

In-Situ Untersuchungen an Betonbauwerken zur Verifizierung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes – Kaimauer und Kläranlage

T 3182

T 3182

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2009

ISBN 978-3-8167-7896-7

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Universität Leipzig
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Abschlußbericht zum DAfStb - Forschungsvorhaben V 421

**In-Situ Untersuchungen an Betonbauwerken zur
Verifizierung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes
- Kaimauer und Kläranlage -**

Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. e.h. Dr.-Ing. h.c. Gert König
Dr.-Ing. Frank Dehn

Leipzig, Juni 2006

Dieser Abschlußbericht umfasst 34 Seiten.

Inhaltsverzeichnis

	<i>Kurzzusammenfassung</i>	3
1.	<i>Grundlagen zum Frost- und Frost-Taumittel-Widerstand bei Beton</i>	4
2.	<i>Einfluß der Betonzusammensetzung</i>	13
3.	<i>Überblick über die Frost- und Frost-Taumittel-Prüfverfahren</i>	17
4.	<i>Besonderheiten hinsichtlich Bauwerksuntersuchungen</i>	21
5.	<i>Inhalt des Forschungsvorhabens</i>	22
6.	<i>Darstellung des Versuchsprogramms</i>	22
7.	<i>Zusammenstellung der Ergebnisse</i>	23
8.	<i>Schlußbetrachtung</i>	31
	<i>Literaturverzeichnis</i>	32
	<i>Abbildungsverzeichnis</i>	33
	<i>Tabellenverzeichnis</i>	34

Kurzzusammenfassung

In diesem Abschlußbericht werden exemplarisch für eine der Expositionsklasse XS zuzuordnende Kaimauer sowie einer Kläranlage der Expositionsklasse XF die durchgeführten, begleitenden Bauwerksuntersuchungen zusammengefaßt. Diese In-situ Untersuchungen bilden einen wesentlichen Bestandteil zur realistischen Beschreibung des Schädigungsverhaltens an realen Bauwerken im Hinblick auf eine mögliche Modifizierung bestehender oder aber zu entwickelnder neuer Frost-Laborprüfverfahren.

1. Grundlagen zum Frost- und Frost-Taumittel-Widerstand bei Beton

1.1 Phasenübergänge der Porenlösung des Zementsteins

Ohne die Kenntnis des anormalen Gefrierhaltens der Porenlösung im Zementstein können die Schädigungsmechanismen beim Frost- und Frost-Taumittel-Angriff (vor allen Dingen die mikroskopischen Phänomene) nur schwer verstanden werden.

1.1.1 Gefrierpunktniedrigung

Unter Atmosphärendruck auf Meereshöhe (Normalluftdruck) gefriert reines makroskopisches Wasser bei 0 °C („normales“ Gefrierverhalten). Dieser Phasenübergang von Wasser (flüssig) zu Eis (fest) wird durch:

- gelöste Stoffe im Porenwasser,
- hohe Drücke und
- die Wirkung von Oberflächenkräften

verschoben, was eine Verringerung der Gleichgewichtstemperatur und somit eine Gefrierpunktniedrigung bewirkt. Das führt dazu, daß die Porenlösung im Zementstein ein anderes Gefrierverhalten aufweist („anormales“ Gefrierverhalten) als freies makroskopisches Wasser. Unter mitteleuropäischen Klimabedingungen gefriert beim Auftreten von Frost nur ein kleiner Teil des Porenwassers (bei -20 °C maximal 30 % des Gesamtwassers) (1).

Die in der Porenlösung des Zementsteins gelösten Stoffe (wie z.B. Sulfate, Alkalien, Erdalkalien usw.) verursachen nur eine Erniedrigung des Gefrierpunktes von ca. 1,3 bis 3 K (2, 3). Viel deutlicher ist dieser Effekt allerdings beim Einsatz von Taumitteln (z.B. NaCl, CaCl₂) ausgeprägt. Die Gefrierpunktniedrigungen sind konzentrationsabhängig. Diese Abhängigkeit der Aggregatzustandsänderung in binären Systemen von der Zusammensetzung des Systems (Konzentration) und von der Systemtemperatur wird in sog. Phasendiagrammen dargestellt (4). Abbildung 1 und Abbildung 2 zeigen die jeweiligen Phasendiagramme für NaCl- bzw. CaCl₂-Lösungen. Demnach sind bei NaCl-Lösungen Gefrierpunktniedrigungen von bis zu 21,1 K (eutektischer Punkt bei 23,3 M.-% NaCl) und bei CaCl₂-Lösungen bis zu 55,0 K (eutektischer Punkt bei 29,9 M.-% CaCl₂) möglich.

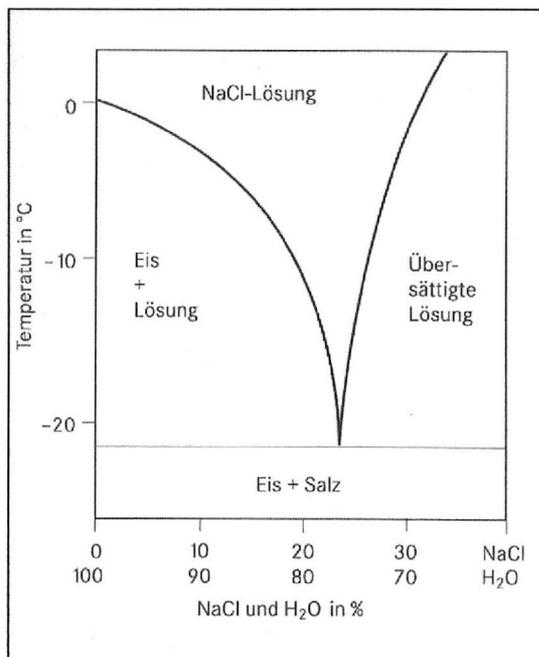


Abbildung 1: Phasendiagramm H₂O-NaCl (1)

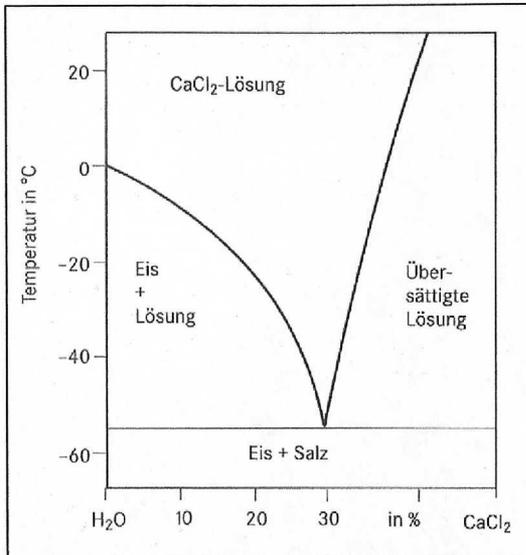


Abbildung 2: Phasendiagramm H₂O-CaCl₂ (1)

Die Gefrierpunktniedrigung durch hohe Drücke beruht auf dem Prinzip vom kleinsten Zwang (auch Le Chatelier-Braun-Prinzip genannt), welches besagt, daß jedes System, das sich im Gleichgewichtszustand befindet, versucht, von außen einwirkende Zwänge (z.B. Druck- oder Temperaturänderung) durch unwillkürliche Anpassung der anderen Zustandsgrößen (z.B. Volumenänderung) zu kompensieren.

Im Falle einer Druckeinwirkung auf das System Wasser-Eis, stellt das Wasser aufgrund des geringeren spezifischen Volumens gegenüber Eis die bevorzugte Phase dar. Dieser Effekt ist allerdings für die Phasenübergänge der Porenlösung unbedeutend, da die bei der Eisbildung entstehenden Drücke im Beton zu gering sind, um gefrierpunktniedrigend zu wirken.

Einen ähnlich starken Einfluß auf die Gefrierpunktniedrigung üben Oberflächenkräfte in Mikrokapillarporen und Gelporen ($R_h < 100$ nm, Tabelle 1) aus. Die kleinen Poren besitzen eine größere relative Oberfläche (Oberfläche / Volumen). Der Oberflächenkräfte (Adsorptionskräfte) nehmen mit sinkender Porengröße zu. Der Zusammenhang zwischen der Porengröße (Porenradius) und der durch die Oberflächenkräfte verursachten Gefrierpunktniedrigung wird in der Radius-Gefrierpunkt-Beziehung (RGB) ausgedrückt. Es wurden unter Annahme verschiedener Vereinfachungen unterschiedliche Radius-Gefrierpunkt-Beziehungen aufgestellt.

Die in Abbildung 3 dargestellten RGB-Modelle von BRUN und STOCKHAUSEN berücksichtigen die Dicke der nichtgefrorenen, adsorbierten Wasserschicht auf der Festkörperoberfläche (1).

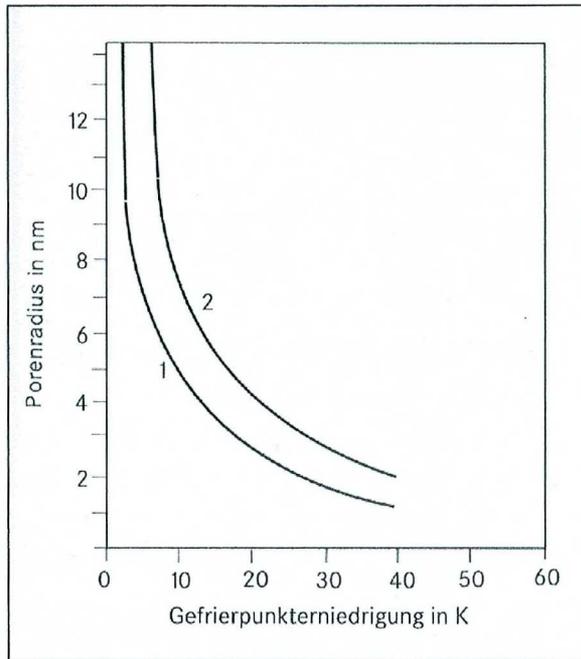


Abbildung 3: Radiusgefrierpunktbeziehung für Wasser in zylindrischen Poren (1) (1. BRUN, 2. SOCKHAUSEN)

SETZER (5) entwickelte eine Klassifikation der Porengrößen, welche die Besonderheiten des Porenwassers bei tiefen Temperaturen berücksichtigt und sich an der Art des Porenwassers orientiert (Tabelle 1).

Tabelle 1: Porengrößeneinteilung und Wassermodifikationen nach SETZER (6)

Porenart		Porengröße		Art des Porenwassers
		hydraulischer Radius R_h ²⁾	Porenradius	
Groporen ¹⁾		> 1 mm	> 1 mm	leer
Kapillarporen	Makrokapillaren	1 mm > R_h > 30 μ m	10 ⁻¹ mm bis 10 ⁻⁵ mm	makroskopisches Wasser, Gefrierpunkt bis -20°C entsprechend RGB, hohe Beweglichkeit
	Mesokapillaren	30 μ m > R_h > 1 μ m		makroskopisches Wasser, Gefrierpunkt bis -20°C entsprechend RGB, mittlere Beweglichkeit
	Mikrokapillaren	1 μ m > R_h > 30 nm		makroskopisches Wasser, Gefrierpunkt bis -20°C entsprechend RGB, geringe Beweglichkeit

Tabelle 1: Porengrößeneinteilung und Wassermodifikationen nach SETZER (6)

Porenart		Porengröße		Art des Porenwassers
		hydraulischer Radius R_h ²⁾	Porenradius	
Gelporen	Meso-gelporen	30 nm > R_h > 1 nm	10^{-5} mm bis 10^{-6} mm	vorstrukturiertes Wasser, Gefrierphasenübergänge bei -24°C, -31°C und -39°C
	Mikro-gelporen	1 nm > R_h > 0,03 nm		strukturiertes Wasser, Gefrierphasenübergänge bei -90°C

1) teilweise auch als Verdichtungsporen bezeichnet

2) $R_h = \frac{A}{b}$ mit: A ... Porenquerschnittsfläche und b ... begrenzende Randlinie

1.1.2 Unterkühlung

Das Gefrieren oder Auftauen des Porenwassers ist kein unendlich schneller Prozess. Die Phasenübergänge finden vielmehr verzögert statt (Hysterese). Dieser metastabile Zustand ist nicht mit einer Verschiebung der Gleichgewichtstemperatur bzw. des Gefrierpunktes gleichzusetzen und wird als Unterkühlung bezeichnet. Als Folge der Unterkühlung besteht die Gefahr einer spontanen Eisbildung, was die Wasserumverteilung im Beton einschränkt und somit die nachfolgend beschriebenen Schädigungsmechanismen verstärkt (7, 8).

1.2 Physikalische Einwirkungen auf den Beton

Die verschiedenen Modelle zur Erklärung der physikalischen Zerstörungsmechanismen beschreiben entweder makroskopische Phänomene, die sich auf den Beton als Ganzes oder mikroskopische Phänomene, die sich auf die Porenstruktur des Zementsteines und den Gesetzmäßigkeiten auf dieser Mikrostrukturebene beziehen.

1.2.1 Makroskopische Phänomene

1.2.1.1 Wärmedehnung der Betonbestandteile

Es gibt verschiedene Auffassungen zum Einfluß der unterschiedlichen Temperaturendeckungskoeffizienten der Betonbestandteile als Zerstörungsursache bei einem Frost- bzw. Frost-Taumittel-Schaden. Der gegenwärtige Sachstand geht von einer eher untergeordneten Rolle aus und weist auf den bedeutsameren Unterschied der Temperaturendeckungskoeffizienten von Zementstein und Eis hin (1, 7, 8).

Tabelle 2: Temperaturendeckungskoeffizienten α_t der Betonbestandteile (3, 9)

Stoff	α_t [10^{-6} / K]
Zementstein	10 ... 24 (abhängig vom Feuchtegehalt)
Gesteinskörnung	3,5 ... 12,5
Eis	≥ 50
Stahl	16

Eine Temperaturdifferenz von 15 K kann aufgrund der unterschiedlichen Temperatursdehnungskoeffizienten von Zementstein und Eis zu Zugspannungen ($> 6 \text{ N/mm}^2$) führen, die im Bereich der Zugfestigkeit des Betons liegen (1).

1.2.1.2 Wärmeentzug beim Auftauen (Kälteschock)

Der Kälteschock, den die Betonoberfläche erfährt, wenn durch das Auftauen mit einer NaCl-Lösung dem Beton Schmelzwärme entzogen wird, führt in der Praxis zu eher geringen Schäden und kann als primäre Ursache für einen Frost-Taumittel-Schaden ausgeschlossen werden.

Die Salze CaCl_2 und MgCl_2 geben bei ihrer Lösung sogar Wärme ab und stellen somit zusätzliche Schmelzwärme für den Auftauprozess des Eises zur Verfügung (8).

