

# **Forschungsbericht 100**

Bundesanstalt für  
Materialprüfung (BAM)  
Berlin

## **Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand**

von Günter Klamrowski  
Paul Neustupny



## Kurzfassung

Das Kräftespiel innerhalb des Betons als Folge der Veränderung des thermisch-hygrischen Zustandes entscheidet über den Widerstand, den dieser physikalischen Beanspruchungen entgegensetzen kann. Gefügespannungen, wie sie durch thermodynamische Vorgänge im Frost-Tau-Wechsel erzeugt werden, können auch bei Trocknungs- und Sättigungs-Wechseln entstehen und zu Materialveränderungen führen. Diese lassen sich mit den zur Verfügung stehenden Meßmethoden genau genug erfassen, wenn die "Instabilität" des Betongefüges infolge thermisch-hygrischer Zustandsänderungen im Zuge der Probenvorbereitung berücksichtigt wird. Der Porenfüllung kommt unter den verschiedenen Parametern der Beanspruchung die entscheidende Bedeutung zu. Die nach der "Methode des kritischen Sättigungsgrades" ermittelte kritische Porenfüllung muß als maßgebendes Kriterium für das Versagen des Betons bei Frostangriff angesehen werden, weil bei deren Überschreitung der Verbund der Bestandteile in zunehmendem Maße gelöst wird. Als besonders zuverlässig erweist sich bei der Ermittlung des kritischen Sättigungsgrades die kontinuierliche Messung der Längenänderungen der Probekörper.

Studies on the frost resistance of concrete

## Abstract

The interaction of forces in the concrete as a result of the changing thermal-hygric state is decisive of the resistance by which the material can withstand to physical actions. Stress caused by thermodynamic processes during freezing and thawing cycles can also occur in the cycles of drying and saturating and lead to changes of the material. These can be exactly measured by the available methods if one considers the "instability" of the concrete structure as a result of the thermal-hygric change of state in the course of preparation of specimens. The filling of the pores is of great importance with regard to the various parameters. The critical filling of the pores determined by the "critical degree of saturation method" is to be considered as an important criterion of concrete's failure by frost attack because by exceeding a certain value, the cohesion of the components is disturbed. To obtain the critical degree of saturation, the most reliable method is to measure continuously the change in length of the specimens.

## Recherches sur la résistance du béton au gel

### Sommaire

L'équilibre des forces dans le béton par suite du changement de l'état thermique ainsi que de l'humidification, détermine la résistance que celui-ci peut présenter à l'égard des sollicitations physiques. Des contraintes dans la structure, telles qu'elles sont provoquées par des processus thermodynamiques lors des cycles gel-dégel, peuvent mener à des changements du matériau comme c'est le cas lors des cycles séchage-saturation. L'on peut déterminer exactement ceux-là d'une manière assez satisfaisante par des méthodes disponibles, si l'on tient compte de "l'instabilité" de la structure du béton au cours de la préparation. Parmi les différents paramètres de sollicitation, il convient d'accorder une importance considérable au remplissage des pores. Il faut considérer le remplissage critique des pores, établi selon la méthode du "degré critique de saturation", comme critère décisif pour un arrêt de fonctionnement du béton pendant l'attaque par le gel, car au moment où on dépasse ce point, la cohésion des constituants est de plus en plus supprimée. Le mesurage continu des changements de longueur sur les éprouvettes a particulièrement fait ses preuves lors de la détermination du degré critique de saturation.

## Inhaltsverzeichnis

	Seite	
1	<u>Ausgangssituation und Ziel des Forschungsvorhabens</u>	1
2	<u>Einleitung</u>	1
2.1	Allgemeiner Wissensstand	1
2.2	Zusammenwirken der Bestandteile des Betons im Temperaturbereich oberhalb der primären Eisbildung	4
2.3	Verhalten des Zementsteines im Betongefüge bei der Änderung seines thermisch-hygrischen Zustandes im Temperaturbereich unterhalb der primären Eisbildung	9
2.4	Beanspruchungsintensität	12
3	<u>Untersuchungsergebnisse</u>	13
3.1	Untersuchungsmethodik	13
3.2	Untersuchte Betone	16
3.2.1	Betonzusammensetzung und -herstellung sowie Frisch- und Festbetoneigenschaften	16
3.2.2	Probenherstellung, -einteilung und Ausgangsdaten	17
3.3	Untersuchungen zur Ermittlung des Porenraumes und Einstellung der Sättigungsgrade	22
3.4	Untersuchung des Längenänderungsverhaltens	27
3.5	Untersuchungen zur kapillaren Wasseraufnahme	38
3.6	Untersuchungen zum Sorptionsverhalten	46
3.7	Untersuchungen zur Entwicklung der spezifischen Luftdurchlässigkeit	50
3.8	Untersuchungen zur Kennzeichnung der Porenstruktur mit dem Quecksilber-Porosimeter	55
3.9	Untersuchung zur Entwicklung des dynamischen E-Moduls	61
3.10	Untersuchung der Festigkeitsentwicklung	67
4	<u>Wertung der Untersuchungsergebnisse</u>	71
4.1	Gefügebeanspruchung und resultierende Gefügeveränderungen	71
4.2	Bedeutung der Gefügeveränderungen in Hinblick auf die Gebrauchseigenschaften	73
4.3	Folgerungen für die Prüfung von Beton auf Frostwiderstand	75
5	<u>Literatur</u>	80



## 1 Ausgangssituation und Ziel des Forschungsvorhabens

Trotz umfangreicher Grundlagenforschung gelang es bisher nicht, allgemein anerkannte und einheitliche Kriterien zur Beurteilung der Frostwiderstandsfähigkeit von Beton zu finden. Zum Beispiel macht DIN 1045 - Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung - zwar Angaben darüber, wie ein "Beton mit hohem Frostwiderstand" hergestellt werden soll, für die Beurteilung der tatsächlichen Frostwiderstandsfähigkeit solcher Betone sind aber weder in dieser Norm noch in DIN 1048 - Prüfverfahren für Beton - konkrete Angaben enthalten. Dies läßt deutlich erkennen, daß zur Zeit eine wissenschaftlich fundierte Eingrenzung des Begriffs "Frostwiderstandsfähigkeit" bzw. eine Quantifizierung der Eigenschaft "Beständigkeit" auf erhebliche Schwierigkeiten stößt. Indessen wären Fortschritte auf diesem Gebiet notwendig, denn die Praxis beweist, daß auch Betone, die nach einschlägigen technischen Vorschriften hergestellt werden, nicht immer dem Frostangriff standhalten.

Dieser unbefriedigende Zustand kann nur verbessert werden, wenn die Veränderung des Betongefüges infolge physikalischer Beanspruchungen über geeignete Meßmethoden erfaßt und im Hinblick auf die Gebrauchseigenschaften zuverlässig bewertet werden könnte. Dabei wäre die Beanspruchungsintensität durch eindeutige und zutreffende Maßstäbe zu kennzeichnen.

Die Arbeit soll aufzeigen, welche Möglichkeiten zur Verfügung stehen, diese so vordringliche Aufgabe zu lösen. Ferner soll sie in jene verborgenen Vorgänge Einblick gewähren, die, in der Kompliziertheit der Zementsteinstruktur begründet, über den Bestand oder Zerfall des Betongefüges entscheiden. Schließlich soll deutlich gemacht werden, daß nur ein tiefes Verständnis dieser von den thermisch-hygrischen Zustandsänderungen herrührenden Gefügebeanspruchungen den Werkstoff Beton vor einer Überforderung durch den Konstrukteur schützen kann.

## 2 Einleitung

### 2.1 Allgemeiner Wissensstand

Während die Probleme der klassischen Standsicherheit der Betonbauwerke gelöst werden konnten, war eine rasche Klärung der Beständigkeitsfragen schon aufgrund der Schwierigkeit der Aufgabe nicht zu erwarten. Schon früh ist erkannt worden, daß Beton nicht unter allen Umständen einem Frostangriff widerstehen kann. Unter anderen weist Hirschwald (1) darauf hin, daß ein poröser Werkstoff, dessen Porenraum zu mehr als 91 % mit Wasser gefüllt ist, aufgrund der Volumenzunahme des Wassers bei der Änderung des Aggregatzustandes von flüssig zu fest zerstört wer-

den kann. Diese Erklärung des Schadens infolge Frostangriffs schien zunächst auf Beton übertragbar zu sein, und sie fand viele Anhänger. Als Werkstoffwissenschaftler aber nachweisen konnten, daß mit diesem Schadensmechanismus nicht alle Frostschäden zu erklären sind, wurde offenbar, daß auch die Wechselwirkung des Wassers mit dem Porenraum zur Werkstoffbeanspruchung führen kann. Insbesondere muß dabei die Porenstruktur und die innere Oberfläche einen Einfluß ausüben. Beim Beton waren Fortschritte bei der Lösung des Beständigkeitproblems also von der Erforschung der Zementsteinstruktur zu erwarten.

Als Ergebnis der nun einsetzenden umfangreichen Forschungsarbeiten wird der Zementstein im wesentlichen als ein Gerüst aus gelartigen Hydratationsprodukten submikroskopischer Größe gezeichnet, das von mehr oder weniger mit Wasser gefüllten Poren durchsetzt ist. Die vom Zementstein gebildete innere Oberfläche wird mit Werten von etwa 50 m<sup>2</sup> bis zu über 200 m<sup>2</sup> je Gramm Substanz angegeben. Untersuchungen der Gelporenradienverteilung ergeben Maxima bei Radien von etwa 1 nm und etwa 4 nm. Durch die Wechselwirkung der riesigen inneren Feststoffoberfläche mit den Molekülen des Gelwassers besitzt dieses andere Eigenschaften als freies Wasser. Bald konnte durch Meßergebnisse belegt werden, daß zwischen dem Gefrierpunkt des Porenwassers und der Porengröße ein Zusammenhang besteht. Demnach gefriert beim Sinken der Temperatur zuerst das Wasser in den größeren, dann in den feineren Poren. Da die Ausgänge der feineren Poren durch das in den größeren Poren bereits gebildete Eis versperrt werden, entstehen bei Gefriervorgängen in den feineren Poren "hydraulische Drücke", die zu Schäden in der Zementsteinstruktur führen können. Auf diesem Modell aufbauend, ist ein Zusammenhang zwischen der Frostwiderstandsfähigkeit einerseits und dem Temperaturgradienten, dem Sättigungsgrad, der Durchlässigkeit und der Festigkeit andererseits hergestellt worden, der seinen Ausdruck in dem von Powers (2) vorgeschlagenem "Abstandsfaktor" fand. Mit diesem Faktor konnte zunächst erklärt werden, warum Betone mit künstlich erzeugten Luftporen einen höheren Frostwiderstand aufweisen als Betone ohne Luftporen. Die Praxis zeigte aber bald, daß auch Betone, die einen günstigen Abstandsfaktor besaßen, zuweilen infolge Frostangriffs zerstört wurden. Es mußten also noch andere wesentliche Einflußgrößen den Frostwiderstand von Beton mitbestimmen, zumal Messungen an porösen Gläsern, deren Poren mit Flüssigkeiten gefüllt waren, die sich beim Gefrieren zusammenziehen, ebenfalls typische Frostschäden zeigten (47).

Diese Einflußgrößen zu erfassen, war nur über die Erforschung der Eigenschaften der Porenflüssigkeit möglich. Beim Zementstein bestand das Ergebnis der zu diesem Problemkreis durchgeführten Arbeiten im wesentlichen darin, daß das an der inneren Festkörperoberfläche adsorbierte Wasser erst bei sehr tiefen Temperaturen gefriert. Infolgedessen existiert in den Gelporen - neben dem bereits gebil-



deten Eis in den Grobporen - mehr oder weniger stark unterkühltes Wasser. Da der Dampfdruck über kompaktem Eis niedriger ist als über unterkühltem Wasser, kann sich dieses in Richtung des Potentialgefälles zum Eis hin umlagern. Die Folgen einer solchen Wasserumlagerung werden unterschiedlich bewertet. Litvan (3) stellt fest, daß sich Schäden erfahrungsgemäß dann einstellen, wenn der Desorptionsprozeß nicht so schnell ablaufen kann, wie es die Abkühlrate verlangt. Andere weisen darauf hin, daß durch diesen Desorptionsprozeß die adsorbierten Wasserfilme dünner werden. Dadurch wächst die Oberflächenkraft an, was zu beachtlichen Schwindverformungen des Zementsteines führen muß. Desweiteren wird die Ansicht vertreten, daß durch eine solche Wasserumlagerung die größeren Poren vollständig mit Eis gefüllt werden. Das muß bei einer Erwärmung zu Beanspruchungen führen, denn der Längenausdehnungskoeffizient von kompaktem Eis ist etwa fünfmal so groß wie der von trockenem Beton oder Zementstein.

Schließlich zeigt Podvalnyi in seinen Arbeiten (4), (5), daß bei Vorliegen bestimmter Voraussetzungen das Formänderungsverhalten des Zementsteines von dem des Zuschlages erheblich abweichen kann. Die hieraus resultierenden Gefügespannungen können zur völligen Zerrüttung des Betons führen.

Ein vorläufiger Abschluß in den Überlegungen zum Schadensmechanismus beim Einwirken von Frost auf Beton findet sich in den Arbeiten von Setzer (6), der für sein thermodynamisches Modell die gleichzeitige Existenz einer flüssigen, dampfförmigen und festen Phase des Wassers annimmt. Beim Abkühlen des Betons bilden sich bei hinreichend tiefen Temperaturen (ca.  $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) auch in den Gelporen Eiskristallite. Diese bilden eine neue innere Oberfläche, die in Verbindung mit der noch flüssigen Phase zu zusätzlichen Oberflächenkräften führt. Hieraus ergeben sich Druckunterschiede zwischen den Gelporen mit mittleren und kleinsten Radien. Die daraus resultierenden Beanspruchungen können durchaus dem Mikrogefüge ernsthafte Schäden zufügen.

Zwischen den hier skizzierten Stationen liegen Hunderte von Forschungsarbeiten, ohne deren Ergebnisse eine ausreichende Kenntnis der Vorgänge im Beton bei einer Veränderung seines thermisch-hygrischen Ausgangszustandes nicht möglich wäre. Eine gute Übersicht geben (6), (7), (8) und (9).

Obwohl ansehnliche Forschungsarbeit geleistet worden ist, führte dies nicht zur Erarbeitung einer allgemein anerkannten und verbindlichen Prüfungsmethode. Die Gründe hierfür mögen auch darin liegen, daß die physikalischen Beanspruchungen des Betons fast immer in beliebigen Kombinationen auftreten, so daß ihre Auswirkungen meßtechnisch nur selten getrennt erfaßt werden können. Entsprechend schwierig ist es, anhand eines Schadensbildes die Beanspruchungsgröße zu nennen,

die den Schaden wirklich verursacht hat. Diesem Umstand ist es zuzuschreiben, daß Beton, der Umweltbeanspruchungen physikalischer Art nicht standhielt, häufig schlicht als nicht "frostbeständig" bezeichnet wird. Dabei muß die primäre Ursache für die Betonzerstörung nicht zwangsläufig auf einen Frostangriff zurückgehen.

## 2.2 Zusammenwirken der Bestandteile des Betons im Temperaturbereich oberhalb der primären Eisbildung \*)

Das Problem der Betonbeständigkeit ist in erster Linie in der Kompliziertheit des Betongefüges begründet. Dieses besteht aus zwei ungleichen Komponenten, zum einen aus dem hochporösen Zementstein, dessen Anomalie im Formänderungsverhalten maßgeblich von der Wechselwirkung des Wassers mit seiner riesigen inneren Oberfläche geprägt wird, und zum anderen aus dem Zuschlag, der weitgehend linearen Formänderungsgesetzen folgt.

Werden die wichtigsten Gebrauchseigenschaften des Betons beeinträchtigt, dann kann dies auf eine Schädigung seines Zementsteines, Zuschlages, des Verbundes dieser beiden Komponenten oder aber auf eine beliebige Kombination der genannten Schadensursachen zurückgehen. Während im Hinblick auf eine zweckmäßige Betonzusammensetzung bezüglich der Beständigkeit des Zuschlages freie Wahl besteht, lassen sich die Zementsteineigenschaften nur in gewissem Umfang durch technologische Maßnahmen steuern. Im allgemeinen reicht der vorhandene Spielraum jedoch aus, um für Tiefsttemperaturen und Feuchtigkeitsgehalte, wie sie in unseren Gegenden bzw. Bauwerken vorkommen, auch eine ausreichende Zementsteinbeständigkeit zu gewährleisten.

Trotz der möglichen ausreichenden Beständigkeit beider Bestandteile können sich aus ihrem Zusammenwirken im Betongefüge Probleme ergeben, die sowohl ihren Verbund als auch die Integrität der Zementsteinmatrix betreffen und die zu einer völligen Zerrüttung des Betons führen können. Hierin wird das eigentliche Problem der Betonbeständigkeit gesehen, denn die Möglichkeiten der Einflußnahme auf das Zusammenwirken beider Betonkomponenten sind nur gering.

Bekanntlich setzt sich die Formänderung von Zementstein des von äußeren Kräften freien Betons bei einer Änderung seines thermisch-hygrischen Zustandes aus dem

---

\*) Unter der Temperatur der primären Eisbildung wird jener Temperaturwert verstanden, bei dem erstmalig ein Teil der Porenflüssigkeit in die feste Phase übergeht. Dieser Wert läßt sich im allg. gut anhand der Längenänderungs- und Temperaturkurve bestimmen, wenn die Betonproben nicht sehr trocken sind.

thermischen Anteil des Feststoffgerüsts, aus dem hygrischen Anteil infolge der Wechselwirkung des Porenwassers mit der inneren Feststoffoberfläche, der im Sprachgebrauch auch Schwinden bzw. Quellen genannt wird, und aus den elastischen sowie plastischen Formänderungsanteilen zusammen. Während die elastische Formänderung im wesentlichen auf die Behinderung der freien Zementsteinverformung durch den Zuschlag zurückgeht, wird die plastische, die auch als Kriechen bezeichnet wird, erst durch die erstere in Gang gesetzt.

Mit Hilfe der Elastizitätstheorie läßt sich der komplizierte Spannungszustand im Bereich der Kontaktzone Zementstein/Zuschlag nicht befriedigend beschreiben (s. z.B. (43) und (44)). Daher wird hier und im nachfolgenden zwischen Tangential- und Radialspannungen nicht unterschieden. Vielmehr werden die Gefügespannungen mit den Begriffen "Zug" oder "Druck" pauschal charakterisiert. Welche Beanspruchungsart jeweils vorliegt, soll anhand des Kenntnisstandes zum Verhalten der einzelnen Betonbestandteile und der Erfassung der Verformung sowie der Gefügeveränderung entschieden werden.

Im allgemeinen wird der Zementstein nach der Herstellung des Betons Wasser abgeben und infolgedessen schwinden. Seine Verkürzung wird aber vom Zuschlag behindert, wodurch sich im Zementstein Zug- und im Zuschlag Druckbeanspruchungen ergeben. Dies ist für den Verbund beider Bestandteile ein günstiger Spannungszustand, denn ihre Kontaktzone, die empfindlichste Stelle des Gefüges, wird unter Druck gesetzt. Gleichermäßen günstig ist der Spannungszustand, der sich beim Abkühlen des Betons aus seinem Ausgangszustand ergibt, denn der Längenausdehnungskoeffizient des Zementsteins ist bei den infrage kommenden Feuchtigkeitszuständen in der Regel deutlich größer als der des Zuschlags (10). Diese günstige "innere Vorspannung" im Betongefüge kann bei Überwindung der Zugfestigkeit des Zementsteins durch die Bildung von Mikrorissen, durch das Kriechen oder durch Quellen infolge erneuter Wasseraufnahme zum Teil abgebaut werden. Überlagert sich vor allem den beiden letztgenannten Anteilen eine gleichgerichtete Zementsteindehnung infolge einer Temperaturerhöhung, dann kann sich der Spannungszustand im Beton umkehren, so daß die Kontaktzone beider Betonbestandteile unter Zug gesetzt wird. Dieser innere Spannungszustand, der den Zementstein unter Druck und den Zuschlag unter Zug setzt, ist für den Bestand des Betons sehr gefährlich, weil er zum Versagen des Verbundes seiner Bestandteile führen kann. Je nachdem in welchem Umfange Verbundstörungen auftreten, fällt das Maß der Beeinträchtigung der maßgeblichen Gebrauchseigenschaften aus.

In Abb. 1 ist der Zerrüttungsprozeß einer Betonprobe infolge der Temperatur-, Trocknungs- und Wassersättigungswechsel als die Entwicklung ihres dyn. E-Moduls und des Feuchtigkeitsgehaltes dargestellt. Nach 3 Wechseln betrug der dyn.

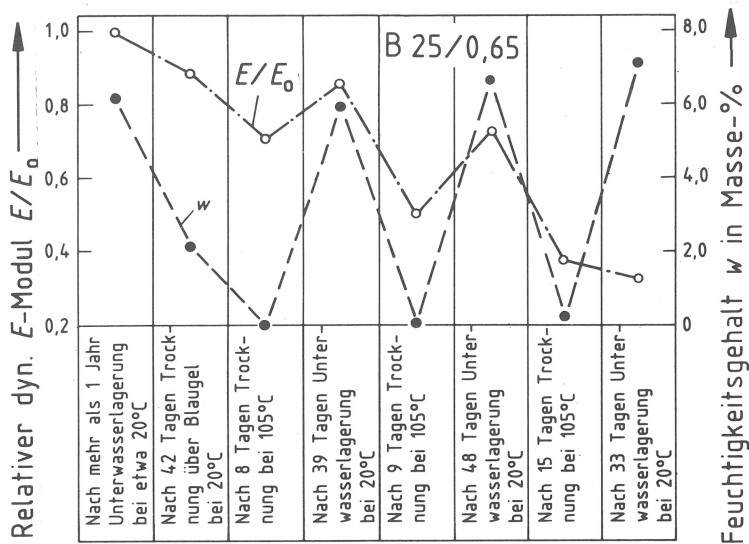


Abb. 1  
Entwicklung des dyn. E-Moduls und des Feuchtigkeitsgehaltes als Folge der Temperatur-, Trocknungs- und Wassersättigungswechsel

E-Modul nur noch etwa 1/3 seines ursprünglichen Wertes und der Feuchtigkeitsgehalt nach der Unterwasserlagerung bei atmosphärischem Druck stieg von ursprünglich 6 % auf 7 % an. Gleichzeitig sank die Biegezugfestigkeit auf etwa 40 % des ursprünglichen Wertes ab. Anhand der Bruchflächenform war erkennbar, daß hier eine ernsthafte Störung des Verbundes beider Betonbestandteile vorlag. Dies bestätigt die Ansicht, daß Temperatur-, Trocknungs- und Wassersättigungswechsel im Betongefüge Spannungszustände erzeugen, die die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein unter Zug setzen.

