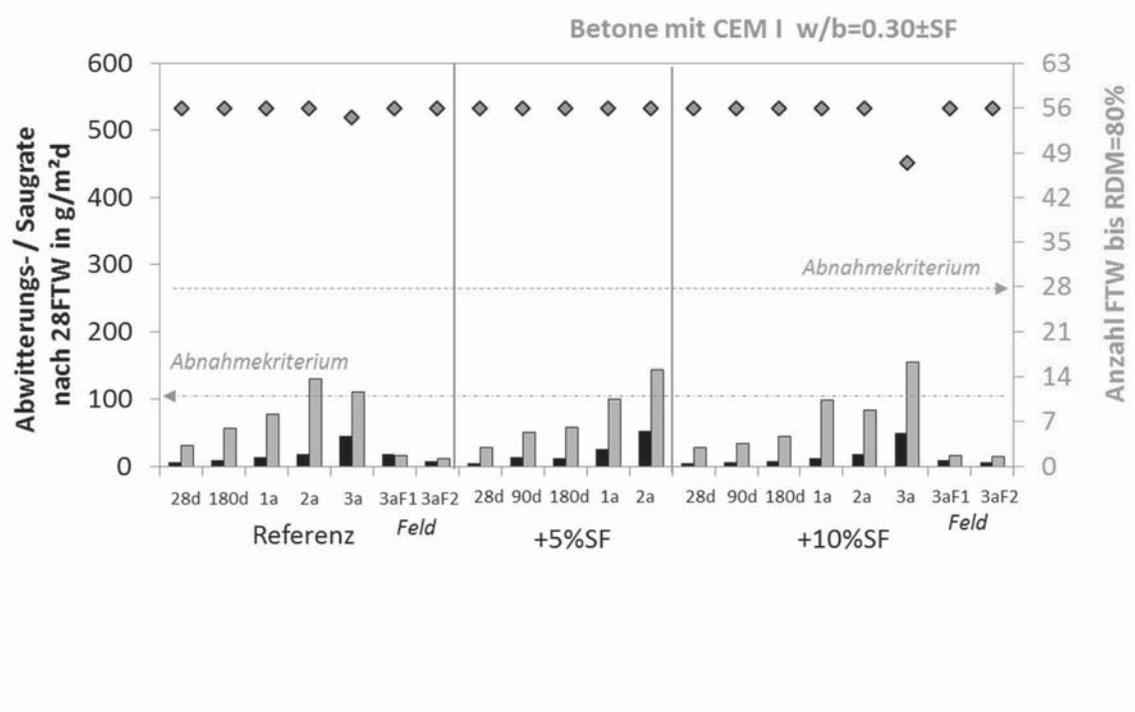
Schädigung - auf unterschiedlichen Schadensmechanismen beruhen besteht im Allgemeinen keine direkte Korrelation der beiden Parameter miteinander. Infolge der Alterung ergibt sich bei Anwesenheit von NaCl aber bei vielen Betonen eine Abhängigkeit der beiden Schadensparameter voneinander. In den meisten Fällen tritt bei erhöhter Abwitterung auch eine höhere Saugrate auf, die mit einer inneren Schädigung verbunden ist, unabhängig von der zuvor dichten Matrix. Die Alterung beeinflusst somit so stark die Randzone, dass diese häufig der entscheidende Faktor für den Feuchtezutritt innerhalb der oberflächennahen Bereiche ist. Verfügt dieser Bereich über eine entsprechende Menge an gefrierbarem Wasser wird die Mikroeislinsepumpe aktiviert und es kommt zu einer beschleunigten Sättigungsaufnahme, die im Inneren dann zu einer Gefügeschädigung führen kann. Nichtsdestotrotz gibt es auch Betone, die in die Gruppe 3 fallen, also Betone, die zwar eine hohe Abwitterung nach 28 FTW aufweisen, aber keine innere Schädigung erfahren haben. Zu dieser Gruppe gehören vor allem die CEM III - Betone, bei denen innerhalb der Randzone, wie bereits erläutert, eine infolge Karbonatisierung höhere Porosität sowie metastabile Phasenmodifikationen vorliegen, so dass diese anfänglich überproportional abwittert. Danach aber schließt sich ein dichteres Gefüge an, das auch bei höherem Prüfalter vorhanden ist und einem weiteren Feuchtezutritt entgegenwirkt.