1.2.1.3 Schichtenweises Gefrieren

Das Modell von BLÜMEL und SPRINGENSCHMID (10) erklärt das Absprengen von Oberflächenschichten infolge Frost-Taumittel-Belastung mit dem Zusammenwirken von Salzkonzentrations- und Temperaturgefällen, die dazu führen, daß eine Eisbildung an der Betonoberfläche und im Betonkern stattfindet. Die dazwischenliegende Schicht bleibt zunächst ungefroren. Wenn bei weiterer Abkühlung diese Zwischenschicht ebenfalls gefriert, kann es zur Absprengung der Oberflächenschicht kommen (Abbildung 4).

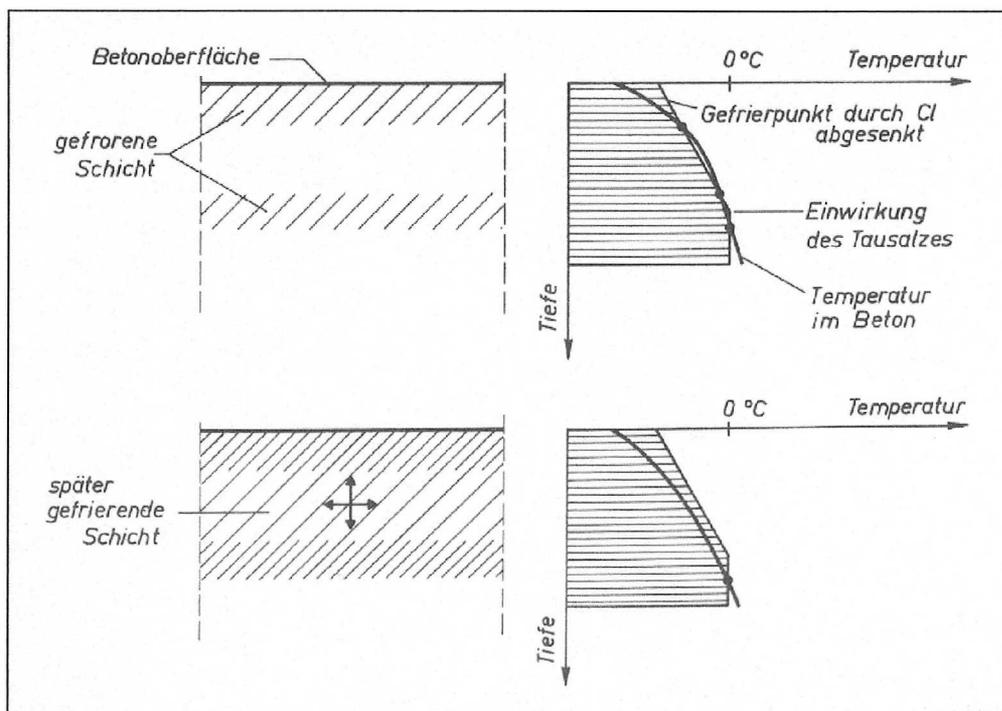


Abbildung 4: Schichtenweises Gefrieren des Betons bei Taumittleinwirkung (11)

1.2.2 Mikroskopische Phänomene

1.2.2.1 Hydraulischer Druck

Die Theorie vom hydraulischen Druck geht auf POWERS (12) einem Pionier der Forschung zum Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstand von Beton zurück. Mit hydraulischem Druck ist der Innendruck gemeint, der entsteht, wenn die 9 %-ige Volumenausdehnung von Wasser beim Phasenüber-

gang vom flüssigen zum festen Medium behindert wird. Der hydraulische Druck hängt vor allem von der Länge der Strecke ab, welche das verdrängte Wasser bei der Eisbildung bis zum nächsten wasserfreien Ausdehnungsraum zurücklegen muß. POWERS errechnete in den 50er Jahren, wie lang diese Strecke maximal sein darf. Heute wird diese Strecke als Abstandsfaktor bezeichnet und muß bei der Verwendung von Luftporenbildnern nachgewiesen werden. Die Größe des hydraulischen Druckes ist des Weiteren von der Kristallisationsgeschwindigkeit des Eises, von der Abkühlgeschwindigkeit und von der Menge an gefrierbarem Wasser abhängig (7).

1.2.2.2 Kristallisationsdruck

Als Kristallisation wird das Ausscheiden der gelösten Phase aus einer übersättigten Lösung und deren Übergang in einen festen Zustand bezeichnet. Wenn die Ausbreitung der Kristallisationsprodukte von den umschließenden Porenwandungen begrenzt wird, entstehen folglich Kristallisationsdrücke.

Es wird zwischen 3 Formen der Entstehung von Kristallisationsdrücken unterschieden:

- hydrostatischer Kristallisationsdruck
- linearer Wachstumsdruck
- Hydratationsdruck.

Mit hydrostatischem Kristallisationsdruck meint man die Spannungen, welche durch die behinderte Ausdehnung bei Volumenvergrößerungen infolge von Kristallneubildungen entstehen. Durch das Gefrieren des Wassers beim Frost- bzw. Frost-Taumittel-Angriff entstehen hydrostatische Kristallisationsdrücke. Dieses Phänomen wurde von POWERS als hydraulischer Druck bezeichnet, wie oben dargestellt.

Lineare Wachstumsdrücke treten bei Kristallbildungen auf, bei denen sich die entstehenden Kristalle in eine bevorzugte Richtung ausdehnen. Ob lineare Wachstumsdrücke von Eis oder Taumitteln bei einer Frost- bzw. Frost-Taumittel- Belastung auftreten, und welche Bedeutung diese für den Frost- bzw. Frost-Taumittel-Schaden haben, ist umstritten (8).

Die Hydratation ist der Übergang einer wasserarmen bzw. wasserfreien Phase in eine wasserreichere Phase mit einer einhergehenden Volumenvergrößerung. Der Hydratationsdruck kann folglich nur unter feuchten Bedingungen entstehen im Unterschied zum hydrostatischen Kristallisationsdruck, der auch durch Austrocknung verursacht werden kann.

1.2.2.3 Kapillarer Effekt

Der kapillare Effekt hängt eng mit der Porenradien-Gefrierpunkt-Beziehung (RGB) zusammen, welche den Zusammenhang zwischen Porenradius und Gefrierpunktniedrigung wiedergibt. Der Gefrierpunkt des Wassers in den großen Kapillarporen unterscheidet sich nicht vom Gefrierpunkt des makroskopischen Wassers. In den Gelporen mit kleinen Porenradien ist der Gefrierpunkt aufgrund von Oberflächenkräften gesenkt, entsprechend der RGB. Das bedeutet, daß zunächst das Wasser in den Kapillarporen gefriert, während das Wasser in den Gelporen im flüssigen Zustand bleibt. Der Sättigungsdruck ist über dem unterkühlten Wasser in den Gelporen größer als über dem Eis in den Kapillarporen, was zu einem thermodynamischen Ungleichgewicht führt, welches den Transport des Wasser von kleineren zu größeren Poren oder zur eisbedeckten Betonoberfläche auslöst. Diese Bewegung des Wassers aus kleineren Poren zu bestehenden Eiskristallen in größeren Poren bezeichnet man als den kapillaren Effekt.

Mit dieser Theorie kann man das Phänomen erklären, was bei Frostversuchen beobachtet wurde, jedoch mit den bisherigen Erklärungsansätzen, wie z.B. der Theorie vom hydraulischen Druck in Widerspruch steht. Man hat festgestellt, daß sich der Zementstein beim Abkühlen nicht nur ausdehnt, sondern in bestimmten Gefrierphasen sogar kontrahiert (Frostschwinden). Außerdem dehnt sich der Zementstein bei konstanten Minustemperaturen (unter -30 °C) kontinuierlich aus. Die Theorien vom hydraulischen Druck und vom kapillaren Effekt widersprechen sich hinsichtlich der Bewegungsrichtung des noch ungefrorenen Wassers.

Im Gegensatz zur Theorie vom hydraulischen Druck bewegen sich das Eiswachstum und der Wassertransport nach der Theorie vom kapillaren Effekt in die entgegengesetzte Richtung.
Die Theorie vom kapillaren Effekt ist eine Ad-hoc-Hypothese zur Erklärung der oben beschriebenen Beobachtungen, welche mit der bis dahin gültigen Theorie des hydraulischen Druckes nicht mehr erklärt werden konnten.

1.2.2.4 Mikroislinsen-Modell

Das Mikroislinsen-Modell von SETZER (13) ist die bisher umfassendste Theorie zur Erklärung der Phänomene auf mikroskopischer Ebene. Mit ihm kann man sowohl das anomale Dehnungsverhalten beim Abkühlen des Zementsteins als auch die erhöhte Wasseraufnahme während der Frost-Tau-Wechsel (\rightarrow Frostsaugen) deuten. Zur Erklärung dieser Erscheinungen werden Gesetze der Oberflächenphysik herangezogen, die im Submikrobereich unter $0,1 \mu\text{m}$ dominieren. SETZER beschreibt die thermodynamischen und oberflächenphysikalischen Bedingungen in den Gelporen, die dazu führen, daß selbst bei tiefen Temperaturen (bis ca. -25°C) das Gelporenwasser nicht gefriert (\rightarrow mechanisches und chemisches Stabilitätskriterium). Es können demzufolge im Zementstein alle drei Zustandsformen des Wassers (Wasser, Wasserdampf und Eis) unterhalb des Tripelpunktes gleichzeitig und stabil existieren.

Abbildung 5 zeigt eine Darstellung des Mikroislinsen-Modells, wobei auf der linken Seite das makroskopische, nicht stationäre Verhalten des Betons bei einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung schematisiert wurde. Die rechte Seite zeigt die submikroskopische Struktur im Zementstein mit der Mikroislins (Bulkeis). Beim Abkühlen dringt eine Frostfront in den Betonkörper ein und es entsteht ein Dreiphasengleichgewicht, wobei das Porenwasser aus den Gelporen herausgedrückt wird und an den makroskopischen Eispartikeln anfriert. Beim Erwärmen wird der Auftauprozess (Sublimation) verzögert, wenn das Wasser vom Eis zum Porenwasser transportiert wird. Gleichzeitig dehnt sich die Matrix beim Erwärmen aus, was im Zusammenhang mit dem verzögerten Auftauen der Mikroislins zu einem Pumpeffekt führt, indem bei Ausdehnung der Matrix das umgebende externe Medium (z.B. externes Wasser oder Taumittellösung) angesaugt wird (\rightarrow Mikroislinsenpumpe). Diese Hysterese zwischen Gefrieren und Auftauen und die „Bewegung“ der Matrix ist die Ursache für die künstliche Sättigung des Betons bei einem Frost-Tauangriff, welche die isotherme Sättigung durch das kapillare Saugen deutlich übersteigt.

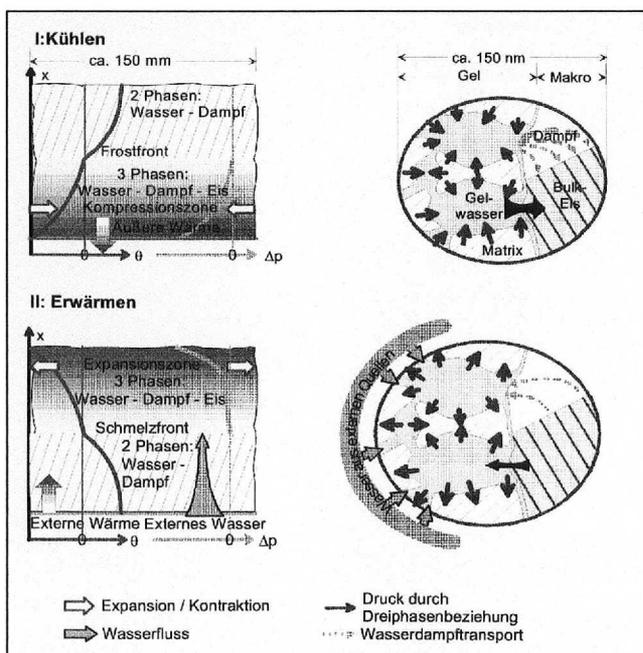


Abbildung 5: Mikroislinsen-Modell nach SETZER (7)

1.2.2.5 Osmotischer Druck

Osmotische Drücke entstehen prinzipiell, wenn konzentrationsausgleichende Diffusionsströme durch eine semipermeable Scheidewand behindert werden.

Beim Gefrieren der Porenlösung werden zunächst nur Eiskristalle ausgeschieden, was dazu führt, daß die Konzentration der Restlösung steigt. In den kleineren Poren ist die Gefriertemperatur der Porenlösung niedriger als in den größeren Poren (Radiusgefrierpunktbeziehung (RGB)). Auf diese Weise kommt es zu Konzentrationsunterschieden, da in den kleineren Poren (ungefrorene Porenlösung) die ursprüngliche Porenlösungskonzentration vorliegt, während die Konzentration in den größeren Poren wegen des früher einsetzenden Gefrierens höher ist.

Die ebenfalls von POWERS (14) aufgestellte Theorie vom osmotischen Effekt bei der Schadensbildung im Beton unter Frost-Taumittel-Belastung geht von der Annahme aus, daß der Zementstein als semipermeable Membran bei Diffusionsströmen, welche durch Konzentrationsgefälle der Porenlösung initiiert werden, wirkt. Die so entstehenden osmotischen Drücke können wegen den langsam ablaufenden konzentrationsausgleichenden Prozessen als primäre Schadensursache ausgeschlossen werden. Jedoch können die auftretenden Konzentrationsunterschiede und der dadurch ausgelöste Flüssigkeitstransport den kapillaren Effekt verstärken.

1.3 Chemische Einwirkung auf den Beton

Die physikalischen Einwirkungen auf den Beton bei Frost- bzw. Frost-Taumittelbelastung wurden intensiv erforscht und führten die physikalische Grundlagenforschung zu immer zuverlässigeren und präziseren Prüfverfahren. Die chemisch-mineralogischen Prozesse bei einer Frost- bzw. Frost-Taumittelbelastung und deren Schädigungspotential wurden dagegen weitaus weniger untersucht.

1.3.1 Phasenumwandlung an Hydratphasen

Die Hydratphasen des Zementsteins bilden ein System von Phasengleichgewichten, welches abhängig von der Systemtemperatur ist. Die thermodynamische Bedingtheit der Phasengleichgewichte findet seinen Ausdruck in der Änderung der Reaktionsenthalpien als ein Maß der Bildungswahrscheinlichkeit der jeweiligen Phasen bei entsprechender Temperaturänderung. Die Verschiebung der Phasengleichgewichte durch Temperaturänderung kann zur Neubildung von voluminösen Phasen führen und somit hohe Drücke in Zementstein auslösen. Dieses Phänomen wurde im Zusammenhang mit hohen Temperaturen bei der Wärmebehandlung von Betonfertigteilen und der sekundären Ettringitbildung ausführlich behandelt. LUDWIG (8) ist der Frage nachgegangen, welche Phasengleichgewichte sich bei tieferen Temperaturen im Zementstein ausbilden und ob es dabei zu schädigungsrelevanten Phasenneubildungen kommt. Nach eingehender Literaturrecherche und grundlegenden Untersuchungen an synthetisch hergestellten Hydratphasen, entwickelte er sowohl für den reinen Frostangriff als auch für den Frost-Taumittel-Angriff Reaktionsszenarien zur Bildung von Sekundärettringit bzw. sekundärer AFt-Phase bei niedrigen Temperaturen ($\leq + 5 \text{ }^\circ\text{C}$).

