

# Beton mit hüttensandhaltigen Zementen im CIF-Test

Von Magnus Wenning, Papenburg

## 1 Einleitung

Im Herbst 2000 wurde im Rahmen des Ausbaus der Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals der Neubau des Stever-Durchlasses in Olfen begonnen (Bild 1). Der Stever-Durchlass dient dazu, das Flussbett der Stever unter dem Dortmund-Ems-Kanal, der in diesem Abschnitt oberhalb des Geländespiegels verläuft, hindurch zu führen (Bild 2). Der neue Durchlass besteht aus zwei jeweils 10,60 m breiten rechteckigen Zellen. Das Mittelteil hat eine Höhe von 7 m. In den Endbereichen weitet sich der Querschnitt auf 10,70 m lichte Höhe auf.

Bild 1:  
Der Stever-Durchlass im nordrhein-westfälischen Kanalnetz (Philipp Holzmann AG)

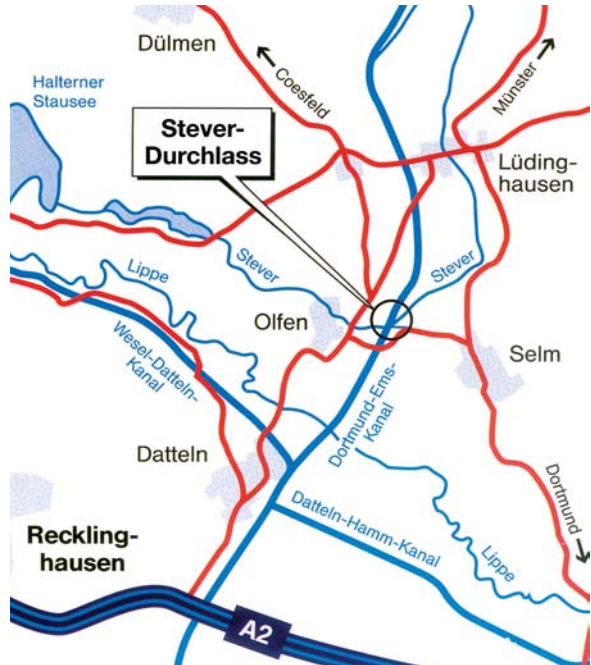


Bild 2: Unterfahrung des Dortmund-Ems-Kanals mit dem Stever-Durchlass (Philipp Holzmann AG)



*Bild 3:  
Herstellung des  
Mittelteils Ste-  
ver-Durchlass  
im Baudock  
(Philipp Holz-  
mann AG)*

Mit den Ein- und Auslaufbauwerken ist der neue Durchlass rund 150 m lang. Der neue Kanal mit einem Trapezprofil von 55 m Wasserspiegellbreite und 4 m Wassertiefe wird einschließlich einer Tondichtung vollständig über das neue Durchlassbauwerk hinweggeführt.

Die Errichtung des neuen Durchlasses erfolgte in einem Trockendock auf der Westseite des Dortmund-Ems-Kanals (**Bild 3**). Dieses Trockendock wurde nach Errichtung einer Einschwimrinne geflutet. Am 24.03.2002 erfolgte das Einschwimmen des 16.000 t schweren Mittelteils in den Kanal. Dort wurde es ballastiert und mit vier Autokranen kontrolliert auf vier Hilfsfundamente abgesenkt. Nach dem Anschluss des Mittelteils an die Längsdichtwände im Kanaldamm wurde Unterwasserbeton in die Zwischenräume zwischen Mittelteil und Spundwän-

de der Einschwimrinne eingebracht. Der Hohlraum zwischen der Einschwimrinne und der Sohlplatte wurde mit Injektionsmörtel verpresst.

Nach der Errichtung und Abdichtung des neuen Kanalprofils erfolgte der Bau der Ein- und Auslaufbauwerke in trockener, 16 m tiefer Baugrube. Nach Vollendung des neuen Durchlassbauwerks und Umleitung der Stever in ein neu geschaffenes Gewässerbett wird die alte Kanalbrücke mit Stahltrög demontiert.

Im Zuge dieses Neubaus waren umfangreiche Betonarbeiten notwendig (ca. 14.000 m<sup>3</sup> Beton). Die Anforderungen an diesen Beton sahen eine beschränkte Wärmeentwicklung und eine hohe Dauerhaftigkeit vor, insbesondere einen hohen Frostwiderstand. Hierfür wurde ein betontechnologisches Konzept ent-

worfen, das den Einsatz von Beton mit geringer Porosität mit Hochofenzement CEM III/A 32,5N vorsah (BET1, Tafel 1). Bei der umfangreichen Prüfung nach dem 1998 veröffentlichten CIF-Test [1] wies der Beton jedoch hohe innere Schädigungen auf. Als Ursache für das Versagen wurde der hohe Hütten sandgehalt im Zement angeführt.

Daraufhin wurde für die Wände, die Decke und Teile der Sohle ein Beton, ebenfalls mit Hochofenzement CEM III/A, jedoch mit Luftporenbildner (BET2) vorgeschrieben und mit erheblichem Überwachungsaufwand eingebaut. Eine Reihe von Wasserbauwerken belegen jedoch, dass sich bei fachgerechtem Einsatz von hütten sandreichem Zement auch ohne den Einsatz von LP-Mitteln Beton mit einem hohen Frostwiderstand herstellen lässt [2].

## 2 Ziel der Untersuchung

Im Rahmen einer Untersuchung an der Fachhochschule Münster sollte den Ursachen für den hohen Verlust des dynamischen Elastizitätsmoduls von Beton ohne Luftporen im CIF-Test nachgegangen werden. Darüber hinaus war zu klären, ob aus den Ergebnissen des CIF-Tests auf den Frostwiderstand des Betons in der Praxis geschlossen werden kann.

Dazu wurden, ausgehend von der Zusammensetzung von Beton BET1, neue Betone entwickelt, in denen einzelne Ausgangsstoffe ausgetauscht oder Verarbeitungsmethoden variiert wurden. Die Ergebnisse dieser Messungen wurden mit denen vorangegangener Untersuchungen verglichen. In diese Betrachtung wurden auch Ergebnisse der Forschungsgemeinschaft Eisenhütten-schlacken und der Universität (GH) Essen einbezogen.

Tafel 1: Zusammensetzung der untersuchten Betone

Beton		BET1 (Eignungs- prüfung)	BET2 (Bauwerks- beton)	BET3 (Laborbeton)	BET4 (Laborbeton)	BET5 (Laborbeton)	BET6 (Laborbeton)	BET7 (Laborbeton)
Zementart und Festigkeitsklasse		CEM III/A 32,5 N	CEM III/A 32,5 N	CEM III/A 32,5 N	CEM II/B-S 32,5 R	CEM III/A 32,5 N	CEM III/A 32,5 N	CEM III/A 32,5 N
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	322	317	317	323	322	322	334
Wassergehalt	kg/m <sup>3</sup>	161	159	159	161	141	161	157
w/z		0,50	0,50	0,50	0,50	0,44	0,50	0,47
(w/z) <sub>eq</sub>		0,47	0,47	0,47	0,47	0,38	0,47	-
Gesteinskörnung								
Rheinsand 0/2	kg/m <sup>3</sup>	640	580	580	642	640	640	664
Kalksplitt 2/8	kg/m <sup>3</sup>	286	282	282	286	286	286	296
Kalksplitt 8/16	kg/m <sup>3</sup>	464	457	457	465	464	464	481
Kalksplitt 16/32	kg/m <sup>3</sup>	465	458	458	466	465	465	482
Gesamtgehalt	kg/m <sup>3</sup>	1855	1777	1777	1859	1855	1855	1923
Zusatzstoff								
Art		SFA	SFA	SFA	SFA	SFA Silica	SFA	-
Gehalt	kg/m <sup>3</sup>	50	50	50	50	48 32	50	-
Zusatzmittel								
Art		FM VZ	FM VZ LP	FM VZ LP	FM VZ	FM VZ	FM VZ	-
Gehalt	kg/m <sup>3</sup>	2,59 0,65	2,58 0,64 1,28	2,58 0,64 1,28	2,58 0,64	6,44 0,64	2,59 0,65	-
varierte Parameter		-	LP-Bildner	LP-Bildner	Hüttensand- gehalt	Silica- staub	Nachbe- handlung	SFA

Es sollte weiterhin festgestellt werden, welche betontechnologischen Maßnahmen den Frostwiderstand im CIF-Test beeinflussen. Dabei wurden als mögliche Einflussfaktoren das Porengefüge, die Vorlagerung, der Hüttensandgehalt, die Karbonatisierung und die Zugabe von Steinkohlenflugasche (SFA) untersucht.