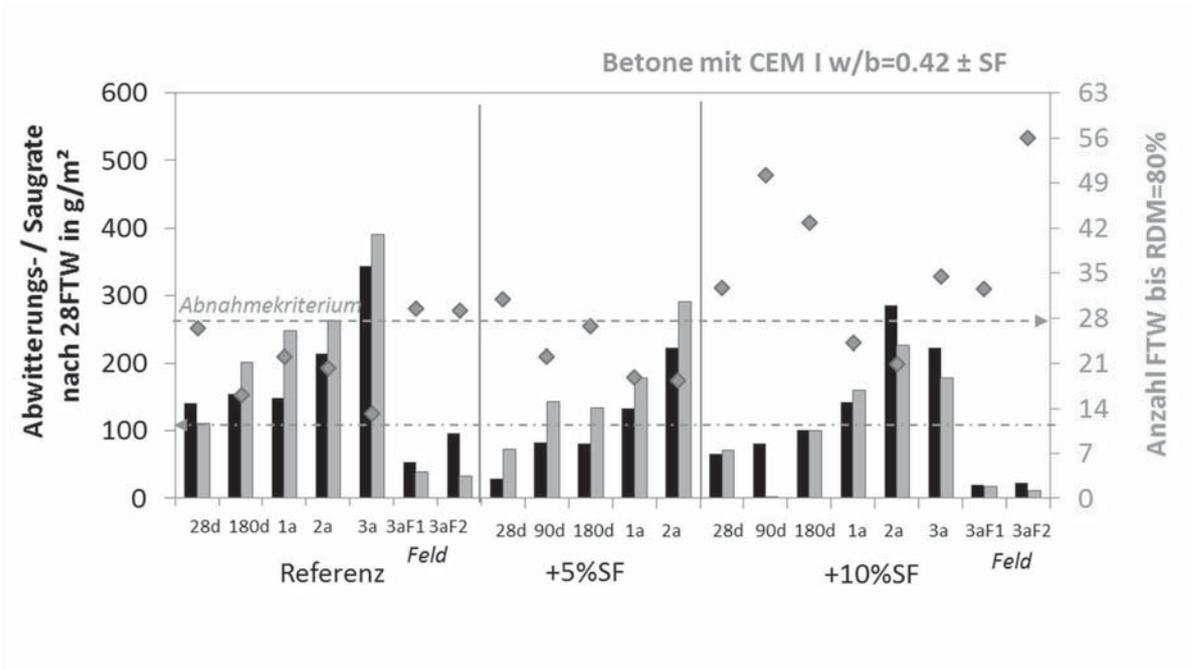
Bei Verwendung von demineralisiertem Wasser ist erkennbar, dass in diesem Fall beide Schädigungsformen nicht zeitgleich auftreten müssen, was aus bisherigen Untersuchungen bekannt ist. Allerdings beeinflusst die durch die Alterung porösere und weniger stabile Randschicht auch hier das Abwitterungsverhalten und natürlich das Frostsaugen bzw. die Zeit bis zum Erreichen des Schädigungskriteriums. Bei vielen Betonserien kann ein hoher Frostwiderstand beobachtet werden, bei dem auch das zusätzliche Kriterium erfüllt ist (Abbildung 92). Zu diesen Betonen zählen die CEM I - Betone mit niedrigem w/b-Wert sowie sämtliche Feldbetone. Betone mit einem CEM III - Zement nehmen aber z.B. infolge der höheren Kapillarporosität mehr Feuchte auf und können sie schneller ins Innere transportieren, wodurch früher eine kritische Sättigung erreicht wird. Dabei zeigen sie aufgrund der Instabilität der Carbonatmodifikationen mit höherem Alter auch eine stärkere Abwitterung.

Tabelle 5: Einteilung der Betone hinsichtlich Frost-Tausalz widerstand (CDF-Prüfung).

Kriterium	Frost-Tausalz- widerstand	zus. Kriterium		Betone	Prüfalter	Prozesse
		Abwitterung*	Abfall RDM**			
	$m \leq 1.500\text{g}/\text{m}^2$		FTW $\leq 28\text{FTW}$			
Bereich I	hoch	gering		CEMI+0.42±SF,	28d,1a	Veränderung Porengefüge → MEL Pumpe+ Zunahme Frostsaugen
				CEMI+0.30+FA±SF	2a,3a	
Bereich II	nicht ausreichend	gering		CEMI+0.42+SF	2a,3a	Metastabile Phasen + Karbonatisierung der Randschicht → Randzone geschwächt, keine sig. Zunahme Frostsaugen
				CEMI+0.30+FA±SF	180d-3a	
				CEMIII+0.30±SF±FA	180d-3a	
				CEMIII+0.42		
Bereich III	hoch			CEM I+0.30+SF,	28d-3a	dichte Randzone, keine Karbonatisierung, Transportwiderstand
				+Feldbetone		
Bereich IV	nicht ausreichend	hoch		CEMI+0.30+FA±SF	28d-90d	Veränderung Porengefüge/ Phasenbestand, Karbonatisierung der Randschicht → Absprengung Schicht, Zunahme Frostsaugen
				CEMIII+0.30+SF+FA		

*nach 28FTW, **RDM≤80%





c)

Abbildung 93: Gegenüberstellung der Parameter Abwitterungsrate, Abfall RDM und Saugrate der Betone mit a) $w/b=0.30+FA\pm SF$, b) $w/b=0.30\pm SF$ und c) $w/b=0.42\pm SF$ nach Prüfung mittels CDF-Test.