1.3.1.1 Frostangriff

Untersuchungen von LUDWIG (8) zur Stabilität der Calciumsulfoaluminathydrate bei einer Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung ergaben, daß sich Ettringit unter diesen spezifischen Feuchte- und Temperaturbedingungen äußerst stabil verhält, während das Monosulfat sich zu einem nicht unerheblichen Teil in Ettringit umwandelt. Die entsprechenden eisenhaltigen AFm- und AFt-Phasen verhielten sich ähnlich. Für die Umwandlung von Monosulfat (AFm-Phase) zu Ettringit (AFt-Phase) wird SO_3 benötigt, was jedoch zu Beginn der Befrostung bereits vollständig umgesetzt war.

Der für die Umwandlung von Monosulfat zu Ettringit benötigte Gips wird also durch den partiellen Zerfall des Monosulfats infolge einer Carbonatreaktion geliefert. Der so entstandene Gips reagiert dann mit dem noch nicht carbonatisierten Monosulfat zu Ettringit.

Durch die Frostbelastung wird diese Umwandlung beschleunigt. Die erhöhte Reaktionsgeschwindigkeit kann man mit der Änderung der thermodynamischen Stabilitätsbedingungen bei tieferen Temperaturen erklären (8).

1.3.1.2 Frost-Taumittel-Angriff

LUDWIG untersuchte außerdem an den gleichen synthetisch hergestellten Monosulfat- und Ettringit-Phasen, welche Phasenumwandlungen bei einem Frost-Taumittel-Angriff eintreten. Er stellte fest, daß sich das gesamte Monosulfat in Ettringit und FRIEDELsches Salz umwandelt, was wiederum auf thermodynamische Gesetzmäßigkeiten zurückgeführt wurde. Im Gegensatz zur reinen Frostbelastung wird bei einer Frost-Taumittel-Belastung das für die Ettringitbildung notwendige SO_3 nicht durch eine Carbonatreaktion freigesetzt, sondern durch die partielle Umwandlung von Monosulfat (AFm) in Monochlorid.

1.3.2 Chlorideinwirkung

Beim Einsatz von Taumitteln im Verkehrswesen besteht nicht nur die Gefahr einer chloridinduzierten Stahlkorrosion. Vielmehr wirken die Tausalze (NaCl_2 , CaCl_2 und MgCl_2) auch ohne Frostbeteiligung auf den Zementstein ein. In diesem Zusammenhang gibt es grundsätzlich zwei Schädigungsmechanismen:

- Auslaugung des Portlandits
- Bildung chloridhaltiger Phasen.

Die Auslaugung des Portlandits (CaOH_2) infolge Chlorideinwirkung führt zu einem Anstieg der Kapillarporosität, was die Betonfestigkeit herabsetzt und die Durchlässigkeit von gefrierbarem Wasser erhöht. Umstritten ist die Frage, welche Salze zu einer stärkeren Auslaugung führen. Eine Darstellung der verschiedenen Positionen zu dieser Fragestellung findet man bei LUDWIG (8).

Tabelle 3 gibt einen Überblick über die möglichen Phasenumwandlungen bei der Bildung chloridhaltiger Phasen infolge Chlorideinwirkung. Die Wirkung dieser Phasenumwandlungen auf den Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstand ist jedoch bisher kaum diskutiert worden (8).

Tabelle 3: Mögliche Phasenumwandlungen infolge Chloridbeanspruchung (8)

Hydratphase	Wirkung chloridhaltiger Lösungen
Ca(OH)_2 (Calciumhydroxid)	Auslaugung, Umwandlung in Calciumoxychloridhydrate - $\text{CaCl}_2 \cdot \text{CaO} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ - $\text{CaCl}_2 \cdot 3\text{CaO} \cdot 15\text{H}_2\text{O}$ - $\text{CaCl}_2 \cdot 4\text{CaO} \cdot 14\text{H}_2\text{O}$
C-S-H - Phase	Auslaugung, Bindung des Chlorids meist adsorptiv ohne Phasenneubildung
C_3AH_6 C_4AH_{13} (Calciumaluminat-hydrate)	Umwandlung in Friedelsches Salz - $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$
$\text{C}_3\text{A} \cdot \text{C} \bar{\text{S}} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ (Monosulfat)	je nach Randbedingungen Umwandlung in - Friedelsches Salz $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ - Sulfatchlorid-Monophase $3\text{C}_3\text{A} \cdot \text{C} \bar{\text{S}} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 24\text{H}_2\text{O}$ - Mischkristalle zwischen Monosulfat und Friedelschem Salz - Ettringit $\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{C} \bar{\text{S}} \cdot 32\text{H}_2\text{O}$

Tabelle 3: Mögliche Phasenumwandlungen infolge Chloridbeanspruchung (8)

Hydratphase	Wirkung chloridhaltiger Lösungen
$C_3A \cdot 3C\bar{S} \cdot 32H_2O$ (Ettringit)	- bei Raumtemperatur und/oder niedriger Chloridkonzentration kein Einbau von Chlorid - bei tiefen Temperaturen und hoher Chloridkonzentration Bildung von Tri-chlorid $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 30H_2O$

2. Einfluß der Betonzusammensetzung

Die oben beschriebenen Schädigungsmechanismen beim Frost- bzw. Frost-Taumittel-Angriff auf Beton sind äußerst komplex und bisher nicht durch eine einheitliche Theorie zu erklären. Über die schädigungsrelevanten Einflußgrößen hat man dennoch einen relativ guten Überblick (Tabelle 4) (8).

Tabelle 4: Wichtige Einflußgrößen auf den Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstand

Betontechnologie		Exposition
Betonzusammensetzung (Betonedesign)	Herstellungsbedingte Einflüsse	
- Zusatzmittel - w/z-Wert - Gesteinskörnung - Zement - Zusatzstoffe	- Transport - Verdichtung - Nachbehandlung - Schutzmaßnahmen	- Feuchtigkeitsangebot - Temperaturverhältnisse - Auftaumittel

Im Folgenden werden die einzelnen Komponenten der Betonzusammensetzung hinsichtlich ihres Einflusses auf den Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstand des Betons erläutert. Hierbei muß beachtet werden, daß von den Eigenschaften der Teile nicht auf die Eigenschaften des Ganzen geschlossen werden kann. So wurde zum Beispiel von HEINE (15) kritisiert, daß bei der Frost-Tau-Prüfung der Gesteinskörnung mit dem sog. „Dosenfrost“-Verfahren die Interaktion der Gesteinskörnung mit der umgebenden Matrix unzulässigerweise vernachlässigt wird. Des Weiteren stellt die Betonzusammensetzung lediglich eine notwendige Bedingung zur Sicherstellung eines ausreichenden Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstandes dar. Die zusätzliche Beachtung der herstellungsbedingten Einflüsse und der Exposition (hinreichende Bedingungen) ist von außerordentlicher Bedeutung.

2.1 Künstliche Luftporen

Die am meisten angewandte Methode zur Erhöhung des FW / FTSW von Beton ist das Einbringen von künstlichen Luftporen mit einem Porendurchmesser zwischen 10 µm und 1 mm, wobei nur die Luftporen mit einem Durchmesser von weniger als 300 µm für einen hohen FW / FTSW maßgebend sind. Dies wird entweder durch die Zugabe von Luftporenbildnern (LP-Mitteln) oder so genannter Mikrohohlkugeln (MHK) erreicht. Die positive Wirkung der künstlichen Luftporen auf den FW / FTSW beruht auf der zusätzlich geschaffenen Expansionsmöglichkeit des gefrierenden Wassers und der Störung des Kapillargefüges, was eine Reduzierung der kapillaren Feuchteaufnahme zur Folge hat.

Die handelsüblichen LP-Mittel sind organische Verbindungen (Tenside), die aus bipolar aufgebauten Kettenmolekülen bestehen. Als Basis werden Vinsolharz (alkohollösliches Naturharz), Fettsäuren, Alkylsulfate und Fettalkohol-Polyglykolethersulfate verwendet (1). Durch die Zugabe der LP-Mittel wird außerdem die Verarbeitbarkeit des Frischbetons verbessert („Kugellagereffekt“). Es muß jedoch auch beachtet werden, daß die Erhöhung des Luftgehaltes im Beton negative Auswirkungen auf wichtige Festbetoneigenschaften wie Festigkeit, E-Modul und Verschleißfestigkeit hat.

Die Verwendung von LP-Mitteln zur Herstellung so genannter LP-Betone erfordert einen erhöhten Überwachungsaufwand, da der LP-Gehalt im Frischbeton durch viele Faktoren, wie z.B. feine Gesteinskörnung, Zusatzstoffe oder Verdichtungsintensität beeinflusst wird. Betone mit hohem FW / FTSW sind in der Regel Betone der Überwachungskategorie II und müssen deshalb während der Bauphase von einer anerkannten Überwachungsgemeinschaft oder durch eine Betonprüfstelle F überwacht werden (Fremdüberwachung).

Beim Einsatz von wesentlich kostenintensiveren Mikrohohlkugeln verringert sich der Überwachungsaufwand, da die Einstellung bestimmter Luftgehalte von äußeren Einflußfaktoren unabhängig ist. Um die Wirksamkeit der künstlichen Luftporen einschätzen zu können, wurden Luftporenkennwerte eingeführt (Tabelle 5).

Tabelle 5: Luftporenkennwerte zur Charakterisierung des Luftporensystems

Bezeichnung	Formelzeichen	Maßeinheit	Definition
Gesamtluftporengehalt (Luftgehalt)	L_a	Vol.-%	relativer Luftanteil des Festbetons
Mikroluftporengehalt	A_{300}	Vol.-%	relativer Anteil der Mikroluftporen mit einem Durchmesser von 10 bis 300 μm
Abstandsfaktor	L	mm	Mittelwert der größten Entfernung eines Punktes im Zementstein bis zum Rand der nächsten Luftpore

Für die Zulassung eines LP-Mittel muß nachgewiesen werden, daß bei einem Frischbetonporenraum zwischen 3,5 und 4,0 Vol.-% der Abstandsfaktor $\leq 0,20$ mm und der A_{300} -Gehalt $\geq 1,5$ Vol.-% beträgt. Bei der Erstprüfung von LP-Beton ist ein Abstandsfaktor $\leq 0,20$ mm und ein A_{300} -Gehalt $\geq 1,8$ Vol.-% nachzuweisen (1).

2.2 Wasserzementwert (w/z-Wert)

„Für den FW / FTSW des Betons sind die Kapillarporen von überragender Bedeutung“ (8). Der w/z-Wert ist die zweite wichtige technologische Steuerungsgröße beim Entwurf eines Betons mit hohem FW / FTSW. Während beim Einbringen von künstlichen Luftporen der Anteil der Mikroluftporen erhöht wird, beschränkt man den Kapillarporenanteil durch die Festlegung von maximal zulässigen w/z-Werten.

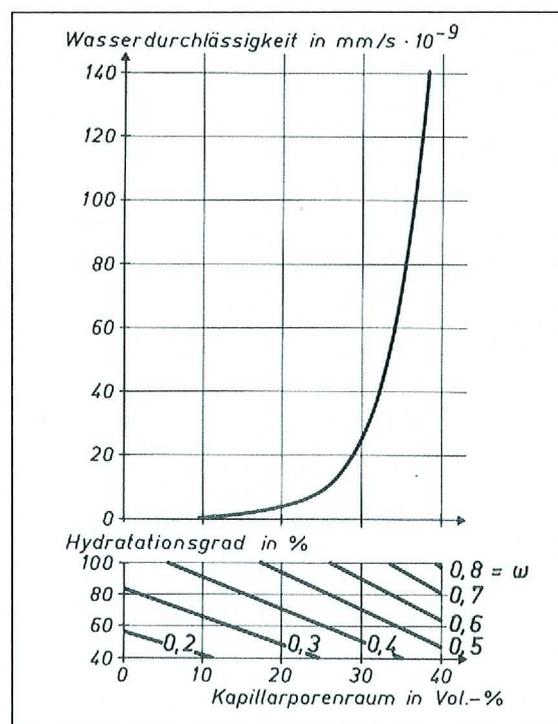


Abbildung 6: Wasserdurchlässigkeit von Zementstein in Abhängigkeit vom Kapillarporenraum, Wasser-Zement-Wert ω und Hydratationsgrad (11)

Zum einen gefriert unter mitteleuropäischen Klimabedingungen fast ausschließlich das Kapillarporenwasser und zum anderen nimmt die Wasserdurchlässigkeit von Beton mit steigendem Kapillarporenanteil zu. In DIN EN 206-1 sind für den Frostangriff maximale w/z -Werte für die einzelnen Expositionsklassen festgelegt. Durch den Einsatz von Betonverflüssigern (BV) und Fließmitteln (FM) in Kombination mit latent-hydraulischen bzw. puzzolanischen Zusatzstoffen können unter Beibehaltung verarbeitungsfreundlicher Frischbetonkonsistenzen hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone mit extrem niedrigen w/z -Werten und damit sehr geringen Kapillarporositäten hergestellt werden (Abbildung 7).

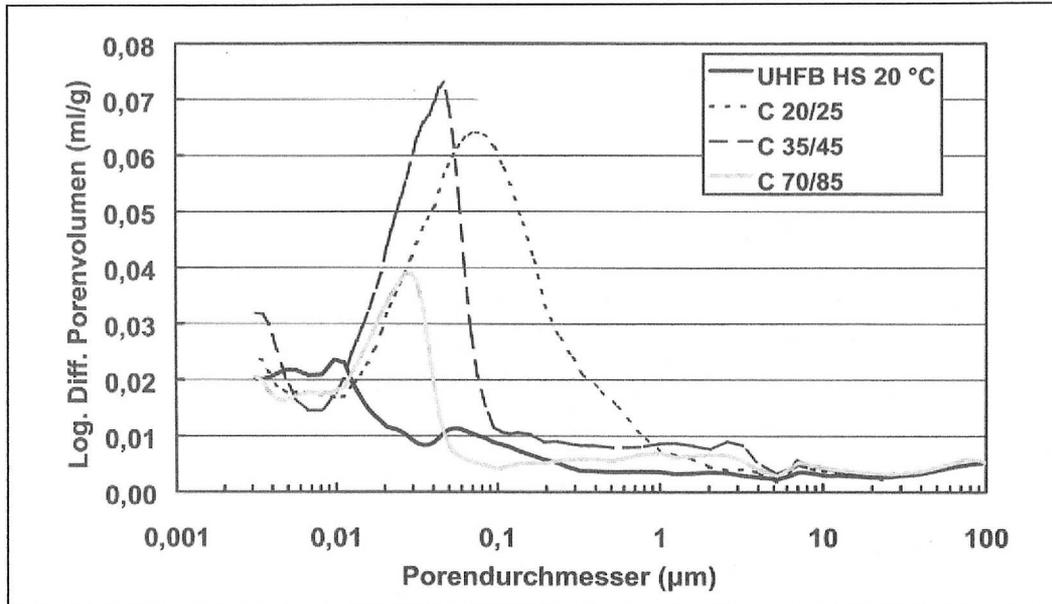


Abbildung 7: Porengrößenverteilung von Betonen verschiedener Festigkeitsklassen (16)

Die in Abbildung 7 dargestellten unterschiedlichen Porengrößenverteilungen wurden mittels Hg-Druckporosimetrie ermittelt. Es ist erkennbar, daß die Kapillarporosität (Porendurchmesser zwischen 0,01 µm und 100 µm) mit zunehmender Festigkeitsklasse deutlich abnimmt.