Im Gegensatz hierzu wirken sich bei trockenem Beton reine Temperaturwechsel nicht derartig negativ aus. In Abb. 2 ist dieser Zusammenhang dargestellt. Nach dem Abfall des rel. dyn. E-Moduls im Zuge der ersten Trocknung und der anschließenden Frost-Tau-Wechsel auf den Wert von 0,8 führt ein weiterer Feuchtigkeitsentzug bei 105 °C auf einen  $E/E_0$ -Wert von nur 0,65. Die nun folgenden Temperaturwechsel zwischen 20 und 105 °C verändern diesen Wert kaum noch. Anders als in Abb. 1 dargestellt, wird durch eine abschließende Unterwasserlagerung noch eine Steigerung des dyn. E-Moduls erreicht und der Wert für den Feuchtigkeitsgehalt entspricht in etwa dem Ausgangswert. Dies ist ein Anzeichen dafür, daß reine Temperaturwechsel das Betongefüge erheblich weniger beanspruchen als Temperatur-, Trocknungs- und Wassersättigungswechsel.

Erfahrungsgemäß nehmen Betone bei Feuchtigkeitsentzug höhere Werte sowohl für die Druckfestigkeit als auch für den stat. E-Modul an. Daß der dyn. E-Modul bei Feuchtigkeitsentzug fällt, kann nur durch die Bildung von Mikrorissen im Zementstein infolge von Schwindverkürzungen erklärt werden, denn diese behindern die Ausbreitung der Welle, die in den Betonkörper als Schwingung eingeleitet wird. Die Erklärung wird auch dadurch gestützt, daß der dyn. E-Modul bei Feuchtig-

keitsaufnahme wieder anwächst, weil hierbei die Mikrorisse durch Quellvorgänge teilweise geschlossen werden. Das gilt aber nur für Betone mit intaktem Gefüge (Abb. 2). Bei einer ernsthaften Gefügezerrüttung fällt der Wert auch bei der Wasseraufnahme weiter ab (Abb. 1).

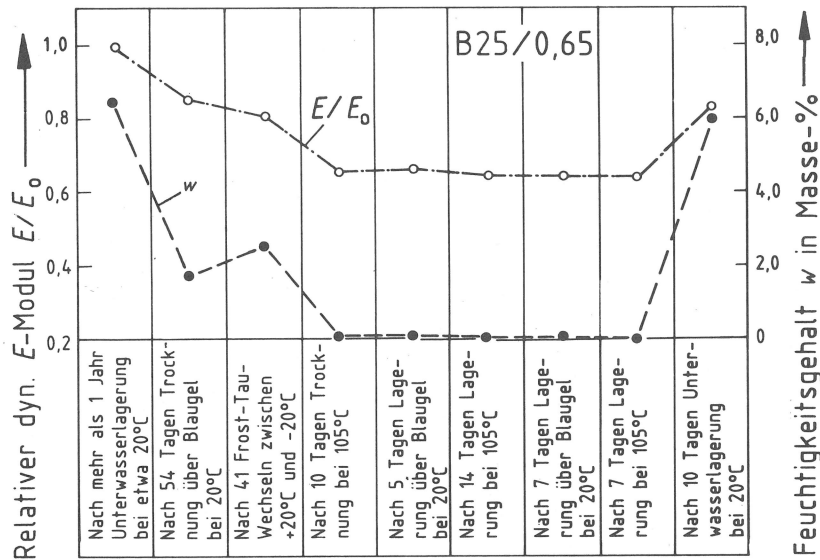


Abb. 2  
Entwicklung des dyn. E-Moduls und des Feuchtigkeitsgehaltes als Folge reiner Temperaturwechsel

In Abb. 3 ist die Abhängigkeit des rel. dyn. E-Moduls von Veränderungen des Feuchtigkeitsgehaltes dargestellt. Die untersuchten Betonproben lagerten nach ihrer Herstellung unter Wasser, und es ist anzunehmen, daß sie zu Beginn der Untersuchung weitgehend spannungs- und rissfrei waren. Bei der Wasserlagerung erreichten sie die durch die Linien 1 und 2 gekennzeichneten Mittelwerte für den rel. dyn. E-Modul. Während der 1. Trocknung bei 50 °C auf einen Sättigungsgrad von etwa 0,24 (entspricht dem Porenfüllungsgrad, der durch den Quotienten aus dem jeweils vorhandenen Wasservolumen und dem Gesamtporenvolumen gebildet wird, vgl. Abschnitt 3.3) fiel der Wert für den mittleren rel. dyn. E-Modul von 1,028 auf 0,894 (Linie 3). In diesem Zustand wurden alle Proben im Vakuum erneut wassergesättigt, und der Wert für den rel. dyn. E-Modul stieg geringfügig an (Linie 4). Der ursprüngliche Wert von 1,028 kann aber nicht mehr erreicht werden, weil das Gefüge offenbar infolge der Mikrorißbildung bleibend verändert worden ist. Eine anschließende Trocknung bei 50 °C auf unterschiedliche Sättigungsgrade bewirkt ab jener Porenfüllung, bei deren Unterschreitung die aus dem Wechselspiel des Wassers mit der Zementsteinoberfläche resultierenden inneren Kräfte rasch zunehmen, ein starkes Abfallen der Werte für den dyn. E-Modul (Linie 5). Dies ist ein Anzeichen dafür, daß im Zuge der Vakuumsättigung Quell- und Kriechvorgänge im Zementstein die im 1. Trocknungsprozeß gebildeten Mikrorisse so verändert haben, daß während der 2. Trocknung mit geringeren inneren Kräften größere Rißweiten erreicht werden.

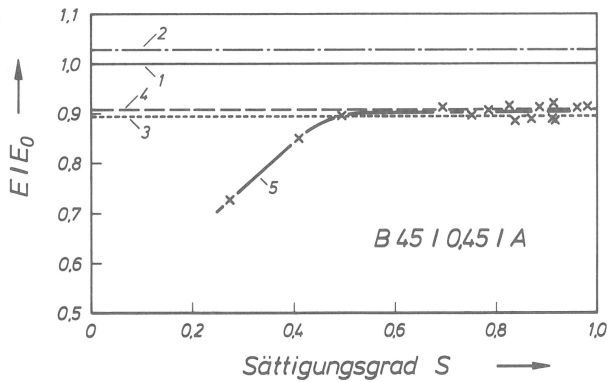


Abb. 3  
Änderung des dyn. E-Moduls als Folge von Wasseraufnahme und -entzug

- 1.... Nach 5 Monaten Unterwasserlagerung;  $E/E_0 = 1,0$ ,  $S \approx 0,810$
- 2.... Nach weiteren 4 Monaten Unterwasserlagerung;  $E/E_0 = 1,028$ ,  $S = 0,834$
- 3.... Nach dem Trocknen bei  $50\text{ }^\circ\text{C}$ ;  $E/E_0 = 0,894$ ,  $S = 0,240$
- 4.... Nach der Wassersättigung im Vakuum;  $E/E_0 = 0,907$ ,  $S = 1,0$
- 5.... Nach erneuter Trocknung bei  $50\text{ }^\circ\text{C}$  und Einstellung der endgültigen Sättigungsgrade

Die Abhängigkeit des dyn. E-Moduls vom Sättigungsgrad während der 1. Trocknung wird in Abb. 4 dargestellt. Die Betonproben wurden nach der Unterwasserlagerung (Linien 1 und 2) bei  $20\text{ }^\circ\text{C}$  über Trockengel auf unterschiedliche Sättigungsgrade gebracht. Der Verlauf der Werte für den rel. dyn. E-Modul (Linie 3) zeigt der Tendenz nach an, daß im 1. Trocknungsprozeß nach Unterschreitung eines bestimmten Sättigungsgrades mit keiner weiteren Abnahme des dyn. E-Moduls mehr zu rechnen ist. Der hier erreichte Wert entspricht etwa dem mittleren rel. dyn. E-Modul jener Proben, die während der 1. Trocknung bei  $50\text{ }^\circ\text{C}$  auf einen mittleren Sättigungsgrad von 0,24 gebracht worden sind (vgl. Abb. 3). Offenbar können die aus der Wechselwirkung des Wassers mit der inneren Oberfläche resultierenden Kräfte bei der 1. Trocknung nur ein bestimmtes Maß an Veränderung bewirken. Dies deutet darauf hin, daß die Kontaktzone der Betonbestandteile hier keinen kritischen Spannungszuständen ausgesetzt wird.

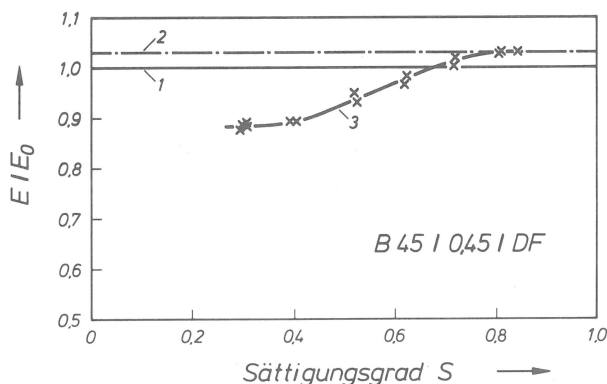


Abb. 4  
Änderung des dyn. E-Moduls als Folge von Wasserentzug im 1. Trocknungsvorgang

- 1.... Nach 5 Monaten Unterwasserlagerung;  $E/E_0 = 1$ ,  $S \approx 0,825$
- 2.... Nach weiteren 3 Monaten Unterwasserlagerung;  $E/E_0 = 1,030$ ,  $S = 0,845$
- 3.... Nach dem Trocknen über Blaugeel bei  $20\text{ }^\circ\text{C}$  und Einstellung der endgültigen Sättigungsgrade

Das hier dargestellte Verhalten von Beton sollte deutlich machen, wie sensibel das Betongefüge auf Veränderungen des thermisch-hygrischen Zustandes reagiert. Die geschilderten Zusammenhänge im Zusammenspiel beider Betonkomponenten sind von grundlegender Bedeutung. Ihnen kommt sinngemäß auch im Temperaturbereich unterhalb der primären Eisbildung eine entscheidende Rolle zu.

### 2.3 Verhalten des Zementsteines im Betongefüge bei der Änderung seines thermisch-hygrischen Zustandes im Temperaturbereich unterhalb der primären Eisbildung

Wird die Betontemperatur soweit abgesenkt, daß es in den Poren zu Gefriervorgängen kommt, dann kann die Beanspruchung des Gefüges dramatisch anwachsen. Als neues Element tritt die Wirkung des Eises in den Poren auf. Dazu gehört die Beanspruchung infolge der Volumenzunahme des Wassers beim Übergang in die feste Phase sowie die Wechselwirkung des Eises mit der dampfförmigen oder flüssigen Phase. Die Folge davon ist eine zunehmende Anomalie des Längenänderungsverhaltens des Zementsteines, aus der sich im Betongefüge zusätzliche mechanische Beanspruchungen ergeben, die für den Bestand des Betons ernsthafte Konsequenzen haben können.

Im Verhalten von Zementstein können in diesem Zusammenhang im wesentlichen 2 Fälle unterschieden werden. Sie werden vornehmlich vom Sättigungsgrad, von der Abstufung der Porengrößen sowie der Gesamtporosität und von der Temperatur geprägt. Im ersten Fall vollzieht der Zementstein nach der primären Eisbildung neben seiner thermischen Verkürzung in der Abkühlungsphase eine zusätzliche Kontraktion, im zweiten Fall wird die thermische Verkürzung blockiert oder sie geht gar in eine Expansion über. Bedingt durch die unterschiedlichen Porengrößen können beide Vorgänge, die zusätzliche Kontraktion und Expansion, zur gleichen Zeit in Gang gesetzt werden. Deswegen können aus der resultierenden zusätzlichen Längenänderung eines sich frei verformenden Zementsteines die tatsächlichen Spannungsverhältnisse seines Feststoffgerüsts zwar nicht ohne weiteres abgeleitet werden, dessen ungeachtet kann jedoch mit ihr die maßgebliche Gefügebeanspruchung des Betons zutreffend beurteilt werden.

In Abb. 5 sind für zwei Zementsteinproben mit unterschiedlicher Porosität, die seit ihrer Herstellung lange Zeit unter Wasser bei atm. Druck lagerten, beide Fälle anhand des Verlaufs der Längenausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  exemplarisch dargestellt. Die zur Berechnung des Koeffizienten verwendeten Längenänderungen enthalten den thermischen und hygrischen Anteil (vgl. Abschnitt 3.4). Damit han-

delt es sich nicht um den thermischen Längenausdehnungskoeffizienten im Sinne einer strengen Definition. In den betreffenden Intervallen besteht zwischen der Längenänderung und der Temperatur kein linearer Zusammenhang, daher gelten die Werte nur für den vorhandenen Temperaturverlauf und Feuchtigkeitszustand.

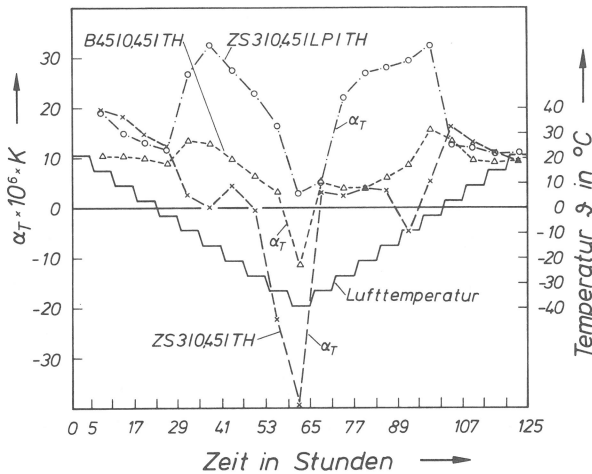


Abb. 5  
Einfluß der Porosität auf die Wärme-  
dehnung von wassergesättigtem Zement-  
stein und Beton

Der  $\alpha_T$ -Wert des Zementsteines mit künstlich eingebrachten Luftporen (ZS3/0,45/LP/TH) steigt nach der primären Eisbildung in der Abkühlungsphase stark an. Dieser Anstieg wird durch heftige Kontraktionen verursacht, die sich der thermischen Verkürzung der Probe überlagern. Nach Erreichen eines Maximums bei einer Lufttemperatur zwischen  $-10\text{ °C}$  und  $-16\text{ °C}$  wird der  $\alpha_T$ -Wert kleiner, bis er sein Minimum bei etwa  $-40\text{ °C}$  erreicht hat. Die Abnahme geht hier auf den Expansionsteil zurück, der sich der Verkürzung überlagert. In der Erwärmungsphase steigt der  $\alpha_T$ -Wert wieder an, bis er im Temperaturbereich zwischen  $-10\text{ °C}$  und  $-4\text{ °C}$  einen Wert erreicht, der dem Maximalwert der Abkühlungsphase entspricht. Danach fällt der Wert wieder und nimmt im Bereich der Ausgangstemperatur eine Größe an, die deutlich niedriger ist als zu Beginn des Versuches. In diesem Frost-Tau-Wechsel hat die 200 mm lange Zementsteinprobe mit einem Durchmesser von 71 mm eine bleibende Dehnung von rd.  $3\text{ }\mu\text{m}$  erfahren.

Ganz anders verhält sich die Zementsteinprobe ohne künstlich eingebrachte Luftporen (ZS3/0,45/TH). Ihr  $\alpha_T$ -Wert fällt in der Abkühlungsphase nach der primären Eisbildung stark ab, weil hier der Einfluß der Expansion überwiegt. Im Temperaturbereich zwischen  $-10\text{ °C}$  und  $-16\text{ °C}$  erreicht er sein erstes Minimum, steigt dann etwas an und findet anschließend sein zweites Minimum bei Temperaturen um  $-40\text{ °C}$ . Ein Anheben der Temperatur um nur 6 K bewirkt ein heftiges Anwachsen des  $\alpha_T$ -wertes, der dann bis zu Temperaturen um  $-20\text{ °C}$  gehalten wird. Bei weiterem Temperaturanstieg findet er sein drittes Minimum im Temperaturbereich zwischen



-16 °C und -10 °C und durchläuft dann bei Temperaturen um 0 °C ein Maximum. Bei Erreichen der Ausgangstemperatur stellt sich ebenfalls ein  $\alpha_T$ -Wert ein, der wesentlich kleiner ist als der zu Beginn des Versuches. Die bleibende Dehnung der gleichgroßen Zementsteinprobe beträgt hier rd. 63  $\mu\text{m}$ .

Dieses unterschiedliche Verhalten von Zementstein mit und ohne Luftporen hat nicht nur auf seine eigene Integrität einen Einfluß, sondern ist auch für den Bestand des Betons von entscheidender Bedeutung: Es bestimmt den inneren Spannungszustand des Betongefüges, der wiederum unmittelbar ein Maß für die Beanspruchung ist. Diese ist aber in beiden Fällen von der Verhaltensweise gesättigten Zementsteins grundverschieden. Im ersten Fall werden im Zementstein des Betons zusätzliche Zugbeanspruchungen erzeugt, die zwar für den Verbund beider Komponenten günstig sind, im Zementstein selbst aber Mikrorisse bilden; im zweiten Falle kehren sich die Spannungsverhältnisse um, was in der Regel zu Störungen des Verbundes zwischen Zementstein und Zuschlag führt. Hiermit gehen erhebliche Einbußen der wesentlichen Gebrauchseigenschaften des Betons einher.

Obwohl der durch den Frostangriff verursachte Schaden auf Spannungszustände zurückgeht, die auch im Temperaturbereich oberhalb der primären Eisbildung zu Zerstörungen im Beton führen können, sind die Ursachen für ihre Entstehung nur zum Teil die gleichen. Es wird angenommen, daß die zusätzliche Kontraktion beim Unterschreiten der Temperatur der primären Eisbildung auf eine Umlagerung eines Teils des in den feineren Poren unterkühlten Wassers zu dem in den gröberen Poren bereits gebildeten Eis hin zurückgeht. Dieser Vorgang kann mehr oder weniger heftig ablaufen, je nachdem welcher Sättigungsgrad vorliegt, wie die Porenstruktur beschaffen ist und welchen Wert die Proben temperatur angenommen hat. Grundsätzlich ist er aber nichts anderes als das bereits erwähnte Schwinden. Hingegen ist der beim Überschreiten eines kritischen Sättigungsgrades überwiegende Einfluß der Expansion auf ein neues Beanspruchungselement zurückzuführen, nämlich auf den Druck, den das Eis auf das Feststoffgerüst bzw. auf das noch ungefrorene Wasser ausübt. Die Größe des Drucks ist in erster Linie vom Sättigungsgrad und der Temperatur abhängig.

Neben den  $\alpha_T$ -Werten der Zementsteinproben ist in Abb. 5 auch der Längenausdehnungskoeffizient einer Betonprobe (B45/0,45/TH) dargestellt. Diese bestand aus quarzitischen Zuschlägen und einem Zementstein entsprechend der Probe ZS3/0,45/TH. Sie hatte eine Länge von etwa 200 mm und einen Durchmesser von etwa 74 mm und lagerte seit ihrer Herstellung bei atmosphärischem Druck unter Wasser. Ein Vergleich der  $\alpha_T$ -Werte der Betonprobe einerseits und der Zementsteinproben andererseits läßt das Ausmaß der inneren Verspannung des Betongefüges deutlich

werden. Demnach ist offensichtlich, daß die Beanspruchung des Gefüges in erster Linie vom Ausmaß der Anomalie der Längenänderung der Zementsteinmatrix abhängig ist.

## 2.4 Beanspruchungsintensität

Die durch Frost verursachte Zerstörung ist von den jeweiligen Betoneigenschaften und der Intensität der Beanspruchung abhängig. Da die Eigenschaften eines bestimmten Betons zunächst festliegen, können unterschiedliche Grade der Betonzerstörung im Labortest in erster Linie durch jene Parameter herbeigeführt werden, die die Intensität der Beanspruchung bestimmen. Im wesentlichen zählen zu diesen der Sättigungsgrad des Betons zur Zeit des Frostangriffs, die im Frost-Tau-Wechsel erreichte Tiefsttemperatur, die Anzahl der Frost-Tau-Wechsel und die Temperaturänderungsgeschwindigkeit.

Unter den Beanspruchungsparametern wird der Einfluß der Temperaturänderungsgeschwindigkeit häufig überschätzt. Sicher setzen verschiedene Abkühlungs- bzw. Erwärmungsraten unterschiedliche Vorgänge in Gang, als deren Folge wiederum die Beanspruchungsintensität ab- oder zunimmt, ihr Einfluß wird jedoch durch das Wärmeübergangs- und Wärmeleitvermögen des Betons in natürlichen Grenzen gehalten.

Als viel schwerwiegender bezüglich der Intensität des Angriffs ist die im Frost-Tau-Wechsel erreichte Tiefsttemperatur einzuschätzen. Sie bestimmt nämlich, in welchen Porengrößen des komplexen Porenspektrums noch Wasser gefrieren kann. Werden Temperaturen erreicht, bei denen das sich in den hinreichend gefüllten feineren Poren bildende Eis zunehmend unter Druck gerät, dann führt dies zwangsläufig zu Strukturveränderungen des Zementsteines.

Mit der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel wächst im allgemeinen die Zerrüttung des Betons. Als Ursache hierfür ist aber nicht nur die Materialermüdung anzuführen. Eine weitere, oft unterschätzte Beanspruchungsgröße besteht darin, daß das Gefüge in den ersten Frost-Tau-Wechseln verändert wird, so daß der Beton nun schneller und größere Mengen Wasser aufzunehmen vermag. Kommt es dabei zu einem Anwachsen des Verhältniswertes vom tatsächlich vorhandenem Porenwasser zum Gesamtporenvolumen, also des Sättigungsgrades, dann bedeutet dies für die folgenden Zyklen eine Steigerung der Beanspruchungsintensität.

In besonderen Fällen, z. B. wenn durch Versiegelungen der Wassergehalt der Betonproben konstant gehalten wird, kann der Zerrüttungsprozeß schon nach wenigen

Frost-Tau-Wechseln abklingen. Der Grund dafür ist in der Vergrößerung des Gesamtporenvolumens infolge der Rißbildung im Gefüge zu sehen. Denn bei konstant gehaltenem Wassergehalt sinkt zugleich der wirksame Sättigungsgrad, was einer oft entscheidenden Verminderung der Beanspruchung gleichkommt. In Abb. 6 wird die Abhängigkeit des dyn. E-Moduls versiegelter Betonproben mit unterschiedlichen Sättigungsgraden von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, daß das Betongefüge, dessen Zustand hier durch den dyn. E-Modul gekennzeichnet ist, während der ersten Frost-Tau-Wechsel starken Veränderungen unterliegt. Danach zeigt es ein weitgehend stabiles Verhalten.