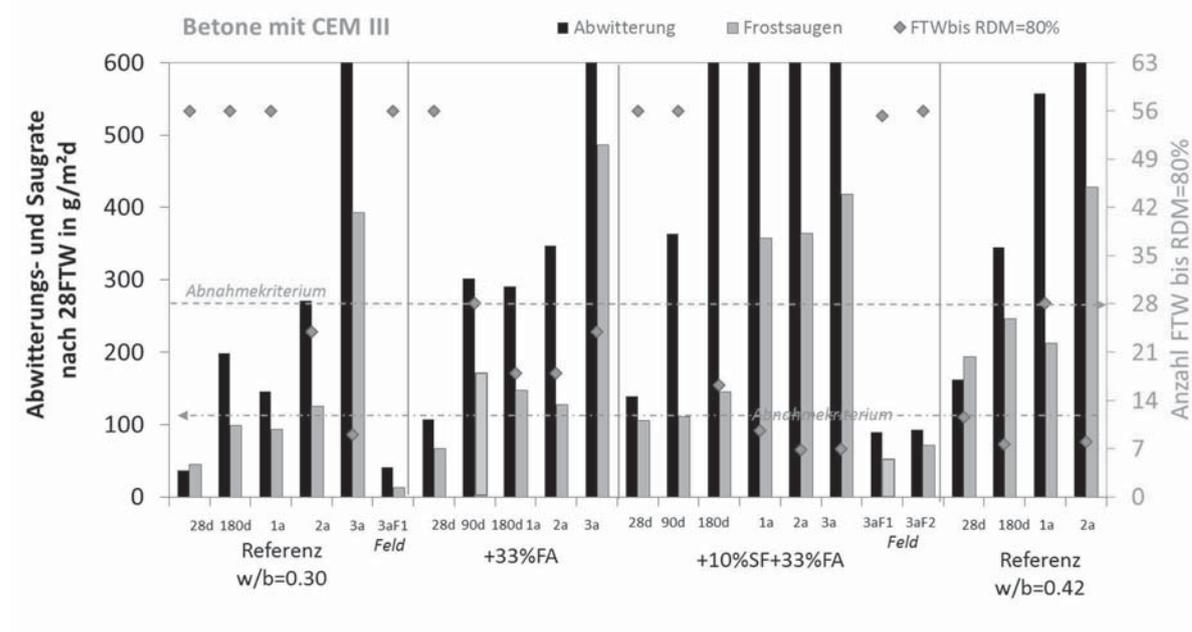


Abbildung 94: Gegenüberstellung der Parameter Abwitterungsrate, Abfall RDM und Saugrate der Betone mit CEM III- Zement nach Prüfung mittels CDF-Test.