Der zur Bestimmung des Frostwiderstands in der ZTV-W LB 219 [3] als verbindliches Prüfverfahren vorgeschriebene CIF-Test ist nicht unumstritten. Bei der Überprüfung von Betonen aus Bauwerken kommt es zu widersprüchlichen Ergebnissen. Beim CIF-Test versagen Betone, die in der Praxis viele Jahre Frost-Tauwechseln ausgesetzt waren, ohne dass es dabei zu nachweislichen Schäden kam [4].

Die Ergebnisse bei der Überprüfung von Laborbetonen sind ebenfalls widersprüchlich. Der CIF-Test wurde an den Anforderungen der neuen Norm DIN EN 206-1 [5] kalibriert. Eine Reihe von Betonen, die gemäß DIN 1045-2 [6] für die Expositions-kategorie XF3 entworfen wurden, versagen bei der Prüfung mit dem CIF-Test.

Auch die Wiederholungspräzision des CIF-Tests wird durch die Ergebnisse einiger Untersuchungen in Frage gestellt [4]. Bei wiederholten Untersuchungen an gleichen Betonen zeigten sich starke Schwankungen der Messergebnisse. Teilweise änderte sich der dynamische E-Modul sehr stark, teilweise wiederum konnte kaum eine Änderung festgestellt werden. Die Ursachen für dieses Verhalten sind nach wie vor ungeklärt.

Ein weiterer Kritikpunkt am CIF-Test ist die in der CIF-Vorschrift geforderte Lagerung der Betonproben bei Normklima und die Prüfung nach 28 Tagen. Der Einfluss der Nachbehandlung und der Vorlagerung, der für den Frostwiderstand entscheidend sein kann, wird beim CIF-Test zu Gunsten der Erzielung eines gleichmäßigen Trocknungszustands vernachlässigt.

Für den CIF-Test wird in [1] der Verlust des dynamischen E-Moduls, d. h. die innere Schädigung, als wesentliches Kriterium angegeben. Darüber hinaus wird die Messung der Abwitterung als zusätzliches Kriterium empfohlen. Es besteht jedoch Unklarheit über die Bewertung von Betonen, für die mit den beiden Kriterien Abwitterung und innere Schädigung

höchst unterschiedliche Ergebnisse ermittelt werden.

### 3 Durchgeführte Untersuchungen

Die im Rahmen dieser Untersuchung durchgeführten Versuche an fünf Betonserien können nur als orientierende Prüfungen verstanden werden. Tafel 1 enthält eine Übersicht der untersuchten Betone.

Folgende Parameter wurden bei den Laboruntersuchungen variiert:

#### *BET3 - Einsatz von Luftporenbildner*

Die Zusammensetzung von Beton BET3 im Prüfprogramm ist mit der des am Stever-Durchlass eingebauten LP-Betons BET2 identisch. Dieser Beton, für den bei der vorangegangenen Prüfung ein hoher Frostwiderstand nachgewiesen wurde, sollte dazu dienen, die Wiederholungspräzision der Versuchsdurchführung abzuschätzen. Außerdem wurde an diesem Beton auch der Frostwiderstand von LP-Beton mit höherem Hüttensandgehalt im Zement und der Einfluss von Luftporen auf die Ergebnisse des CIF-Tests untersucht.

#### *BET4 - Verringerung des Hüttensandgehalts im Zement*

Oft wird die Ansicht geäußert, dass ein hoher Hüttensandgehalt im Zement den Frostwiderstand des Betons nachteilig beeinflusst. Deshalb wurde mit BET4 eine Betonzusammensetzung mit geringerem Hüttensandgehalt untersucht. Hierfür wurde ein CEM II/B-S 32,5R mit einem Hüttensandgehalt zwischen 25 M.-% und 27 M.-% verwendet. Mit Beton BET4 sollte dem Einfluss unterschiedlicher Hüttensandgehalte auf den Frostwiderstand nachgegangen werden.

#### *BET5 - Reduzierung des kapillaren Saugens*

Ein wesentliches Kriterium für die Schädigung durch Frost ist die Wassersättigung der Probe. Durch einen niedrigen w/z-Wert von 0,38 und die Zugabe von Silicastaub wurde in Beton BET5 ein sehr dichtes Gefüge erzielt. Ein w/z-Wert von 0,38 führt theoretisch dazu, dass sich kein Kapillarporenraum ausbildet, der Beton jedoch vollständig hydratisieren kann. Dieses dichte Gefüge soll nur ein minimales kapillares Saugen ermöglichen und so eine kritische Sättigung der Probe verhindern.

#### *BET6 - Einfluss der Nachbehandlung*

Die Prüfvorschrift für den CIF-Test schreibt eine einheitliche Nachbehandlung und Lagerung der Betonproben von der Herstellung bis zur Prüfung vor. Für Beton BET6, der hinsichtlich seiner Zusammensetzung BET1 entspricht, wurden eine 28-tägige, einem Beton mit CEM III gerechte Vorlagerung gewählt und danach die Prüfkörper in den im CIF-Test verlangten Sättigungszustand gebracht. Die Probekörper wurden 7 Tage in der Schalung belassen und mit Folie abgedeckt, danach ausgeschalt und weitere 14 Tage mit feuchten Tüchern und Folie abgedeckt und nachbehandelt. Im Anschluss daran wurden die Probekörper 7 Tage lang im Freien gelagert.

#### *BET7 - Wirkung von Steinkohlenflugasche (SFA)*

Um einen möglichen nachteiligen Einfluss von Steinkohlenflugasche auf den Frostwiderstand ausschließen zu können, wurde Beton BET7 ohne Flugasche hergestellt und dafür der Zementgehalt um  $12 \text{ kg/m}^3$  erhöht, so dass der in der Mischung durch den Verzicht auf Flugasche fehlende Raumteil anteilig durch Zement und Gesteinskörnung aufgefüllt wurde. Diese Erhöhung war

sinnvoll, da üblicherweise bei Einsatz von Flugasche der Zementgehalt reduziert wird. Die zusätzliche Zementmenge ist geringer als die bei der Bestimmung des w/z-Werts auf den Zementgehalt anrechenbare Flugaschenmenge. Um den gleichen w/z-Wert einzustellen wie bei der ursprünglichen Betonsorte BET1 wurde die Gesamtwassermenge entsprechend verringert.

## 4 Ergebnisse der Frostprüfung

### 4.1 Oberflächenabwitterung

Wie zuvor bereits erwähnt werden bei der Frostprüfung nach dem CIF-Test zwei Einflussgrößen untersucht, die Oberflächenabwitterung und die innere Schädigung. Die Oberflächenabwitterung kann unabhängig von einer eventuellen inneren Schädigung auftreten. Bei einer reinen Frostbeanspruchung ist nach den Untersuchungen nach [7] die Oberflächenabwitterung selten das maßgebende Kriterium.

In Bild 4 sind die Abwitterungsmengen der Betone BET3 bis BET7 dargestellt. Für alle Probekörper lag die Abwitterungsmenge unter dem Abnahmekriterium nach [3] von  $2.000 \text{ g/m}^2$ , die theoretisch einer Abwitterungstiefe von 0,8 mm bis 0,9 mm entsprechen.

Aus diesen Abwitterungsergebnissen, ermittelt mit dem CIF-Test, lassen sich folgende Schlüsse ziehen, die auch durch die optische Bewertung der Probekörper bestätigt wurden:

- Beton BET5 und Beton BET6 zeigten auch nach 56 Frost-Tauwechseln keine Abwitterung. Während bei Beton BET6 eine gleichmäßige Versprödung der Oberfläche festzustellen war, waren bei Beton