2.3 Zement

Die Frage nach dem Einfluß der Zementart spielt beim Einsatz von luftporenbildenden Zusatzmitteln oder bei der Verringerung des w/z -Wertes und der damit verbundenen Reduzierung der Kapillarporosität eher eine untergeordnete Rolle. Eine Ausnahme bilden hüttensandreiche Hochofenzemente (CEM III/B). Bei diesen Zementen nimmt die Wirkung der Mikroluftporen mit steigendem Hüttensandgehalt (HÜS) ab (Abbildung 8).

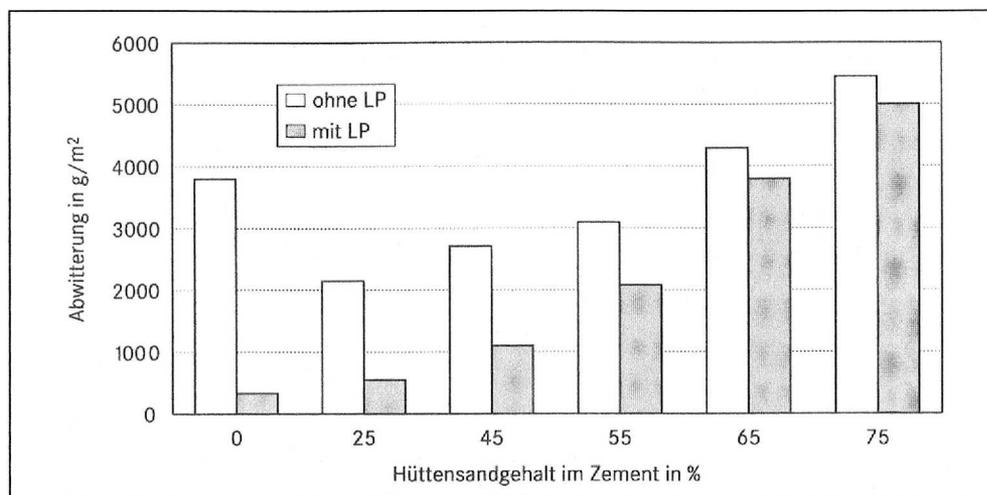


Abbildung 8: Abwitterungsmengen (nach 28 FTW CDF) von Betonen mit und ohne LP-Bildner in Anhängigkeit vom HÜS-Gehalt der Zemente (1)

Bei Betonen ohne Luftporenbildner wirkt sich jedoch die verwendete Zementart durchaus auf den Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand aus. Insbesondere die Bildung verschiedener Karbonatisierungsprodukte wirkt sich unterschiedlich auf das Gefüge der karbonatisierten Randzonen aus. Bei Portlandzementbetonen führt die 11 %-ige Volumenzunahme bei der Reaktion des Calciumhydroxids zum Calciumcarbonat zur Abnahme der Kapillarporosität und somit zur Gefügeverdichtung der karbonatisierten Randzone. Diese Gefügeverdichtung wirkt sich i. Allg. positiv auf den FW / FTSW aus. Bei Hochofenzementbetonen stellt dagegen nicht die Umsetzung des Portlandits die entscheidende Karbonatisierungsreaktion dar, sondern die Umwandlung der C-S-H-Phasen. Neben dem Calciumcarbonat bildet sich dabei auch stark poröses Kieselgel, was zu einem Anstieg der Kapillarporosität der karbonatisierten Randzone bei Hochofenzementbetonen führt und einen geringeren FW / FTSW zur Folge hat (8).

2.4 Gesteinkörnung

Die sorgfältige Auswahl der Gesteinkörnung ist für die Herstellung eines dauerhaften Betons sehr wichtig, da sie gut 70 % des Bauteilvolumens einnehmen und somit wesentlich die Betonqualität bestimmen. DIN 4226 unterscheidet zwischen Gesteinkörnungen, die

- erhöht widerstandsfähig gegenüber Frost- (eF) oder
- erhöht widerstandsfähig gegenüber Frost-Taumittel-Beanspruchung (eFT) sind.

Die Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstandsfähigkeit der Gesteinkörnung wird im Wesentlichen von der Porosität, der Festigkeit, der mineralischen Zusammensetzung und der Körngröße beeinflusst. Ungeeignet sind meistens Gesteinkörnungen mit erheblichen Beimengungen von Ton, Mergel oder Glimmer.

In der Literatur werden zwei Schadensbilder beschrieben, die auf ungeeignete Gesteinkörnungen zurückgeführt werden können. Örtliche Abplatzungen (so genannte „popouts“) entstehen, wenn sich frostempfindliche Gesteinkörnungen in Oberflächennähe befinden (Abbildung 9)

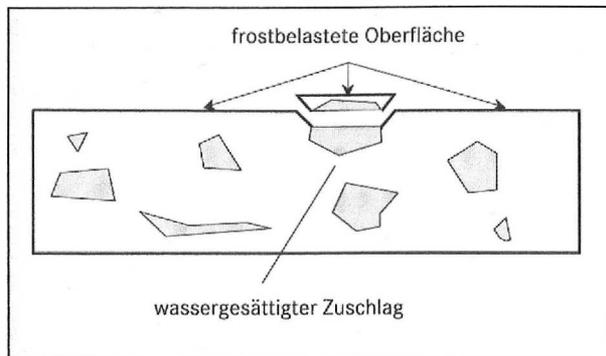


Abbildung 9: Örtliche Abplatzungen (popouts)

Wenn eine durchgängige Rißbildung auftritt, spricht man vom „D-cracking“ (Abbildung 10). Diese Frostschädigung wird vor allem von zerstörten groben Gesteinskörnungen im Betoninneren verursacht. Häufig wird dieses Schadensbild im Fugenbereich von Fahrbahndecken beobachtet, da dort die Feuchtigkeit sowohl von der Oberfläche als auch von der Unterseite in den Beton eindringen kann.

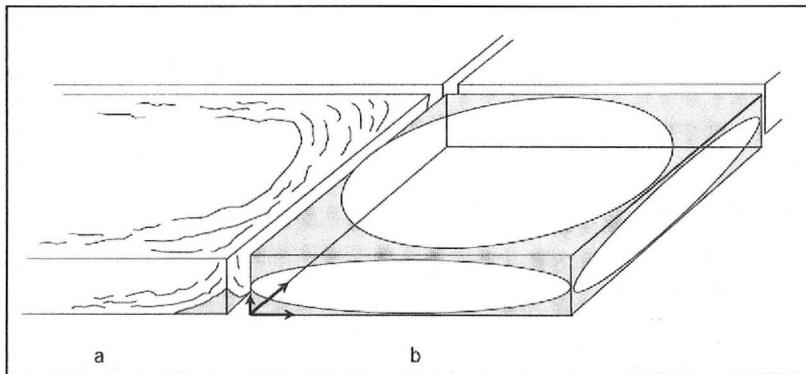


Abbildung 10: Erscheinungsbild beim D-cracking,
a) horizontale Risse im unteren Plattenbereich, b) 3-dimensionale Ausbreitungsrichtung, ausgehend von den freien Plattenkanten, Ecken und Fugen (1, 3)

3. Überblick über die Frost-Taumittel-Prüfverfahren

3.1 Allgemeiner Überblick

Die betontechnologischen Anforderungen an diese Bauteile, die extremen Witterungsbedingungen ausgesetzt sind, werden bisher deskriptiv geregelt (\rightarrow design- oder description concept), z.B. durch die Begrenzung des w/z -Wertes oder des Mindestluftgehaltes des Frischbetons. Dieser Ansatz ist für „traditionelle“ Betonrezepturen völlig ausreichend, bei denen es hinreichende Erfahrungen bezüglich des Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstandes gibt. Jedoch die rasante Entwicklung auf dem Gebiet der Betontechnologie macht die direkte Prüfung des Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstandes unerlässlich (\rightarrow performance concept). In der Vergangenheit wurden viele verschiedene Prüfverfahren entwickelt, die jedoch mitunter die Anforderungen bezüglich der Präzision und der Praxisnähe nur unzureichend erfüllt haben. Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus der Grundlagenforschung wurden mit dem CDF- und dem CIF-Verfahren zwei Prüfverfahren entwickelt, bei denen die Präzision der Prüfmethode deutlich verbessert wurde und die Prüfergebnisse einen wesentlich objektiveren Aussagewert liefern.

Bei gleichzeitiger Einwirkung von Frost und Taumittel ist die Abwitterungsmenge die entscheidende Prüfgröße für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit einer Betonkonstruktion. Bei Betonbauteilen, die der

Expositionsklasse XF3 (Frostangriff mit hoher Wassersättigung und ohne Taumittel) zugeordnet werden, ist die innere Schädigung des Betongefüges als Prüfkriterium heranzuziehen. Die innere Gefügeschädigung wird dargestellt als relativer Abfall des dynamischen E-Moduls (CIF-Verfahren). Die Prüfverfahren für reinen Frostangriff (ohne Taumittel) sollen hier nicht dargestellt werden.

Die neue europäische Norm zur Festbetonprüfung (DIN EN 12390) regelt im Teil 9 die Bestimmung der Abwitterung infolge Frost- bzw. Frost-Taumittel-Belastung. Als Referenzprüfverfahren ist das schwedische Plattenverfahren (slab test) vorgesehen und als Alternativprüfverfahren das Würfelverfahren (VDZ-Verfahren) und das CDF-Verfahren (RILEM Recommendation).

3.2 CDF-Verfahren

Der Nachweis der Präzision des CDF-Tests nach ISO 5725 wurde in europäischen Ringversuchen erbracht. Daraufhin wurde das CDF-Verfahren aufgrund der guten Präzisionsdaten als RILEM Recommendation veröffentlicht. Als Probekörper werden Betonplatten ($l/b/h = 150/150/75$ [mm]) verwendet, die mit den üblichen 150er Würfelschalungen für die Herstellung von Druckfestigkeitsprüfkörpern hergestellt werden. Die CDF-Prüfvorschrift empfiehlt das Einlegen einer PTFE-Scheibe (Teflon) in der Mitte der Form, um diese in zwei Hälften zu unterteilen. Als Prüfoberfläche dient die teflongeschaltete Betonoberfläche. Es ist aber auch allgemein üblich, daß als Prüffläche die Schalungsseite von vertikal geteilten Betonwürfeln genutzt wird. Die vertikale Teilung der Würfel wird während der Wasserlagerung vorgenommen. Es wird empfohlen, mindestens 5 Probekörper pro Prüfsérie zu testen und eine Gesamtprüffläche von 800 cm^2 nicht zu unterschreiten.

Die Probekörper verbleiben nach der Betonage 24 ± 2 Stunden in der Schalung und werden nach dem Ausschalen 6 Tage in Leitungswasser bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ gelagert. Daran anschließend erfolgt über weitere 21 Tage die Trockenlagerung im Klimaraum ($20 \text{ }^\circ\text{C} / 65 \% \text{ r. F.}$). Zur Verhinderung einer eventuellen Verfälschung des Ergebnisses durch Seitenabwitterungen während der Frost-Taumittel-Belastung, werden die Prüfkörper 7 bis 2 Tage vor Beendigung der Trockenlagerung an den Seitenflächen abgedichtet (z.B. mit alukaschiertem Butylklebeband oder lösungsmittelfreiem Epoxidharz). Am 28. Tag nach der Herstellung der Probekörper beginnt das eigentliche Prüfverfahren. Die Durchführung verläuft in zwei Schritten, die Vorsättigung durch kapillares Saugen und die Frost-Tau-Wechsel.

Zunächst werden die Prüfkörper mit der Prüfflüssigkeit durch kapillares Saugen vorgesättigt, indem diese mit der Prüffläche nach unten auf 10 mm hohe Abstandhalter in die Prüfbehälter gelegt werden und die Prüfflüssigkeit bis auf eine Höhe von $15 \pm 1 \text{ mm}$ in die Behälter eingefüllt wird. Während dem 7-tägigen kapillaren Saugen soll der Flüssigkeitsstand kontrolliert und die Gewichtszunahme der Probekörper gemessen werden.

Nach dem kapillaren Saugen beginnt die Frost-Tau-Prüfung. Sie wird in einer speziellen temperaturkontrollierten Klimatrübe mit Flüssigkeitsbad durchgeführt (Abbildung 11). Die Prüfbehälter werden ca. 20 mm in die Kühlflüssigkeit eingetaucht.

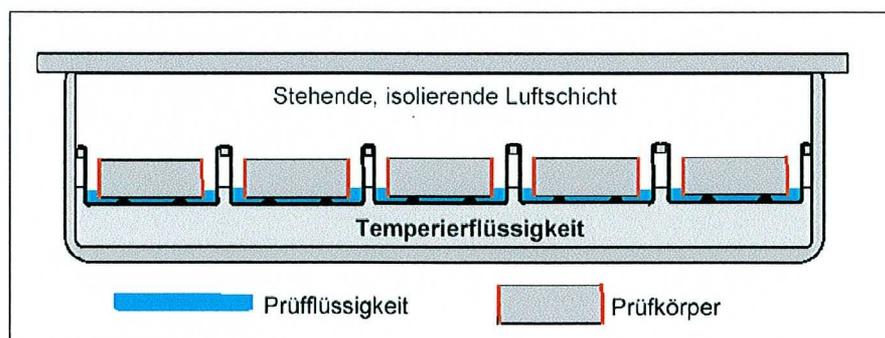


Abbildung 11: Temperaturkontrollierte Truhe (17)

Der Temperaturzyklus für einen Frost-Tau-Wechsel ist in Abbildung 12 dargestellt. Die am Referenzpunkt gemessene Isttemperatur darf nicht mehr als 0,5 K von der Solltemperatur abweichen. Eine Frost-Tau-Prüfung dauert 14 Tage (entspricht 28 Frost-Tau-Wechsel (FTW)).