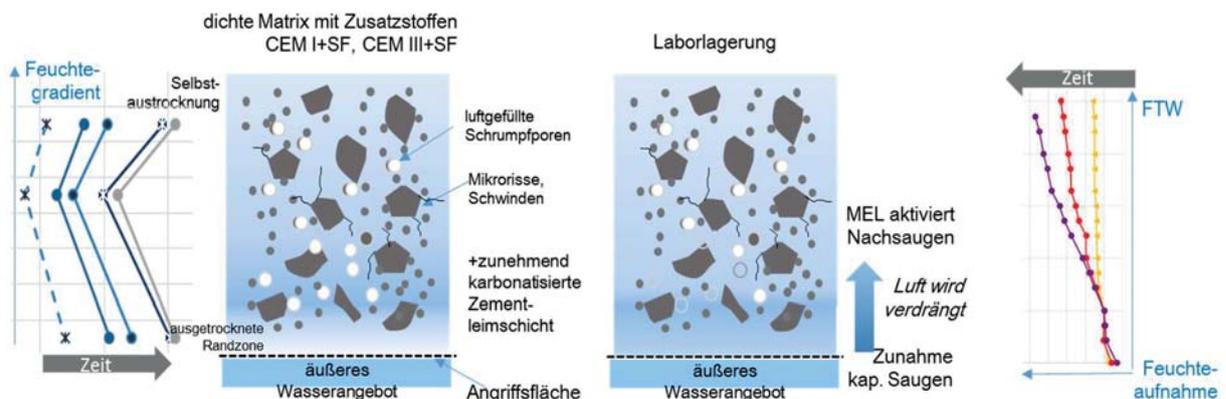


ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass sich sowohl bei Normalbeton, als auch hochfesten Betonen die innere und äußere Schädigung bei längerer Laborlagerung negativ verändern kann. Andererseits weisen aber auch einige Betone über Jahre trotz der Lagerung unter Laborbedingungen einen hohen Frost- und Frost-Tausalz widerstand auf. In nahezu allen Fällen konnte aber bei längerer Laborlagerung eine Zunahme der Abwitterung sowie eine teilweise deutliche Verschlechterung des Frost- und Frost-Tausalz widerstandes beobachtet werden, was aus einer höheren Sättigungsgeschwindigkeit der Betone mit höherem Prüfalter resultiert. Dieses Verhalten zeigten die über mehrere Jahre freigelagerten Proben in der anschließenden CDF-Prüfung nicht. Durch die Laborlagerung kommt es zum einen bei hüttensandhaltigen Betonen, aber auch CEM I - Betonen mit Zusatzstoffen aufgrund der geringeren Menge an Ca(OH)_2 zu einer unterschiedlich schnell, aber stetig voranschreitenden Karbonatisierung der Randzone. Lediglich bei den reinen Flugaschebetonen tritt nach 90 bzw. 180 Tagen eine kurzzeitige Verbesserung des Frost-Tausalz widerstandes ein. Hier könnte sich die später einsetzende puzzolanische Reaktion bzw. bessere Einbindung der Flugasche in die Matrix positiv auswirken. Die innere Schädigung allerdings nimmt erst bei höherem Prüfalter zu, was ebenfalls an dem höheren Anteil an kapillar aufgenommenen Prüflösung sowie der Menge beweglichen Wassers im Innern des Betons liegt, was zu mehr Wasserumverteilungen und einem stärkeren Nachsaugen von Wasser führt. Eine Ausnahme bilden hier die Betone mit CEM III - Zement, die in Verbindung mit einem niedrigen w/b-Wert zwar eine höhere Anfangsabwitterung aufweisen, nicht aber eine innere Schädigung zeigen.

Durch die in allen Fällen stetig zunehmende Austrocknung der oberflächennahen Schichten nehmen alle Betone mit höherem Prüfalter (Silikabetone ab $a(t) > 1a$) mehr Feuchte kapillar auf. Beide Effekte - Karbonatisierung und Austrocknung - beeinträchtigen die Ausbildung einer intakten Randzone. Phasenumwandlungen und fehlende Nachhydratation spielen dabei eine entscheidende Rolle. Durch den somit höheren Feuchtegehalt innerhalb der ersten Schichten finden nun vermehrt Mikroislinsenbildungen und Wasserumverteilungen während des Gefrierens statt. Eine kritische Sättigung wird schneller erreicht. Die Prüflösung kann stetig tiefer ins Gefüge eindringen. Hier begünstigen Mikrorisse, wie sie infolge der Selbstaustrocknung entstanden sind sowie Schwachstellen innerhalb der Kontaktzone, diesen Prozess. Chromatographieeffekte bewirken zusätzlich eine Anreicherung von Chloriden in den ersten Zentimetern des Probekörpers. Als Folge dessen kommt es bei Fortführung der Prüfung infolge des entstehenden Konzentrationsgefälles von Chlorid zu Absprengungen der oberflächennahen Schichten sowie zur Umwandlung von metastabilen Phasen infolge Karbonatisierung. Die Abwitterung nimmt dabei mit dem Prüfalter linear zu und ist stark von der Zusammensetzung des Betons abhängig. Abwitterungszunahme und Feuchtaufnahme korrelieren in diesem Bereich.

Kann der Beton nun den bei dichtem Gefüge vorliegenden Transportwiderstand mit der Zeit überwinden, liegt eine lineare Flüssigkeitsaufnahme vor. Den Untersuchungen zufolge ist dies i.d.R. nach 180 Tagen der Fall. Die vor allem in den vorhandenen Schrumpfporen befindliche Luft kann nun entgegen der eindringenden Wasserfront verdrängt werden und wirkt nicht mehr als Puffer. Dieses Verhalten führt nun zu einem früher einsetzenden inneren Schädigungsprozess, da eine durch die Frostpumpe hervorgerufene kritische Sättigung schneller erreicht wird. Messungen der inneren Porenstruktur belegen nach einer innerhalb der ersten Monate stattfindenden Verfeinerung der Porenstruktur eine mit höherem Prüfalalter zunehmende Verschiebung des Porenmaximums in Richtung der Mikrokapillarporen, die für die Effektivität der Mikroislinsenpumpe relevant sind. Insofern konnte in erster Linie eine Abhängigkeit des Frostwiderstandes von der Sättigungsgeschwindigkeit beobachtet werden und weniger von der Porosität des Betons. Bei den dichteren Betonen zeigte sich ein annähernd gleicher kritischer Sättigungsgrad, ab dem eine innere Schädigung initiiert wurde.