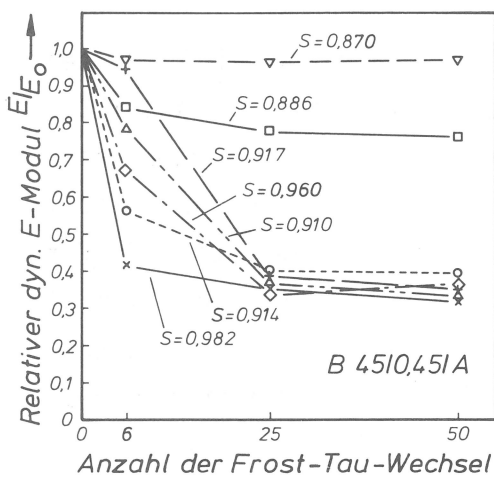


Abb. 6  
Entwicklung des dyn. E-Moduls in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad und der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel

Derselben Abbildung ist außerdem zu entnehmen, welchen Einfluß der Sättigungsgrad in den Frost-Tau-Wechseln auf die Entwicklung des dyn. E-Moduls ausübt. Aufnahmen des Längenänderungsverhaltens (hier nicht dargestellt) weisen mit Ausnahme der Probe des niedrigsten Sättigungsgrades alle andern als solche Betonproben aus, deren Zementsteine in der Abkühlungsphase expandieren, wobei das Ausmaß der Expansion eindeutig vom jeweiligen Sättigungsgrad abhängt. Dies macht deutlich, welche überragende Bedeutung dem Sättigungsgrad hinsichtlich der Beanspruchungsintensität zukommt.

### 3 Untersuchungsergebnisse

#### 3.1 Untersuchungsmethodik

Von den bekannten Verfahren zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand berücksichtigt allein die Methode des kritischen Sättigungsgrades nach G. Fagerlund (12) die durch die jeweilige Porenfüllung vorgegebene Beanspruchungsintensität in angemessener Weise. Anhand unterschiedlicher Sättigungsgrade kann die Größe

der Beanspruchung exakt gesteuert werden, was z. B. für das Studium der Veränderung des Betongefüges von großem Wert ist. Ebenso ist es möglich, die Intensität der anderen Beanspruchungsparameter zu erfassen. Diese vielversprechenden Vorteile und die insgesamt positiven Ergebnisse des internationalen Ringversuches (13) waren Anlaß, die Methode allgemein anzuwenden und zum Ausgangspunkt dieser Arbeit zu machen. Um den speziellen Erfordernissen der durchzuführenden Untersuchungen Rechnung zu tragen, mußte von der in (12) detailliert beschriebenen Verfahrensweise in unterschiedlichem Maße abgewichen werden. Da die Auswirkungen dieser Abweichungen auf das Untersuchungsergebnis fast immer meßtechnisch erfaßt werden konnten, war eine zuverlässige Interpretation der Ergebnisse sichergestellt.

Im Zusammenhang mit der Prüfung von Beton auf Frostwiderstand sind "Härten" sinnlos. Vielmehr soll sich die Beanspruchungsintensität an den jeweiligen Standortbedingungen orientieren. Um diesem Anliegen und dem Interesse, einen Test in einem angemessenen Zeitabschnitt zu beenden, gerecht zu werden, ist im Rahmen dieser Untersuchung bei den Frost-Tau-Wechseln in der Regel eine Tiefsttemperatur von  $-20\text{ °C}$  und eine Temperaturänderungsgeschwindigkeit von  $6\text{ K/h}$  angewandt worden. Der Temperaturverlauf eines Frost-Tau-Wechsels ist in Abb. 7 dargestellt. Die sich dabei einstellende Temperaturdifferenz zwischen Probenmitte und -oberfläche beträgt bei den vorhandenen Probenmaßen weniger als  $1\text{ K}$ .

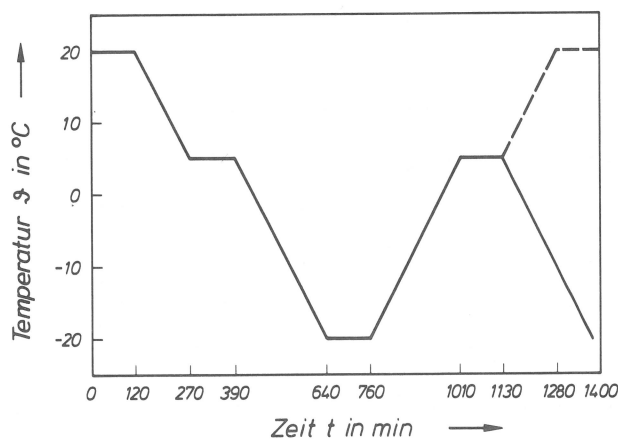


Abb. 7  
Lufttemperatur in der Frostkammer während eines Frost-Tau-Wechsels

Bei der Probenserie B (s. Tabelle 4) ist bei qualitativ gleichem Temperaturverlauf die Temperaturänderungsgeschwindigkeit von  $12\text{ K/h}$  verwendet worden. In der Regel sind alle Proben aus dem Temperaturniveau von etwa  $20\text{ °C}$  mit der vorgesehenen Abkühlrate auf etwa  $+5\text{ °C}$  gebracht und hier etwa  $2\text{ h}$  lang gehalten worden. Die anschließenden Wechsel wurden dann zwischen etwa  $+5\text{ °C}$  und  $-20\text{ °C}$  gefahren. Nur bei der Serie C (s. Tabelle 4) sind die Proben mit  $6\text{ K/h}$  im Temperaturbereich zwischen  $+20\text{ °C}$  und  $-20\text{ °C}$  kontinuierlich abgekühlt bzw. erwärmt worden.

In der Literatur findet sich häufig die Meinung, daß bei der Verwendung verfeinerter Untersuchungsmethoden oder empfindlicher Meßgeräte die Abmessungen der Proben wegen möglicher Temperatur- und Feuchtigkeitsgradienten klein gehalten werden müssen. Dabei wird oft nicht erwähnt, daß die Übertragung der an Proben kleiner Abmessungen ermittelten Ergebnisse auf die tatsächlichen Verhältnisse im Bauwerk bei so inhomogenen Werkstoffen wie Beton zumindest problematisch ist. Schon bei der Untersuchung selbst ist die Gefahr gegeben, daß Meßergebnisse nicht zutreffend beurteilt werden, weil sich die der Interpretation zugrundeliegenden Verhältnisse, z. B. der Feuchtigkeitszustand, während des Versuches un bemerkt verändern. Solche Situationen treten bevorzugt dann auf, wenn hochporöse Werkstoffe, deren Verhalten maßgeblich von der Wechselwirkung des Wassers mit der inneren Oberfläche oder ggf. dem Eis geprägt wird, aus dem thermisch-hygri-schen Gleichgewichtszustand gebracht werden. Bei sehr kleinen Proben können hierbei Wasserumlagerungen in z.B. Verdichtungsporen oder an die Probenoberflä- che eine solche Veränderung der Füllung der maßgeblichen Poren bewirken, daß das Verhalten der Probe davon entscheidend beeinflußt wird. Gewichtskontrollen zum Schluß der Untersuchung sind hier wegen der Mobilität des Wassers kein Beweis dafür, daß solche Vorgänge während der Untersuchung nicht stattgefunden haben.

Einflüsse dieser Art sind bei voluminösen Proben vernachlässigbar. Aus diesem Grunde wurden für die hier wichtigste Untersuchungsmethode — die Dilatometrie — Beton- und Zementsteinproben mit Größen verwendet (vgl. Abschnitt 3.2.2), die eine direkte Übertragung der Ergebnisse auf die am Bauwerk vorliegenden Verhält- nisse erlauben. An diesen Proben wurde außerdem die Entwicklung des dyn. E-Mod- uls verfolgt und zum Schluß der Frostbeanspruchung auch die Biegezugfestigkeit ermittelt. Das Material für die mannigfaltigen Gefügeuntersuchungen ist den bei der Biegezugprüfung anfallenden Probenhälften entnommen worden (in der Regel nach dem Schnittplan der Abb. 10). Damit konnten zwischen dem Verhalten der Pro- be im Dilatometer und der daraus resultierenden Gefügeveränderung Zusammenhänge abgeleitet werden, die Aussagen über die Intensität der Beanspruchung im Frost- Tau-Wechsel erlaubten.

Zur Untersuchung kamen zwar nur Betone gleicher Zusammensetzung bzw. gleichen Aufbaus, jedoch wurden die für den Frostwiderstand wesentlichen Eigenschaften durch Vorgabe unterschiedlicher w/z-Werte bzw. Zugabe von LP-Mitteln variiert. Detaillierte Angaben zu den untersuchten Betonen finden sich im folgenden Ab- schnitt.

## 3.2 Untersuchte Betone

### 3.2.1 Betonzusammensetzung und -herstellung sowie Frisch- und Festbetoneigenschaften

Bei der Herstellung der Betone (auch der Zementsteinproben) wurde in allen Fällen Zement PZ 35 F nach DIN 1164 verwendet. Seine spez. Oberfläche nach Blaine lag bei 3160 cm<sup>2</sup>/g, der Erstarrungsbeginn bei 2 h und 20 min, das Erstarrungsende bei 3 h und 30 min. Im Zeitraum der Betonherstellung wurden insgesamt 17 Festigkeitsprüfungen mit je 6 Zementmörtelprismen durchgeführt. Der Mittelwert aller Druckfestigkeitsergebnisse im Alter von 28 Tagen lag bei 53,8 N/mm<sup>2</sup>, die Standardabweichung bei ±2,1 N/mm<sup>2</sup>. Die dazu ebenfalls geprüfte Biegezugfestigkeit erreichte im Mittel 8,8 N/mm<sup>2</sup>.

Der Zuschlag aller hergestellten Betone hatte eine Kornzusammensetzung entsprechend der Sieblinie B<sub>16</sub> nach DIN 1045 mit einer Körnungsziffer k = 3,66. Der vorwiegend quarzitisches Zuschlag kam aus dem Raum Elbe/Oder. Vor seiner Verwendung wurde er getrocknet und in solche Korngruppen durch Absieben fraktioniert, daß die festgelegte Kornzusammensetzung sicher erreicht werden konnte.

In einigen Fällen wurde ein Luftporenbildner zugegeben. Dieses Mittel wurde immer in der maximal zulässigen Menge dem Anmachwasser beigemischt. Die sich daraus ergebende Einbuße an Festigkeit wurde bewußt in Kauf genommen.

Bei der Betonherstellung kam ein Zwangsmischer mit 250 l Fassungsvermögen zum Einsatz. Die einzelnen Betonmischungen hatten ein Volumen von etwa 150 l. Die Mischzeit nach der Wasserzugabe betrug eine Minute. In der Tabelle 1 sind die Angaben zur Betonzusammensetzung und die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen im einzelnen aufgeführt.

Tabelle 1  
Angaben zur Betonzusammensetzung und Ergebnisse der Frischbetonprüfungen

Zeile	Bezeichnung	Zuschlag	Zement	W/Z-Wert	Luftporenbildner	Ausbreitmaß <sup>*)</sup>	Luftgehalt <sup>*)</sup>	Rohdichte
-	-	kg/m <sup>3</sup>		-	cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	cm	Vol.-%	g/cm <sup>3</sup>
1	B 25/0,65	1853	275	0,65	-	46,6	2,3	2,34
2	B 45/0,45	1738	410	0,45	-	47,2	2,2	2,35
3	B 45/0,40	1756	420	0,40	-	36,5	3,7	2,32
4	B 25/0,65/LP	1851	275	0,65	275	57,5	11,0	2,11
5	B 45/0,45/LP	1740	410	0,45	410	58,6	9,2	2,18

\*) Mittelwert aus 3 Einzelergebnissen

Nach Beendigung des Mischvorganges wurden die Betone in dichte Formen aus verleimtem und kunstharzgetränktem Holz gefüllt, wobei der Inhalt einer Form immer aus derselben Mischung stammte. Die inneren Maße der Formen betragen 950 x 310 x 270 mm. Die gefüllten Formen wurden vollflächig auf einer Rüttelbohle befestigt. Der Verdichtungsvorgang dauerte etwa 30 s lang, wobei sich im Aufsetzrahmen als Auflast eine Betonschicht von etwa 20 cm befand. Nach dem Verdichten wurden die gefüllten Formen in leere Wasserbehälter gebracht und lagerten dort etwa einen Tag lang an Luft. Die Temperaturentwicklung im Betonbalken wurde in den ungünstigsten Fällen mit Thermoelementen erfaßt. Der höchste gemessene Wert betrug 39 °C. Nach etwa einem Tag wurden die Seiten der Formen abgenommen und die Betonbalken durch Auffüllen der Wasserbehälter unter Wasser gesetzt. Hier lagerten sie bis zur weiteren Bearbeitung.

Parallel zur Herstellung der Betonbalken sind aus jeder Mischung Würfel mit 20 cm Kantenlänge entsprechend DIN 1048 gefertigt worden. In der Tabelle 2 sind deren Rohdichte und Druckfestigkeit als Mittelwerte aus jeweils einer Serie von 3 Würfeln angegeben. Die mit einem Sternchen versehenen Werte sind mit Altersbeiwerten, die sich aus den Druckfestigkeiten der Zeilen 1 und 2 errechnen lassen, geschätzt worden.

Zeile	Bezeichnung	Rohdichte	Druckfestigkeit im	
			Alter von 28 Tagen	Alter z.Z. der FTW
-	-	g/cm <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
1	B 25/0,65	2,34	29,9	37,2
2	B 45/0,45	2,36	49,9	56,6
3	B 45/0,40	2,31	51,1	57,9 *
4	B 25/0,65/LP	2,08	16,3	20,3 *
5	B 45/0,45/LP	2,13	29,8	33,8 *

Tabelle 2  
Rohdichte und Druckfestigkeit des Festbetons

Obwohl die in der Bezeichnung aufgeführten Festigkeitsklassen bei den LP-Betonen nicht den tatsächlichen entsprechen, sind sie beibehalten worden, weil es Betone entsprechend den Zeilen 1 und 2 sind, die lediglich durch die Zugabe eines LP-Mittels verändert wurden.

### 3.2.2 Probenherstellung, -einteilung und Ausgangsdaten

Nachdem die Betonbalken ein Alter von mindestens 2 Monaten erreicht hatten, wurden aus ihnen Bohrkerne mit etwa 74 mm Durchmesser entnommen. An deren Enden wurde jeweils eine Schicht von 5 mm Dicke abgeschliffen, so daß die endgültige Länge etwa 300 mm betrug. Nach diesen Arbeiten lagerten die Betonzylinder wei-

terhin unter Wasser. In Abb. 8 ist die Bohrrichtung und die Lage der Bohrkern innerhalb der Betonbalken dargestellt. Ferner ist dort ein Bezeichnungsbeispiel angegeben.

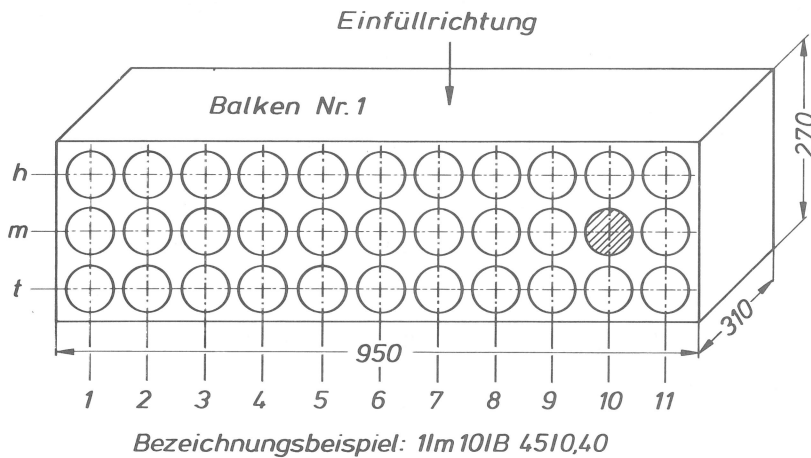


Abb. 8  
Lage und Bezeichnung der Proben

Nach Erreichen eines Alters von mindestens 3,5 Monaten wurden an den Betonzylindern die Maße sowie die Rohdichte und etwa einen Monat später der dyn. E-Modul bestimmt (Tabelle 3). Anschließend erfolgte die Zuordnung zu den verschiedenen Untersuchungsserien. Danach wurde die überwiegende Anzahl der Proben entsprechend dem Untersuchungsplan gemäß Tabelle 4 auf die gewünschten Sättigungsgrade gebracht.

Tabelle 3  
Rohdichte und dyn. E-Modul wassergelagerter Betonzylinder

Zeile	Bezeichnung	Höhenlage	R o h d i c h t e			D y n . E - M o d u l		
			n	Mittelwert	Standardabweichung	n	Mittelwert	Standardabweichung
-	-	-	-	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
1	B 25/0,65	h	33	2,363	+ 0,007	23	39867	+ 731
		m	33	2,366	+ 0,009	27	40650	+ 631
		t	33	2,379	+ 0,007	23	42854	+ 861
		h+m+t	99	2,370	+ 0,010	73	41084	+ 1441
2	B 45/0,45	h	33	2,370	+ 0,010	31	43106	+ 584
		m	33	2,369	+ 0,012	30	43352	+ 707
		t	33	2,385	+ 0,011	30	45307	+ 713
		h+m+t	99	2,375	+ 0,013	91	43913	+ 1189
3	B 45/0,40	h	11	2,225	+ 0,021	10	44886	+ 630
		m	11	2,229	+ 0,010	11	45516	+ 884
		t	11	2,383	+ 0,013	11	46996	+ 497
		h+m+t	33	2,279	+ 0,106	32	45828	+ 1117
4	B 25/0,65/LP	h	11	2,204	+ 0,028	11	29818	+ 1129
		m	11	2,199	+ 0,014	11	32038	+ 936
		t	11	2,372	+ 0,007	11	33265	+ 1015
		h+m+t	33	2,258	+ 0,115	33	31707	+ 1759
5	B 45/0,45/LP	h	11	2,220	+ 0,028	11	33574	+ 999
		m	11	2,214	+ 0,009	11	34985	+ 480
		t	11	2,370	+ 0,011	11	36647	+ 486
		h+m+t	33	2,268	+ 0,104	33	35069	+ 1444

Nach Einstellung der Sättigungsgrade wurden die Betonzylinder durch Versiegelungen vor Feuchtigkeitsverlusten geschützt. Die Proben der Serien AF und DF bekamen Hüllen aus handelsüblichen, an den Enden verschweißten Polyäthylenschläu-



chen. Die Proben der Serien A, B, C und D mußten aufwendiger versiegelt werden, da an ihnen jeweils sowohl das Längenänderungsverhalten als auch die Entwicklung der Resonanzfrequenz über viele Frost-Tau-Wechsel gemessen werden sollte.

Proben- serie	Vorbehandlung	Temperaturbehandlung während der Befrostung	Untersuchungsart
A	Aus dem Ausgangszustand bei 50 °C auf S zwischen 0,3 und 0,5 heruntergetrocknet, dann im Vakuum unter Wasser gesättigt, dann bei 50 °C auf die gewünschten S-Grade heruntergetrocknet, versiegelt und bei 20 °C gelagert	+5 bis -20 °C; 6 K/h	<u>Bei A,B,C,D:</u> Frost-Tau-Wechsel Dilatometrie
B		+5 bis -20 °C; 12 K/h	
C	Aus dem Ausgangszustand bei 20 °C über Blaugel auf die gewünschten S-Grade heruntergetrocknet, dann versiegelt und bei 20 °C gelagert	+20 bis -20 °C; 6 K/h	<u>Bei allen Serien:</u> Dyn. E-Modul Festigkeit
AF		Keine Befrostung	
D	Aus dem Ausgangszustand bei 20 °C über Blaugel auf die gewünschten S-Grade heruntergetrocknet, dann versiegelt und bei 20 °C gelagert	+5 bis -20 °C; 6 K/h	Gefügemerkmale: Porosität Kapillarität Sorption
DF		Keine Befrostung	
Bemerkungen: Serien B,C nur bei B 25/0,65 Serien AF,DF Gefügemerkmale nur zum Teil			

Tabelle 4  
Vorbehandlung der Proben  
und Untersuchungsplan

Die Stirnflächen dieser Betonzylinder erhielten einen dünnen Überzug aus einem Zweikomponenten-Epoxidharz, wobei die Proben für die Dauer der Aushärtung unter einem Überdruck von etwa 0,5 bar standen. Auf diese Weise konnte eine Blasenbildung in der Beschichtung vermieden werden. Über die Zylindermantelflächen wurde ein Wärmeschrumpfschlauch aus strahlenvernetztem Polyolefin gestülpt, an dessen Enden je eine Wulst aus Einkomponenten-Siliconkautschuk einen dichten und flexiblen Anschluß an die Epoxidharzschicht der Stirnflächen bildete. Einzelheiten sind in Abb. 9 dargestellt. Bei der Wärmeschrumpfung des Schlauches mit einem Heißluftgebläse kam es zwar auch zur Erwärmung der Probe, jedoch war diese, wie Messungen mit Thermoelementen während des Schrumpfvorganges ergaben, vernachlässigbar gering. Der flexible Anschluß des Schlauches an den Betonzylinder im Bereich seiner Stirnflächen gewährleistete eine zwängungsfreie Längenänderung des Betons und sorgte für ein nur geringfügig verändertes Schwingungsverhalten der versiegelten Proben gegenüber den nicht versiegelten. Die Resonanz-

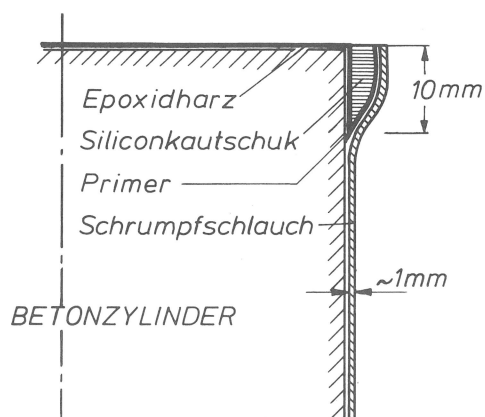


Abb. 9  
Versiegelung der Betonzylinder

frequenz der Proben nahm infolge der Versiegelung um ca. 1 % ab. Dieser Wert blieb über die gesamte Lebensdauer der Probe annähernd konstant. Da alle für die Versiegelung verwendeten Materialien transparent waren, konnten die Oberflächen der Betonzylinder zu jeder Zeit beobachtet und beurteilt werden.

Obwohl bei größeren Dampfdruckunterschieden zwischen dem Betoninneren und der Umgebung im Verlaufe von mehreren Monaten geringe Dampfmengen sowohl durch die Versiegelung der Stirn- als auch der Mantelflächen diffundierten, erfüllte die Versiegelung voll ihren Zweck. Die Veränderungen des Wassergehaltes waren vernachlässigbar klein bzw. konnten durch die Wahl einer geeigneten rel. Luftfeuchtigkeit der Umgebung verhindert werden. Bei Proben mit sehr hohen Sättigungsgraden kam es während der Frost-Tau-Wechsel zur Bildung von Rissen mit beachtlichen Breiten. Diese gingen im Bereich der Stirnflächen auch durch die Epoxidharzbeschichtung. Proben mit solcher Ribbildung hatten vor allem im Bereich der Stirnflächen Wassergehaltsänderungen. Die an solchen Proben ermittelten Gefügekennwerte sind nicht eindeutig dem eingestellten Sättigungsgrad zuzuordnen, denn sie wiesen diesen nur bis zum Zeitpunkt der Ribbildung auf.