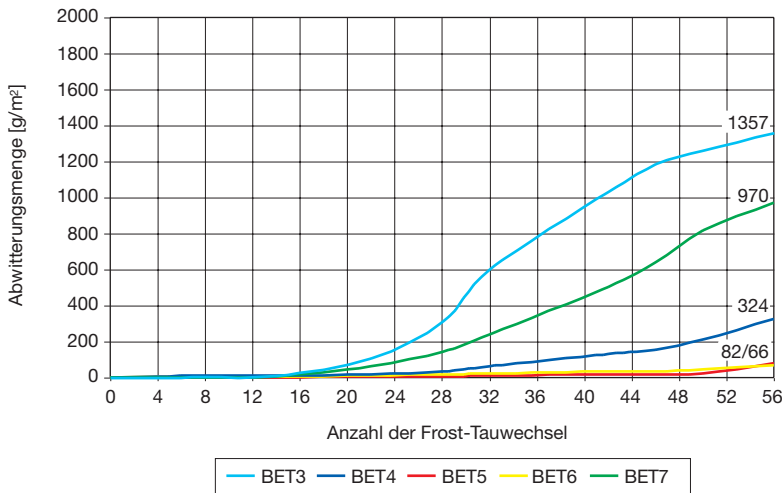


Bild 4: Vergleich der Oberflächenabwitterung der untersuchten Betone

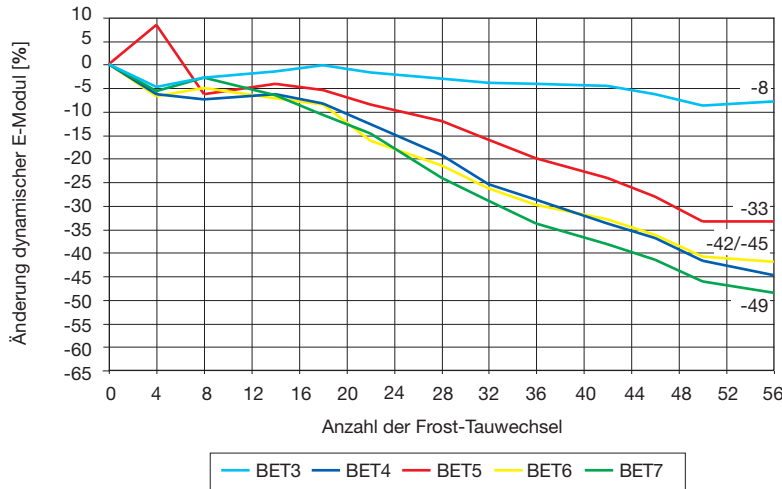


Bild 5: Vergleich der Änderungen des dynamischen E-Moduls

BET5 zwar einzelne Abplatzungen zu erkennen, Abwitterungsraten unter  $100\text{ g/m}^2$  müssen beim CIF-Test jedoch als Schwankungen um den Nullpunkt betrachtet werden.

- Bei Beton BET4 wurde eine geringfügige Verschlechterung des Abwitterungsverhaltens festgestellt. Stellenweise kam es zu Abplatzungen, die allerdings begrenzt blieben. Bei einer Abwitterungsmenge von  $324\text{ g/m}^2$  ist es wenig sinnvoll, Aussagen über

Unterschiede hinsichtlich des Frostwiderstands der Betone BET4 und BET5 bzw. BET6 machen zu wollen, da die Präzision des CIF-Tests dafür nicht ausreicht.

- Die Abwitterungsmenge von Beton BET7 ohne Luftporen war mit  $970\text{ g/m}^2$  größer als die der anderen Betone ohne Luftporen. Dies bestätigt auch eine Begutachtung der Prüfflächen, bei denen sich die Zementhaut großflächig abgelöst hatte.

- Mit  $1.357\text{ g/m}^2$  ist die Abwitterungsmenge des Betons BET3 verhältnismäßig groß. Die sehr geringe Abwitterungsmenge von Beton BET2 mit  $230\text{ g/m}^2$  konnte mit BET3 (im Labor hergestellter Beton mit der Zusammensetzung von BET2) nicht wiederholt werden. Vielmehr löste sich bei BET3 die Zementhaut bei allen Probekörpern nahezu vollflächig ab. Auch im Vergleich mit anderen LP-Betonen überraschte diese sehr hohe Abwitterung. Bei vorangegangenen Untersuchungen ähnlicher Betone waren nur Abwitterungsmengen von bis zu  $600\text{ g/m}^2$  ermittelt worden.

## 4.2 Dynamischer Elastizitätsmodul

Der Verlust des dynamischen E-Moduls bedeutet eine Schädigung des inneren Gefüges, die zunächst nicht mit äußerlich erkennbaren Schäden einhergeht. Erst bei einer sehr weitgehenden Schädigung kommt es zu Rissen und einer erkennbaren Gefügelockerung. Der Verlust des dynamischen E-Moduls kann mit Hilfe einer Ultraschallmessung bestimmt werden.

Nach den ersten Frost-Tauwechseln kommt es zu einer zusätzlichen Sättigung des Probekörpers. Dies kann zu einer Zunahme des dynamischen E-Moduls gegenüber der Nullmessung führen, bis die Schädigung durch die Frostbeanspruchung überwiegt.

In Bild 5 sind die Mittelwerte der Änderungen des dynamischen E-Moduls der verschiedenen Betone einander gegenübergestellt. Auch hier gilt es, die Genauigkeit des Prüfverfahrens zu berücksichtigen.

Die Messergebnisse zeigen, dass für die Betone BET4, BET6 und BET7

kein signifikanter Unterschied hinsichtlich der inneren Schädigung im CIF-Test festgestellt werden konnte. Erkennbar aber ist ein Unterschied in der E-Modulabnahme bei den Betonen BET5 (mit Silicastaub) und BET6 (ohne Silicastaub und andere Nachbehandlung) bzw. den Betonen BET3 (mit Luftporenbildner) und BET6 (ohne Luftporenbildner).

## 5 Betontechnologische Einflüsse auf den Frostwiderstand im CIF-Test

### 5.1 Porengefüge

Das Gefrierverhalten bei hoher Sättigung ist die entscheidende Einflussgröße auf den Frostwiderstand des Betons im CIF-Test [8]. Dieses Gefrierverhalten wird durch das Porengefüge des Betons bestimmt. Die Ermittlung des Porengefüges eines Betons ist relativ aufwendig und wird deshalb für die Eignungs- und Überwachungsprüfung indirekt über Mindestfestigkeit, Begrenzung des  $w/z$ -Werts und über den Mindestluftgehalt im Frischbeton beschrieben.

#### 5.1.1 Festigkeit

Bei der Korrelationsanalyse zwischen der Druckfestigkeit und der Änderung des dynamischen E-Moduls bzw. der Abwitterung konnte nur ein schwacher Zusammenhang festgestellt werden. Mit zunehmender Festigkeit nahm die Schädigung durch die Frostprüfung ab. Die Bandbreite der für Außenbauteile im konventionellen Betonbau eingesetzten Betone wird mit Festigkeiten von 26 N/mm<sup>2</sup> bis 75 N/mm<sup>2</sup> ausreichend abgedeckt.

#### 5.1.2 $w/z$ -Wert

Das Porengefüge eines Betons wird wesentlich über den eingestellten  $w/z$ -Wert bestimmt [9]. Der  $w/z$ -Wert ist dadurch eine bestimmende

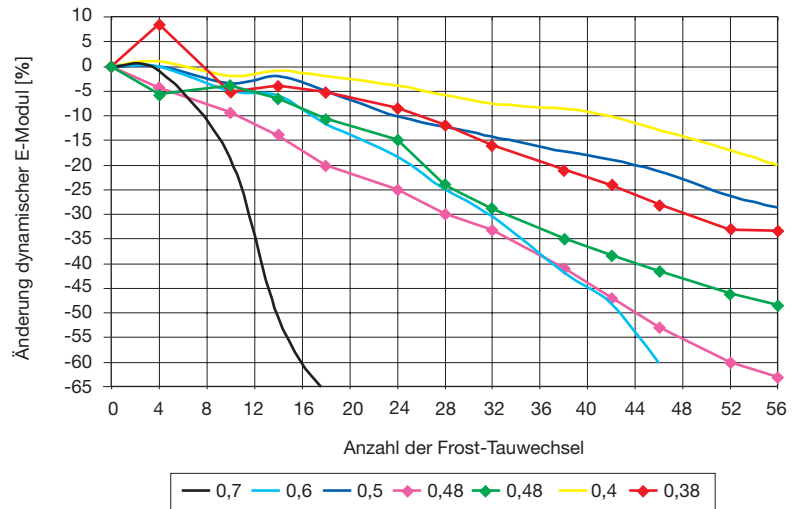


Bild 6: Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit vom  $w/z$ -Wert für CEM III/A [7]

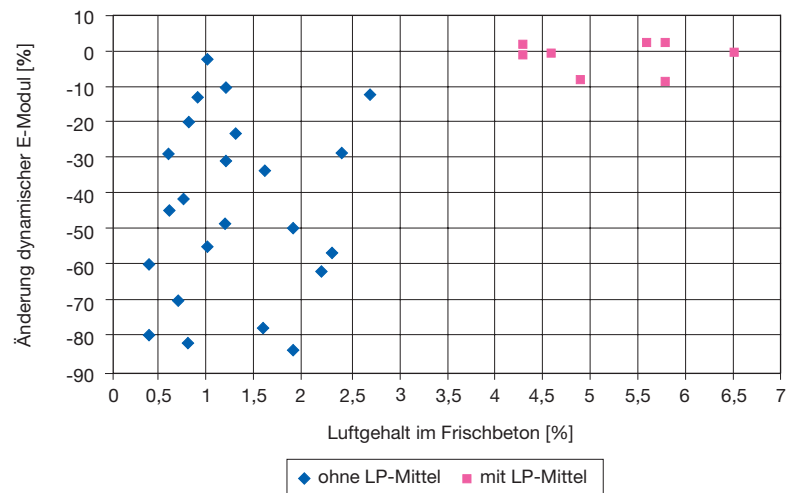


Bild 7: Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit vom Luftgehalt im Frischbeton

Größe für den Frostwiderstand eines Betons. Dieser Zusammenhang wird in Bild 6 (innere Schädigung) verdeutlicht, in dem sowohl Ergebnisse aus obigen Untersuchungen als auch Ergebnisse von Betonen aus [7] dargestellt sind. Für alle Betone wurde ein Hochofenzement CEM III/A mit einem Hüttensandgehalt zwischen 53 M.-% und 63 M.-% verwendet. Der Zementgehalt betrug bei den

Betonen mit den  $w/z$ -Werten 0,4; 0,5; 0,6 und 0,7 stets 320 kg/m<sup>3</sup>. Die Betone unterschieden sich allerdings in wesentlichen Faktoren, wie der Gesteinskörnung und dem Gehalt an Flugasche.