- Phase I: Ausgetrocknete Randzone nimmt schnell kapillar Feuchte auf (NaCl, dem. H₂O)
- Phase II: Phasenumwandlung + Chromatographieeffekte → Anreicherung von Chloriden in Randzone → Sprengwirkung
- Phase III: Höhere gefr. Wassermenge im Randbereich, +Zunahme Mikrokapillarporen+Mikrorissstruktur (Schwinden) → MEL aktiviert
- Phase IV: Feuchteaufnahme steigt langsam an
- Phase V: Luft wird entgegen der kont. eindringenden Feuchtefront verdrängt
- Phase VI: Frostschrumpfen + Nachsaugen von externem Wasser → Schädigungs- und Wasserfront

Abbildung 95: Beschreibung der Veränderung des Gefüges und der Feuchteaufnahme mit zunehmendem Prüfalalter der Beton unter Laborlagerung.

Insgesamt nahm auch die Saugrate während der Befrostung linear mit dem Prüfalalter der Betone zu. Flugaschehaltige Betone weisen aufgrund des geringeren Reaktionsgrades der Flugasche und der teilweise schlechteren Einbindung der Flugaschepartikel eine schnellere Feuchteaufnahme während der Befrostung auf. Ein Transportwiderstand während des Frostsaugens kann bei den Betonen, die einer Laborlagerung ausgesetzt waren, trotz des *pore blocking* Effekts nur bis zu einem Alter von 180 Tagen beobachtet werden. Eine geringe puzzolanische Reaktion konnte anhand der Festigkeitsuntersuchungen sowie der Abnahme des Ca(OH)₂ Gehalts mittels Hochtemperatur-DSC nachgewiesen werden, allerdings ist dies stark abhängig vom Zementtyp. Der Hydratationsgrad liegt dennoch deutlich unter den der andere Betone. Die Ergebnisse zum Austrocknungsverhalten von Betonen mit Flugasche



deuten zudem darauf hin, dass sich im Gegensatz zu den anderen Mischungen kein Feuchtegradient während der Laborlagerung ausbildet und die Austrocknung schneller voran schreitet. Aufgrund dessen und der zudem höheren Menge an verdampfbarem Wasser ist die Mikroislinsenpumpe bei diesen Betonen effektiver und kann den Betons schneller sättigen.

Anders sieht dies aus, wenn Flugaschebetone zuvor im Freien lagerten. Bei den feldgelagerten Proben kann durchweg ein anderes Verhalten bei allen geprüften Betonzusammensetzungen festgestellt werden. Durch die Porenfüllung infolge der freien Bewitterung ist die Karbonatisierung behindert. Ebenso bewirken Kristallisationseffekte eine Verdichtung der Randzone, da die Proben wechselnden nass-trocken Perioden ausgesetzt sind und die Ionen aus dem Regenwasser sich in den ersten Schichten anreichern können. Hier spielt auch die durch das externe Feuchteangebot eintretende Nachhydratation eine entscheidende Rolle. Dementsprechend ist die Randzone besser ausgebildet, als es bei den laborgelagerten Proben der Fall ist. Dies zeigte sich anhand verschiedener Messmethoden. In dem untersuchten Zeitraum findet bei diesen Betonen somit scheinbar keine Veränderung innerhalb tiefer liegender Schichten statt. Infolge dessen konnte bei der im Anschluss an die Feldlagerung stattfindenden CDF-Prüfung ein anderes Schädigungs- und Feuchteaufnahmeverhalten beobachtet werden. Auch die Flugaschebetone mit höherem w/b-Wert erfüllen nach der 3 jährigen Auslagerung im anschließenden CDF-Test das Abnahmekriterium. Bei Proben, die bis zu 10 Jahren im Labor lagerten, zeigte sich das gleiche Verhalten. Die zuvor über den gleichen Zeitraum im Freien gelagerten Proben aus dem EU-Projekt CONLIFE [C3] zeigten allerdings in Verbindung mit Hüttensand oder Flugasche danach auch eine erhöhte Abwitterung und innere Schädigung im CDF-Test.