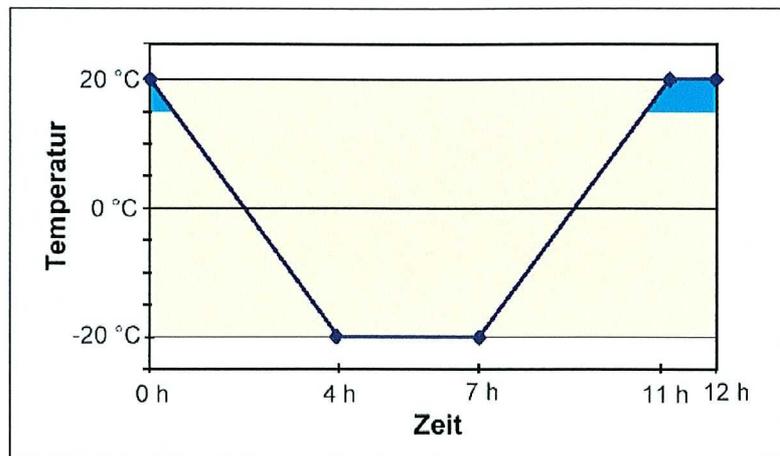


Abbildung 12: **Kontrolltemperatur-Zyklus (17)**

Die Oberflächenabwitterung kann immer dann bestimmt werden, wenn die Temperatur über 15 °C liegt (blaue Fläche in Abbildung 12). Zum Entfernen von lose anhaftendem Material an der Prüffläche, werden die Prüfbehälter in die Übertragungsflüssigkeit eines Ultraschallbades gefaucht und für drei Minuten beschallt (Abbildung 13). Danach wird die Prüfflüssigkeit mit der darin enthaltenen Abwitterungen gefiltert (Papierfilter). Die Filter werden für 24 Stunden bei 110 ± 5 °C getrocknet und nach einer Stunde Abkühlen gewogen.

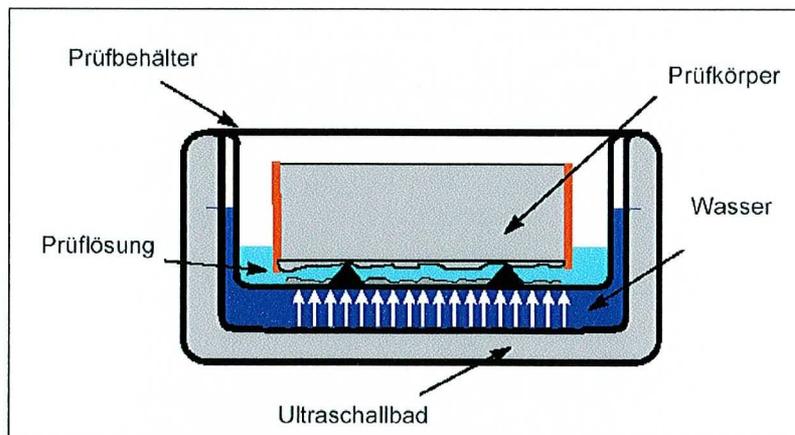


Abbildung 13: **Ultraschallbad (17)**

Die Masse des abgewitterten Materials μ_s erhält man, wenn von der Masse des Filters mit den getrockneten Abwitterungen μ_b die vor der Filtration aufgenommene Masse des leeren Filters μ_f subtrahiert. Die Abwitterung wird auf diese Weise nach jeweils vier bzw. sechs FTW bestimmt. Für jeden Probekörper muß bei jedem Meßzeitpunkt die Gesamtmenge des abgewitterten Materials m_n bezogen auf die Prüffläche nach dem n-ten Wechsel errechnet werden:

$$m_n = \frac{\sum \mu_s}{A} \cdot 10^6 \quad [\text{g/m}^2]$$

Als Maß für den Frost-Taumittel-Widerstand gilt der Mittelwert der Abwitterungen nach 28 Frost-Tau-Wechseln (FTW). Das CDF-Grenzkriterium liegt bei einer maximalen mittleren Abwitterung von 1500 g/m² nach 28 FTW.

3.3 CIF-Verfahren

Der CIF-Test baut auf die Prüfmethodik des CDF-Tests auf. Das von AUBERG und SETZER entwickelte Prüfverfahren dient zur Bestimmung der inneren Gefügeschädigung des Betons unter reiner Frostbeanspruchung bei hoher Wassersättigung (Expositionsklasse XF3). Die CIF-Prüfvorschrift stimmt in den wesentlichen Punkten, wie der Herstellung und Vorbereitung der Probekörper, Prüfeinrichtung und Prüfverfahren (Trockenlagerung, Vorsättigung durch kapillares Saugen und Frost-Tau-Prüfung) mit der des CDF-Tests überein. Als Prüfflüssigkeit wird demineralisiertes Wasser verwendet. Eine CIF-Regelprüfung umfasst 28 Tage, was 56 Frost-Tau-Wechseln entspricht. Zur Bestimmung der inneren Schädigung werden die Probekörper vor und nach der Frost-Tau-Prüfung und zusätzlich mindestens alle 14 FTW in einer 35 mm von der Prüffläche entfernten Achse durchschallt und die Ultraschalllaufzeit gemessen (Abbildung 14).

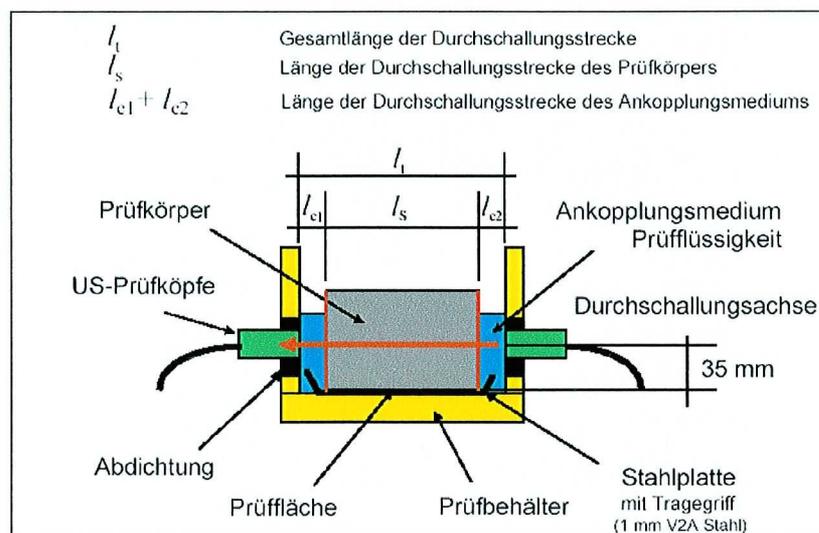


Abbildung 14: Prüfeinrichtung zur Bestimmung der Ultraschalllaufzeit (17)

Unter Verwendung der Ultraschalllaufzeit kann der relative dynamische E-Modul folgendermaßen errechnet werden:

$$\Delta E_{\text{dyn } n} = \left[1 - \left(\frac{t_{t \text{ cs}} - t_c}{t_{t \text{ n ftc}} - t_c} \right)^2 \right] \cdot 100 \quad [\%]$$

mit: $\Delta E_{\text{dyn } n}$: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls nach n Frost-Tau-Zyklen
 $t_{t \text{ cs}}$: Gesamtlaufzeit nach dem kapillaren Saugen (cs) in μs
 $t_{t \text{ n ftc}}$: Gesamtlaufzeit nach n Frost-Tau-Wechseln (ftc) in μs
 t_c : Laufzeit im Ankopplungsmedium
n: Anzahl der Frost-Tau-Zyklen

Die Änderung des relativen dynamischen E-Moduls wird beim CIF-Test als Maß der inneren Schädigung verwendet. In der CIF-Prüfvorschrift ist zusätzlich die ergänzende Abwitterungsaufnahme vorgesehen. Bei gleichzeitiger Bestimmung der inneren Schädigung und der Abwitterung wird eine spezielle Prüfeinrichtung benötigt (Abbildung 15).

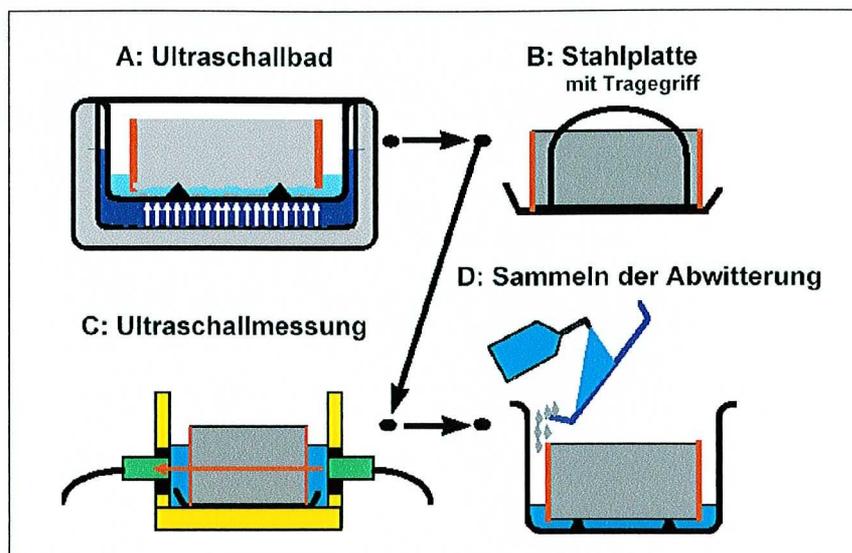


Abbildung 15: Behandlung der Prüfkörper bei gleichzeitiger Bestimmung der Abwitterung und der Ultraschall-Laufzeit (17)

Für den CIF-Test ist kein Grenzkriterium definiert. AUBERG (18) schlägt lediglich auf den bisherigen Erfahrungen mit dem CIF-Test aufbauende Richtwerte zur Bewertung des Frostwiderstandes vor (Tabelle 6).

Tabelle 6: Anforderungen an Betone mit hohem bzw. ausreichenden Frostwiderstand beim CIF-Test

Expositionsklasse	Abfall des relativen dynamischen E-Moduls nach 56 FTW	mittlere Abwitterung nach 56 FTW
XF3 Betone mit hohem Frostwiderstand	40 %	2000 g/m ²
XF1 Betone mit ausreichendem Frostwiderstand	40 %	1000 g/m ²

4. Besonderheiten hinsichtlich Bauwerksuntersuchungen

Für die Bewertung des Zustands frostgeschädigter Bauwerke existieren gegenwärtig national und international keine in Merkblättern, Richtlinien oder Normen aufgeführten Vorgaben. Somit ist kein verlässliches Klassifizierungssystem verfügbar, das ausgehend vom Zustand des frostgeschädigten Bauwerks dessen objektive Bewertung hinsichtlich des Schädigungsgrades bzw. der Einschränkung der Nutzungsfähigkeit ermöglicht (7).

Die Kriterien, die zur Bewertung der Prüfungen des Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstands von Betonen im Labor genutzt werden, wie z. B. die Abwitterungstiefe, der flächenbezogene Masseverlust, der prozentuale Masseverlust oder der flächenbezogene Volumenverlust, gelten nur für die jeweiligen Verfahren mit definierter Probengeometrie, -herstellung, -lagerung und Prüfung entsprechend dem festgelegten Temperaturzyklus und der zugehörigen Zyklanzahl. Wie bei jeder Laborprüfung ist eine direkte Übertragung der Beurteilungskriterien und damit auch der Ergebnisse der Frost-Laborprüfverfahren auf Bauwerke nicht abgesichert, d. h., es ist nicht möglich, aus Laborprüfungen quantitativ anzugeben, mit welchen Veränderungen (z. B. Abwitterungen) über den Nutzungszeitraum zu rechnen ist. Dennoch sind die Versuche mittlerweile geeignet, zwischen Betonen unterschiedlicher Qualität zu differenzieren (7).

Im Hinblick auf die Beurteilung der Betonqualität können die nachfolgenden Untersuchungsmethoden angewendet werden (7). Diese finden auch im Abschnitt 6 dargestellten Versuchsprogramm ihren Niederschlag:

- Rohdichte,
- Porosität,
- Ultraschall-Laufzeit bzw. dynamischer E-Modul,
- Transportkennwerte (kapillare Wasseraufnahme, Gaspermeabilität),
- Schnitte bzw. Schliffe für die Beurteilung von Gefügeschäden (Risse) und Ermittlung von Luftporenkennwerten,
- Porenstruktur (z. B. mittels Quecksilberdruckporosimetrie),
- Frost- bzw. Frost-Tausalz-Prüfung im Labor.

Eine grundsätzliche Aussage zu der Frage, in welche Widerstandskategorie (hoch, mittel oder gering) ein Bauwerksbeton eingeordnet werden kann, kann mittels nachgeschalteter Frost- bzw. Frost-Tausalz-Prüfungen an Bohrkernen verifiziert werden.

Für der Beurteilung der Betonqualität können die Ergebnisse der aufgeführten Untersuchungsmethoden, die an Proben aus dem Rand- und Kernbereich gewonnen wurden, gegenübergestellt werden. Sind die Ergebnisse des Kernbereichs als Bezugsbasis nutzbar (Erhärtung des Betons unter optimalen Bedingungen), so sollte es möglich sein, die Betonqualität der Bauteiloberfläche im Vergleich zu beurteilen und Einflüsse herauszuarbeiten, die aus den Herstellungsbedingungen und der Nachbehandlung resultieren (7).

5. Inhalt des Forschungsvorhabens

Während die generellen Angriffsmechanismen, die zu einer Schädigung und Zerstörung des Betongefüges führen, im Prinzip weitestgehend bekannt sind, existiert bislang keine zufriedenstellende Kenntnis der Zusammenhänge zwischen den Mechanismen und den Struktureigenschaften des Zementsteingefüges, aus denen sich der Frostwiderstand eines Betons in der Praxis ableiten läßt. Die Beurteilung bestehender sowie neu zu erstellender Bauwerke ist daher von zentraler Bedeutung für die Frage der Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf die Praxisverhältnisse.

In den derzeit gültigen Normen und Richtlinien gibt es deskriptive Vorschriften (z.B. maximaler w/z-Wert, Mindestluftporengehalt etc.), bei deren Einhaltung und sachgerechter Betonherstellung aufgrund des vorliegenden Erfahrungsschatzes frost- bzw. frosttaumittelwiderstandsfähige Betone hergestellt werden können. Durch die Betonnorm DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1 ist eine Einteilung der Betone nach Expositionsklassen vorgesehen, durch die sich in Abhängigkeit von den auf das Bauwerk einwirkenden Umgebungsbedingungen Grenzwerte für die Betonrezeptur ergeben.