Für die Beschreibung der Gefügemerkmale der verwendeten Betone waren vorab an wenigen Betonzylindern je Betonsorte Untersuchungen durchgeführt worden. Die dabei ermittelten Daten sind auf jene Betonzylinder, die für die Befrostung vorgesehen waren, nicht ganz übertragbar, da diese durchweg längere Lagerungszeiten hatten. Die für die Ermittlung der Gefügemerkmale erforderlichen Proben wurden in der Regel nach dem in Abb. 10 dargestellten Schnittplan gewonnen. Einzelheiten zur Untersuchungsmethodik und zu den verwendeten Geräten finden sich in den folgenden Abschnitten.

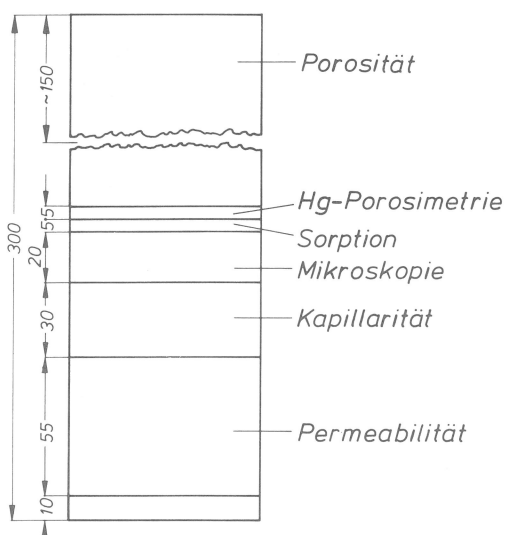


Abb. 10  
Lage der Proben für Gefügeuntersuchungen  
(Schnittplan,

Die in der Tabelle 5 angegebenen Luftporenkennwerte (wobei La Luftgehalt, L 300 Mikroluftgehalt und AF Abstandsfaktor bedeuten) sind nach dem Meßlinienverfahren

Zeile	Bezeichnung	Porosität		Spezifisches Porenvolumen		Luftporenkennwerte		
		n	P	n	$V_{s,Hg}$	La	L 300	AF
-	-	-	Vol.-%	-	cm <sup>3</sup> /g	Vol.-%		mm
1	B 25/0,65	6	14,7	6	0,0615	2,6	0,94	0,383
2	B 45/0,45	3	15,3	3	0,0645	2,9	0,80	0,530
3	B 45/0,40	2	15,0	2	0,0530	5,22	0,33	0,663
4	B 25/0,65/LP	2	21,3	2	0,0874	10,85	1,95	0,210
5	B 45/0,45/LP	2	21,1	2	0,0934	6,36	2,26	0,236

Tabelle 5  
Porenkennwerte der nach Herstellung wassergelagerten Proben

mit einem Gerät, wie es in Abb. 11 dargestellt und dessen Vorläufer in (14) beschrieben ist, ermittelt worden. Dabei wurde in Anlehnung an die in (15) niedergelegten Bestimmungen verfahren. Das in dieser Tabelle angegebene spez. Porenvolumen  $V_{s,Hg}$  fiel als Ergebnis bei der Ermittlung der Porenradialverteilung mit dem Quecksilber-Druckporosimeter an (vgl. Abschnitt 3.8); n ist Anzahl der Proben.

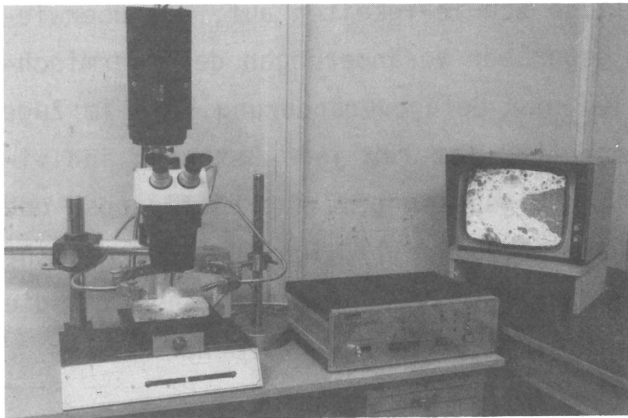


Abb. 11  
Gerät zur Ermittlung von Luftporenkennwerten nach dem Meßlinienverfahren

In der Tabelle 6 werden Kennwerte zur Durchströmbarkeit des Porenraumes angegeben. Diese sind immer an vor dem Versuch bei 105 °C getrockneten Proben ermittelt worden (vgl. Abschnitte 3.5 und 3.7).

Zeile	Bezeichnung	Spezifische Luftdurchlässigkeit		Kapillare Wasseraufnahme			
		n	$D_s$	n	A	B	$\Psi_K$
-	-	-	pPm		kg/(m <sup>2</sup> h <sup>0,5</sup> )	m/h <sup>0,5</sup>	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
1	B 25/0,65	1	1,00	1	1,647	0,0144	0,1140
2	B 45/0,45	3	0,49	3	1,282	0,0111	0,1157
3	B 45/0,40	2	0,28	2	1,136	0,0107	0,1062
4	B 25/0,65/LP	2	4,00	2	1,108	0,0101	0,1095
5	B 45/0,45/LP	2	1,34	2	1,221	0,0107	0,1142

Tabelle 6  
Kennwerte zur Durchströmbarkeit des Porenraumes der nach Herstellung wassergelagerten Proben

### 3.3 Untersuchungen zur Ermittlung des Porenraumes und Einstellung der Sättigungsgrade

Der maßgebliche Parameter der Beanspruchungsintensität - der Sättigungsgrad - wird nach der Formel

$$S = V_w/V_p$$

berechnet. Hierbei bedeuten  $V_w$  das jeweils vorhandene Wasservolumen und  $V_p$  das Gesamtporenvolumen. Die Größe  $S$  ist dimensionslos. Sie gibt keine direkte Auskunft über die Porosität des Werkstoffs oder über die Individualität seines Porenraumes. Den Anteil des Gesamtporenvolumens  $V_p$  am Probenvolumen  $V$  beschreibt die Porosität

$$P = V_p/V ,$$

wobei unter  $V_p$  hier immer der im Vakuum mit Wasser füllbare Porenraum verstanden wird.

Bei der Ermittlung von  $V_p$  treten mannigfaltige Schwierigkeiten auf, die überwiegend in der Instabilität des Betongefüges gegenüber Veränderungen des thermisch-hygrischen Zustandes begründet sind. Das Maß der Gefügeveränderung, die im Zuge der Ermittlung des Gesamtporenvolumens eintritt, ist für jede Betonart individuell, weil die Porensysteme, die elastischen Eigenschaften, das Sättigungs- und Trocknungsverhalten sowie die daraus resultierenden Quell-, Schwind- und Kriechverformungen unterschiedlich sind. Im Rahmen der Probenvorbereitung für die Frost-Tau-Wechsel ist wie nachfolgend geschildert vorgegangen worden:

Die Betonzylinder der Serie A wurden vor der Vakuumsättigung vom Ausgangszustand ( $S_{nat}$ ) bei 50 °C auf Sättigungsgrade zwischen  $S = 0,3$  bis  $S = 0,5$  getrocknet, dann in einem offenen Behälter in den Vakuumschrank gebracht und hier 3 Stunden lang einem Restdruck von 2 bis 4 mbar ausgesetzt. Dann wurde in den offenen Behälter langsam Wasser eingelassen, wobei die Vakuumpumpe weiter in Betrieb blieb, bis die Proben vollständig mit Wasser bedeckt waren. Das Vakuum ist nun eine Stunde lang bei laufender Vakuumpumpe gehalten worden. Danach wurden die unter Wasser liegenden Betonzylinder dem atmosphärischen Druck ausgesetzt. Die Unterwasserlagerung dauerte in der Regel 14 Tage, bei sehr dichten Betonen bis zu 4 Wochen. Anschließend wurden die Betonzylinder (Serie A) ebenfalls bei 50 °C auf die vorgesehenen Sättigungsgrade gebracht und versiegelt.

Als maßgebliche Porosität  $P$  wurde immer der Wert verwendet, der sich im Zuge der ersten Vakuumsättigung aus der hier erreichten Masse  $m_{s;a}$  und dem durch Unterwasserwägung ermittelten Probenvolumen  $V$  ergab:

$$P = \frac{m_{s;a} - m_{d;105}}{V}$$

Die zur Berechnung der Porosität erforderliche Trockenmasse der ganzen Probe  $m_{d;105}$  ist anhand einer nach den Frost-Tau-Wechseln beim Biegezugversuch anfallenden Probenhälfte errechnet worden:

$$m_{d;105} = \frac{m_s \cdot m_{d;105;H}}{m_{s;H}}$$

Hierin bedeuten  $m_s$  die Masse der ganzen Probe (Betonzylinder) vor der Festigkeitsprüfung und  $m_{s;H}$  die Masse einer Probenhälfte nach der Festigkeitsprüfung;  $m_{d;105;H}$  ist die Masse derselben Probenhälfte nach dem Trocknen bei 105 °C.

Die Proben der Serie D sind vom Ausgangszustand durch Trocknen bei 20 °C über Blaugel direkt auf die vorgesehenen Sättigungsgrade gebracht worden. Hier hat also vor den Frost-Tau-Wechseln eine Vakuumsättigung nicht vorgelegen. Deswegen sind die Sättigungsgrade dieser Proben unter der Annahme berechnet worden, daß alle gleichartigen Proben einer Betonsorte während der Unterwasserlagerung nach der Betonherstellung den gleichen Sättigungsgrad  $S_{nat}$  erreicht haben. Mit dem der Serie A entnommenen Mittelwert für  $S_{nat}$  kann eine Masse  $m_{s;a}$  auch für die Proben der Serie D berechnet werden:

$$m_{s;a} = \frac{m_{s;nat} - m_{d;105}}{S_{nat}} + m_{d;105}$$

Hierin ist  $m_{s;nat}$  diejenige Masse, die sich während der Wasserlagerung nach der Herstellung des Betons eingestellt hat. Damit können die Sättigungsgrade für die Proben der Serie D ebenfalls mit der allgemein gültigen Formel für  $S$  berechnet werden:

$$S = \frac{V_w}{V_p} = \frac{m_s - m_{d;105}}{m_{s;a} - m_{d;105}}$$

Bei den Serien D einiger Betonsorten sind die Sättigungsgrade  $S > S_{nat}$  künstlich eingestellt worden. Dabei kam eine Temperaturbehandlung jedoch nicht zur Anwendung.

Auf eine zahlenmäßige Angabe der Porosität oder der Sättigungsgrade einzelner Betonzyylinder wird wegen der großen Anzahl von Ergebnissen verzichtet. Vielmehr soll im nachfolgenden gezeigt werden, wie komplex die Vorgänge beim Entleeren oder Füllen des Porensystems von Beton sind.

In der oberen Zeile der Tabelle 7 sind Mittelwerte der Porosität für Proben angegeben, die aus dem Ausgangszustand bei 50 °C auf die in der Tabelle angegebenen Sättigungsgrade heruntergetrocknet und dann im Vakuum gesättigt worden sind. Danach sind diese Proben in einem weiteren Trocknungsvorgang bei 50 °C auf un-

Tabelle 7

Mittlere Porosität und Standardabweichung unterschiedlich vorbehandelter unfrosteter Betonproben der Serie AF

Betonsorte Probenanzahl	B25/0,65 n = 14	B45/0,45 n = 15	B45/0,40 n = 8	B25/0,65/LP n = 8	B45/0,45/LP n = 8
Porosität P der ganzen Probe, ermittelt in der 1. Vakuumsättigung (50 °C)	0,162 ± 0,003	0,153 ± 0,004	0,150 ± 0,004	0,224 ± 0,013	0,223 ± 0,007
Sättigungsgrad S zu Beginn der Vakuumsättigung	0,310 ± 0,012	0,259 ± 0,015	0,460 ± 0,011	0,246 ± 0,020	0,275 ± 0,010
Porosität P der Probenhälfte, ermittelt in der 2. Vakuumsättigung (105 °C)	0,157 ± 0,005	0,173 ± 0,008	0,152 ± 0,004	0,222 ± 0,011	0,218 ± 0,008
Sättigungsgrad S zu Beginn der Vakuumsättigung	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0

terschiedliche Sättigungsgrade (siehe z.B. Abb. 72, Serie AF) gebracht und im Biegezugversuch halbiert worden. Eine der angefallenen Hälften ist dann bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet und abermals im Vakuum gesättigt worden. Die dabei ermittelten Werte für die Porosität sind in der unteren Zeile der Tabelle 7 aufgeführt. Die Ergebnisse zeigen, daß nach der Trocknung bei 105 °C für relativ durchlässige Betone etwas niedrigere Werte ermittelt werden als nach der Trocknung bei 50 °C, während die beiden dichteren Betone sich deutlich entgegengesetzt verhalten. Ein Vergleich unter diesen macht deutlich, daß auch der im 1. Trocknungsvorgang erreichte Sättigungsgrad einen Einfluß auf das Ergebnis hat, denn die Differenz in der Porosität zwischen den beiden Vorbehandlungsarten ist beim Beton B45/0,40 deutlich geringer als beim Beton B45/0,45. Die Ursache dafür ist vor allem darin zu sehen, daß der erstgenannte Beton vor der Vakuumsättigung auf einen Sättigungsgrad von 0,460 und der andere auf den niedrigen Wert von 0,259 heruntergetrocknet worden ist. Ferner wird offenbar, daß das Verhalten von Betonen mit niedrigen w/z-Werten beeinflußt werden kann, wenn ihr Zementstein durch eine Zugabe von LP-Mitteln durchlässiger wird.

Der Abb. 12 ist zu entnehmen, daß nicht nur der Sättigungsgrad vor der Vakuumsättigung, sondern auch die Probenvorgeschichte einen Einfluß auf das ermittelte Ergebnis hat. Die Werte wurden ebenfalls an Proben ermittelt, an denen die Biegezugprüfung durchgeführt worden war und die vor der Prüfung die auf der Abszis-

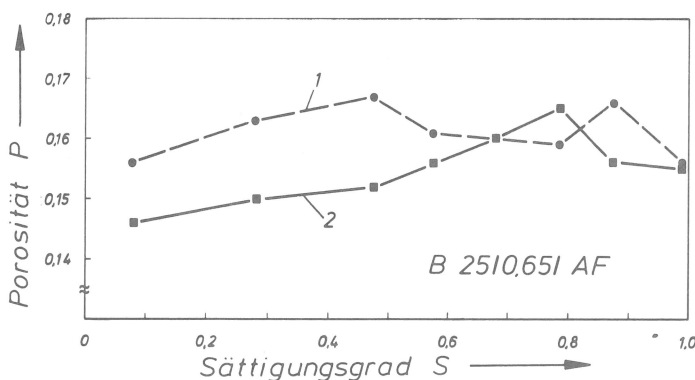


Abb. 12  
Entwicklung der Porosität in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad bzw. Einfluß der Art der Ermittlung des Porenvolumens  $V_p$  auf die Porosität

se ablesbaren Sättigungsgrade aufwiesen. Während die eine Hälfte (Serie 1) unmittelbar nach der Biegezugprüfung im Vakuum gesättigt worden ist, wurde die Vakuumsättigung der anderen Hälfte (Serie 2) erst nach einer 105 °C-Trocknung durchgeführt.

Der Verlauf der Kurven zeigt, daß im Bereich niedriger Sättigungsgrade die Serie 1 deutlich höhere Werte erreicht als Serie 2, ferner daß hier für beide Serien eine fallende Tendenz vorliegt. Dieses Verhalten kann nur einem unterschiedlichen Ausmaß der Gefügeveränderung zugeschrieben werden, das offenbar von der Intensität und der Anzahl der Trocknungs- und Wassersättigungswechsel abhängt.

Wie sich der Gefügestand bei der Ermittlung der Porosität verändern kann, macht Abb. 13 deutlich. Die hier dargestellten Ergebnisse sind an 3 Proben (a, b und c) ermittelt worden, die von dem Ausgangszustand, den sie nach langer Unterwasserlagerung erreicht hatten, bei 105 °C bis zur Massekonstanz getrocknet, dann im Vakuum unter Wasser gesättigt und anschließend 2 weiteren Wechseln dieser Art ausgesetzt worden sind. Die Ergebnisse beziehen sich jeweils auf das Probenvolumen, das sich 12 Tage nach der Vakuumbehandlung während der Unterwasserlagerung eingestellt hat. Während die Volumenzunahme der Probe c gegenüber dem Ausgangszustand nach dem 1. Wechsel nur 0,4 cm<sup>3</sup> betragen hatte (in Abb. 13 nicht dargestellt), beläuft sich die Gesamtzunahme nach dem 2. Wechsel schon auf 7,4 cm<sup>3</sup>. Hiervon gehen 3,7 cm<sup>3</sup> auf die 6monatige Unterwasserlagerung zwischen dem 1. und 2. Wechsel und 3,3 cm<sup>3</sup> auf den Einfluß der 105 °C-Trocknung sowie der Vakuumbehandlung und der anschließenden 12tägigen Unterwasserlagerung des 2. Wechsels zurück. Zwischen dem 2. und 3. Wechsel verhalten sich die Proben ähnlich.

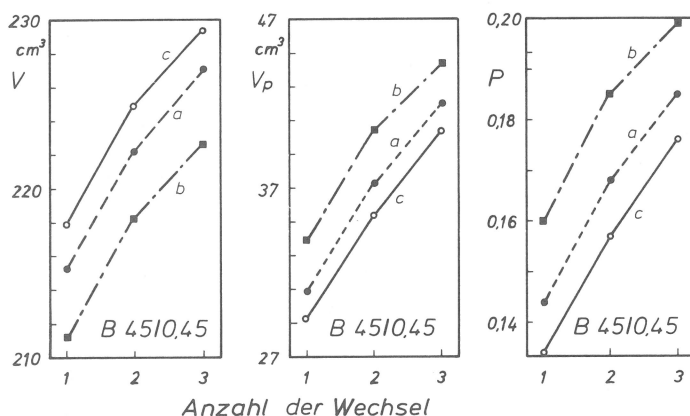


Abb. 13  
Veränderung des Probenvolumens, des Porenvolumens und der Porosität als Folge von Trocknungs- und Sättigungswechseln

Die in Abb. 13 dargestellten Ergebnisse beweisen, daß während der Prozedur zur Ermittlung der Porosität sowohl das Proben- als auch das Porenvolumen Veränderungen unterliegen. Der hieraus resultierende Wert für die Porosität wird aber in erster Linie von der Veränderung des Porenvolumens beeinflusst. Dies kommt

dadurch zustande, daß der Zähler des Quotienten  $V_p/V$  anteilmäßig erheblich und der Nenner nur unwesentlich verändert wird.

In Abb. 14 wird der Zuwachs der Porosität  $\Delta P$  dargestellt, den Proben der Serie A während der Befrostung, der darauffolgenden Trocknung bei 105 °C und der anschließenden 2. Vakuumsättigung gegenüber der nach der 1. Vakuumsättigung ermittelten Porosität erfahren haben. Es ist deutlich erkennbar, daß nach Überschreiten eines bestimmten Sättigungsgrades die Porosität gegenüber dem Zustand vor der Befrostung stark ansteigt. Dieser Zuwachs darf aber nicht allein dem Zerrüttungsprozeß während der Frost-Tau-Wechsel zugeschrieben werden. Ein Teil davon geht auf die Veränderung des Betongefüges im Zuge der Ermittlung der Porosität zurück (vgl. Tabelle 7). Solche Veränderungen treten bei Betonen mit bereits zerrüttetem Gefüge in deutlich höherem Maße auf als bei intakten Betonen, wobei das Ausmaß der Veränderung wesentlich von der Dauer der Unterwasserlagerung abhängt.

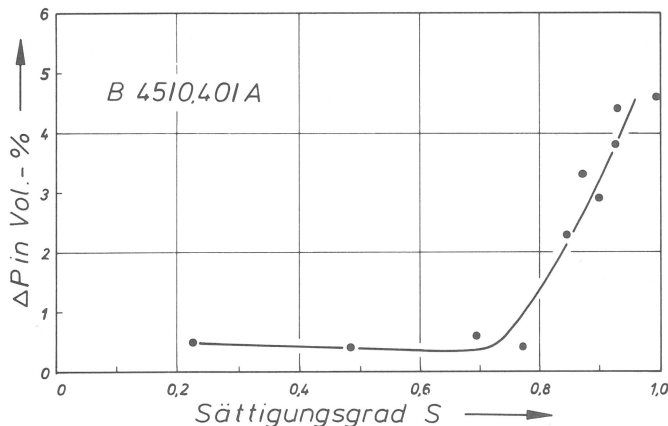


Abb. 14  
Zuwachs der Porosität  $\Delta P$  als Folge der Frost-Tau-Wechsel und der Prozedur zur Ermittlung des Porenvolumens  $V_p$

Eine entscheidende Verkürzung der Unterwasserlagerung kann durch eine Vakuum-/Drucksättigung erreicht werden, z. B. nach DIN 52 103. Diese wird sich bei dichten Betonen als besonders vorteilhaft erweisen. Die im Zuge der Trocknung auftretenden Gefügeveränderungen spielen aber auch hier eine Rolle, so daß bei der Anwendung dieser Methode diesem Umstand Rechnung zu tragen ist.

Da im Rahmen der Prüfung von Beton auf Frostwiderstand im Zuge der Probenvorbereitung Änderungen des thermisch-hygrischen Zustandes nicht umgangen werden können, müssen alle Bemühungen dahingehen, Beeinträchtigungen des Gefüges so gering wie möglich zu halten. Ein Verzicht auf die vollständige Austrocknung des Porenraumes und die Vermeidung langandauernder Unterwasserlagerungen führen zu befriedigenden Ergebnissen. Der Trocknungsgrad, den Beton noch annehmen darf, ohne wesentliche Gefügeveränderungen zu erfahren, kann durch Vorgabe von Trocknungszeiten nicht festgelegt werden, da das Trocknungsverhalten der Betone zu unterschiedlich ist. Vielmehr muß eine untere Grenze für den Sättigungsgrad dort



gelegt werden, wo die Wechselwirkung des Wassers mit der inneren Zementsteinoberfläche bei der Entleerung der feineren Poren zur Mobilisierung von gefügeverändernden inneren Kräften führt. Dieser Sättigungsgrad ist materialspezifisch und auch von der Betonvorgeschichte abhängig. Er kann anhand des Anteils des Gelporenraumes am Gesamtporenvolumen geschätzt werden. Bei dichten Betonen sollte der Sättigungsgrad (Trocknungsgrad) von 0,50 nicht unterschritten werden, wohingegen diese Grenze bei durchlässigen Betonen tiefer anzusetzen ist. Unter Zuhilfenahme der Vakuum-/Drucksättigung werden mit solchen Restfeuchtigkeiten Porenfüllungsgrade erreicht, die den tatsächlich vorliegenden Porenraum am zutreffendsten charakterisieren. Sättigungen nach vollständiger Entleerung des Porenraumes (z. B. nach einer 105 °C-Trocknung) können zwar bei dichten Betonen zu höheren Werten für die Porosität führen, diese beschreiben aber nicht den ursprünglich vorliegenden, sondern den durch die Trocknung veränderten Porenraum. Dagegen ergeben Vakuumsättigungen nach einer 105 °C-Trocknung bei durchlässigen Betonen in der Regel zu niedrige Werte der Porosität.