Da bekanntlich beide Schädigungsformen - äußere und innere Schädigung - auf unterschiedlichen Schadensmechanismen beruhen, besteht im Allgemeinen keine direkte Korrelation der beiden Parameter miteinander. Infolge der Alterung ergibt sich aber in Anwesenheit von Tausalzen bei vielen Betonen eine Abhängigkeit der beiden Schadensparameter voneinander. In den meisten Fällen tritt bei erhöhter Abwitterung auch eine höhere Saugrate auf, die mit einer inneren Schädigung verbunden ist, unabhängig von der zuvor dichten Matrix. Die Alterung beeinflusst somit die Randzone so stark, dass diese der entscheidende Faktor für den Feuchtezutritt innerhalb der oberflächennahen Bereiche ist. Nichtsdestotrotz gibt es auch Betone, die zwar eine hohe Abwitterung nach 28 FTW aufweisen, aber keine innere Schädigung erfahren, wie z.B. hüttensandhaltige Betone mit niedrigem w/b-Wert. Ohne Tausalze treten beide Schädigungsformen nicht, wie erwartet, zwingend zeitgleich auf, allerdings beeinflusst auch hier die geringere Stabilität der Randzone durch die Laborlagerung signifikant das Abwitterungsverhalten der CEM III - Betone. In vielen Fällen lag aber ein hoher Frostwiderstand vor, bei dem auch das zusätzliche Kriterium eingehalten wurde.

AUSBLICK

Eine längere Lagerung unter Laborklima stellt offensichtlich keine realistische Situation dar, wie sie Betone in der Praxis erfahren. Durch Nachhydratation, geringere Karbonatisierung sowie Kristallisationseffekte unter freier Bewitterung sind Betone in der Praxis einem anderen Angriff ausgesetzt. Die Ergebnisse der 28 Tage Prüfung stellen bis auf die reinen Flugaschemischungen sowie die CEM III - Betone eine gute Korrelation zu den Ergebnissen der 3 Jahre ausgelagerten und anschließend mittels CDF-Test geprüften Feldbetone dar. Damit lässt sich der Frostwiderstand zuverlässig anhand der 28 Tage CDF/ CIF-Prüfung auch bei niedrigen w/b-Werten überprüfen. Auch lassen sich mit Hilfe der Messmethodik aufgrund deren Genauigkeit reproduzierbar die Veränderungen innerhalb des Gefüges nachvollziehen. Für flugasche- und hüttensandhaltige Mischungen müsste zukünftig die Vorlagerung im Rahmen des CDF/ CIF-Testes angepasst werden, um den Frost-Tausalzwiderstand im Labor realistisch bewerten zu können. Die langsamere puzzolanische Reaktion sowie höhere Sensibilität der Randzone gegenüber den Umgebungsbedingungen sollten hier berücksichtigt werden. Denkbar wäre z.B. eine längere Wasserlagerung mit anschließender kürzerer Trocknungsphase, so dass trotzdem zum Zeitpunkt der Frostprüfung ein definierter Feuchtegehalt der oberflächennahen Bereiche eingestellt werden kann. Zur genauen Festlegung sind weitere Untersuchungen notwendig. Dies wäre für die weitere Anwendung und Beurteilung flugasche- und hüttensandhaltiger Betone ein wichtiger Aspekt.

Die große Datenbasis, die im Rahmen dieses Projekts erzielt wurde, könnte bereits bestehende Dauerhaftigkeitsmodelle erweitern bzw. verifizieren. Zukünftig müsste demnach der Einfluss der Alterung auf die Randzone noch stärker beachtet werden. Auch sollte zukünftig verstärkt der Frage nachgegangen werden, inwieweit sich bei niedrigen w/b-Werten auch Aragonit in der Randzone bildet, da die Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie in diesen Untersuchungen nicht aussagekräftig genug waren. Eine qualitative Bestimmung des Phasenbestands innerhalb der Randzone über die Zeit mit Hilfe der XRD in Kombination mit einer Rietveldverfeinerung würde genauere Aufschlüsse über die tatsächlich vorliegenden Phasen liefern. Die zeitabhängige Modellierung der Parameter Abwitterung und Feuchteaufnahme ist Gegenstand laufender Arbeiten.