Diesbezüglich wurden im Rahmen des Gemeinschaftsprojektes „Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse“ der gleichlautenden Arbeitsgruppe des DAfStb - UA Frost systematische Bauwerksuntersuchungen durchgeführt. Hierzu wurde an einem neu erstellten Bauwerk (Fender und Kaimauer) und einem bereits bestehenden Nachklärbecken die für die Beschreibung der Transportvorgänge - soweit als möglich - alle notwendigen Strukturkenndaten und die mechanischen Kennwerte der Bauwerksbetone ermittelt. Nur so können Zusammenhänge zwischen Porenstruktur und Transportvorgängen hergeleitet werden, die bezüglich der Dauerhaftigkeit von Baustoffen von zentralem Interesse sind.

6. Darstellung des Versuchsprogramms

Unter Einbezug von Kenndaten für Wassergehalt und Sättigungsgrad, Temperatur im Bauteil sowie Chloridgehalt an Betonbauwerken aus einem begleitenden Monitoring kann mittels der In-situ Untersuchungen eine Korrelation zwischen dem tatsächlichen Betonverhalten bei Frostbeanspruchung direkt am Bauwerk und den Laborprüfungen hergestellt werden.

Nur durch die konsequente Dokumentation der Bauwerksverhältnisse kann eine Einschätzung von Laborergebnissen und somit eine mögliche Modifikation der gängigen Prüfverfahren gewährleistet werden.

Im folgenden werden zunächst die beiden Bauwerke vorgestellt und die wesentlichen Erkenntnisse aus den Untersuchungen zusammengefaßt. Dabei wurden je nach Möglichkeiten, die untenstehenden Versuche durchgeführt - getrennt für das neu errichtete und das bereits erstellte Bauwerk. Als Zwangspunkte erwiesen sich insbesondere die zur Verfügung stehende Probenanzahl sowie der durch den jeweiligen Bauherrn/Eigner ermöglichten Umfang der Probenahmen. Im Einzelnen wurden bestimmt::

- mechanische Kenndaten: Druckfestigkeit, dynamischer E-Modul, Rohdichte,
- Dauerhaftigkeitskenngrößen bzw. Strukturkenndaten: Karbonisierungstiefe, Wasseraufnahme (WaA, Wa15), ggf. Luftporenkennwerte, Diffusionskoeffizient, Frostversuche.

Sowohl für die den Fender bzw. die Kaimauer (XS) als auch für die Kläranlage (XF) wurden Multiringelektroden an unterschiedlichen Stellen eingebaut (19). Zusammen mit den hier beschriebenen Strukturkenndaten und mechanischen Kennwerten der Bauwerksbetone können Zusammenhänge zwischen der Porenstruktur und den auftretenden Transportvorgängen bzgl. der Dauerhaftigkeit unter den entsprechenden Expositionen hergeleitet werden.

7. Zusammenstellung der Ergebnisse

7.1 Untersuchungen an einer Kaimauer (Expositionsklasse XS)

Bei dem neu erstellten Meerwasserbauwerk in Nordenham an der Unterweser handelt es sich um eine Kaimauer, die im unteren Bereich bzw. zwischen den beiden vorgesehenen Blöcken einen Fender aufweist. Nach Aussage des Betreibers wird davon ausgegangen, daß das Bauwerk in den überwiegenden Bereichen einer ständig mäßigen bis hohen Wassersättigung unterliegt (teilweise in der Wasserwechselzone sowie Beeinflussung durch die Gezeiten und Witterung bzw. ständig unter Wasser). Planmäßig liegt der obere Teil der Kaimauer im trockenen Bereich. Eine mögliche Feuchtebeaufschlagung dieses Bauwerkteils, hervorgerufen durch einen variierenden Wasserstand bei Sturm, kann jedoch nicht ausgeschlossen werden.

Das Bauwerk insgesamt liegt im einem Bereich, in dem sich das Salzwasser der Nordsee mit dem Süßwasser der Weser mischt (Brackwasser). Aus Messungen der zuständigen Behörden ist bekannt, daß es im Mündungsbereich der Weser zu einer starken Durchmischung von Süß- und Meerwasser kommt. Es ist demnach mit einer geringen bis mäßigen Chloridbelastung bzw. salzhaltigen Seeluft zu rechnen. Gemäß diesen Umgebungsbedingungen ist das Bauwerk nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1 im oberen Bereich der Expositionsklasse XS 1 (gleichzeitig XF 1 bzw. XF 2), im mittleren Bereich der Expositionsklasse XS 3 (gleichzeitig XF 2 bzw. XF 4) und im unteren Bereich der Expositionsklasse XS 2 zu zuordnen. Es konnten für die Bauwerksuntersuchungen sowohl für den Fenderbeton (Expositionsklasse XS 2 und XS 3) als auch für den Beton im oberen Kaimauerbereich (Expositionsklasse XS 1) Proben hergestellt und untersucht werden. Seitens der RWTH Aachen wurden in verschiedenen Höhen die Messstellen für die Multiringelektroden appliziert (19). Abbildung 16 zeigt die Situation vor Ort des oberen Kaimauerbereichs. In Abbildung 17 ist die Oberseite der Kaimauer (Kappe) zu sehen (Besenstrich).

Für diesen begehbaren Bereich muß mit einer Frost-Taumittel-Beanspruchung gerechnet werden. Dieser Kappenbeton mit einer Stärke von 50 cm wurde als B 35 ($f_{cm,28d} = 44 \text{ N/mm}^2$ am 150er Würfel) nach DIN 1045:1988-07 unter Verwendung eines CEM I 42,5 R (360 kg/m^3) mit 0,4 M.-% v. Z. Luftporenbildner (LP) ausgeführt. Die Konsistenz betrug im Mittel 41 cm. Der Wasserzement-Wert wurde mit $w/z = 0,46$ festgesetzt.

Als Wassereindringtiefe wurde im Rahmen der Erstprüfung ein Mittelwert von 10 mm bestimmt.

Die Prüfung der Frost- und Tausalzbeständigkeit erfolgte nach ÖNORM B 3303 und B 4200 an gesondert hergestellten Platten im Alter von 28 Tagen.

Vom 5. bis zum 25. Frost-Tau-Wechsel betrug die vorhandene Abwitterung 14 g/m^2 . Somit wurde die zulässige Abwitterung von 40 g/m^2 unterschritten und die Prüfung nach 25 Frost-Tau-Wechseln beendet.



Abbildung 16: Kaimauerbereich



Abbildung 17: Oberseite der Kaimauer

Bei den verwendeten Betonen für den Fender und die Kaimauer handelt es sich um mit CEM III/A 32,5 N hergestellte WU-Betone der Festigkeitsklasse B 25 nach DIN 1045:1988-07. Hinsichtlich der Anwendungsbereiche für Zemente zur Herstellung von Beton nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1 kann dieser Hochofenzement für die geforderten Expositionsklassen, sowohl XS als auch XF verwendet werden. Gemäß den vorliegenden Unterlagen betrug der Hüttensandanteil $< 50 \text{ M.-% v. Z.}$ Als Füller kam eine Flugasche zum Einsatz. Mit einer Zugabemenge von $0,4 \text{ M.-% v. Z.}$ wurde zur Einstellung der Konsistenz (KR) ein Betonverflüssiger zugegeben. Die Gesteinskörnungen entstammen in beiden Fällen dem Wesergebiet. Beide Betone wurden nach den Vorgaben von DIN 1045:1988-07 für diesen Anwendungsfall projektiert. Nachfolgend sind die Betonrezepturen detailliert dargestellt (Tabelle 7).

Tabelle 7: Projektierte und eingebaute Betone für den Fender bzw. die Kaimauerwand

Ausgangsstoffe/ Kennwerte	Betonrezepturen für Fender und Kaimauerwand	
	Fender	Kaimauerwand
1	2	3
CEM III/A 32,5 N (kg/m^3)	320	300
Flugasche (kg/m^3)	50	60
Wasser (kg/m^3)	175	160
Gesteinskörnung (gesamt) (kg/m^3) (trocken)	1783 (A/B 16)	1829 (A/B 32)
Betonverflüssiger (0,4 M.-% v.Z.) (kg/m^3)	12,8	12
w/z-Wert	0,54	0,53
$(w/z)_{\text{eq.}} (k_f = 0,4)$	0,51	0,49
Konsistenz	KR	KR

Gemäß den neuen Vorschriften (DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1) werden für die Expositionsklasse XS 2 und XS 3 die untenstehenden Anforderungen gemacht (Tabelle 8). Für dieses Meerwasserbauwerk muß zudem beachtet werden, daß hinsichtlich des hohen Wassereindringwiderstandes Bauteildicken zwischen 0,60 und 1,9 m vorhanden sind.

Tabelle 8: Anforderungen an Betone der Expositionsklasse XS nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1

Expositionsklasse	XS 2	XS 3
1	2	3
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,50	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C35/45 ¹⁾²⁾	C35/45 ¹⁾²⁾
Mindestzementgehalt (kg/m ³)	320 ³⁾	320 ³⁾
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen (kg/m ³)	270	270

¹⁾ entspricht einem B 45 nach DIN 1045:1988:07, ²⁾ Bei Verwendung von Luftporenbeton, z.B. aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger, ³⁾ Für massige Bauteile (kleinste Bauteilabmessung 80 cm): Mindestzementgehalt von 300 kg/m³

Nachfolgend werden getrennt für den Fender und die Kaimauer die wesentlichsten Kennwerte zusammengefaßt. Bei den Werten handelt es sich um Mittelwerte aus mindestens drei Versuchen.

Tabelle 9: Ausgewählte Kennwerte des Fender- und Kaimauerwandbetons

Struktur- und Dauerhaftigkeitskennwerte (an 150er Würfeln)	Fender	Kaimauerwand
1	2	3
Druckfestigkeit (28d/56d/180d/365d/730d) (N/mm ²) ^{1) 6)}	41,8/57,1	46,8/54,8/65,2/68,4/71,0
Rohdichte (28d/56d/180d/365d/730d) (kg/m ³) ⁵⁾	2330/2325	2325/2323/2320/2319/2319
Wassereindringtiefe (28d/56d/180d/365d/730d) (mm) ⁵⁾	10 (56d)/8 (180d)	12/10/9/7/7
Wasseraufnahme (28d/365d/730d) (WaA, Wa15) (M.-%) ^{2) 5)}	5,82 (WaA, 180d)/7,50 (Wa15, 180d)	6,11/5,83/5,71 (alle WaA)
Sättigungswert (28d/365d/730d) (DIN 52103-D) (-) ⁶⁾	0,84	-
Karbonatisierungstiefe (28d/56d/365d/730d) (mm) ^{5) 7)}	0 (56d)/ 3,5 (180d)	0/0/3,2/5
Luftporenkennwerte (A ₃₀₀ , Abstandsfaktor)	ohne LP hergestellt	ohne LP hergestellt
Abwitterungsmenge CIF (28d/180d/356d/730d) (56 FTW) (g/m ²) ^{3) 5)}	1406/2389	611/1713/2684/3270
Dynamischer E-Modul CIF (Δ E _{dyn,56}) (28d/180d/356d/730d) (%)	43/68	28/48/60/69
Abwitterungsmenge CDF (28d/180d/356d/730d) (28 FTW) (g/m ²) ^{4) 5)}	4574	2630/8843/12877/15901
Wasserdampfdurchlässigkeit WDD (28d) (DIN EN ISO 12572) (g/(m ² d)) ^{5) 6)}	-	27
Diffusionsäquivalente Luftschichtdicke s _d (28d) (DIN EN ISO 12572) (m) ^{5) 6)}	-	1,6
Diffusionswiderstandszahl μ (28d) (DIN EN ISO 12572) (-) ^{5) 6)}	-	194

¹⁾ Als grober Anhaltswert für die Druckfestigkeit von Bauteilen für den Küsten- und Uferschutz kann der in der BGB-Richtlinie (Bund Güteschutz Beton- und Stahlbetonfertigteile e.V., Ausgabe 06/1998) genannte Wert von 50 N/mm² (28d) herangezogen werden.

²⁾ Als grober Anhaltswert für die Wasseraufnahme von Bauteilen für den Küsten- und Uferschutz darf nach der in der BGB-Richtlinie (Bund Güteschutz Beton- und Stahlbetonfertigteile e.V., Ausgabe 06/1998) genannte Wert von 12 Vol.-% (28d) nicht überschritten werden.

³⁾ CIF-Verfahren, ⁴⁾ CDF-Verfahren, ⁵⁾ Lagerung der Probekörper bis zur Prüfung nach DIN 1048-5

⁶⁾ Gemäß EN 12524, Tab. 1 (Wärmeschutztechnische Bemessungswerte für Baustoffe, die gewöhnlich bei Gebäuden zur Anwendung kommen) gilt für Beton mit einer Rohdichte von rd. 2,4 kg/dm³: Diffusionswiderstandszahl μ=130 (trocken), μ=80 (feucht). Mit einem mittleren μ von 194 erfüllt der

Kaimauerwandbeton diese Forderungen und weist zudem einen höheren Widerstand als andere Betone vergleichbarer Festigkeit auf; ⁷⁾ Balken 10x10x50 cm³

Bemerkung: Die obigen Altersangaben beziehen sich auf dem Zeitpunkt nach der Probenherstellung.