Im Zusammenhang mit der in (12) beschriebenen Verfahrensweise soll darauf hingewiesen werden, daß die nach einer 105 °C-Trocknung und anschließender Vakuumsättigung erreichten "höheren Werte" für das Gesamtporenvolumen in den meisten Fällen zu keiner Verbesserung des nach der Trocknung bei 50 °C in der 1. Vakuumsättigung erreichten Ergebnisses führen können. Ebenso ist es fragwürdig, "nicht beschädigte" Proben wieder zu verwenden, wenn aufgrund zu niedriger Sättigungsgrade  $S_{CR}$  nicht ermittelt werden konnte. Die hier bei der Einstellung höherer Sättigungsgrade erneut einsetzende Beanspruchung infolge der Veränderung des thermisch-hygrischen Zustandes führt zu nicht akzeptablen Gefügebeeinträchtigungen.

Die geschilderten Zusammenhänge berühren unmittelbar den Sättigungsgrad  $S$ , den hauptsächlich Beanspruchungsparameter bei Frostangriff. Soll eine Vergleichbarkeit von Untersuchungsergebnissen sichergestellt werden, dann kann auf eine Kontrolle des Gefügezustandes im Zuge der Einstellung bzw. Ermittlung dieser Größe nicht verzichtet werden. Dies insbesondere dann, wenn die Vorgeschichte des Betons unbekannt ist.

### 3.4 Untersuchung des Längenänderungsverhaltens

In (16) und (17) wird gezeigt, daß sich zur Erfassung der Vorgänge im Beton bei der Abkühlung unter 0 °C besonders Verfahren eignen, die sein Verhalten kontinuierlich aufzeichnen, wie z. B. kalorimetrische Messungen, die Differentialthermoanalyse oder Untersuchungen des Längenänderungsverhaltens bei gleichzeitiger Messung der Temperatur. Bei den erstgenannten Verfahren werden Phasenüber-

gänge des Porenwassers zwar z. B. als Enthalpieänderungen angezeigt, doch kann hieraus die Intensität und die Art der Werkstoffbeanspruchung in den meisten Fällen nicht direkt abgeleitet werden, weil die Eisbildung oder die gebildete Eismenge nicht zwangsläufig ein Maß der Beanspruchung ist. So kann z. B. Eis, das nicht unter Druck gerät, das Betongefüge beanspruchen, indem es im Zementstein in der Abkühlungsphase zusätzliche Kontraktionen verursacht. Dagegen beansprucht Eis, das unter Druck gerät, das Betongefüge, indem es den Zementstein in der Abkühlungsphase zur Expansion zwingt.

Da die Größe und die Art der Gefügebeanspruchung in direktem Zusammenhang mit dem Formänderungsverhalten eines Werkstoffs steht, kann über die kontinuierliche Erfassung der Längenänderungen bei gleichzeitiger Messung der Temperatur in zuverlässiger Weise das Maß der Werkstoffbeanspruchung angegeben werden. Darüber hinaus werden anhand der Kurvenverläufe auch Phasenübergänge des Wassers sowie die aus der Wechselwirkung des Wassers mit der inneren Oberfläche des Zementsteines oder des Eises resultierenden Vorgänge, wie z. B. Feuchtigkeitsumlagerungen, als Ereignisse registriert. Damit ist die kontinuierliche Messung der Temperatur- und Formänderung das zur Zeit aufschlußreichste Verfahren zur Erfassung der Vorgänge im Beton bei Veränderungen seines thermisch-hygrischen Zustandes.

Für die Durchführung der Arbeiten dieses Vorhabens sind Frostdilatometer entwickelt und gebaut worden, in denen versiegelte Beton- und Zementsteinproben (vgl. Abschnitt 3.2.2) bis zu etwa 50 cm Länge ohne Anbringung von Meßzapfen kontinuierlich auf ihr Längenänderungsverhalten untersucht werden können. Die Anlage besteht aus 5 Einzeldilatometern, die in den Deckel einer Frosttruhe eingelassen sind. Abb. 15 zeigt ein solches Einzeldilatometer.

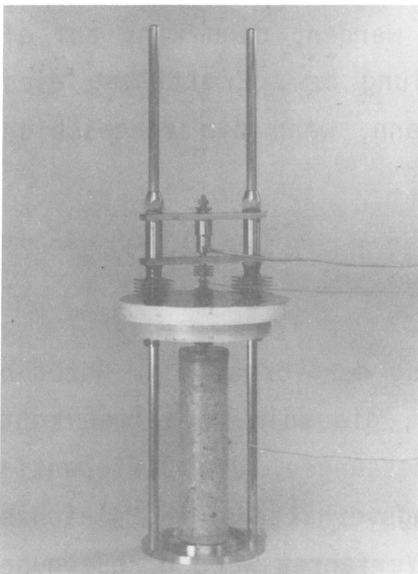


Abb. 15  
Dilatometer mit Betonprobe

Die Dilatometerköpfe befinden sich außerhalb des Frostraumes und werden ständig bei gleicher Temperatur gehalten. Eine Vereisung der Aufstandsdorne und der Meßtaster wird durch eine definierte Zugabe eines Enteisungsmittels vermieden. Die Dilatometer werden mit Zylindern, die aus einer Aluminiumlegierung mit bekanntem Längenänderungsverhalten bestehen und deren Länge der jeweiligen Probenlänge entspricht, kalibriert und kontrolliert. In Abb. 16 ist die Abweichung der an den Aluminiumzylindern tatsächlich ermittelten rel. Längenänderung von den rechnerisch ermittelten Sollwerten dargestellt. Die für die einzelnen Dilatometer gefundenen Werte sind fast identisch.

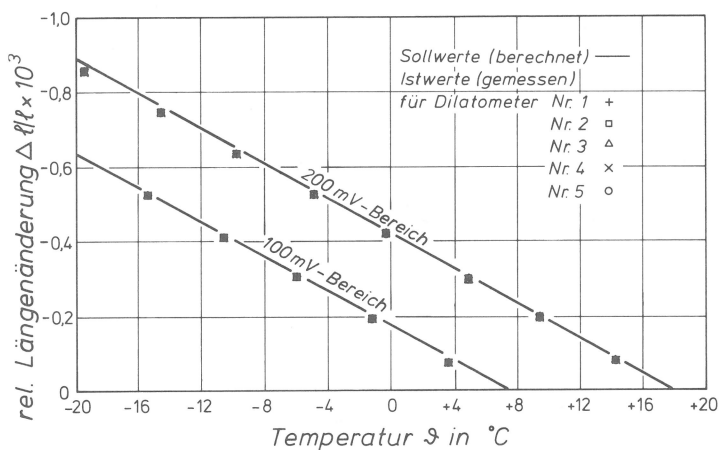


Abb. 16  
Zur Kalibrierung der Dilatometeranlage

Die Maße des Frostraumes der verwendeten Baustoffprüftruhe betragen 1500 x 500 x 500 mm. An beiden Stirnseiten des Frostraumes befinden sich Ventilatoren, die für eine gleichmäßige Temperierung der Luft sorgen.

Die Methode des kritischen Sättigungsgrades sieht für den Fall der kontinuierlichen Messung der Temperatur- und Längenänderung von unterschiedlich gesättigten Betonproben nur einen Frost-Tau-Wechsel vor. Im Sinne dieser Methode wird in der Abkühlungsphase der im Temperaturbereich unterhalb der primären Eisbildung tatsächlich ermittelte Wert für die rel. Längenänderung  $\epsilon_1$  mit einem fiktiven Wert  $\epsilon_{01}$  verglichen, der sich als Sollwert mit der Formel

$$\epsilon_{01} = \alpha_0 \cdot \Delta\vartheta_1$$

berechnet. Hierbei ist  $\alpha_0$  der jeweils im Temperaturbereich zwischen 20 °C und der primären Eisbildung unter der Annahme der Linearität ermittelte Längenausdehnungskoeffizient und  $\Delta\vartheta_1$  die bei der Ermittlung von  $\epsilon_1$  vorhandene Temperaturdifferenz. Der Vergleich beider Werte wird für jede untersuchte Probe nach der Formel

$$\Delta\epsilon_1 = \epsilon_1 - \epsilon_{01}$$

vorgenommen. In Abhängigkeit vom jeweiligen Sättigungsgrad können die Werte  $\Delta\epsilon_1$  negativ oder positiv ausfallen. Positive Werte kennzeichnen jene Proben, deren Längenänderungsverhalten von expandierendem Zementstein geprägt wird, d.h.

jene Proben, die den kritischen Sättigungsgrad  $S_{CR}$  überschritten haben. Dagegen werden Proben, bei denen der Zementstein überwiegend kontrahiert, durch negative  $\Delta \epsilon_1$ -Werte angezeigt.

Bei den beschriebenen Zusammenhängen ist die Annahme, daß der fiktive Sollwert  $\epsilon_{01}$  mit einem linearen Längenausdehnungskoeffizienten  $\alpha_0$  berechnet werden kann, nur bedingt richtig. Wie in Abb. 5 dargestellt worden ist, besteht bei partiell oder total gesättigtem Zementstein auch im Temperaturbereich oberhalb der primären Eisbildung zwischen der Temperatur und der Formänderung kein linearer Zusammenhang. Anteile dieser Nichtlinearität sind auch in der Längenänderung der Betone enthalten. Da das Längenänderungsverhalten intakter Betone im genannten Temperaturbereich maßgeblich von der Formänderung des Zuschlags bestimmt wird (10), ist die Abweichung von der Linearität aber nur gering und im Sinne der Methode des kritischen Sättigungsgrades vernachlässigbar. Die für die Berechnung der einzelnen Größen erforderlichen Formeln sind in Abb. 17 angegeben.

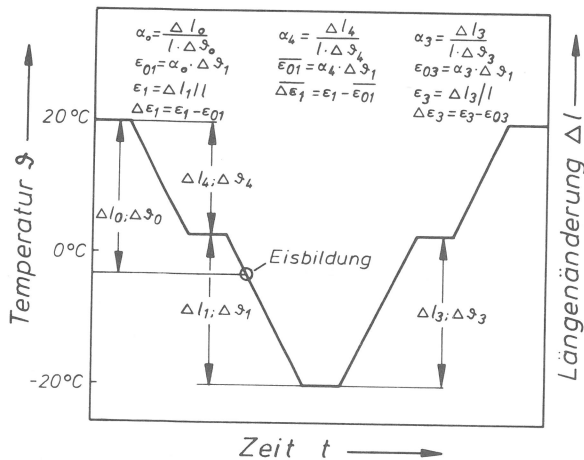


Abb. 17  
Zur Auswertung der Ergebnisse der Längenänderungsmessung

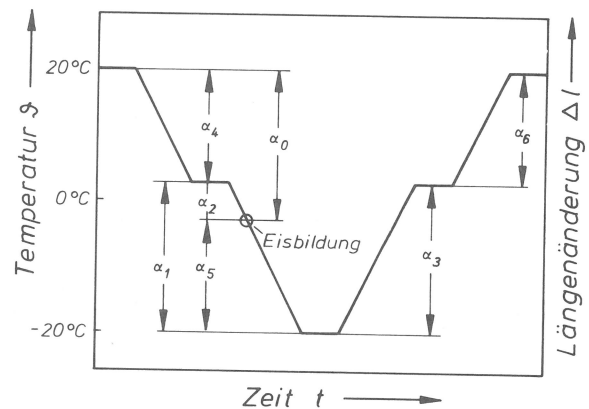


Abb. 18  
Temperaturbereiche für die Ermittlung der  $\alpha$ -Werte

In der Regel ist bei den vorliegenden Untersuchungen das Längenänderungsverhalten und die Probentemperatur während der ersten 6 und im 25. Frost-Tau-Wechsel kontinuierlich aufgezeichnet worden. Bei Proben mit niedrigen Sättigungsgraden war der Zeitpunkt der primären Eisbildung nicht immer erkennbar. In solchen Fällen ist anstatt von  $\alpha_0$  die Größe  $\alpha_4$  (s. Abb. 17 und 18) verwendet worden. Diese Größe wird zwischen etwa 20 °C und +5 °C bestimmt. In wenigen Fällen wurde die Auswertung auch für die Erwärmungsphase durchgeführt. Einzelheiten dazu sind ebenfalls der Abb. 17 zu entnehmen. Da nach dem 1. Frost-Tau-Wechsel die Temperatur zwischen etwa +5 °C und -20 °C verlief, mußte hier für  $\alpha_0$  der im Temperaturbereich zwischen etwa 5 °C und der primären Eisbildung ermittelte Wert verwendet werden. Dies führte im allgemeinen zu einer etwas größeren Streuung der Ergebnisse.

Um den Einfluß der Porenfüllung (Sättigungsgrad  $S$ ) auf das Längenänderungsverhalten von Beton in den betreffenden Temperaturphasen eines Frost-Tau-Wechsels deutlich zu machen, wurden einige in Abb. 18 angegebene Längenausdehnungskoeffizienten  $\alpha$  für die Betonsorte B 45/0,45 berechnet und in Abb. 19 dargestellt. Weil hier zwischen der Längenänderung und der Temperaturänderung zum großen Teil keine lineare Abhängigkeit besteht, werden diese Koeffizienten Formänderungswerte genannt. Es ist deutlich erkennbar, daß der Sättigungsgrad  $S$  im Temperaturbereich zwischen etwa 20 °C und 5 °C auf die Formänderungswerte  $\alpha_4$  und  $\alpha_6$  nur einen geringen Einfluß ausübt; beide Kurven verlaufen der Tendenz nach parallel zur Abszisse. Bemerkenswert ist, daß in diesem Temperaturbereich die Formänderungswerte hochgesättigter Proben, deren Gefüge in 25 Frost-Tau-Wechsels so zerrüttet worden ist, daß sie zweifelsfrei als zerstört gelten müssen, sich von jenen intakter Proben nur unwesentlich unterscheiden.

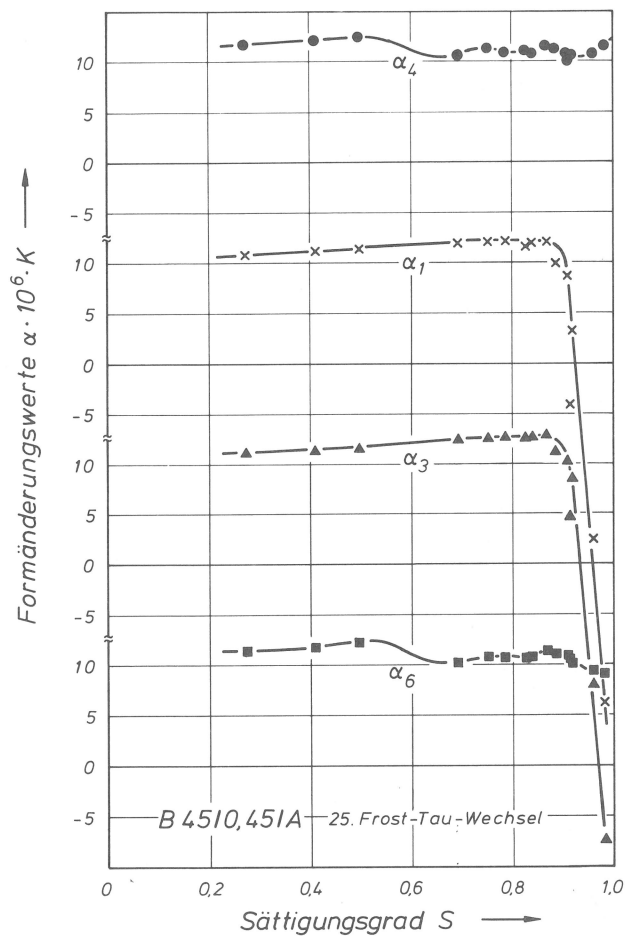


Abb. 19  
Formänderungswerte für verschiedene Temperaturbereiche des Frost-Tau-Wechsels

Ganz anders verhalten sich die Proben, wenn die Temperatur unter den Gefrierpunkt abgesenkt wird. Nach Überschreiten eines kritischen Sättigungsgrades fallen die Formänderungswerte  $\alpha_1$  und  $\alpha_3$  rasch ab und werden sogar negativ. Die Ursache für diesen Verlauf ist in der Anomalie des Längenänderungsverhaltens des Zementsteines begründet, der bei Überschreiten eines kritischen Sättigungsgrades den Beton zur Expansion zwingt.

Der kritische Sättigungsgrad  $S_{CR}$  gibt also an, welchen "Porenfüllungsgrad" Beton im Frost-Tau-Wechsel noch aufweisen darf, ohne daß sich jener gefährliche Spannungszustand im Gefüge einstellt, der die Kontaktzone beider Betonbestandteile unter Zug setzt. In den Abb. 20 und 21 erreichen z. B. jene Proben diesen kritischen Spannungszustand, deren  $\Delta\varepsilon_1$ -Werte im Bereich hoher Sättigungsgrade positive Werte annehmen. Damit kann der kritische Sättigungsgrad  $S_{CR}$  als Schnittpunkt des aufsteigenden Astes der ermittelten Kurve mit der Abszisse definiert werden (gemäß der Definition nach Fagerlund (12)).

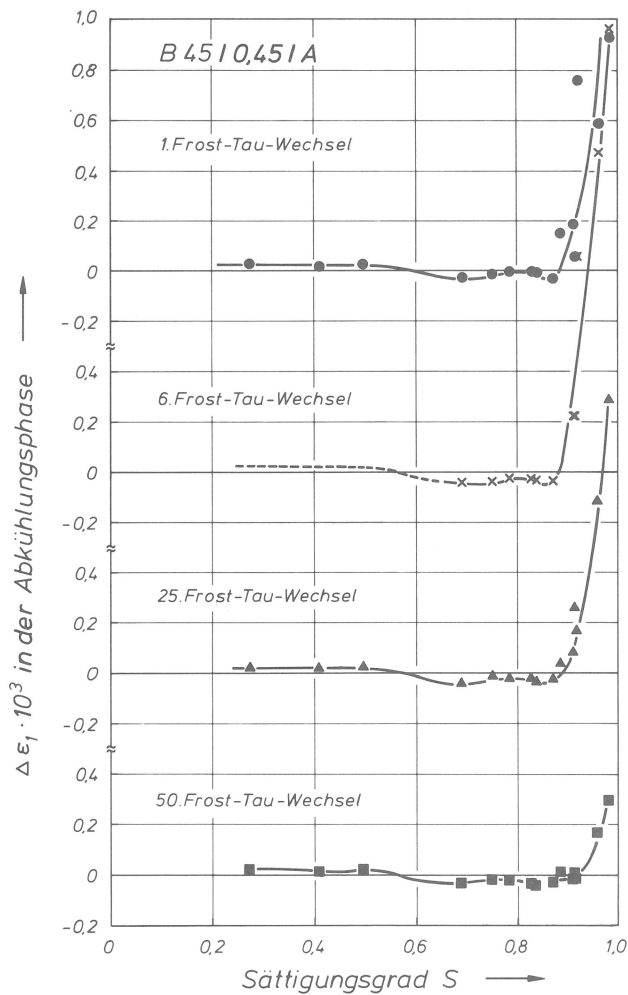


Abb. 20  
Verformung und Sättigungsgrad in der Abkühlungsphase der FTW; Beton B 45/0,45 Serie A

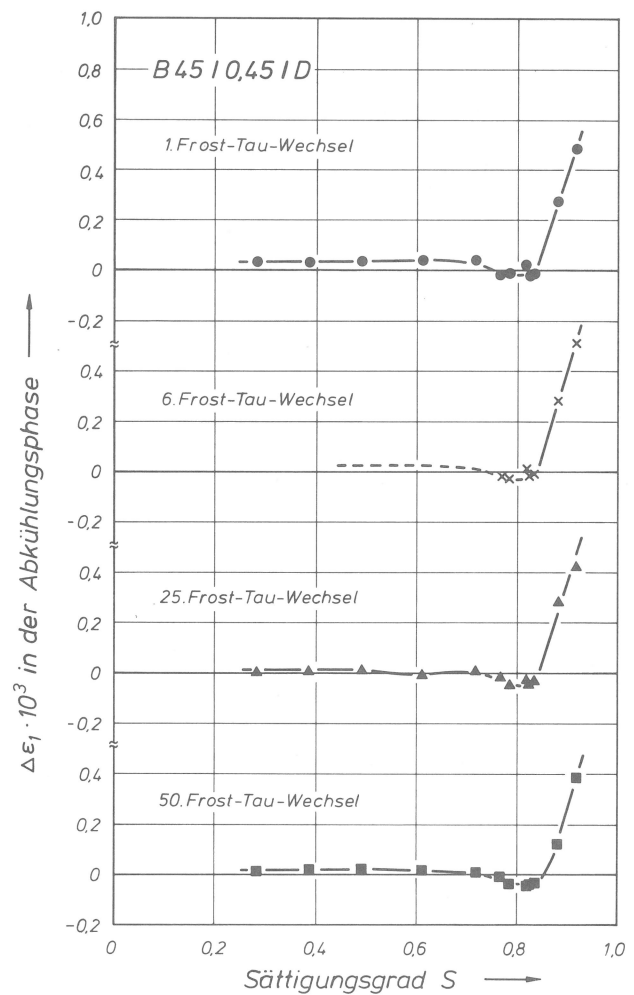


Abb. 21  
Verformung und Sättigungsgrad in der Abkühlungsphase der FTW; Beton B 45/0,45 Serie D

In den Abb. 22 und 23 ist die Auswertung der Ergebnisse derselben Proben für die Erwärmungsphase des Frost-Tau-Wechsels dargestellt. Sie zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Kurven der Abkühlungsphase, und zwar auch in den ermittelten kritischen Sättigungsgraden.