LITERATURVERZEICHNIS

- [A1] Adam, T.: Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt, Dissertation der TU Darmstadt, 2006
- [A2] AiF Forschungsbericht: Vergleichsprüfungen des Frostwiderstandes und Vergleich mit der Praxis, AiF-Vorhaben - Nr.: 13928 N, MPA Stuttgart, Otto-Graf Institut, 2006
- [A3] Auberg, R.: Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frosttausalz-Widerstandes von Beton mit dem CDF- und CIF-Test, Dissertation UGH Essen, 1998, Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Shaker Verlag, Heft 4
- [B1] Boos, P.; Härdtl, R.; Bohlmann, E.: Die Prüfung des Frostwiderstandes von Beton mit verschiedenen Zementarten – Vergleich von Laborergebnissen mit Praxiserfahrungen, Beton-Information 5/6, 2008
- [B2] Brameshuber, W.; Spörel, F.: HOZ-Betone in Auslagerung nach XF1 und XF3, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen - Zwischenbericht Nr. F 878/1, 2007
- [B3] Brandes, Ch., Schießl, P.: Forschungsbericht DIB: Alterungseinfluss unter Frost-Tausalzbelastung auf Beton unterschiedlicher Zusammensetzung, cbm München, 2010
- [B4] Bürgisser, G.: Der Einfluss von puzzolanischen Zusatzstoffen vulkanischen Ursprungs auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) im Beton, Dissertation TU Wien, 2009
- [C1] CONLIFE Project Reports, Deliverable reports 1-10, veröffentlicht unter <http://fasae.ibpmw.uni-essen.de/euproject>,
- [C2] Cwirzen, A.; Penttala, V.: The influence of the Transition Zone and Aging on the Frost Durability of High-Performance Concrete; Proceedings of international conference on durability of high-performance concrete and final workshop of Conlife. (Setzer, M.J.; Palecki, S. (Hrsg.)), S. 245-255, 2004
- [D1] Dahme, U.: Chlorid in karbonatisierendem Beton-Speicher- und Transportmechanismen, Dissertation Universität Duisburg-Essen, 2005, Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Cuvillier Verlag, Heft 12
- [F1] Fagerlund, G.: Scaling absorption and dilation of cement mortars exposed to salt/ frost, in: Freeze-thaw durability of concrete, 1997, pp. 51-66
- [F2] Fagerlund, G.: Frost-Tausalzwiderstand von Hochleistungsbeton, Beton- und Stahlbetonbau, Schwerpunkt Hochleistungsbeton, Heft 6, 97. Jahrgang, Juni 2002
- [F3] Fib model code for concrete structures 2010, Ernst & Sohn 2013
- [F4] Friebert, M., Stark, J.: Forschungsbericht, Selbstverdichtender Beton – Stoffliche Aspekte der Dauerhaftigkeit, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., DBV-Nr. 235/ AiF-Vorhaben Nr.13418 BR
- [F5] Friebert, M.: Der Einfluss von Betonzusatzstoffen auf die Hydratation und Dauerhaftigkeit selbstverdichtender Betone, Dissertation Bauhaus Universität Weimar, 2005
- [G1] Gluth, Gregor.: Die Porenstruktur von Zementstein und seine Eignung zur Gastrennung, Dissertation Technische Universität Berlin Fakultät VI- Planen Bauen Umwelt 2011

- [H1] Härtl, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften, DAFSTb Heft 448, 1995
- [H2] Hartmann, V.: Optimierung und Kalibrierung der Frost-Tausalzprüfung von Beton; CDF-Test, Dissertation an der Gesamthochschule Essen 1992
- [H3] Hesse, Christoph: Der Reaktionsverlauf der frühen Hydratation von Portlandzement in Relation zur Temperatur, Dissertation Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg, 2009
- [H4] Hüttl R.: Der Wirkungsmechanismus von Steinkohlenflugasche als Betonzusatzstoff, Dissertation Technische Universität Berlin Fachbereich Bauingenieurwesen und Angewandte Geowissenschaften 2000
- [J1] Johansen, V., Thaulow, N., Skalny, J.: Betonrißbildung durch innere Reaktionen.- in: Internal Reactions Causing Cracking Concrete.- in: Concrete Precasting Plant and Technology, 1995
- [K1] Kropp, J. Karbonatisierung und Transportvorgänge in Zementstein, Dissertation Universität Karlsruhe, 1983
- [L1] Lang, E.: Einfluss unterschiedlicher Karbonatphasen auf den Frost-Tausalzwiderstand – Labor- und Praxisverhalten, Beton-Informationen, Heft 3, 2003
- [L2] Ludwig, H.-M.: Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalzbelastung von Beton, Dissertation an der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, 1996
- [L3] Lukas, W.: Zur Frage der Chloridbindung und –korrosion von Stahl in Beton, Beitrag zum Kolloquium „Chloridkorrosion“, Wien 1983, Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des VÖZ, Heft 36
- [P1] Palecki, S., Setzer, M.J.: Prüfung des Frost- und Frost-Tausalzwiderstandes von Hochleistungsbeton mittels des CDF/ CIF-Tests, 15. ibausil, Tagungsband 2003
- [P2] Palecki, S.: Hochleistungsbeton unter Frost-Tau-Wechselbelastung – Schädigungs- und Transportmechanismen, Dissertation Universität Duisburg-Essen, 2005, Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Cuvillier Verlag, Heft 9
- [P3] Palecki, S.: Einfluss der Alterung auf die innere und äußere Schädigung von Hochleistungsbeton unter Frost- und Frost-Tausalzangriff, 19. ibausil, Tagungsband 2015
- [P4] Persson, B.; Self-desiccating high –strength concrete slabs, Proc. Utilisation of HSC, Norwegian Concrete Association, S.882-889, Oslo, 1993
- [P5] Petersson, P.-E.: Scaling resistance of concrete field exposure tests, inhouse publishing, Schweden
- [P6] Petersson, P.-E., Utgenannt P.: New findings in the field of freeze/thaw and scaling resistance of concrete, 15. ibausil, Tagungsband 2003
- [P7] Raupach, M., Orlowsky, J.: Schutz und Instandsetzen von Betontragwerken, Verlag Technik&Bau, 2008
- [P8] Röhling S.: Betonbau- Hydratation-junger Beton-Festbeton Band 2, Fraunhofer IRB Verlag 2012