Betone mit einem hohen  $w/z$ -Wert zeigten erwartungsgemäß eine höhere Schädigung als Betone mit einem niedrigen  $w/z$ -Wert. Allerdings

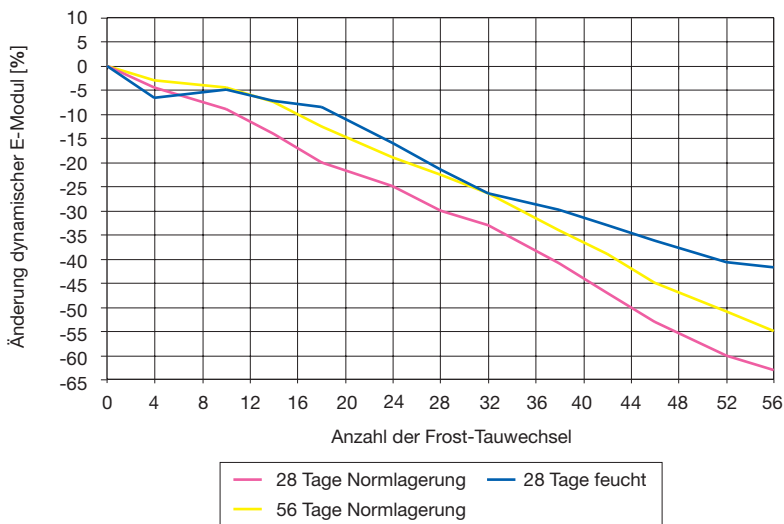


Bild 8: Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit von der Vorlagerung

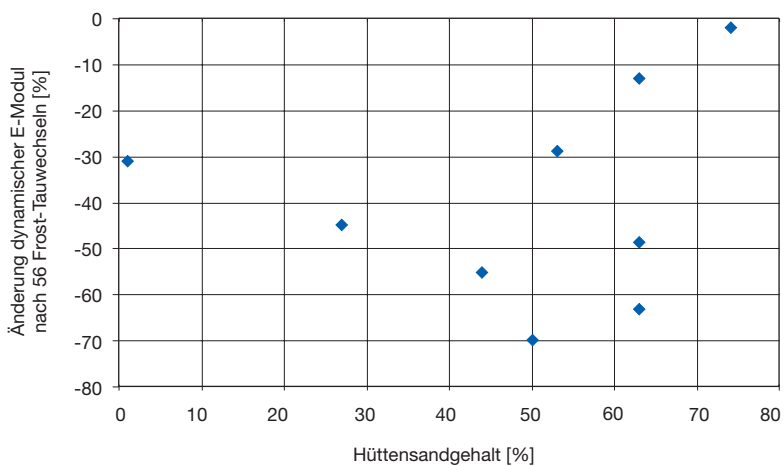


Bild 9: Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit vom Hüttensandgehalt des Zements

ist auch erkennbar, dass Betone mit gleichem w/z-Wert und vergleichbaren Zusammensetzungen zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen führen können.

### 5.1.3 Luftgehalt im Frischbeton

Der Luftgehalt im Frischbeton gibt Hinweise auf die Porenverteilung im Festbeton. In Bild 7 ist die Abhängigkeit der Änderung des dynamischen

E-Moduls vom Luftgehalt im Frischbeton dargestellt. Dabei zeigt sich eine klare Trennung zwischen LP-Betonen und Betonen ohne künstlich eingeführte Luftporen. Für die LP-freien Betone lässt sich aber keine Beziehung zwischen ihrem Luftgehalt im Frischbeton und der inneren Schädigung, ausgedrückt durch die Änderung des dynamischen E-Moduls, finden.

## 5.2 Vorlagerung

Neben dem w/z-Wert gilt der Hydratationsgrad als eine wichtige Einflussgröße auf das Porengefüge von Beton. In [10] wird für Hochfenzementbeton eine lineare Abhängigkeit zwischen dem Frostwiderstand im CIF-Test und dem Hydratationsgrad angegeben. Die erforderliche Zunahme des Hydratationsgrads ist bei Beton mit Hochfenzement in hohem Maße von einer intensiven Nachbehandlung abhängig und wird im Bauwerk durch die Nacherhärtung deutlich.

Auch die Art und Dauer der Vorlagerung hat einen wesentlichen Einfluss auf die innere Gefügefes-tigkeit. So verringerte sich die Ab-nahme des dynamischen E-Moduls nach 56 Frost-Tauwechseln von 63 % (7 Tage feucht + 21 Tage Klimaraum) auf 55 % (7 Tage feucht + 49 Tage Klimaraum) (Bild 8). Diese Veränderung liegt allerdings noch im Bereich der üblichen Schwankungen bei der Bestimmung der Gefügeschädigung im CIF-Test. Bei intensiver Nachbe-handlung (28 Tage feucht) verringert sich der E-Modulabfall auf 42 %.

## 5.3 Hüttensandgehalt

Die zur Herstellung der untersuch-ten Betone verwendeten Zemente hatten Hüttensandgehalte etwa zwischen 25 M.-% und 75 M.-%. In Bild 9 (innere Schädigung) und Bild 10 (Abwitterung) sind die wesentlichen Ergebnisse der Frostprü-fung dargestellt.

Weder für die Abwitterungsmenge noch für die innere Schädigung zeigte sich ein Einfluss des Hüttensand-gehalts des Zements. Hinsichtlich der Abwitterung bleibt festzuhalten, dass alle Betone deutlich weniger als 2.000 g/m<sup>2</sup> und damit nur geringe Abwitterungen aufwiesen.

## 5.4 Karbonatisierung

In der Betonrandzone wird das Porengefüge durch die Karbonatisierung nachhaltig verändert. Bei Beton mit Zement mit hohem Hüttensandgehalt findet eine Verschiebung von feineren Poren hin zu größeren Poren statt. Bei Beton mit Portlandzement entsteht während der Karbonatisierung ein dichteres Gefüge [11]. **Bild 11** zeigt den Zusammenhang zwischen der Karbonatisierungstiefe der untersuchten Betone und der Abwitterung. Da die Betone BET3 bis BET6 aufgrund ihres geringen Alters (56 Tage) nur Karbonatisierungstiefen < 2 mm aufwiesen, wurden zusätzlich zu diesen Betonen auch Betone aus [7] und [12] mit einbezogen, die als Bohrerkerne Bauwerken entnommen worden waren und bei denen aufgrund ihres höheren Alters größere Karbonatisierungstiefen vorhanden waren.

Die Ergebnisse belegen zum einen einen engen Zusammenhang zwischen der Abwitterung und der Karbonatisierungstiefe, andererseits wird durch die Regressionsgerade aber auch erkennbar, dass die Abwitterungstiefe deutlich geringer ist als die Karbonatisierungstiefe. Anders als bei einer Frost-Tausalzbeanspruchung wittert bei der Prüfung des Frostwiderstands nicht die gesamte karbonatisierte Schicht ab. Da die karbonatisierte Schicht zum Zeitpunkt des CIF-Tests nur wenige Millimeter umfasst, ist ein Einfluss auf die innere Schädigung nicht anzunehmen.