Es fällt auf, daß die Kurven im Bereich niedriger Sättigungsgrade meist einen zweiten Schnittpunkt aufweisen. Dies bedeutet, daß die Wärmedehnung dieser Pro-

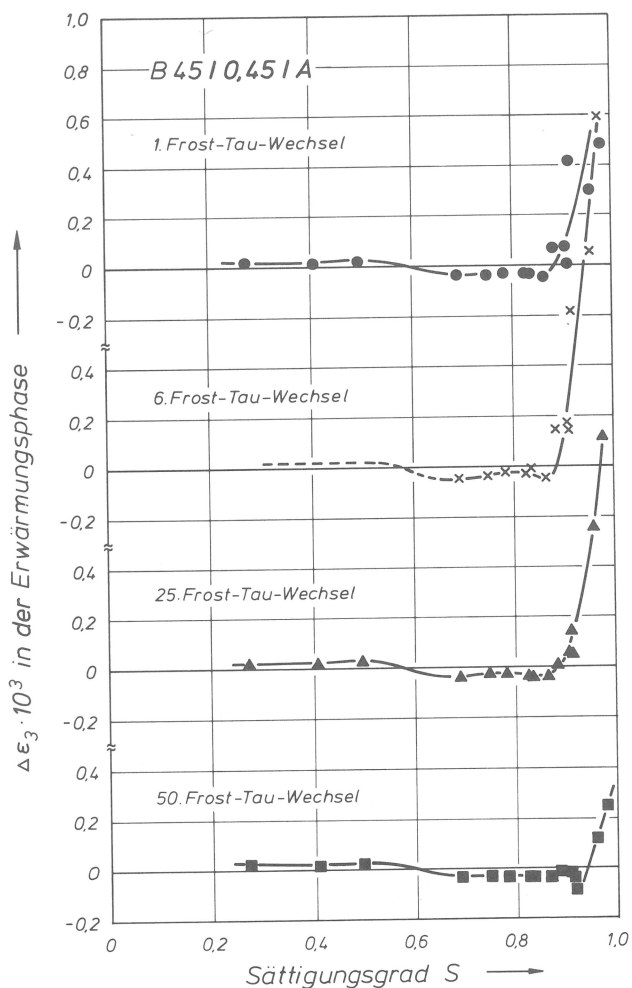


Abb. 22  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Erwärmungsphase der FTW;  
Beton B 45/0,45 Serie A

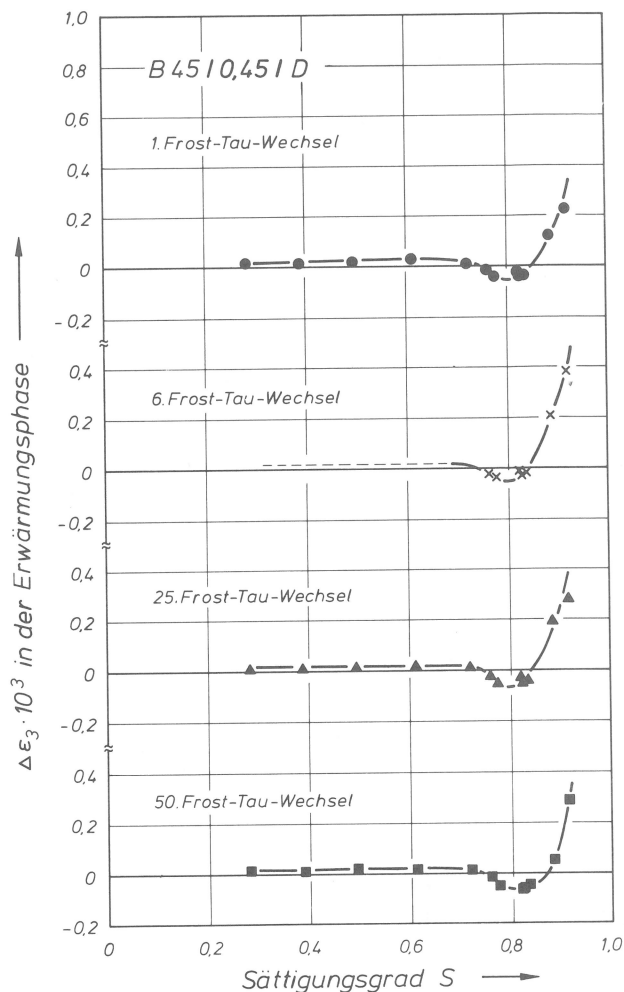


Abb. 23  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Erwärmungsphase der FTW;  
Beton B 45/0,45 Serie D

ben bei Temperaturen oberhalb der primären Eisbildung geringfügig größer ist als unterhalb. Die Ursache dafür ist aber nicht in einer Blockierung der Verkürzung in der Abkühlungsphase durch gefrierendes Porenwasser zu sehen. Vielmehr ist die Wärmedehnung des Zementsteines oberhalb der primären Eisbildung hierfür verantwortlich zu machen, denn diese ist in diesem Sättigungsbereich besonders groß und von entsprechendem Einfluß auf das Längenänderungsverhalten von Beton.

Die in den Abb. 24 und 25 dargestellten Kurven für die Betonsorte B 45/0,40 weisen in einigen Fällen keine Schnittpunkte auf. Dies scheint für dichte Betone, deren Zementstein nur geringe graduelle Unterschiede in den Porengrößen aufweist, typisch zu sein.

Dagegen zeigen z. B. LP-Betone ein entgegengesetztes Verhalten, wie in den Abb. 26, 27, 28 und 29 gezeigt wird. Bedingt durch eine ausgeprägte Abstufung der Porengrößen, werden im Bereich bestimmter Sättigungsgrade die  $\Delta\epsilon_1$ -Werte nicht nur negativ, sondern ihre Beträge erreichen auch ansehnliche Größen. Dies

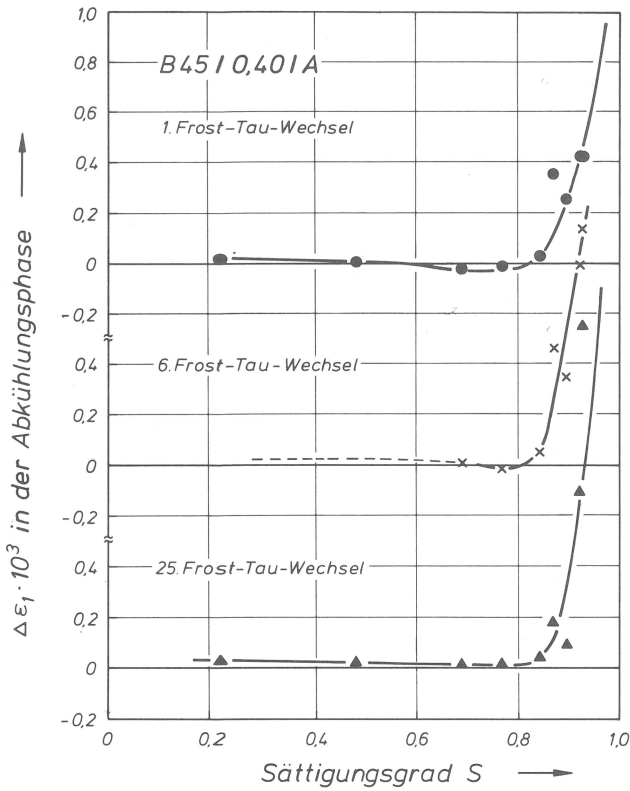


Abb. 24  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Abkühlungsphase der FTW;  
Beton B 45/0,40 Serie A

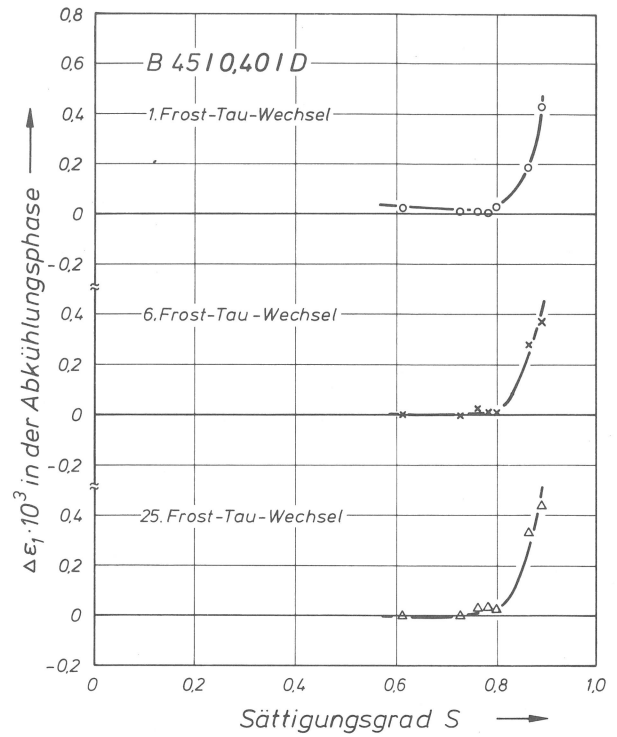


Abb. 25  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Abkühlungsphase der FTW;  
Beton B 45/0,40 Serie D

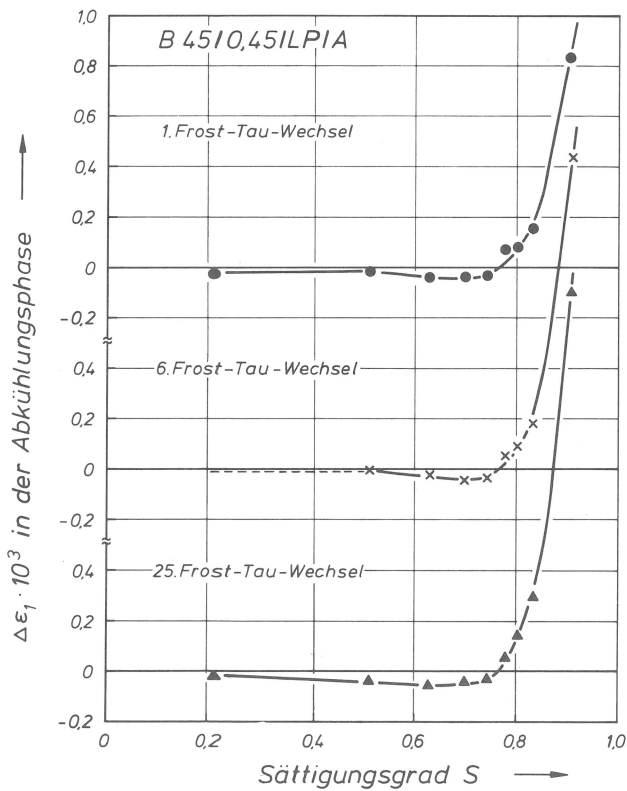


Abb. 26  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Abkühlungsphase der FTW;  
Beton B 45/0,45/LP Serie A

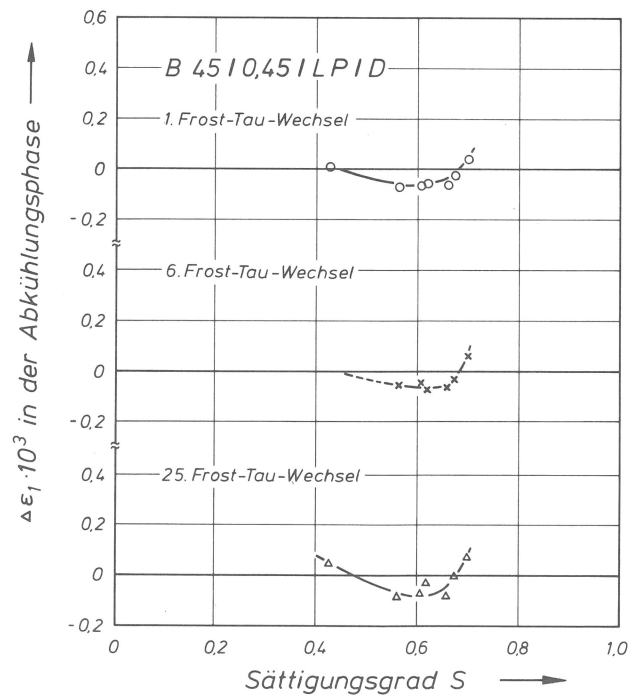


Abb. 27  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Abkühlungsphase der FTW;  
Beton B 45/0,45/LP Serie D



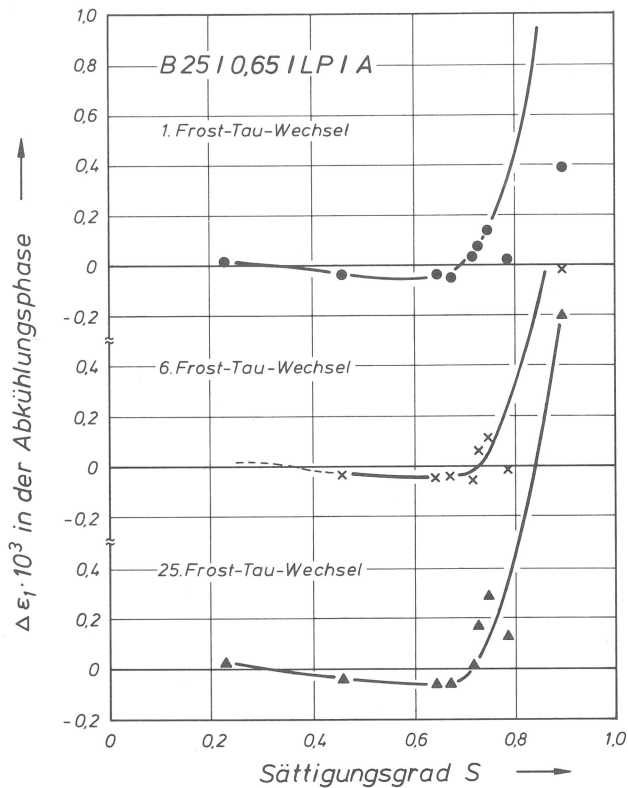


Abb. 28  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Abkühlungsphase der FTW;  
Beton B 25/0,65/LP Serie A

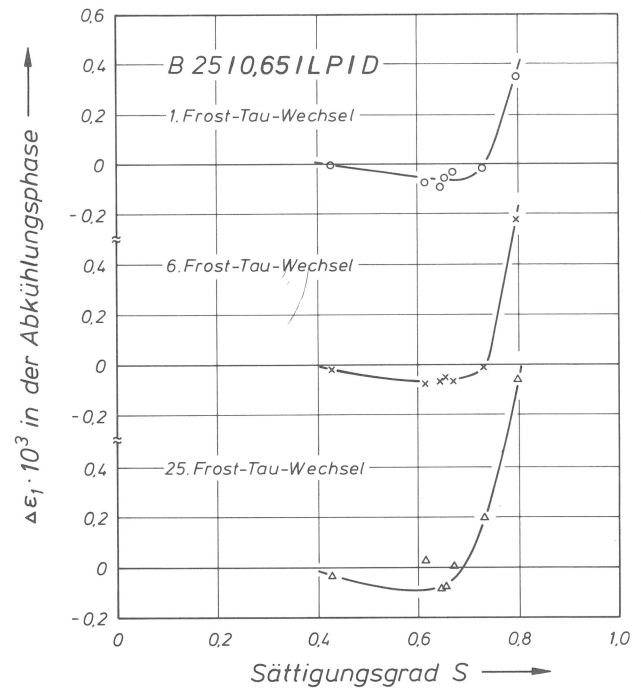


Abb. 29  
Verformung und Sättigungsgrad in  
der Abkühlungsphase der FTW;  
Beton B 25/0,65/LP Serie D

ist ein Zeichen dafür, daß hier im Frost-Tau-Wechsel beträchtliche Umlagerungen von Wasser in den Poren stattfinden, die zu starken Schwindverformungen des Zementsteines führen. Bei dichten Betonen sind solche Umlagerungen in diesem Maße nicht möglich (s. Abb. 24 und 25).

Bei verhältnismäßig durchlässigen Betonen ist der Betrag der Schwindverformung im allgemeinen bei Proben der Serie D größer gewesen als bei Proben der Serie A. Da die Schwindverformung oder die sie erzeugende Kraft auch von der Größe der inneren Zementsteinoberfläche abhängt, wird hier vermutet, daß diese bei der Serie A durch die Probenvorbehandlung kleiner geworden ist.

Wird bezüglich der Größe des kritischen Sättigungsgrades  $S_{CR}$  ein Vergleich zwischen den Serien A und D angestellt, dann fällt auf, daß die  $S_{CR}$ -Werte vor allem der Betone B 45 bei den Serien D kleiner sind. Es wird angenommen, daß die höheren Werte bei den Serien A auf eine Veränderung des Gesamtporenvolumens während der Frost-Tau-Wechsel zurückgehen. Die im Zuge der Vorbehandlung erzeugten Mikrorisse werden im Temperaturbereich unterhalb der primären Eisbildung durch die Umlagerung der Flüssigkeit von den feineren zu den gröbereren Poren infolge der dabei ablaufenden Schwindvorgänge aufgeweitet, so daß die Gesamtporosität der Probe in diesem Temperaturbereich anwächst. Da der Wassergehalt konstant bleibt,

muß der effektive Sättigungsgrad  $S$  kleiner werden. Das kann aber bei der Darstellung der Ergebnisse nicht berücksichtigt werden, denn die jeweiligen Sättigungsgrade  $S$  beziehen sich auf jenes Porenvolumen, das im Temperaturbereich oberhalb der primären Eisbildung ermittelt worden ist. Dieses Verhalten ist bei Betonen mit niedrigen  $w/z$ -Werten ausgeprägter als bei Betonen mit höheren  $w/z$ -Werten, weil letztere weniger spröde und daher weniger rißanfällig sind. In diesem Sinne muß die Tatsache gewertet werden, daß die  $S_{CR}$ -Werte der Serien A und D bei den Betonsorten B 25/0,65 und B 25/0,65/LP jeweils annähernd gleich sind.

In den Abb. 20 und 21 ist erkennbar, daß der  $S_{CR}$ -Wert im 50. Zyklus größer ist als im 25. und daß dieser Wert bei Serie A deutlicher zunimmt als bei Serie D. Die Ursache hierfür ist darin begründet, daß mit der Anzahl der Zyklen die fortschreitende Gefügezerrüttung die Gesamtporosität anwachsen läßt, und zwar bei Serie A offenbar ausgeprägter als bei Serie D. Bei konstant gehaltenem Wassergehalt führt dies zu kleineren Sättigungsgraden, was bei der Darstellung der Ergebnisse aber nicht berücksichtigt worden ist, denn die im 50. Zyklus ermittelten Werte sind den Sättigungsgraden des 1. Frost-Tau-Wechsels zugeordnet.

An der Betonsorte B 25/0,65 sollte der Einfluß unterschiedlicher Abkühlraten bzw. Extremtemperaturen auf die Lage von  $S_{CR}$  ermittelt werden. In Abb. 30 sind

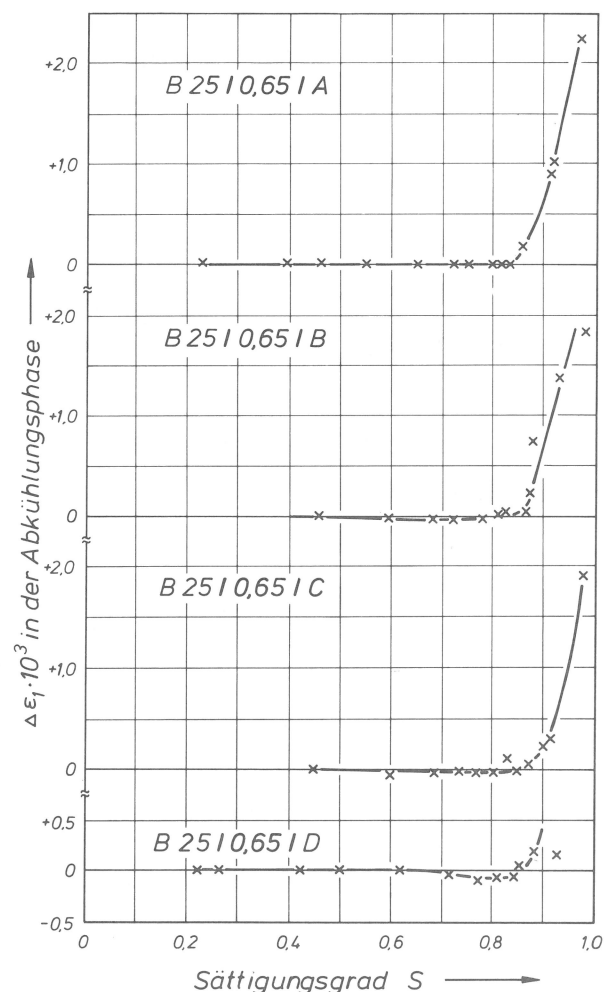


Abb. 30  
Einfluß unterschiedlicher Versuchsbedingungen auf die Verformung im 1.FTW;  
Beton B 25/0,65 Serien A, B, C, D

die Ergebnisse für den 1. Frost-Tau-Wechsel dargestellt. Obwohl die Serie B bei qualitativ gleichem Temperaturverlauf mit der zweifachen Temperaturänderungsgeschwindigkeit der Serie A behandelt worden ist, hat dies keinen Einfluß auf die Lage von  $S_{CR}$ . Letzteres gilt auch für die Serie C. Hier lag die Temperaturänderungsgeschwindigkeit zwar wie bei Serie A bei 6 K/h, aber die Extremtemperaturen betragen +20 °C und -20 °C (bei Serie A +5 °C und -20 °C, s. Tabelle 4). Demnach hat eine Steigerung der im Frost-Tau-Wechsel gefahrenen Temperaturdifferenz von 25 K auf 40 K ebenfalls keine Auswirkung auf die Lage von  $S_{CR}$ .

Damit wird deutlich, daß der kritische Sättigungsgrad  $S_{CR}$  eine materialspezifische Größe ist. Sie wird maßgeblich von der Beschaffenheit des Betongefüges geprägt, wobei dem Porensystem des Zementsteines eine herausragende Bedeutung zukommt. Der Einfluß des Porensystems auf die Größe von  $S_{CR}$  wird besonders durch jene Betone demonstriert, deren Gefüge lediglich durch das Einbringen künstlicher Luftporen verändert worden ist.

Im Sinne der Methode des kritischen Sättigungsgrades gibt  $S_{CR}$  an, bei welcher Porenfüllung ein poröser Werkstoff in der Abkühlungsphase zu expandieren beginnt. Bei Mehrstoffsystemen beteiligen sich an diesem Vorgang die einzelnen Bestandteile in unterschiedlichem Maße. In Beton, dessen Zuschlag aus dichtem Gestein besteht, wird die Expansion vom Zementstein getragen. Demnach ist hier unter  $S_{CR}$  jener Grenzwert zu verstehen, bei dessen Überschreitung der Beton durch seinen Zementstein zur Expansion gezwungen wird.

Die Differenz der bezogenen Längenänderung  $\Delta\varepsilon_1$  ist ein Maß für die Intensität und Art der Gefügebeanspruchung. Der Verlauf der Kurven nach dem Überschreiten von  $S_{CR}$  macht deutlich, daß eine nur geringfügige Zunahme der Porenfüllung zu einer heftigen Steigerung der Beanspruchungsintensität führt. Damit erweist sich unter den Beanspruchungsparametern der Sättigungsgrad als die bestimmende Einflußgröße.

Positive Werte  $\Delta\varepsilon_1$  kennzeichnen jenen Spannungszustand im Gefüge, bei dem der expandierende Zementstein unter Druck gesetzt wird, weil der Zuschlag die Expansion behindert. Dabei gerät die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein unter Zug. Dieser Spannungszustand führt in der Regel schon im ersten Frost-Tau-Wechsel zu Gefügeschäden, die vor allem durch Lockerungen des Verbundes beider Betonkomponenten geprägt werden.

Negative Werte zeigen an, daß der Zementstein des Betongefüges unter Zug steht. Hierbei wird die Kontaktzone beider Betonkomponenten unter Druck gesetzt. Solche Spannungsverhältnisse im Gefüge führen zur Mikrorißbildung im Zementstein. Es

ist anzunehmen, daß diese Beanspruchungsart bei nicht allzu großen Beträgen von  $\Delta\varepsilon_1$  erst nach einer sehr hohen Anzahl von Frost-Tau-Wechseln zu einer Materialermüdung führt.