- [S1] Schießl, P.: Neue Erkenntnisse über die Leistungsfähigkeit von Beton mit Steinkohlenflugasche, Beton Informationen, 1+2/2001
- [S2] Setzer, M.J.: Einfluss des Wassergehaltes auf die Eigenschaften des erhärteten Betons, DafStB Heft 280, 1977
- [S3] Setzer, M.J.: Micro-ice-lens formation in porous solid, J. Coll. Interface Sci., 243 (2001), Seite 193-201
- [S4] Setzer, M.J.; Auberg, R.; Keck, H.J. (eds.): Frost resistance of concrete – From nanostructure and pore solution to macroscopic behaviour and testing. RILEM PRO 24, pp. 169-178, (2002)
- [S5] Setzer, M.J.: Die Mikroeislinsepumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung; Ibausil 2000, Konferenzband Wittmann, F.H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons, DAfStb Heft 290, 1977
- [S6] Setzer, M.J.; Auberg, R.; Hartmann, V.: Bewertung des Frost-Tausalzwiderstandes von Transportbeton, Schlußbericht zum Forschungsauftrag 3134, Schriftenreihe des Bundesverbandes der Deutschen Transportbetonindustrie, Heft 11, 1999
- [S7] Setzer, M.J.; Fagerlund, G.; Janssen, D.: CDF-Test – Test method for the freeze-thaw resistance of concrete – Test with sodium chloride solution (CDF), Rilem Recommendation TC 117, Materials and Structures, Vol 29 (193), S. 523-528, 1996
- [S8] Setzer, M.J.; P. Heine, P.; Kasperek, S.; Palecki, S.; Auberg, R.; Feldrappe, V.; Siebel, E.: CIF-Test - Capillary suction, internal damage and freeze-thaw test – Reference method and alternative methods A and B, Rilem Recommendation TC 176, Materials and Structures, Vol 37, S. 742-753, 2004
- [S9] Springenschmid R., Fleischer, W.: Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse, Beton- und Stahlbetonbau, 88, Heft 11, 1993
- [S10] Springenschmid, R.: Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton, DAfStb 401
- [S11] Stark, J, Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton, Springer Verlag 2013
- [S12] Stark, J.; Ludwig, H.-M.: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton – ein rein physikalisches Problem?; Wiss. Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar 40 (1994) 5/6/7; S. 95-104
- [S13] Stark, J.: Forschungsbericht: Selbstverdichtender Beton – Stoffliche Aspekte der Dauerhaftigkeit, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., DBV-Nr. 235 / AiF-Vorhaben Nr.13418 BR
- [W1] Volkwein, A.: Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton. Technische Universität München; Berichte aus dem Baustoffinstitut Heft 7, 1991
- [W2] Walz, K., Hartmann E.: Witterungsbeständigkeit von Beton, Untersuchungen an rd 30 Jahren im Freien gelagerten Betonplatten. DAfStb Heft 274, Hrsg. DAfStb, Berlin 1977
- [W3] Wiens U. und Müller C.: Die puzzolanische Reaktion von Steinkohlenflugasche- Kinetik und Auswirkungen auf das Betongefüge Beton-Informationen 2/3 – Aachen 2000

Normen:

- [1.] DIN EN 206: Beton – Teil1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, dt. Fassung EN 206-1: 2000

- [2.] DIN 1045-2: 2001-7: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton- Teil2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag, Berlin 2000
- [3.] DIN EN 12390-9: 2002-05: Prüfung von Festbeton-Teil9: Frost- und Frost-Tausalz widerstand, Abwitterung, Deutsche Fassung prEN 12390-9:2002 Beuth Verlag, Berlin 2002
- [4.] Merkblatt „Frostprüfung von Beton“ (BAW Merkblatt „Frostprüfung“) Dezember 2004, Bundesanstalt für Wasserbau, Eigenverlag Karlsruhe, Hamburg, Illmenau 2004
- [5.] DIN EN 450 Flugasche für Beton, Definition, Anforderungen und Güteüberwachung, 01/1995
- [6.] DIN EN 14630:2007-01: „Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung der Karbonatisierungstiefe in Festbeton mit der Phenolphthalein-Prüfung