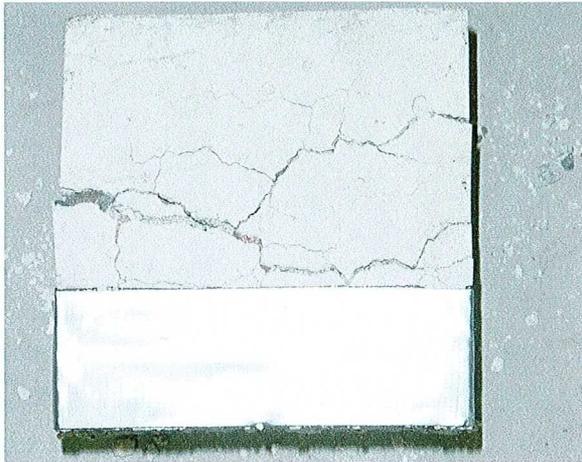


Abbildung 18: Zerstörter Probekörper des Fenderbetons nach der Frostprüfung



Abbildung 19: Abgewitterte Oberfläche des Fenderbetons

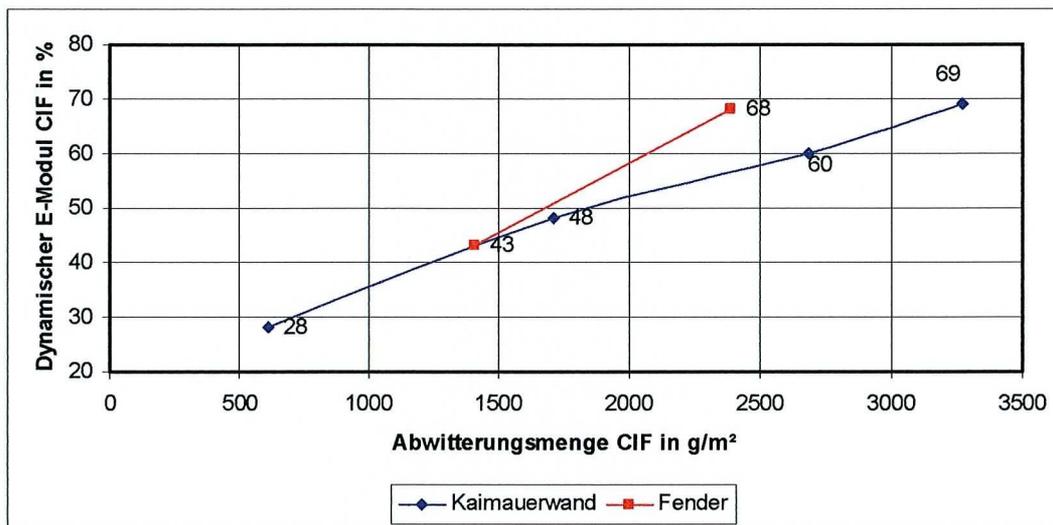


Abbildung 20: Zunahme des Abfalls des dynamischen E-Moduls für den Fender in Kaimauerwandbeton zu gehörige Abwitterungsmenge (CIF-Verfahren)

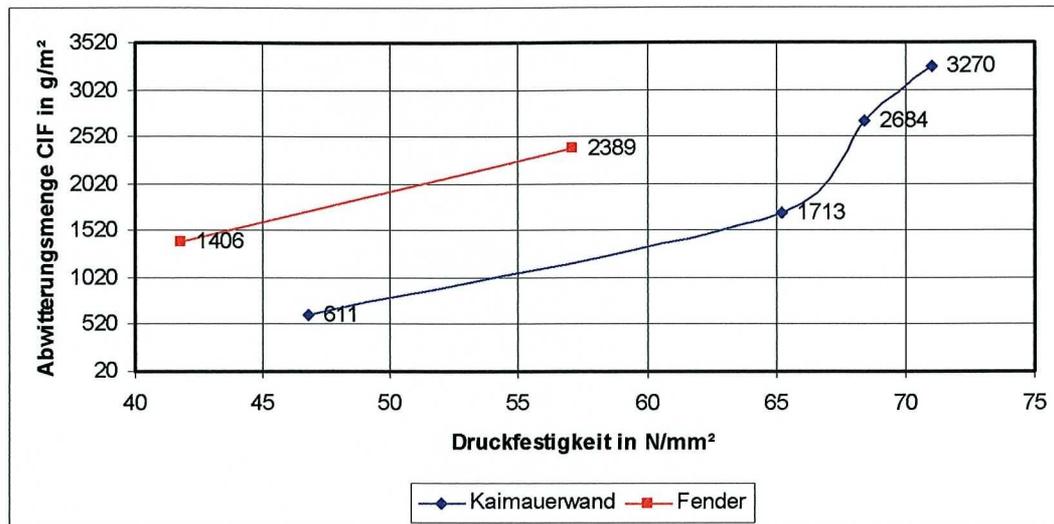


Abbildung 21: Abwitterungsmenge (CIF-Verfahren) in Abhängigkeit der Druckfestigkeit des Fender- bzw. Kaimauerwandbetons

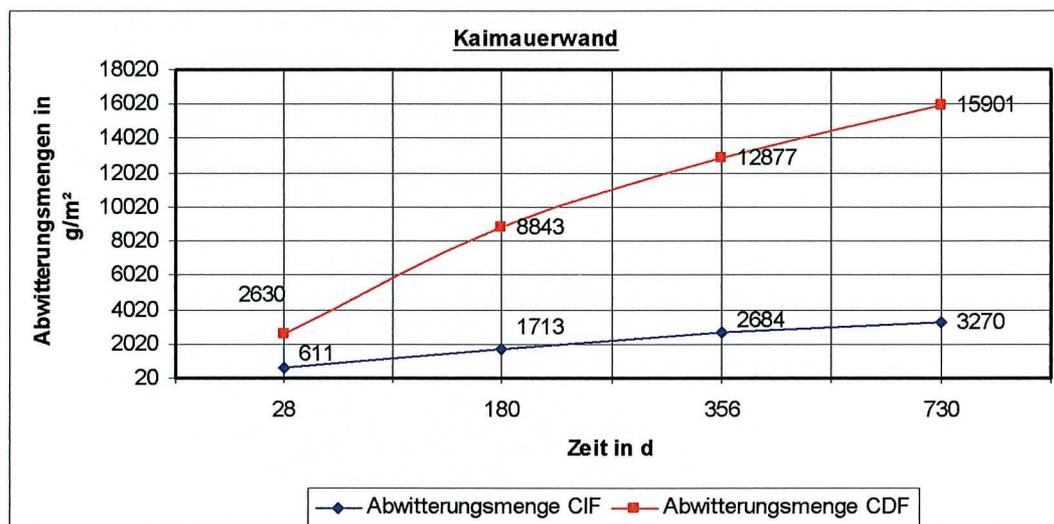


Abbildung 22: Abwitterungsmenge (CIF- und CDF-Verfahren) in Abhängigkeit der Prüfzeiten

7.2 Untersuchungen an einer Kläranlage (Expositionsklasse XF)

Die Kläranlage Schleiden wurde vom Wasserverband Eifel-Rur in Düren für die Untersuchungen zur Verfügung gestellt. Die Kläranlage wurde im Jahre 1993 erstellt. Der Standort der Kläranlage in der Eifel kann der Frostzone II zugeordnet werden. Zusätzlich zu der möglichen Beanspruchung des Betons durch den Frostangriff kann laut Betreiber der Anlage evtl. auch mit einer Betonkorrosion durch einen schwachen chemischen Angriff (Expositionsklasse XA 1) infolge einer Restbelastung des Abwassers im Nachklärbecken gerechnet werden. Im Rahmen der beschriebenen Untersuchungen wurde jedoch die mögliche Beeinflussung des chemischen Angriffs auf den Frost-Widerstand nicht berücksichtigt.

Für die Untersuchungen wurden aus dem Nachklärbeckeninneren Bohrkern mit Durchmessern von $\varnothing = 100$ und 143 mm entnommen (Abbildung 23 und 24). Dabei wurden sowohl die Wasserwechsel-

zone (Expositionsklasse XF 3) als auch die Bereiche unterhalb (Expositionsklasse XF 3) und oberhalb derer (Expositionsklasse XF 1) betrachtet.

Nach Aussage des Betreibers kann davon ausgegangen werden, daß die beprobten Flächen keine Beanspruchung durch Taumittel erfahren. Dennoch wurde ein Teil der entnommen Bohrkern einer Frost-Taumittel-Beanspruchung (CDF-Verfahren) ausgesetzt, um für das Gemeinschaftsprojekt zusätzliche Werte zur Verfügung zu stellen.



Abbildung 23: Ansicht des Nachklärbeckens

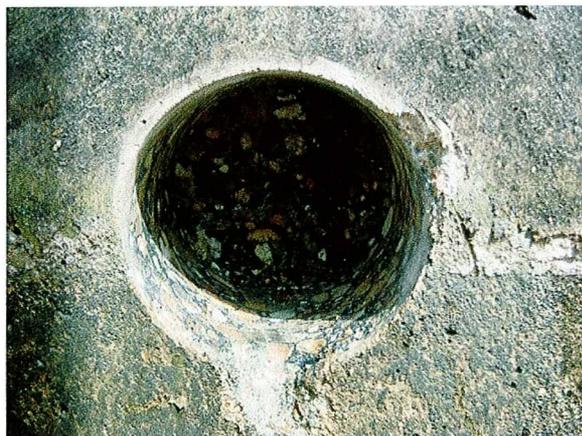


Abbildung 24: Entnahmestelle in der Wasserwechselzone

Im Rahmen der Bauwerkserstellung wurden die Betondruckfestigkeiten sowie die Wassereindringtiefen bestimmt. Aus den insgesamt 13 Betonagen ergab sich im Mittel für die Druckfestigkeit ein Wert von $f_{cm,28d} = 43 \text{ N/mm}^2$ am 150er Würfel und für $e_w = 10 \text{ mm}$. Das Nachklärbecken ist als weiße Wanne ausgelegt. Die Betonagen erfolgten im Zeitraum von Ende März bis Ende April 2003. Die Lufttemperaturen beim Einbau schwankten zwischen -5 °C und 23 °C während Frischbetontemperaturen von 10 °C bis 19 °C gemessen wurden. Die Gesteinskörnungen entstammen der Region Schleiden. Der Beton wurde nach den Vorgaben von DIN 1045:1988-07 für diesen Anwendungsfall projektiert. Nachfolgend ist die Betonrezeptur detailliert dargestellt (Tabelle 10).

Tabelle 10: Projektierter und eingebauter Beton für das Nachklärbecken

Ausgangsstoffe/ Kennwerte	Betonrezepturen für das Nachklärbecken
1	2
HOZ 35 L NW-HS (CEM III/A 32, 5 NW-HS) (kg/m ³)	350
Wasser (kg/m ³)	170
Gesteinkörnung (gesamt) (kg/m ³) (trocken)	1837 (A/B 32)
w/z-Wert	0,49
Konsistenz	KP

Gemäß den neuen Vorschriften (DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1) werden für die Expositionsklasse XF 1 und XF 3 die untenstehenden Anforderungen gemacht (Tabelle 11).

Tabelle 11: Anforderungen an Betone der Expositionsklasse XF nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1

Expositionsklasse	XF 1	XF 3
1	2	3
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,60	0,55 (0,50)
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C25/30 ¹⁾	C25/30 ¹⁾ (C35/45) ²⁾
Mindestzementgehalt (kg/m ³)	280	300 (320)
Mindestluftgehalt (%)	-	- ³⁾

¹⁾ entspricht annähernd einem B 25 nach DIN 1045:1988:07, ²⁾ entspricht einem B 45 nach DIN 1045:1988-07, ³⁾ Der mittlere Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau muß bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 32 mm \geq 4,0 Vol.-% betragen. Nachfolgend werden für das Nachklärbecken die wesentlichsten Strukturkennwerte zusammengefaßt. Bei den Werten handelt es sich um Mittelwerte aus mindestens zwei Versuchen.

Tabelle 12: Ausgewählte Kennwerte des Nachklärbeckenbetons

Struktur- und Dauerhaftigkeitskennwerte (an Bohrkernen \varnothing = 100 bzw. 143 mm)	Nachklärbecken
1	2
Druckfestigkeit (28d/56d/180d/365d/730d) (N/mm ²) ^{1) 5) 7)}	59,3/61,2/61,6/61,7/62,1
Rohdichte (28d/56d/180d/365d/730d) (kg/m ³) ^{5) 7)}	2410/2403/2387/2395/2389
Wassereindringtiefe (28d/56d/180d/365d/730d) (mm) ^{5) 7)}	8,2/8,1/8,0/7,6/7,6
Wasseraufnahme (28d/365d/730d) (Wa15) (M.-%) ^{2) 5) 7)}	6,66/6,34/6,27
Sättigungswert (28d/365d/730d) (DIN 52103-D) (-) ⁵⁾	0,90/0,86/0,85
Karbonatisierungstiefe (28d/365d/730d) (mm) ^{5) 7)}	6,3/6,3/6,4
Luftporenkennwerte (A ₃₀₀ , Abstandsfaktor)	ohne LP hergestellt
Abwitterungsmenge CIF (28d/356d/730d) (56 FTW) (g/m ²) ^{3) 5) 8)} (exemplarisch in der Wasserwechselzone)	670/908/1694
Dynamischer E-Modul CIF ($\Delta E_{dyn,56}$) (28d/356d/730d) (%) ⁸⁾	13/25/56
Abwitterungsmenge CDF (28d/356d/730d) (28 FTW) (g/m ²) ^{4) 5) 8)} (exemplarisch in der Wasserwechselzone)	2111/3092/4352
Wasserdampfdurchlässigkeit WDD (28d) (DIN EN ISO 12572) (g/(m ² d)) ^{5) 7)}	25,8
Diffusionsäquivalente Luftschichtdicke s _d (28d) (DIN EN ISO 12572) (m) ^{5) 7)}	1,79
Diffusionswiderstandszahl μ (28d) (DIN EN ISO 12572) (-) ^{5) 6) 7)}	203

¹⁾ Als grober Anhaltswert für die Druckfestigkeit von Bauteilen für den Küsten- und Uferschutz kann der in der BGB-Richtlinie (Bund Güteschutz Beton- und Stahlbetonfertigteile e.V., Ausgabe 06/1998) genannte Wert von 50 N/mm² (28d) herangezogen werden.

²⁾ Als grober Anhaltswert für die Wasseraufnahme von Bauteilen für den Küsten- und Uferschutz darf nach der in der BGB-Richtlinie (Bund Güteschutz Beton- und Stahlbetonfertigteile e.V., Ausgabe 06/1998) genannte Wert von 12 Vol.-% (28d) nicht überschritten werden.

³⁾ CIF-Verfahren; ⁴⁾ CDF-Verfahren; ⁵⁾ Lagerung der Probekörper bis zur Prüfung nach DIN 1048-5.

⁶⁾ Gemäß EN 12524, Tab. 1 (Wärmeschutztechnische Bemessungswerte für Baustoffe, die gewöhnlich bei Gebäuden zur Anwendung kommen) gilt für Beton mit einer Rohdichte von rd. 2,4 kg/dm³: Diffusionswiderstandszahl $\mu=130$ (trocken), $\mu=80$ (feucht). Mit einem mittleren μ von 203 erfüllt der Kaimauerwandbeton diese Forderungen und weist zudem einen höheren Widerstand als andere Betone vergleichbarer Festigkeit auf, ⁷⁾ Bohrkern \varnothing = 100 mm;

⁸⁾ Bohrkern \varnothing = 143 mm.

Bemerkung: Die obigen Altersangaben beziehen sich auf dem Zeitpunkt der Probenahme.