## 5.5 Flugasche

Beim Austausch von Hochofenzement durch Flugasche wurde nach [13] für hüttensandreiche Zemente eine Verschlechterung des Frostwiderstands festgestellt. In **Bild 12** sind die Ergebnisse im CIF-Test für

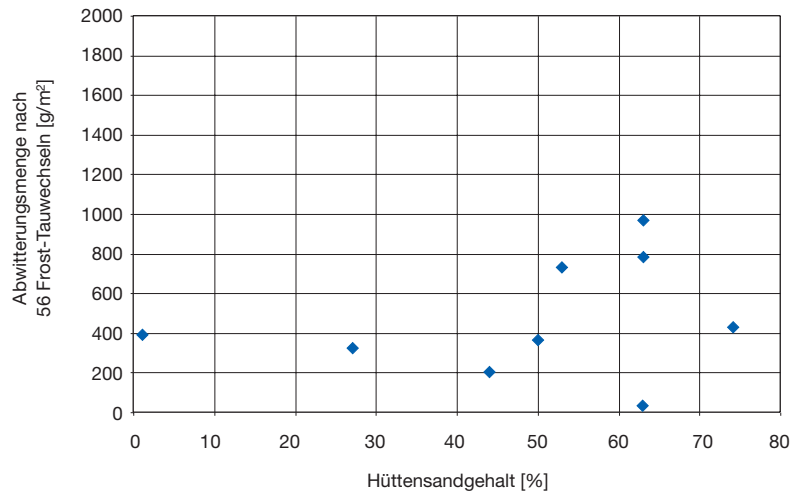


Bild 10: Abwitterungsmenge in Abhängigkeit vom Hüttensandgehalt des Zements

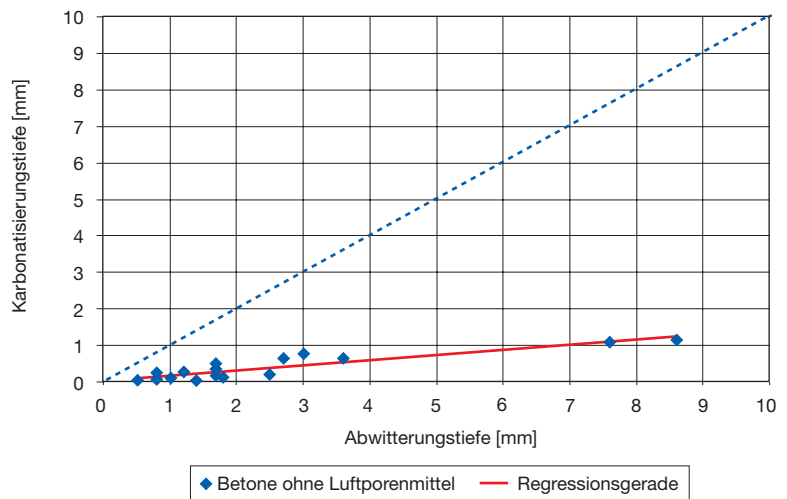


Bild 11: Abwitterungstiefe in Abhängigkeit von der Karbonatisierungstiefe

vergleichbare Betone mit und ohne Steinkohlenflugasche einander gegenübergestellt. Alle Betone hatten in etwa die gleiche Zusammensetzung mit einem  $(w/z)$ - bzw.  $(w/z)_{eq}$ -Wert von 0,50, einem Zementgehalt von rd.  $320 \text{ kg/m}^3$  mit einem Hüttensandgehalt zwischen 53 M.-% und 63 M.-%. Unterschiedlich waren allerdings die verwendeten

Gesteinskörnungen: Während die flugaschehaltigen Betone und BET7 mit Kalksteinsplitt hergestellt worden waren, enthielten die beiden Betone aus [7, 12] ohne Flugasche Rheinkies.

Es zeigte sich, dass Betone, die mit Flugasche hergestellt wurden, im Mittel eine höhere innere Schädigung



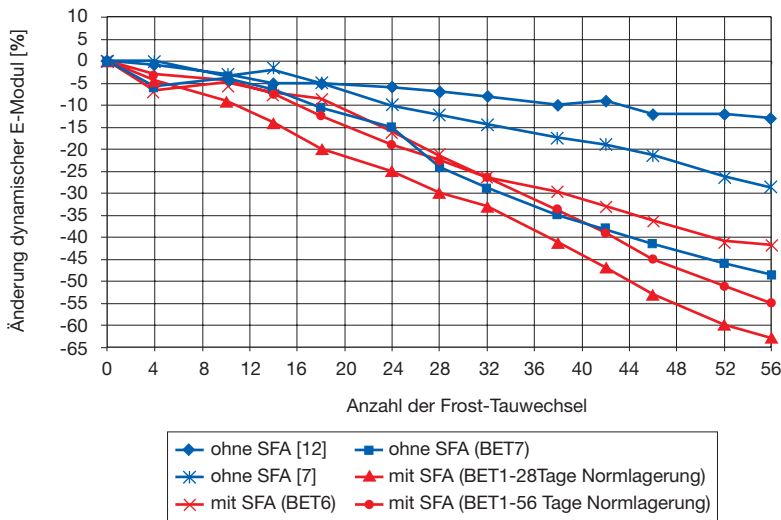


Bild 12: Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit von der Zugabe von Steinkohlenflugasche

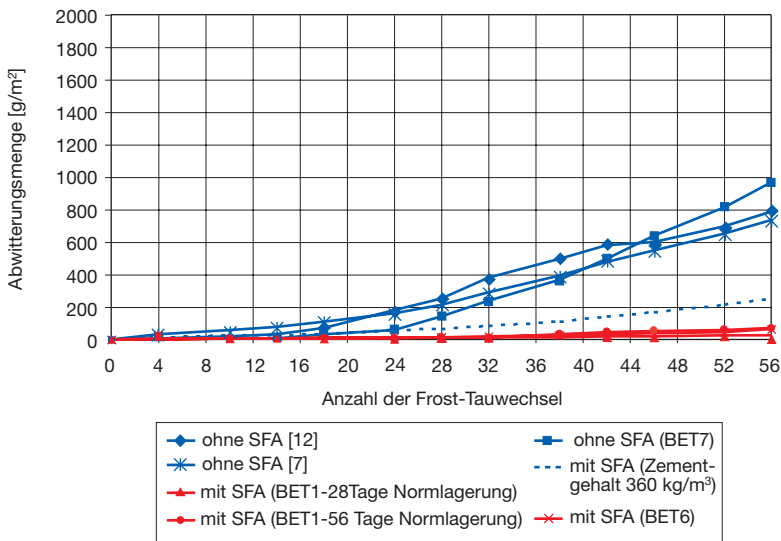


Bild 13: Abwitterungsmenge in Abhängigkeit von der Zugabe von Steinkohlenflugasche

gung aufweisen als Betone ohne Flugasche. Vergleicht man jedoch nur die vier Kurven aus der oben beschriebenen Versuchsreihe (BET1, BET6) mit Flugasche mit Beton BET7 ohne Flugasche, dann ist ein Einfluss der Flugasche nicht erkennbar, da die innere Schädigung des „Referenzbetons“ BET7 ebenso groß ist wie die Schädigung der flugasche-

haltigen Betone. Vielmehr scheint hier die Art der Gesteinskörnung die maßgebende Einflussgröße zu sein.

In Bild 13 sind für die gleichen Betone die Abwitterungsmengen dargestellt.

Hier ergibt sich eine eindeutige Zuordnung. Die ohne Steinkohlenflug-

asche hergestellten Betone weisen eine Abwitterung von im Mittel  $800 \text{ g/m}^2$  auf. Durch die Zugabe von  $50 \text{ kg/m}^3$  Steinkohlenflugasche sinkt die Abwitterungsmenge auf unter  $100 \text{ g/m}^2$ .

Diese Verbesserung des Abwitterungsverhaltens kann nicht durch einen Festigkeitsbeitrag der Flugasche infolge Kornabstützungseffekt und puzzolanischer Reaktion erklärt werden, da die 28-Tage-Festigkeiten aller hier untersuchten Betone zwischen  $50 \text{ N/mm}^2$  und  $60 \text{ N/mm}^2$  lagen. Eine größere Druckfestigkeit nach 28 Tage infolge Flugaschezugabe wurde nicht festgestellt und hätte auch bei der Änderung des dynamischen E-Moduls vorteilhaft erkennbar sein müssen.

In Bild 13 wurde vergleichend auch ein Beton aufgenommen, bei dem statt  $50 \text{ kg/m}^3$  Flugasche zusätzliche  $40 \text{ kg/m}^3$  Zement zugegeben wurde. Auch für diesen Beton zeigte sich eine deutliche Verbesserung des Abwitterungsverhaltens, doch nicht im gleichen Maße wie durch Zugabe von Flugasche.

Durch die Füllerwirkung und die puzzolanische Reaktion nimmt die Zugfestigkeit des Betons zu und die Porosität ab [14], wodurch eigentlich eine Verbesserung der inneren Gefügesteifigkeit bei eventueller Zunahme der Abwitterungen bewirkt wird. Daher überraschen diese Ergebnisse und entsprechen nicht den Erwartungen aufgrund bisheriger Erkenntnisse.

Dass keine Verbesserung im Frostverhalten der Betone bezüglich der inneren Schädigung festgestellt werden konnte, ist möglicherweise auf das frühe Prüfalalter – gemäß CIF-Prüfvorschrift 28Tage – und die für solche genauen Analysen mangelnde Präzision des Frostprüfverfahrens sowie auf die Anrechnung des

Flugaschegehalts auf den Wasserzementwert zurückzuführen.