Inwieweit die Beanspruchung, gekennzeichnet durch den Sättigungsgrad im Frost-Tau-Wechsel, das Gefüge der untersuchten Betone im Hinblick auf die Gebrauchseigenschaften verändert hat, soll in den folgenden Abschnitten mittels Untersuchungen zur Kennzeichnung des Gefügezustandes dargestellt werden.

### 3.5 Untersuchungen zur kapillaren Wasseraufnahme

Die mannigfaltigen Feuchtigkeitszustände, die Beton im Bauwerk annimmt, lassen sich nicht erfassen. Der obere Grenzwert aber, den der Sättigungsgrad unter baupraktischen Bedingungen erreichen kann, läßt sich verhältnismäßig leicht im Versuch zur kapillaren Wasseraufnahme ermitteln. Dieser Wert  $S_{CAP}$  wird mit  $S_{CR}$  verglichen. Erweist sich dabei  $S_{CAP}$  kleiner als  $S_{CR}$ , dann wird der Werkstoff als frostwiderstandsfähig eingestuft. Im umgekehrten Falle kann der Werkstoff bei Frostangriff Schaden nehmen. Dies tritt aber nicht ein, wenn unter baupraktischen Bedingungen der mögliche kapillare Sättigungsgrad nicht erreicht und  $S_{CR}$  nicht überschritten wird. Damit wird für den Fall, daß  $S_{CAP}$  größer ist als  $S_{CR}$ , die Frostwiderstandsfähigkeit von den Expositionsbedingungen abhängig.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen die untersuchten Betone hinsichtlich ihres Frostwiderstandes nicht klassifiziert werden. Vielmehr wird in diesem Abschnitt deutlich gemacht, daß anhand der Parameter der kapillaren Wasseraufnahme Veränderungen des Betongefüges mit ungewöhnlicher Sensibilität nachgewiesen werden können.

Die kapillare Wasseraufnahme poröser Stoffe unterliegt komplizierten Gesetzen. Die Problematik und Verfahrensweise ist ausgiebig in (18), (19) und (20) geschildert. Bei der Durchführung der Arbeiten sind zur Beschreibung der kapillaren Wasseraufnahme im wesentlichen die in (19) angegebenen Kennwerte verwendet worden, und zwar der Wasseraufnahme-Koeffizient

$$A = \frac{m_w}{\sqrt{t}}$$

der Wassereindring-Koeffizient

$$B = \frac{A}{\psi_k \cdot \rho_w}$$

und die Wasserkapazität

$$\psi_k = \frac{m_{wk}}{h \cdot \rho_w} \quad ,$$

wobei  $t$  die Zeit,  $\rho_w$  die Dichte des Wassers,  $h$  die Probenhöhe und  $m_{wk}$  die Wasseraufnahme am Knickpunkt bedeuten. Ein Beispiel für die Wasseraufnahme  $m_w$  eines Zementsteines bei unmittelbarem Kontakt mit Wasser ist in Abb. 31 dargestellt.

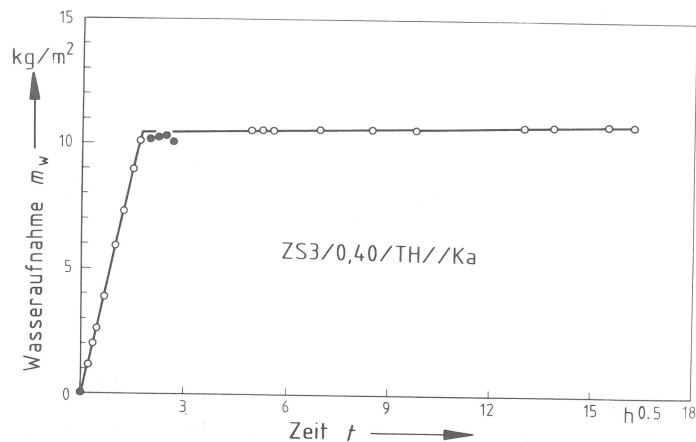


Abb. 31  
Kapillare Wasseraufnahme eines  
Zementsteines ( $w/z = 0,4$ )

Es erwies sich als zweckmäßig, weitere Größen wie den Sättigungsgrad am Knickpunkt  $S_k$ , den Sättigungsgrad nach 10 Tagen Versuchsdauer  $S_{10d}$  und den Feuchtigkeitsgehalt  $w$  anzuwenden. Der Sättigungsgrad  $S$  und der Feuchtigkeitsgehalt  $w$  vor dem Knickpunkt sind nicht eindeutig zu definieren, weil die Wasserfront hier noch nicht die gesamte Probe durchdrungen hat. Obwohl die Kennwerte  $A$ ,  $B$  und  $\psi_k$  streng genommen nur für völlig trockene Proben gelten, sind sie in wenigen Fällen auch dort berechnet worden, wo diese Voraussetzung nicht erfüllt war. Die entsprechenden Kennwerte sind in den Abbildungen mit einem Sternchen versehen.

Die Versuche wurden an zylindrischen Scheiben mit einer Dicke von 30 mm und einem Durchmesser von 74 mm durchgeführt. Vor dem Versuch sind die Mantelflächen der Scheiben mit transparentem Kunstharz gedichtet und die kreisförmigen Flächen trocken ebengeschliffen worden. Danach wurden die Proben bei 20 °C in ein Wasserbad, dessen Wasserspiegel konstant gehalten wurde, etwa 2 mm tief eingetaucht. Hier verblieben sie in der Regel 10 Tage lang, wobei die rel. Luftfeuchtigkeit der Umgebungsluft etwa 97 % betrug. In bestimmten Zeitabständen wurde die Massezunahme infolge der kapillaren Wasseraufnahme bestimmt. Anhand der im Versuch ermittelten Ergebnisse sind die betreffenden Kenndaten mit einer EDV-Anlage berechnet bzw. dargestellt worden.

Wie in Abb. 32 gezeigt wird, ist auch Zementstein, der mit einem  $w/z$ -Wert von 0,40 hergestellt worden ist und der gegenüber den im Betonbau üblichen  $w/z$ -Werten einen deutlich reduzierten Anteil an sogenannten "Kapillarporen" aufweist, in der Lage, über die kapillare Wasseraufnahme nahezu vollständig seinen Porenraum zu füllen. Dies beweist, daß der gesamte Porenraum des Zementsteines durchweg miteinander verbunden ist und daß die kapillare Wasseraufnahme von Poren mit kleinsten Durchmessern, wohl auch von Gelporen, getragen wird. Dies gilt auch für Beton.

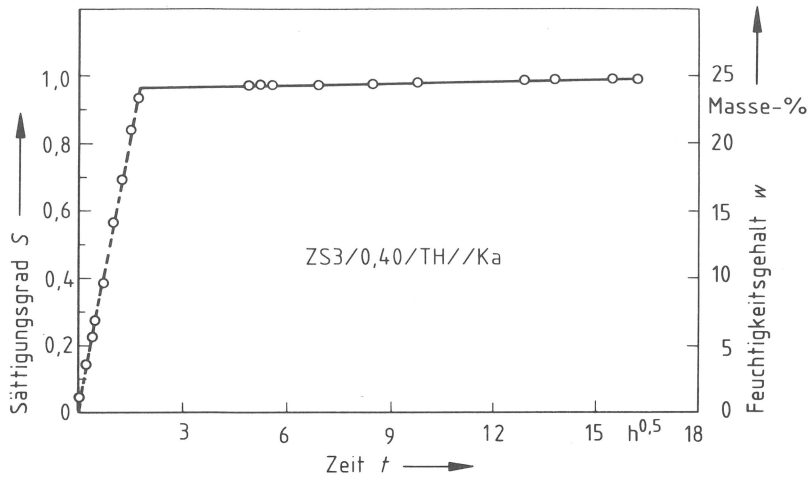


Abb. 32  
Porenfüllung eines Zementsteines im Kapillarversuch (w/z = 0,40)

Den Einfluß künstlich eingebrachter Luftporen auf jenen Sättigungsgrad, der durch den kapillaren Wassertransport erreicht werden kann, zeigt Abb. 33. Während der gleiche Zementstein ohne Luftporen einen Sättigungsgrad am Knickpunkt  $S_k = 0,964$  erreicht hat (Abb. 32), beträgt  $S_k$  hier nur noch 0,875. Der Einfluß der Poren, die im Versuchszeitraum über die Kapillarität nicht mehr füllbar sind, auf die Größe des Sättigungsgrades wird noch deutlicher, wenn die nach 10 Tagen Versuchsdauer erreichten Sättigungsgrade  $S_{10d}$  miteinander verglichen werden. Während das Porenvolumen des Zementsteines ohne Luftporen mit  $S_{10d} = 0,992$  nahezu vollständig gefüllt ist, wird es bei Luftporenzementstein nur noch zu etwa 91 % gefüllt ( $S_{10d} = 0,909$ ).

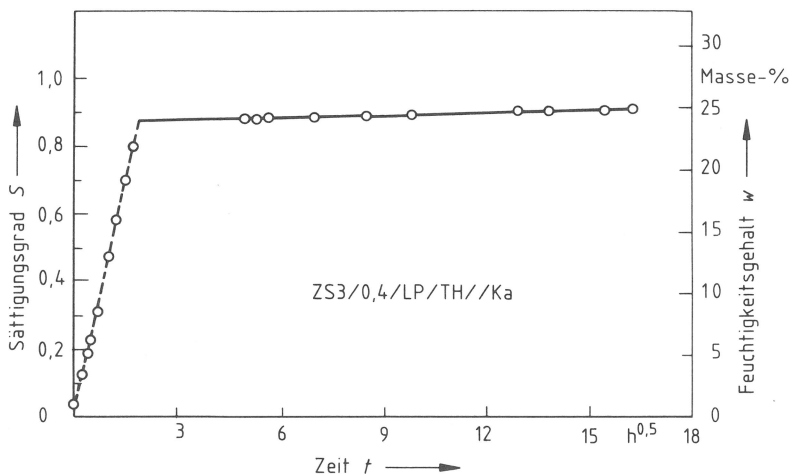


Abb. 33  
Porenfüllung eines Luftporenzementsteines im Kapillarversuch (w/z = 0,40)

Eine weitere Erniedrigung des Sättigungsgrades am Knickpunkt erfährt der Zementstein, wenn er Bestandteil des Betongefüges wird. Dies dürfte im wesentlichen auf die vorwiegend nicht füllbaren Verdichtungsporen und auf die Behinderung des kapillaren Wassertransportes durch den Zuschlag zurückgehen. Der Abb. 34 ist zu entnehmen, daß der Sättigungsgrad  $S_k$  von Beton, dessen Zementstein einen w/z-Wert von 0,40 hat und keine künstlich eingebrachten Luftporen besitzt, nur noch 0,708 beträgt. Hier wird offensichtlich, daß der Vorgang der Porenfüllung von zahlreichen Einflußgrößen bestimmt wird.

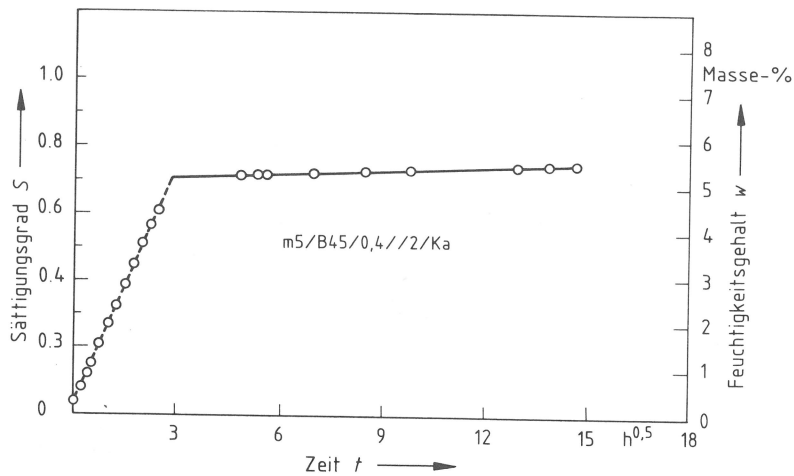


Abb. 34  
Porenfüllung eines Betons im  
Kapillarversuch ( $w/z = 0,40$ )

Unter baupraktischen Bedingungen wird die Porenfüllung über den kapillaren Wassertransport auch von dem jeweiligen Feuchtigkeitszustand des Betons abhängig sein. Zur Klärung der damit zusammenhängenden Fragen sind zwei unterschiedlich vorbehandelte Probenserien mit verschiedenen Sättigungsgraden zu Beginn des Versuchs auf ihr kapillares Saugverhalten untersucht worden. Die Proben der Serie B 45/0,45/1 sind von dem Ausgangszustand, den sie nach einer langen Unterwasserlagerung erreicht hatten, bei 50 °C auf  $S \approx 0,3$  heruntergetrocknet, dann im Vakuum gesättigt und anschließend bei 50 °C auf die entsprechenden Sättigungsgrade gebracht worden. Im Gegensatz hierzu sind die Proben der Serie B 45/0,45/2 gleich von dem Ausgangszustand bei 50 °C auf die entsprechenden Sättigungsgrade heruntergetrocknet worden. Um den niedrigsten Sättigungsgrad einstellen zu können, mußten die betreffenden Proben beider Serien bei 105 °C getrocknet werden.

Bei der Untersuchung der kapillaren Wasseraufnahme der so vorbehandelten Proben fiel auf, daß bei der Serie B 45/0,45/2 im höheren Sättigungsbereich zwischen der Wasseraufnahme und dem Ausdruck  $\sqrt{t}$  keine Linearität bestand, was Schwierigkeiten bei der Bestimmung des Knickpunktes bereitete. Da ein solches Verhalten bei den Proben mit etwa gleichen Sättigungsgraden zu Beginn des Versuches bei der anderen Serie nicht vorkam, muß angenommen werden, daß die Probenvorbehandlung der Serie B 45/0,45/1 zu einer "Nivellierung" des ursprünglich vorliegenden vielschichtigen Porenspektrums geführt hat.

Aufgrund des Verhaltens der höher gesättigten Proben der Serie B45/0,45/2 sind die berechneten Parameter  $A^*$ ,  $B^*$ ,  $\psi_K^*$  und  $S_K$  hier mit Unsicherheiten behaftet. Insbesondere entsprechen die Werte  $S_K$  in Abb. 38 im höheren Sättigungsbereich nicht den tatsächlich vorliegenden.

Abb. 35 zeigt, daß der Wassereindring-Koeffizient  $B^*$  mit fallenden Sättigungsgraden zu Beginn des Versuchs deutlich ansteigt. Da der Wassereindring-Koeffizient unter vereinfachenden Annahmen die Wanderungsgeschwindigkeit der Wasser-

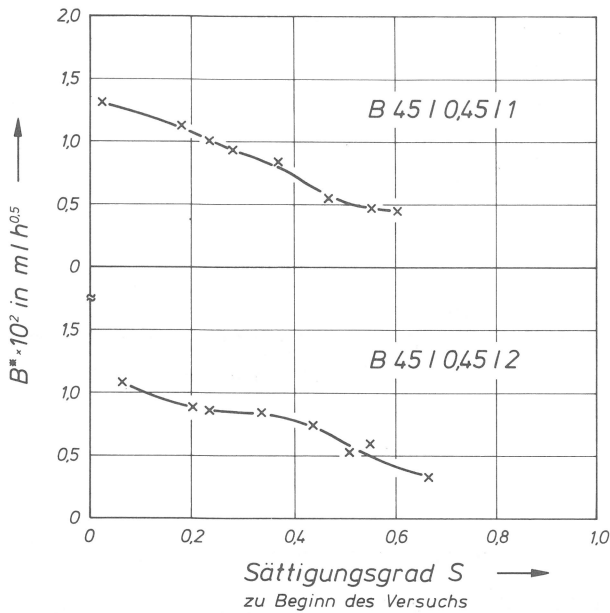


Abb. 35  
Wassereindring-Koeffizient  $B^*$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Sättigungsgraden zu Beginn des Versuchs

front beschreibt, liegt hier also eine Verknüpfung zwischen dem Sättigungsgrad und der Sauggeschwindigkeit vor. Die Sauggeschwindigkeit ist aber nach (20) von der maximalen Steighöhe  $H$  und dem kapillaren Reibungskoeffizienten  $R$  abhängig. Da bei der Berechnung beider Größen der Kapillarradius eingeht, ist davon auszugehen, daß der Anstieg der Sauggeschwindigkeit von größer werdenden mittleren Porenradien bewirkt wird. Zur Erklärung dieses Sachverhaltes könnte einerseits angeführt werden, daß der wirksame Kapillarradius mit fallenden Sättigungsgraden größer wird, weil die an den inneren Feststoffoberflächen adsorbierten Wasserfilme dünner werden, andererseits daß infolge des Wasserentzugs Schwindvorgänge im Zementstein vorhandene Mikrorisse aufweiten bzw. neue bilden und damit ebenfalls die den Wassertransport tragenden Porenradien vergrößern.

Bei der Deutung des Verlaufs des Wasseraufnahme-Koeffizienten  $A^*$  in Abb. 36 muß berücksichtigt werden, daß die Poren der Proben zu Beginn des Versuches bereits in unterschiedlichem Maße mit Wasser gefüllt waren. Da dieser Koeffizient den zeitlichen Verlauf der Porenfüllung beschreibt und damit ebenso wie  $B$  maßgeblich

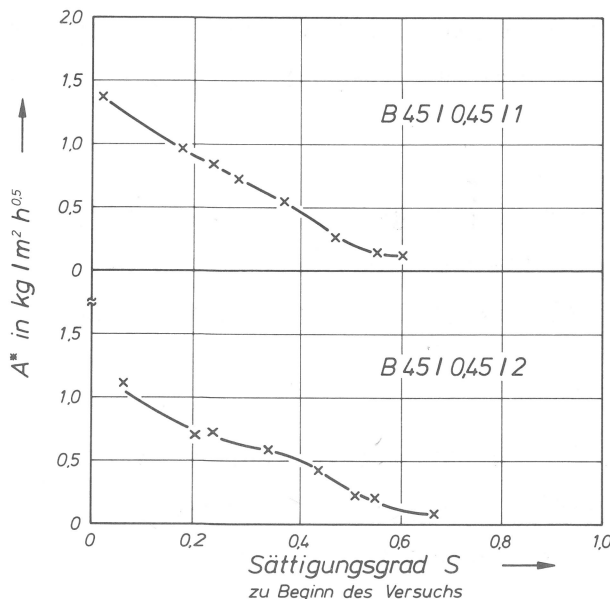


Abb. 36  
Wasseraufnahme-Koeffizient  $A^*$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Sättigungsgraden zu Beginn des Versuches



von dem Ausdruck  $\sqrt{t}$  abhängt, weisen die Kurven für A\* und B\* die gleichen charakteristischen Merkmale auf.

Die Wasserkapazität  $\psi_k^*$  in Abb. 37 gibt an, welche Wassermenge bei Erreichen des Knickpunktes neu aufgenommen worden ist. Auch hier übt der zu Beginn des Versuches vorhandene Sättigungsgrad einen großen Einfluß aus. Es ist erkennbar, daß über die Kapillarität kaum noch Wasser aufgenommen werden kann, wenn die anfängliche Porenfüllung bestimmte Werte überschreitet.

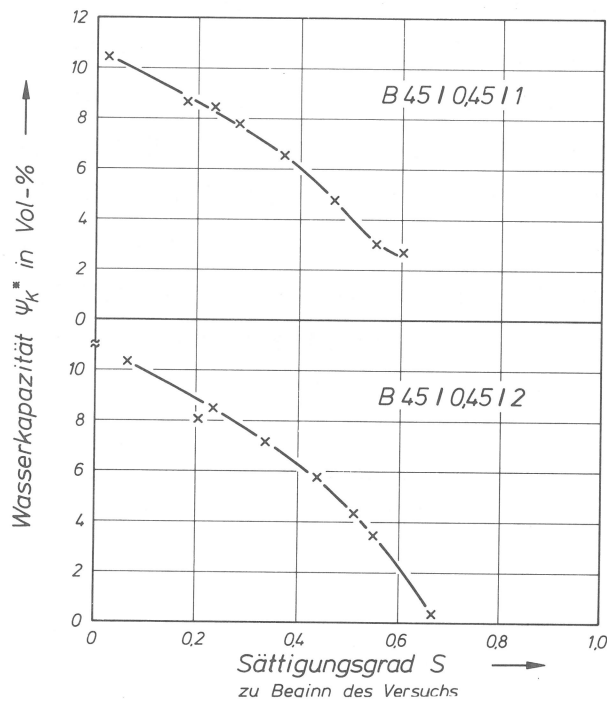


Abb. 37  
Wasserkapazität  $\psi_k^*$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Sättigungsgraden zu Beginn des Versuches

Auch dann, wenn das Porensystem vor dem Versuch völlig entleert worden wäre, könnten mit den Koeffizienten A, B und  $\psi_k$  keine Angaben zur tatsächlichen Porenfüllung gemacht werden, denn zwischen ihnen und dem Gesamtporenvolumen besteht keine direkte Beziehung. Allein der Sättigungsgrad gibt den im Versuch erreichten Grad der Porenfüllung eindeutig an. In den Abb. 38 und 39 wird gezeigt, welchen Einfluß die zu Beginn des Versuches vorliegende Porenfüllung auf den kapillaren Sättigungsgrad der Proben ausübt.

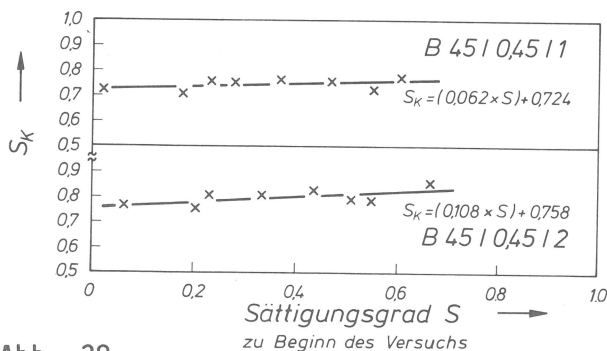


Abb. 38  
Sättigungsgrad am Knickpunkt  $S_k$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Sättigungsgraden zu Beginn des Versuches

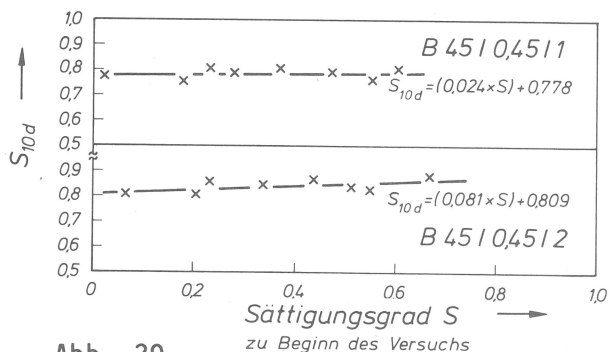


Abb. 39  
Sättigungsgrad nach 10 Tagen Versuchsdauer  $S_{10d}$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Sättigungsgraden zu Beginn des Versuches

Obwohl bei der Serie B 45/0,45/2 die Werte für  $S_k$  im höheren Sättigungsbereich aus den bereits genannten Gründen mit Unsicherheiten behaftet sind, ist der Tendenz nach erkennbar, daß mit geringeren Sättigungsgraden zu Beginn des Versuches die erreichten Werte für  $S_k$  und  $S_{10d}$  kleiner werden. Ferner sind diese Werte für die Proben der genannten Serie durchweg größer als für die Serie B 45/0,45/1. Hier wird offenbar, daß Trocknungsvorgänge das Vermögen des Betons, seine Poren über den Kapillartransport zu füllen, verändern.