Abbildung 25: Bohrkern im Bereich der Wasserwechselzone (CIF-Verfahren)



Abbildung 26: Bohrkern im Bereich der Wasserwechselzone (CDF-Verfahren)

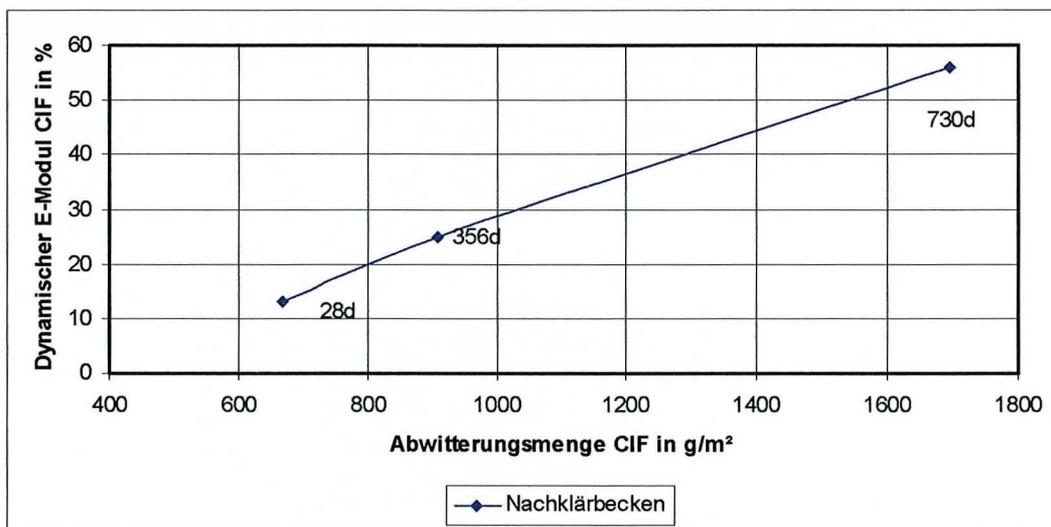


Abbildung 27: Zunahme des Abfalls des dynamischen E-Moduls für den Nachklärbeckenbeton mit den zugehörigen Abwitterungsmengen und Prüfzeiten (CIF-Verfahren)

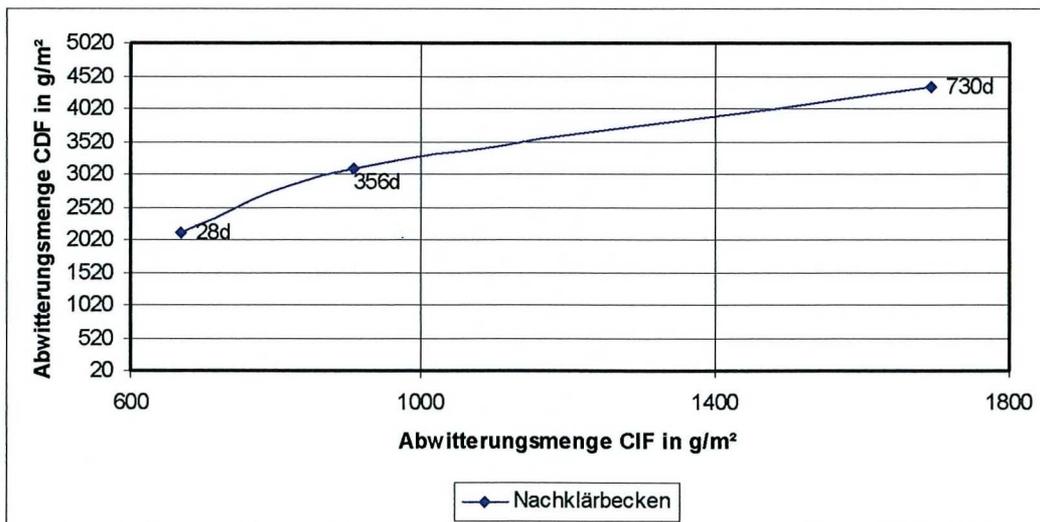


Abbildung 28: Zusammenfassende Darstellung der Abwitterungsmengen

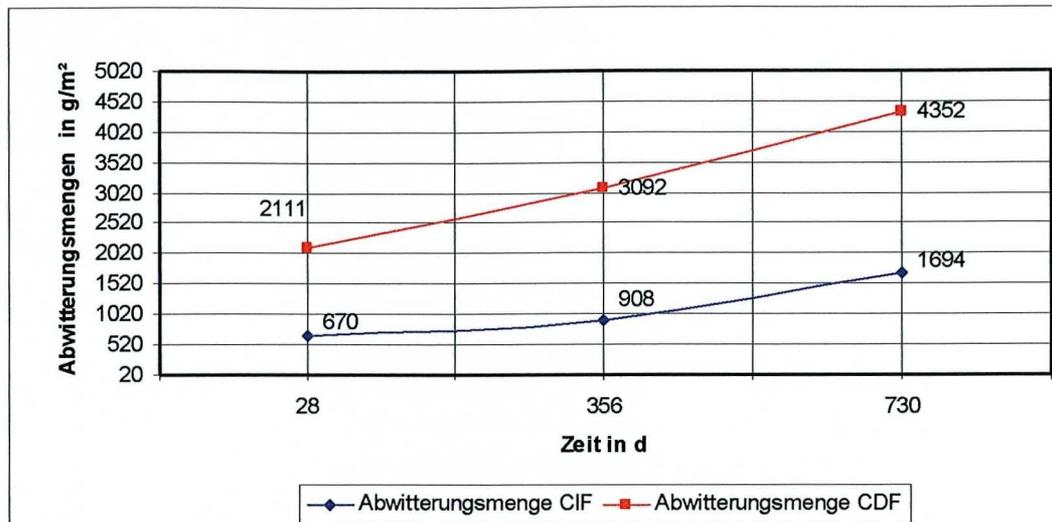


Abbildung 29: Abwitterungsmengen (CIF- und CDF-Verfahren) bei unterschiedlichen Prüfzeiten

Die Größe der Abwitterungsmenge ist bei den hier beprobten Bohrkernen nahezu unabhängig von den Bereichen, wo diese entnommen wurden (oberhalb oder unterhalb der Wasserwechselzone). Dagegen heben sich die Proben in der Wasserwechselzone hinsichtlich der Abwitterungsmenge deutlich ab.

8. *Schlußbetrachtung*

Zusammenfassend kann festgehalten werden, daß für die beiden untersuchten und begleiteten Praxisobjekte, Kaimauer und Kläranlage, ein signifikanter Unterschied im Verhalten unter Labor- bzw. Praxisverhältnissen zu beobachten ist. Insbesondere für den Kläranlagenbeton konnte beobachtet werden, daß die im Labor ermittelten Abwitterungsmengen nicht das Erscheinungsbild der visuell untersuchten Betonoberflächen am Bauwerk widerspiegeln, obwohl diese mehrjährig einer natürlichen Exposition ausgesetzt waren. Hier muß natürlich einschränkend bemerkt werden, daß für Vergleichszwecke bei beiden Bauwerken Untersuchungen mit dem CIF- und CDF-Verfahren durchgeführt wurden, wengleich die Prüfverfahren nicht für beide Betone aufgrund deren Exposition gleichzeitig anwendbar sind.

Für den Fender und die Kaimauer bleibt abzuwarten, wie sich die Verhältnisse vor Ort in den nächsten Jahren einstellen, und ob es zu einer Schädigung des Bauwerks kommt. Unter Einbezug der ermittelten Kennwerte und der Meßdaten aus dem begleitenden Monitoring können letztendlich Rückschlüsse auf die sich einstellenden Bauwerkszustände gezogen werden. Als Grundlage für eine mögliche Modifizierung bekannter Prüfverfahren zur Bestimmung des Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstandes sind derartige Bauwerksuntersuchungen essentiell. Aber auch im Hinblick auf die Entwicklung neuer Verfahren ist die Erfassung realer Bauwerksverhältnisse unabdingbar notwendig.

Literaturverzeichnis

- (1) STARK, JOCHEN / WICHT, BERND (2001): Dauerhaftigkeit von Beton: der Baustoff als Werkstoff, Basel
- (2) GRÜBL, P. / SOTKIN, A. (1980): Rapid ice formation in hardened cement paste, mortar and concrete due to supercooling, *Cement and Concrete Research* 10, p. 333-345
- (3) JANSSEN, D. J. (2000): The Role of Coarse Aggregates in Frost-Resistant Concrete, in: 14. Internationale Baustofftagung IBAUSIL 2000 Weimar, Tagungsbericht Band 1, S. 1-0677 bis 1-0690
- (4) HENNING OTTO / KNÖFEL, DIETBERT (2002): Baustoffchemie, Berlin
- (5) SETZER, M. J. (1997): Basis of testing the freeze-thaw resistance of concrete: surface and internal deterioration, in: *Frost Resistance of Concrete*. M. J. Setzer und R. Auberg (eds.), E & FN Spon, pp 157-173
- (6) SETZER, M. J. (1994): Entwicklung und Präzision eines Prüfverfahrens zum Frost-Tausalz-Widerstand, in: *Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar-Universität – 40 H. 5/6/7*, S. 87-93
- (7) SIEBEL, E. et al.: Sachstandsbericht Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb), Heft 560, Beuth-Verlag, Berlin 2005
- (8) LUDWIG, HORST-MICHAEL (1996): Zur Rolle der Phasenumwandlung bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton, Dissertation, Weimar
- (9) STROPPE, HERIBERT (1990): Physik, Leipzig
- (10) BLÜMEL, O.W. / SPRINGENSCHMID, R. (1970): Grundlagen und Praxis der Herstellung und Überwachung von Luftporenbeton, in: *Straßen- und Tiefbau* 24 H.2, S.85-98
- (11) WESCHE, KARLHANS (1993): Baustoffe für tragende Bauteile, Bd. 2. Beton, Mauerwerk (nichtmetallische-anorganische Stoffe), Wiesbaden, Berlin
- (12) POWERS, T.C. (1954): void spacing as a basis for producing air-entrained concrete, in: *ACI Journal* 59, S. 741-759
- (13) SETZER, M. J. (2003): Die Mikroeislinsepumpe - Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung; Internationale Baustofftagung IBAUSIL 2003 Weimar; Tagungsbericht Band 2, S. 2-1321 bis 2-1338, Weimar
- (14) POWERS, T.C. : Resistance of concrete to frost at early ages, *Proceedings RILEM Symp. Winter Concreting, Session C*, S. 1-47
- (15) HEINE, PEER (2004): Gesteinskörnungen im Beton unter Frost-Tau-Belastung - Auswirkungen auf Prüfung und Anwendung, Dissertation, Universität Duisburg-Essen
- (16) LUDWIG, HORST-MICHAEL / THIEL, ROLAND (2003): Dauerhaftigkeit von UHFB, S. 89-106 in: KÖNIG, GERT / HOLSCHMACHER, KLAUS / DEHN, FRANK (2003): Ultrahochfester Beton – Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Berlin
- (17) BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (2004): Merkblatt – Frostprüfung von Beton, Karlsruhe
- (18) AUBERG, RAINER (1999): Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton mit dem CDF- und CIF-Test, Dissertation, Aachen
- (19) BRAMESHUBER, W.; SCHRÖDER, P.; RAUPACH, M.; DAUBERSCHMIDT, C. (2002): Messung des tiefenabhängigen Feuchtegehaltes an Betonbauwerken der Expositionsklasse XS (Meerwasser) und XF (Kläranlage), Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben F 844, RWTH Aachen 2002 (unveröffentlicht)

Abbildungsverzeichnis

- Abbildung 1: **Phasendiagramm $H_2O-NaCl$ (1)**
Abbildung 2: **Phasendiagramm $H_2O-CaCl_2$ (1)**
Abbildung 3: **Radiusgefrierpunktbeziehung für Wasser in zylindrischen Poren (1)
(1. BRUN, 2. STOCKHAUSEN)**
Abbildung 4: **Schichtenweises Gefrieren des Betons bei Taumittleinwirkung (11)**
Abbildung 5: **Mikroislinsen-Modell nach SETZER (7)**
Abbildung 6: **Wasserdurchlässigkeit von Zementstein in Abhängigkeit vom Kapillarporen-
raum, Wasser-Zement-Wert w und Hydratationsgrad (11)**
Abbildung 7: **Porengrößenverteilung von Betonen verschiedener Festigkeitsklasse (16)**
Abbildung 8: **Abwitterungsmengen (nach 28 FTW CDF) von Betonen mit und ohne LP-
Bildner in Anhängigkeit vom HÜS-Gehalt der Zemente (1)**
Abbildung 9: **Örtliche Abplatzungen (popouts)**
Abbildung 10: **Erscheinungsbild beim D-cracking, a) horizontale Risse im unteren Plattenbe-
reich, b) 3-dimensionale Ausbreitungsrichtung, ausgehend von den freien
Plattenkanten, Ecken und Fugen (1, 3)**
Abbildung 11: **Temperaturkontrollierte Truhe**
Abbildung 12: **Kontrolltemperatur-Zylus**
Abbildung 13: **Ultraschallbad**
Abbildung 14: **Prüfeinrichtung zur Bestimmung der Ultraschalllaufzeit**
Abbildung 15: **Behandlung der Prüfkörper bei gleichzeitiger Bestimmung der Abwitterung
und der Ultraschall-Laufzeit**
Abbildung 16: **Kaimauerbereich**
Abbildung 17: **Oberseite der Kaimauer**
Abbildung 18: **Zerstörter Probekörper des Fenderbetons nach der Frostprüfung**
Abbildung 19: **Abgewitterte Oberfläche des Fenderbetons**
Abbildung 20: **Zunahme des Abfalls des dynamischen E-Moduls für den Fender in Kaimauer
wandbetons zu gehörige Abwitterungsmenge (CIF-Verfahren)**
Abbildung 21: **Abwitterungsmenge (CIF-Verfahren) in Abhängigkeit der Druckfestigkeit des
Fender- bzw. Kaimauerwandbetons**
Abbildung 22: **Abwitterungsmenge (CIF- und CDF-Verfahren) in Abhängigkeit der Prüfzeiten**
Abbildung 23: **Ansicht des Nachklärbeckens**
Abbildung 24: **Entnahmestelle in der Wasserwechselzone**
Abbildung 25: **Bohrkern im Bereich der Wasserwechselzone (CIF-Verfahren)**
Abbildung 26: **Bohrkern im Bereich der Wasserwechselzone (CDF-Verfahren)**
Abbildung 27: **Zunahme des Abfalls des dynamischen E-Moduls für den Nachklärbeckenbeton
mit den zugehörigen Abwitterungsmengen und Prüfzeiten (CIF-Verfahren)**
Abbildung 28: **Zusammenfassende Darstellung der Abwitterungsmengen**
Abbildung 29: **Abwitterungsmengen (CIF- und CDF-Verfahren) bei unterschiedlichen
Prüfzeiten**

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Porengrößeneinteilung und Wassermodifikationen nach SETZER (6)
Tabelle 2:	Temperaturausdehnungskoeffizienten α_t der Betonbestandteile (3, 9)
Tabelle 3:	Mögliche Phasenumwandlungen infolge Chloridbeanspruchung (8)
Tabelle 4:	Wichtige Einflußgrößen auf den Frost- bzw. Frost-Taumittel-Widerstand
Tabelle 5:	Luftporenkennwerte zur Charakterisierung des Luftporensystems
Tabelle 6:	Anforderungen an Betone mit hohem bzw. ausreichendem Frostwiderstand beim CIF-Test
Tabelle 7:	Projektierte und eingebaute Betone für den Fender bzw. die Kaimauerwand
Tabelle 8:	Anforderungen an Betone der Expositionsklasse XS nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1
Tabelle 9:	Ausgewählte Kennwerte des Fender- und Kaimauerwandbetons
Tabelle 10:	Projektierter und eingebauter Beton für das Nachklärbecken
Tabelle 11:	Anforderungen an Betone der Expositionsklasse XF nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1
Tabelle 12:	Ausgewählte Kennwerte des Nachklärbeckenbetons