Eine Verringerung der Oberflächenabwitterung kann gegebenenfalls durch den erhöhten Mehlkorngelbst bewirkt werden. Durch das Mehlkorn entsteht ein dichteres, geschlossenes Gefüge. Auch der dadurch erzeugte verbesserte Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung [15] kann zu einer Verminderung der Abwitterung beitragen und ein Ablösen der Zementhaut bei Frost-Tauwechseln verhindern.

## 6 Prüftechnische Einflüsse auf den Frostwiderstand im CIF-Test

### 6.1 Übertragbarkeit der Laborergebnisse

Im Folgenden soll der Frage nachgegangen werden, ob sich die Ergebnisse im CIF-Test auf das Verhalten des Betons in der Praxis übertragen lassen, d.h., ob das Verhalten des Betons im Bauwerk bei Frostbeanspruchung aufgrund dieser Laborprüfung vorhersagbar ist. Die entscheidende Frage dabei ist, ob sich bei einem Beton, der einer Frostbeanspruchung in der Praxis ausgesetzt ist, tatsächlich eine derartige dem Prüfverfahren entsprechende Wassersättigung einstellt bzw. ob die dabei geprüften Eigenschaften dem Beton in der Praxis tatsächlich abverlangt werden. Bei einem geringen Sättigungsgrad kann ein Beton zahlreichen Frost-Tauwechseln widerstehen. Der gleiche Beton wird bei einem hohen Sättigungsgrad innerhalb weniger Wechsel stark geschädigt.

Beim CIF-Test erfolgt die Wassersättigung der Probe in zwei Phasen, nämlich während der Vorsättigung durch kapillares Saugen und durch eine zunehmende Sättigung wäh-

rend der Frost-Tauwechsel. Diese Sättigung wird durch das Modell der Mikroislinsepumpe erklärt [16]. Aus diesem Modell wurden auch die Prüfbedingungen des CIF-Tests abgeleitet, die nicht unbedingt einen tatsächlichen Witterungsverlauf simulieren sollen [7]. Für die zunehmende Sättigung während der Frost-Tauwechsel müssen bestimmte Randbedingungen eingestellt werden. Wesentlich dafür ist das Gefrieren des Porenwassers im Beton. Eine Reihe von Effekten bewirkt eine Erniedrigung des Gefrierpunkts im Porensystem des Betons [17]. Bei der Frostprüfung ist der Temperaturbereich unter  $-15^{\circ}\text{C}$  entscheidend. In zahlreichen Untersuchungen zeigte sich, dass geringfügige Änderungen in diesem Temperaturbereich bereits weitreichende Konsequenzen auf die Frostschädigung haben können. Damit in der Betonprobe ein vollständiges Gefrieren des makroskopisch vorliegenden Wassers erfolgt, ist es wichtig, dass in der Betonprobe über ungefähr 2 Stunden konstant eine Temperatur von unter  $-18,5^{\circ}\text{C}$  gehalten wird [18].

Eine solche Temperatur herrscht in Mitteleuropa nur sehr selten. Eine Langzeitmessung der Bundesanstalt für Wasserbau [19] an Betonbauteilen zeigte, dass selbst während sehr kalter Winter in Deutschland nur selten längere Zeit Temperaturen unter  $-18^{\circ}\text{C}$  gemessen werden. Eine Auskühlung des Betons an der Oberfläche auf Temperaturen von unter  $-18^{\circ}\text{C}$  wurde während der dreijährigen Messung nicht beobachtet, bereits wenige Zentimeter unterhalb der Oberfläche lagen die Temperaturen beständig oberhalb von  $-10^{\circ}\text{C}$ . Diese Beobachtungen können durch Klimadaten der letzten drei Jahre bestätigt werden. Danach kam es in Deutschland nicht zu Temperaturen unter  $-18^{\circ}\text{C}$  (abgesehen von sehr exponierten Stellen). Selbstverständ-

lich können diese exemplarischen Messungen nicht allgemeingültig sein und jeden potentiellen Witterungsverlauf erfassen. Sie sind aber ein Indiz dafür, dass sich die für eine kritische Sättigung notwendigen Temperaturen während der Nutzungszeit eines Betonbauwerks nur sehr selten einstellen.

Wie bei vielen Frostprüfverfahren ist auch beim CIF-Test die Probe sehr heftigen Temperaturschwankungen ausgesetzt. Innerhalb von 12 Stunden durchläuft der Probekörper einen Temperaturbereich von  $40\text{K}$ . Diese Temperaturwechsel führen zu hohen Spannungen im Probekörper. Ein rasches Tauen und Gefrieren verändert deutlich die Art der Beanspruchung für den Beton. Bei rascher Abkühlung dominieren Schädigungsprozesse durch den hydraulischen Druck. Bei langsamer Abkühlung spielt der kapillare Effekt für die Schädigung eine größere Rolle. Um trotz der recht raschen Frost-Tauwechsel auch Schädigungen durch den kapillaren Effekt zu erzielen, wurden beim CIF-Test 3 Stunden Haltezeit bei  $-20^{\circ}\text{C}$  vorgeschrieben. Diese Haltezeit bei Minimaltemperatur bewirkt ein vollständiges Gefrieren der Kapillarporenflüssigkeit. Bedingt durch diese Haltezeit erfolgt das Tauen und Gefrieren beim CIF-Test (auch im Vergleich mit den anderen derzeitigen Prüfverfahren Slab-Test und VDZ-Würfel-Verfahren) sehr schnell. Einem so raschen Temperatursturz bzw. einer so raschen Erwärmung wird der Beton im mitteleuropäischen Klima nur an wenigen Stellen ausgesetzt sein.

Ein weiterer Unterschied zwischen dem Versuch und der Praxis besteht in den unterschiedlichen Abmessungen der Probekörper und der Bauteile. Bei den relativ kleinen Probekörpern ist von einem vollständigen Durchfrieren auszugehen. Bei

massigen Betonbauteilen kann ein Durchfrieren nur bei lang anhaltenden, sehr niedrigen Temperaturen erwartet werden, nicht aber bei raschen Frost-Tauwechselln.

Die beim CIF-Test vorgesehenen Randbedingungen werden bei einem Beton in der Praxis sehr wahrscheinlich nicht auftreten. Im Rahmen einer zeittraffenden Prüfung und um eine ausreichende Sicherheit zu erreichen, müssen die Versuchsbedingungen strenger sein als die Bedingungen der Praxis. Schon seit einiger Zeit hat sich die Überzeugung durchgesetzt, dass ein Frostprüfverfahren nicht die tatsächliche Belastung nachbilden kann, sondern nur die wesentlichen Schädigungsmechanismen. Eben dieser Ansatz wurde bei der Entwicklung des CIF-Tests gewählt. Allerdings unterscheiden sich die Prüfbedingungen des CIF-Tests von der realen Beanspruchung nicht nur hinsichtlich der

Quantität (Verstärkung der Beanspruchung), auch die Qualität der Beanspruchung (Art der Beanspruchung) wird verändert. In den Probekörpern wird eine sehr hohe bzw. praktisch vollständige Sättigung erzeugt, die sich in der Praxis im Beton nicht einstellen wird. Diese sehr hohe Sättigung führt in Abhängigkeit von den Betoneigenschaften zu einer Verstärkung der Beanspruchung. Die innere Schädigung bei hoher Sättigung wird durch feine Unterschiede im Porengefüge des Betons bestimmt. Besonders auffällig ist dieser Unterschied bei Betonen ohne Luftporenbildner. Während LP-Betone auch bei hoher Sättigung noch ausreichend Ausweichräume zur Verfügung stellen können, ist dies bei LP-freien Betonen von der zufälligen Verteilung der Grobporen abhängig. Dies erklärt, warum manche Betone in der Praxis keine Frostschäden aufweisen, beim CIF-Test jedoch versagen.

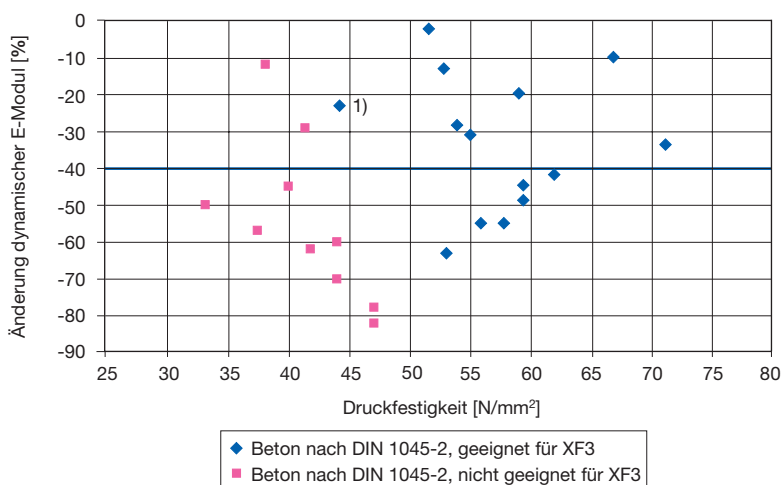
## 6.2 Kriterien nach DIN EN 206-1, DIN 1045-2 und DIN 1045 (7/1988)

Das unterschiedliche Anforderungsniveau von DIN EN 206-1 [5] und DIN 1045 (7/1988) [20] an Beton mit hohem Frostwiderstand war bereits während der Entwicklung des CIF-Tests bekannt. Zur Kalibrierung des CIF-Tests wurde die Expositionsklasse XF3 von DIN EN 206-1 verwendet. Zur Überprüfung eines Betons auf hohen Frostwiderstand nach DIN 1045 (7/1988) werden in [7] folgende Kriterien nach 28 Frost-Tauwechselln vorgeschlagen:

- ❑ Abfall des dynamischen E-Moduls < 40%
- ❑ mittlere Abwitterung < 1.000 g/m<sup>2</sup>

Mit DIN 1045-2 (Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1) wurden die Forderungen der DIN EN 206-1 an deutsche Verhältnisse angeglichen. Dabei sah DIN EN 206-1 grundsätzlich die Verwendung von LP-Beton vor. Dem gegenüber erlaubte DIN 1045-2 auch die Herstellung von Beton mit hohem Frostwiderstand ohne Luftporen. Die Anforderungen gegenüber DIN 1045 (alt) wurden aber deutlich verschärft. Es gibt keine Kriterien für den CIF-Test zur Bewertung von Betonen nach DIN 1045-2, deshalb werden hier die Kriterien der DIN EN 206-1 verwendet.

Neben den Forderungen nach einer geeigneten Zementart und einer entsprechenden Gesteinskörnung werden in DIN 1045-2 vor allem Anforderungen an die Festigkeitsklasse, den w/z-Wert und den Mindestzementgehalt gestellt. In Bild 14 werden die Ergebnisse des CIF-Tests mit den Forderungen des „design concept“ nach DIN 1045-2 verglichen. Die Betone werden in geeignet und ungeeignet für die Expositionsklasse XF3 nach DIN 1045-2 unterschieden.



1) Bei diesem Beton wurde die erforderliche Mindestdruckfestigkeit C35/45 um 0,8 N/mm<sup>2</sup> verfehlt. Er wird hier dennoch als geeignet für XF3 nach DIN 1045-2 gewertet.

Bild 14: Änderung des dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit von der Festigkeit für Beton ohne LP-Bildner

Für alle Betone gilt, dass ihre Abwiterungsmenge unter  $2.000 \text{ g/m}^2$  liegt. Sämtliche Betone sind ohne LP-Mittel hergestellt worden.

In Bild 14 können Abweichungen in zwei Richtungen beobachtet werden:

I. Ein Beton, der nach DIN 1045-2, Tabelle F 2.2 als geeignet für XF3 gilt, wird nach der Prüfung im CIF-Test als ungeeignet eingestuft. Diese Abweichung trat bei 13 Messungen sechsmal auf.

II. Ein Beton, der nach DIN 1045-2 als ungeeignet für XF3 gilt (entweder  $w/z$  oder Mindestdruckfestigkeit oder  $z \neq$  Anforderungen in Tabelle F 2.2), wird nach der Prüfung im CIF-Test als geeignet eingestuft. Bei 12 überprüften Betonen wurde diese Abweichung zweimal festgestellt.

Die Anzahl der Abweichungen von Typ I ist sehr auffällig. Auch wenn der Stichprobenumfang mit 13 Betonen relativ gering ist und viele dieser Betone lediglich die Mindestanforderungen der DIN 1045-2 erfüllen, ist eine Fehlerquote von 46% hoch.

Dies kann verschiedene Ursachen haben. Die Anforderungen in DIN 1045-2 reichen nicht aus, um Beton mit hohem Frostwiderstand eindeutig zu beschreiben. Da DIN 1045-2, basierend auf DIN 1045 (alt), auf jahrelangen Praxiserfahrungen beruht, ist dies nicht anzunehmen. Es ist andererseits möglich, dass die Kriterien des CIF-Tests zu scharf gefasst sind. Die Definition des Abnahmekriteriums von 40% beruht nicht auf kausalen Zusammenhängen, sondern wurde anhand der Messungen in [7] als möglicher Grenzwert vorgeschlagen. Legt man in Bild 14 ein mögliches Abnahmekriterium von 55% zugrunde, wäre die Fehlerquote von Typ I wesentlich geringer (etwa 8%), allerdings

würde sich der Fehler II deutlich erhöhen (auf etwa 33%). Selbstverständlich ist der Stichprobenumfang zu gering, um eine allgemein gültige Kalibrierung vorzunehmen. Als dritte Ursache wäre denkbar, dass die Präzision der Bestimmung des Frostwiderstands mit dem CIF-Test nicht ausreichend ist.

Die Abweichungen vom Typ II sind von Anzahl und Art tolerierbar. Es wurden zwei Betone mit einem Zementgehalt von  $280 \text{ kg/m}^3$  und einem  $w/z$ -Wert von 0,60 als Betone mit hohem Frostwiderstand nach CIF-Test eingestuft. DIN 1045-2 soll das sichere Entwerfen von Beton mit hohem Frostwiderstand ermöglichen; dabei werden durch die Grenzwerte jedoch auch Betone ausgeschlossen, die in der Praxis einen hohen Frostwiderstand aufweisen.

### 6.3 Präzision der Labormessungen

Die ermittelte hohe Präzision des CIF-Tests soll den Vergleich von Ergebnissen verschiedener Laboruntersuchungen ermöglichen. Dies ist ein Vorteil gegenüber älteren Verfahren, mit deren Hilfe sich lediglich Betone einer Versuchsserie oder innerhalb eines Labors vergleichen lassen. Die Präzision nach ISO 5725 bedeutet jedoch nicht zwangsläufig eine hohe Korrelation der Ergebnisse des CIF-Tests mit Beobachtungen an Betonen, die sich in der Praxis als frostwiderstandsfähig erwiesen haben. Ob eine solche Korrelation vorliegt, kann nur durch eine Vielzahl von Proben kontrolliert werden.

Inzwischen wurden eine Reihe von Versuchen an Betonen mit dem CIF-Test durchgeführt. Untersuchungen, bei denen der gleiche Beton wiederholt geprüft wurde, führten zu unterschiedlichen Ergebnissen hinsichtlich der Änderung des dynamischen E-Moduls. Diese Ergebnisse

lassen Zweifel an der Prüfung des Frostwiderstands durch Messung der Änderung des dynamischen E-Moduls aufkommen. Derzeit ist die Anzahl und der Umfang an Wiederholungsprüfungen noch zu gering, um über diese Zusammenhänge gesicherte statistische Aussagen machen zu können. Die innere Schädigung scheint in hohem Maße von zufälligen Faktoren, wie z.B. von der Verteilung der Grobporen, abzuhängen. Eine Bewertung des Frostwiderstands ausschließlich nach dem Kriterium „Verlust des dynamischen E-Moduls“ ist deshalb nicht sinnvoll [12].

### 6.4 Probenlagerung

Bei der Überprüfung von Betonausgangsstoffen und -zusammensetzungen schreibt der CIF-Test eine einheitliche Vorlagerung der Probekörper vor. Diese Vorgabe dient dazu, die Präzision der Prüfmethode zu erhöhen. Dabei wird eine verstärkte Karbonatisierung und ein geringerer Hydratationsfortschritt durch die Lagerungsbedingungen im Klimaraum ( $20^\circ \text{C} / 65\% \text{ r. F.}$ ) gegenüber einer Lagerung im Freien in Kauf genommen [7]. Diese Probenvorlagerung lässt sich im Labor leicht realisieren, entspricht aber nicht den Klimabedingungen, denen der Beton in der Praxis ausgesetzt sein wird. Diese Vorlagerung fördert die Karbonatisierung und vernachlässigt die intensivere Nachbehandlung, die bei Beton mit Hochofenzement erforderlich ist. Außerdem besitzt Hochofenzementbeton auch nach 28 Tagen noch eine erhebliche Nacherhärtung, die sich vorteilhaft auf den Frostwiderstand auswirkt.

Dieser Aspekt der Nacherhärtung ist bei der Prüfung von Beton über einige Jahre hinweg vernachlässigt worden. Ein Frostschaden ist üblicherweise ein Prozess, der mehrere

Winter (zahlreiche Frost-Tauwechsel) benötigt, bevor er erkennbar wird. Durch die Nacherhärtung kann der Beton bis zu diesem Zeitpunkt an Festigkeit und Dauerhaftigkeit zugenommen haben. Es ist allerdings kaum möglich, die Nacherhärtung im Rahmen einer Schnellprüfung zu berücksichtigen.

## 6.5 Bedeutung der Kriterien

Es besteht Unklarheit hinsichtlich der Bewertung von Betonen, die hinsichtlich der beiden Kriterien „Abwitterung“ und „innere Schädigung“ höchst unterschiedliche Ergebnisse zeigen. Bild 15 macht deutlich, dass ein Zusammenhang zwischen der Abwitterungsmenge und dem Verlust des dynamischen E-Moduls nicht anzunehmen ist. Beide Schadensbilder sind auf ähnliche Schädigungsvorgänge, aber andere Randbedingungen zurück zu führen [7]. Die innere Gefügeschädigung wird durch die Kapillarporosität, die Permeabilität und den Gehalt an Grob- und Verdichtungs-poren bestimmt. Auf die Menge der

Abwitterung wirken sich dagegen in starkem Maße die Karbonatisierung, die Nachbehandlung, die Lagerungsbedingungen und die Art der Prüf-fläche (geschalt, gesägt, abgezogen usw.) aus.

In der Praxis kommt es bei massigen Wasserbauwerken gelegentlich zu Schäden in Form eines Ablösens der Zementhaut und zu lokalen Abplatzungen. Für diese Schäden ist eine hohe Kapillarporosität in der stark durchfeuchteten Oberflächenschicht des Betons ursächlich. Diese hohe Porosität wird durch einen zu hohen w/z-Wert, unzureichende Hydratation und Oberflächenrisse hervorgerufen [21]. In der Praxis werden sich bei einem massigen Betonbauteil die Oberflächenabwitterung und die innere Schädigung überlagern. Dabei wird die innere Schädigung in der Praxis deutlich geringer ausgeprägt sein als im CIF-Test. Es ist deshalb schwierig, eine Bewertung über den Frostwiderstand von Beton mit sehr unterschiedlichem Verhalten bezüglich Abwitterung und Abnahme des dynamischen E-Moduls zu treffen.

Eine Abnahme des dynamischen E-Moduls um 40% weist auf eine starke Gefügeschwächung hin. Tatsächlich konnte an Prüfkörpern des CIF-Tests ein deutlicher Rückgang der Festigkeit beobachtet werden. Allerdings wird bei einem massigen Wasserbauwerk die Frostschädigung nur in der obersten, wenige Zentimeter dicken, wassergesättigten Schicht auftreten. Solange es nicht zu Rissen und Abplatzungen kommt, ist ein Rückgang des dynamischen E-Moduls in dieser Schicht unbedenklich.

## 7 Zusammenfassung

Zur Analyse des Frostwiderstands von Beton mit Hochofenzement ohne Luftporen nach dem CIF-Test wurden betontechnologische und prüftechnische Ursachen betrachtet. Dabei zeigte sich, dass der Hüttensandgehalt des Zements keine entscheidene Einflussgröße für das Ergebnis im CIF-Test ist. Die Ergebnisse des CIF-Tests sind stets kritisch zu prüfen, sie lassen nicht ohne weiteres auf den Frostwiderstand des Betons in der Praxis schließen.

Von den fünf untersuchten Varianten des Betons BET1 erwiesen sich nach dem CIF-Test lediglich der Beton BET3 mit Luftporenbildner und der Laborbeton BET5 als Betone mit hohem Frostwiderstand. Es wurde jedoch gezeigt, dass sich unter Verwendung von Zement mit höherem Hüttensandgehalt auch ohne künstlich eingeführte Luftporen ein Massenbeton mit hohem Frostwiderstand herstellen lässt.

Daraus ergibt sich, dass eine Prüfung des Frostwiderstands im Regelfall nicht notwendig und auch wenig sinnvoll ist. Sie ist mit unnötigen Mehrkosten verbunden. Es ist ausreichend, wenn die derzeiti-

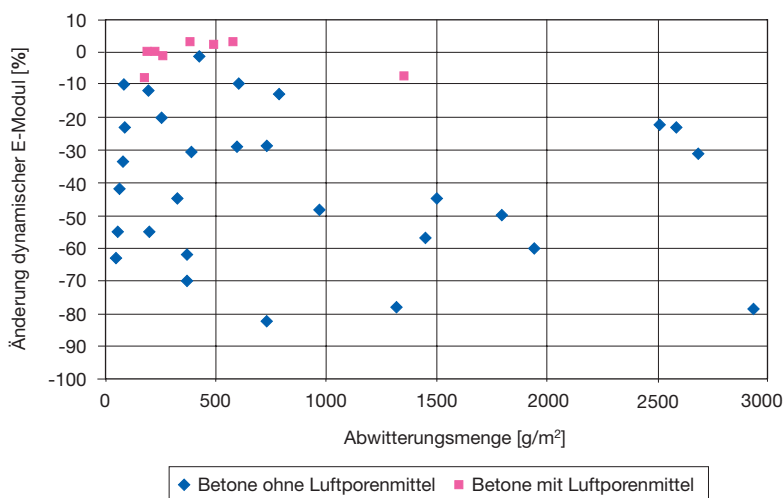


Bild 15: Zusammenhang zwischen der Änderung des dynamischen E-Moduls und der Oberflächenabwitterung

gen technischen Regeln eingehalten werden. Hierzu ist eine umfassende Überwachung vor Ort wichtiger als die Laborschnellprüfung, denn die wenigen, bislang bekannten Frostschäden lassen sich (leider) überwiegend auf Fehler in der Ausführung zurückführen.

## 8 Literatur

- [1] Auberg, R.; Setzer, M. J.: CIF-Test – Prüfverfahren des Frostwiderstands von Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik 64 (1998) H. 4, S. 94-105.
- [2] Lehmann, K.: Einsatzmöglichkeiten von Hochofenzement im Wasserbau. Beton-Informationen 38 (1998) H. 1, S. 3-10.
- [3] Zusätzliche technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219), Ausgabe 1997.
- [4] Lang, E.: Frostwiderstand von Betonen mit Hochofenzement. Beton-Informationen 41 (2001) H. 1, S. 9-11.
- [5] DIN EN 206-1:2001-07: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung, EN 206-1: 2000.
- [6] DIN 1045-2: 2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
- [7] Auberg, R.: Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton mit dem CDF- und CIF-Test. Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften Aachen 1999, H. 6.
- [8] Ludwig, H.M.: Zur Rolle der Phasenumwandlungen bei Frost- und Frost-Tausalzbelastungen von Beton. Dissertation, Weimar 1996.
- [9] Zementtaschenbuch 2002, 50. Auflage. Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e.V. Düsseldorf 2002.
- [10] Ludwig, H.M.; Stark, J.: Frost-Tausalz-Widerstand von HOZ-Betonen. Beton 47 (1997) H. 11, S. 646-656.
- [11] Günther, M.; Hilsdorf, H.K.; : Einfluss von Nachbehandlung und Zementart auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 81 (1986) H. 3, S. 57-62.
- [12] Lang, E.: Frostwiderstand von Betonen unter besonderer Berücksichtigung der Verwendung von Hochofenzement – Abschlußbericht zum AiF-Forschungsvorhaben 11683N. Forschungsgemeinschaft Eishüttenschlacken e.V., Duisburg, November 2000.
- [13] Manns, W.; Neubert, B.: The influence of fly ash on the durability of concrete made of blast furnace cement with a high content of granulated slag. Otto Graf Journal 1990, S. 152-163.
- [14] Härdtl, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 448, Berlin 1995.
- [15] Wesche, K.: Fly ash in concrete – properties and performance. Report of Technical Committee 67, RILEM E&FN SPON, 1991.
- [16] Fagerlund, G.: The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete. Matériaux et constructions 10 (1977), S. 22-45.
- [17] Auberg, R.; Ewinger, L.; Setzer, M.J.: Messung und Berechnung der Feuchteverteilung in hydraulisch gebundenen Tragschichten bei Frostangriff. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 721. Hrsg: Bundesminister für Verkehr – Abteilung Straßenbau, 1996.
- [18] Auberg, R.; Palecki, S.; Setzer, M.J.: Zerstörungsfreie Prüfung der inneren Schädigung von Beton durch Frostangriff. Berichtsband 66 der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreies Prüfen (DGZfP), Januar 1999, S. 365-371.
- [19] Schulze, M.; Westendarp, A.: Frostbeanspruchung von Verkehrswasserbauwerken. beton 50 (2000) H. 5, S. 260-266.
- [20] DIN 1045:1988-07: Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung.
- [21] Ehrlich, N.; Schmidt, D.; Weise, F.: Betonsortenauswahl stark wasser- und frostbelasteter Massenbetonbauwerke. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000) H. 8, S. 474-482.