Wie sich die Kapillarität des Betons in Abhängigkeit von der Gefügezerrüttung verändern kann, wird in den Abb. 40 und 41 dargestellt. Die für die Ermittlung der dort gezeigten Ergebnisse verwendeten Proben sind den befestigten Betonzylindern der Serie A entnommen. Die Proben der Betonsorte B 45/0,40 und B 45/0,45/LP waren 25 und die der Betonsorte B 45/0,45 50 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Alle Proben sind vor dem Versuch zur kapillaren Wasseraufnahme bei 105 °C getrocknet worden, so daß ihr Sättigungsgrad zu Beginn des Versuches etwa 0 betrug. In den Abbildungen kennzeichnet der Sättigungsgrad auf der Abszisse den Feuchtigkeitszustand der Zylinder während der Frost-Tau-Wechsel.

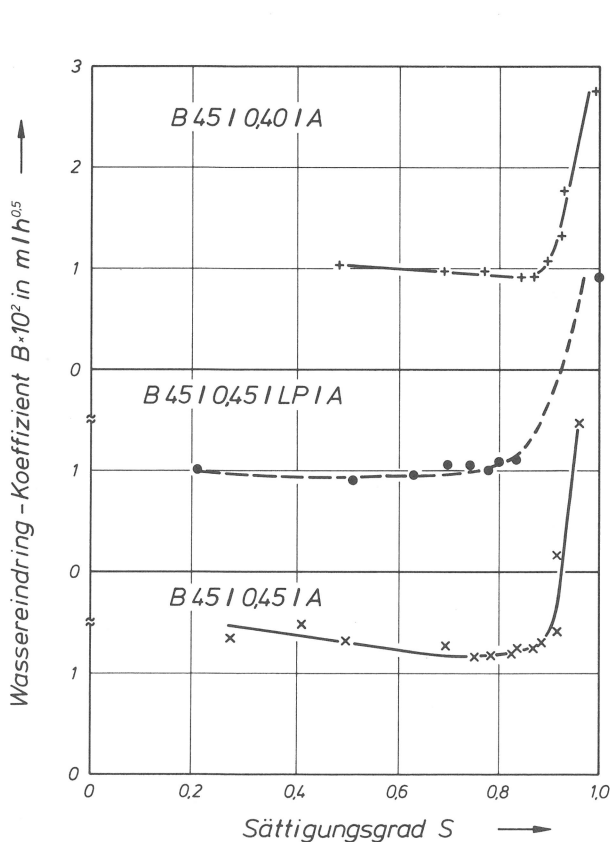


Abb. 40  
Zusammenhang zwischen der Gefügezerrüttung, gekennzeichnet durch den Wassereindring-Koeffizienten, und dem Sättigungsgrad im FTW

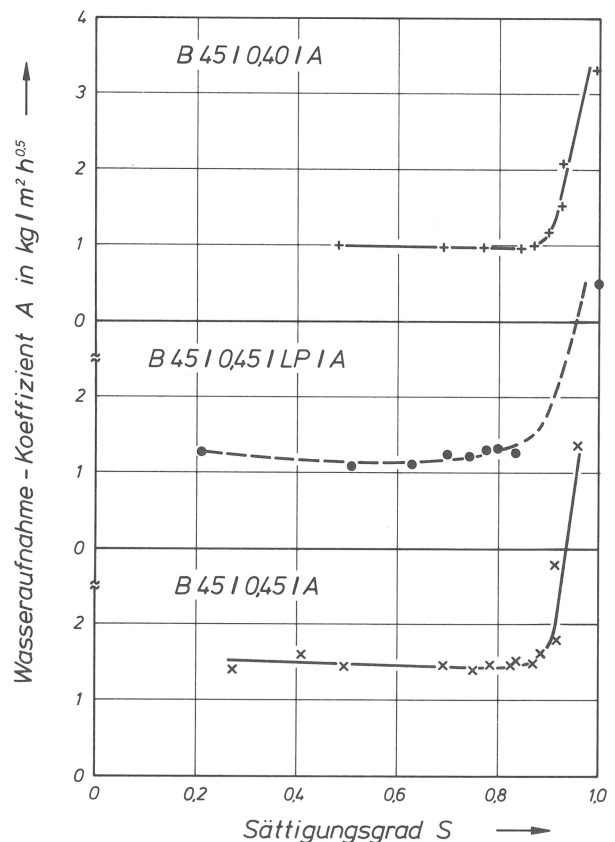


Abb. 41  
Zusammenhang zwischen der Gefügezerrüttung, gekennzeichnet durch den Wasseraufnahme-Koeffizienten, und dem Sättigungsgrad im FTW

Die Kurven weisen hinsichtlich ihrer Aussage eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Untersuchung des Längenänderungsverhaltens auf (Abschnitt 3.4). Dies beweist, daß zwischen den Koeffizienten A und B einerseits und dem aus dem Längenänderungsverhalten abgeleiteten Maß der Beanspruchung  $\Delta\epsilon_1$  andererseits ein Zusammenhang besteht. Der steile Aufstieg der Kurven für die Koeffizienten A und B nach dem Überschreiten des kritischen Sättigungsgrades bedeutet, daß die Sauggeschwindigkeit hier deutlich höher geworden ist. Dies wird den neu geschaffenen Kapillaren mit größeren Durchmessern zugeschrieben. Als solche müssen die durch die Beanspruchung erzeugten Gefügerisse angesehen werden. Somit kann mit den Koeffizienten A und B der Grad der Gefügezerrüttung gekennzeichnet werden.

Da die Sauggeschwindigkeit bei der Bestimmung der Wasserkapazität  $\psi_k$  keine Rolle spielt, ist die Charakteristik des Kurvenverlaufs dieser Größe anders als bei den Koeffizienten A und B. Die Kurven sind gestreckter und die Streuung der Einzelwerte ist so groß, daß der Kurvenverlauf nicht als ausreichend gesichert angesehen werden kann (Abb. 42).

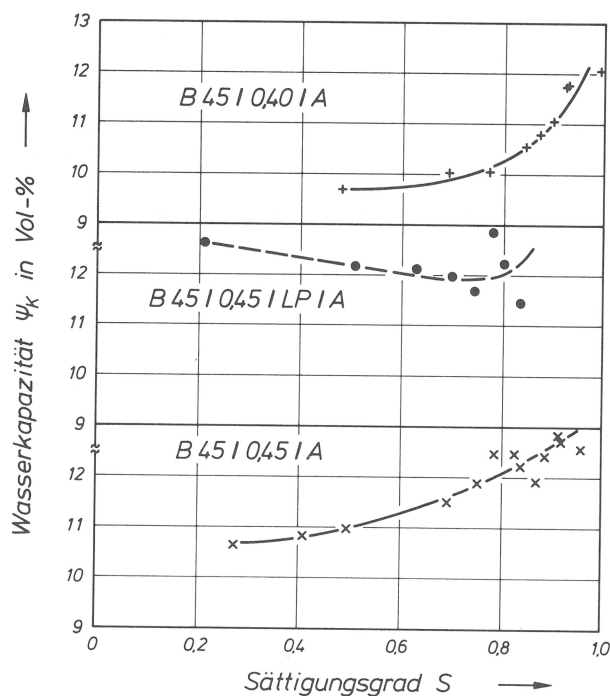


Abb. 42  
Zusammenhang zwischen der Gefügezerrüttung, gekennzeichnet durch die Wasserkapazität, und dem Sättigungsgrad im FTW

Die aufgezeigten Zusammenhänge zwischen den Parametern der kapillaren Wasseraufnahme und dem Zustand des Betongefüges machen deutlich, daß die Methodik der Bestimmung des kapillaren Sättigungsgrades  $S_{CAP}$  einen Einfluß auf das Ergebnis hat. Da die Sättigungsgrade nach dem Kapillarversuch durch Trocknung bei 105 °C und eine anschließende Sättigung im Vakuum ermittelt werden, spielen die in Abschnitt 3.3 geschilderten Zusammenhänge auch hier eine Rolle. An dieser Stelle muß noch einmal betont werden, daß das Saugverhalten von Betonen, die zum ersten Mal ausgetrocknet werden, im Bereich höherer Sättigungsgrade zu Beginn

des Versuchs Schwierigkeiten bei der Bestimmung des Knickpunktes bereitet. Da ein solches Verhalten auch unter praktischen Bedingungen von vielen Betonen zu erwarten ist, muß diesem Umstand bei der Bestimmung des kapillaren Sättigungsgrades durch eine ausreichende Versuchsdauer Rechnung getragen werden.

Kommen für den Kapillarversuch Proben mit einem bereits zerrüttetem Gefüge zur Anwendung, dann ist der aus den Daten nach dem Versuch berechnete Sättigungsgrad  $S_{CAP}$  in jedem Falle von jenem abweichend, der während des Versuchs tatsächlich vorlag, denn die Veränderung der Porosität im Zuge der Ermittlung des Gesamtporenvolumens ist gerade bei solchen Proben erheblich.

Bei der Ermittlung der den Zustand des Betongefüges kennzeichnenden Parameter A und B ist aus Gründen der Vergleichbarkeit immer eine vollständige Entleerung des Porensystems vor dem Versuch erforderlich. Da diese Parameter bei der Klassifizierung der Frostwiderstandsfähigkeit nicht verwendet werden, bringt hier ein Trocknungsprozeß bei 105 °C keine Nachteile.

Schließlich soll noch darauf hingewiesen werden, daß der Vorgang der Porenfüllung unter baupraktischen Bedingungen wesentlich von der Art der Flüssigkeit abhängt. So wird z. B. in (21) gezeigt, daß Mörtel bei Verwendung einer NaCl-Lösung deutlich höhere Sättigungsgrade erreichen, als bei Füllung mit reinem Wasser. Ebenso ist zu berücksichtigen, daß die Oberflächenspannung des Wassers, und damit auch der Kapillartransport, temperaturabhängig ist.

### 3.6 Untersuchungen zum Sorptionsverhalten

Die meisten zur Verfügung stehenden Verfahren zur Gefügeuntersuchung sind für die Charakterisierung des Gelporenraumes nicht anwendbar, weil die Poren ihrer Größe nach im Bereich von Molekülen liegen. Eine Abschätzung der Beschaffenheit des Mikro- bzw. Gelporenraums, insbesondere im Hinblick auf eventuelle Veränderungen infolge von Frost-Tau-Wechseln, ist von der Untersuchung des Sorptionsverhaltens zu erwarten. Das Ergebnis solcher Untersuchungen ist immer von dem angewandten Verfahren abhängig. Insbesondere wird es von der Art des Gases, mit dem die inneren Oberflächen belegt werden, beeinflusst. Die höchsten Werte für die spezifische innere Oberfläche von Zementstein werden mittels der Wasserdampfsorption ermittelt. Aber gerade diese Methode bereitet vor allem wegen der Instabilität des Betongefüges Schwierigkeiten. So kann es bei langandauernden Aufnahmen von Sorptionsisothermen über Hygrostaten, wie im vorliegenden Fall mit Zeiten von 3 bis 4 Monaten bei Betonen und bis zu 6 Monaten bei Zementsteinen, zu Veränderungen der Zementsteinstruktur infolge weiterer Bildung oder Um-

bildung von Hydratationsprodukten kommen. Ferner kann das Ergebnis von Carbonatisierungserscheinungen beeinflusst werden. Dennoch schien es zweckmäßig, für vergleichende Zwecke solche abschätzenden Untersuchungen durchzuführen. Dabei kam es darauf an, die Bedingungen während der Aufnahme der Sorptionsisothermen immer gleich zu halten und durch entsprechende Lagerungsfristen möglichst nahe an den stationären Zustand heranzukommen.

Als Proben wurden Betonscheiben mit einem Durchmesser von etwa 74 mm und einer Dicke von etwa 5 mm verwendet. Bei der Erzeugung der betreffenden rel. Luftfeuchtigkeiten kamen gesättigte Salzlösungen zum Einsatz, wobei die Luft, deren Temperatur etwa 22 °C betrug, in den jeweiligen Behältern künstlich umgewälzt wurde. Die Proben lagerten in der Regel zuerst unter Wasser und dann bis zum Erreichen eines Gleichgewichtes bei einem rel. Dampfdruck  $p/p_0 \approx 0,97$  (über Wasser). Anschließend kamen sie schrittweise in andere Behälter mit der nächst darunterliegenden rel. Luftfeuchtigkeit, bis sie über Trockengel, entsprechend einem rel. Dampfdruck von  $p/p_0 \approx 0,03$ , die hier niedrigste Feuchtigkeitsstufe erreicht hatten. Nach Einstellung des Gleichgewichtes kamen sie wieder für die Dauer von etwa einer Woche unter Wasser. Auf diese Weise sollte festgestellt werden, ob die nach der Unterwasserlagerung vor Beginn der Untersuchung vorliegende Porenfüllung nach der Desorption wieder erreicht werden kann. Erst danach wurden die Proben bei 105 °C getrocknet. Die ermittelten Ergebnisse wurden von einer EDV-Anlage ausgewertet und dargestellt. In den Abb. 43 und 44 werden für die unterschiedlich behandelten Proben zwei Beispiele von Desorptionsisothermen gezeigt.

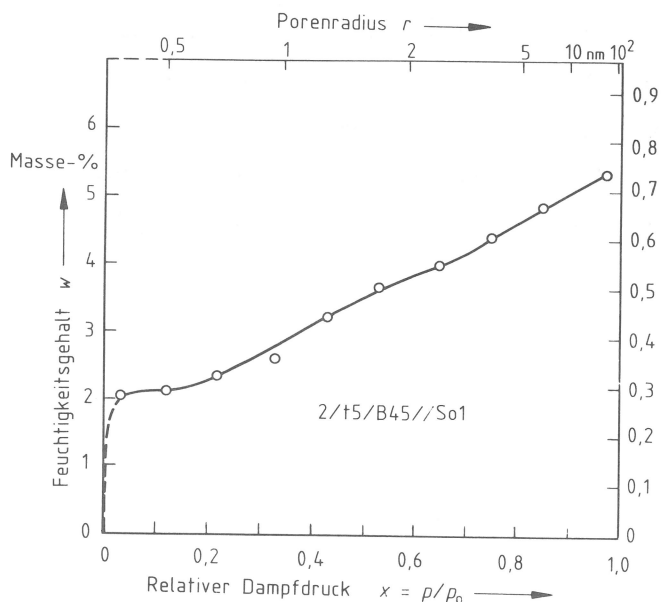


Abb. 43  
Sorptionsverhalten des Betons B 45/0,45  
nach der Behandlungsart U/D

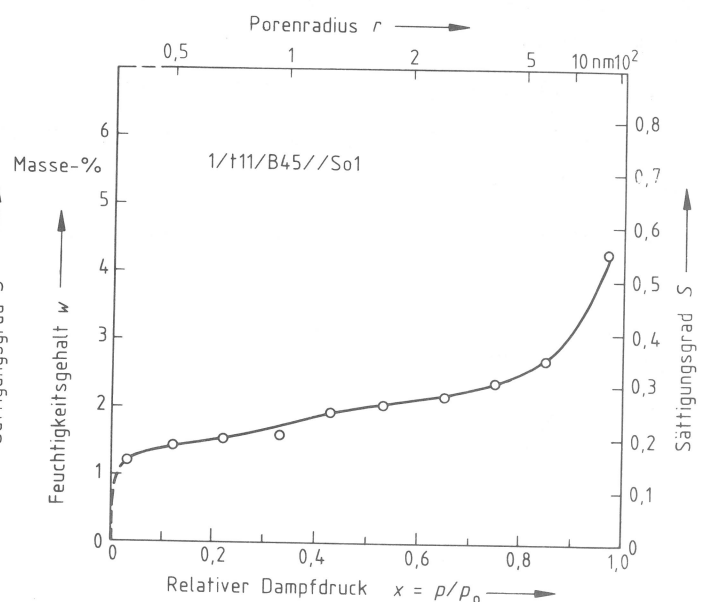


Abb. 44  
Sorptionsverhalten des Betons B 45/0,45  
nach der Behandlungsart U/105

Während die Probe mit der Behandlungsart U/D im Zustand, den sie nach langer Unterwasserlagerung erreicht hatte, zur Untersuchung kam, wurde die Probe U/105 zuerst bei 105 °C getrocknet, dann im Vakuum gesättigt und schließlich dem Desorptionsprozeß ausgesetzt.

Die Berechnung der Porenradien anhand der Sorptionsisothermen erfolgte unter Benutzung der Kelvin-Gleichung, die auf der Theorie der Kapillarkondensation basiert. Mit Hilfe dieser Gleichung können Radien von Poren geschätzt werden, die bei Erreichen des entsprechenden Dampfdrucks vollständig mit Wasser gefüllt sein müssen. Die untere Grenze für die Anwendung dieser Gleichung liegt bei etwa 0,5 nm, die obere bei etwa 100 nm. Einzelheiten zur Berechnung der Porenradien und auch der inneren Oberfläche sowie Angaben zu physikalischen Grundlagen finden sich z. B. in (23) und (24).

Beim Vergleich der Abb. 43 und 44 fällt auf, daß die bei den unterschiedlichen Dampfdruckstufen erreichbaren Sättigungsgrade bei der Probe mit der Behandlungsart U/105 erheblich kleiner sind als bei der Probe der Behandlungsart U/D. Zur Erklärung dieses Verhaltens könnte einerseits angeführt werden, daß das aus dem Gel bei 105 °C ausgetriebene Wasser bei einer anschließenden Vakuumsättigung nicht mehr auf den ursprünglichen Platz gelangen kann, weil der Trocknungsprozeß die Anordnung der Gelpartikel in dem Sinne verändert hat, daß ihr mittlerer Abstand kleiner geworden ist. Andererseits könnte durch die Austrocknung eine Vereinfachung (Begradigung) der ursprünglich vorliegenden Oberflächenform eingetreten sein, als deren Folge die kleiner gewordene innere Oberfläche auf das Wasser eine geringere Anziehungskraft ausübt, was zu einem Absinken des Rückhaltevermögens gegenüber Wasser führen müßte. Für die letztere Erklärung spricht der Umstand, daß die aus Sorptionsisothermen nach der BET-Gleichung berechneten spezifischen Oberflächen  $O_s$  für die Probe der Behandlungsart U/105 erheblich niedriger sind (Abb. 45). Dafür spricht auch, daß die Untersuchung des Längenänderungsverhaltens für die Betone der Behandlungsart nach Serie A in der Abküh-

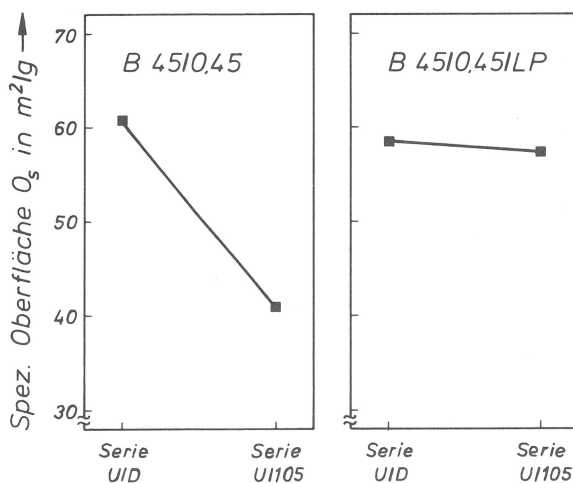


Abb. 45  
Innere Oberfläche der Betone B 45/0,45 und B 45/0,45/LP nach den Behandlungsarten U/D bzw. U/105

lungsphase im allg. niedrigere Beträge für die zusätzliche Kontraktion lieferte als für Betone der Behandlungsart nach Serie D. Schließlich ist die zusätzliche Kontraktion ja ein Resultat des Wechselspiels des Wassers mit der inneren Zementsteinoberfläche.

Welchen Einfluß auf die Größe solcher Strukturveränderungen die Abstufung der Porenradien ausübt, kann ebenfalls der Abb. 45 entnommen werden. Die hier dargestellten Ergebnisse sind an einem Beton desselben Aufbaus ermittelt worden, dessen Porensystem lediglich durch künstliches Einbringen von Luftporen verändert worden ist. Bei den Ergebnissen handelt es sich jeweils um Mittelwerte aus 3 (B 45/0,45) bzw. 2 Einzelmessungen.

Ein ähnliches Verhalten wird auch bei Proben derselben Betonsorten beobachtet, die 50 bzw. 25 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt waren. Die in der Tabelle 8 aufgeführten Ergebnisse zeigen, daß bei der Betonsorte B 45/0,45 die Trocknungsvorgängen ausgesetzte Serie A durchweg niedrigere Werte für die Oberfläche  $O_s$  liefert als die Serie D. Dagegen weist die Betonsorte B 45/0,45/LP solche Unterschiede nicht auf.

Betonsorte B 45/0,45				Betonsorte B 45/0,45/LP			
Serie A		Serie D		Serie A		Serie D	
S	$O_s$	S	$O_s$	S	$O_s$	S	$O_s$
-	m <sup>2</sup> /g	-	m <sup>2</sup> /g	-	m <sup>2</sup> /g	-	m <sup>2</sup> /g
0,917	60,1	0,917	63,1	0,907	58,2	0,698	59,7
0,910	57,9	0,883	65,0	0,834	56,2	0,671	51,8
0,886	61,2	0,835	65,9	0,801	61,0	0,656	57,0
0,870	59,1	0,819	72,3	0,779	53,0	0,618	56,5
0,827	56,3	0,821	63,6	0,743	49,5	0,606	54,3
0,785	55,5	0,785	64,9	0,698	53,6	0,561	46,1
0,752	55,8	0,769	70,1	0,629	46,6	0,426	52,8
0,693	53,6	0,719	61,0	0,509	52,1		
0,497	51,1	0,612	65,4	0,211	48,3		
0,410	52,3	0,492	62,9				
0,273	50,6	0,388	62,1				
		0,283	56,5				

Tabelle 8  
Innere Oberfläche  $O_s$  befesteter Betonproben und dazugehörige Sättigungsgrade S während der Frost-Tau-Wechsel

Ferner sind die inneren Oberflächen für die höher gesättigten Proben B 45/0,45/A größer als bei Proben niedriger Sättigungsbereiche. Diese Tendenz ist aber bei den Proben der Serie D oder der Betonsorte B 45/0,45/LP nicht oder nur wenig erkennbar. Deswegen ergeben sich hieraus keine Hinweise, daß die Veränderung der Zementsteinstruktur als Folge der Befrostung (die Ribbildung wird in diesem Zusammenhang nicht als Veränderung angesehen) die Ursache für die Beeinträchtigung der maßgeblichen Betoneigenschaften beim Überschreiten des kritischen Sättigungsgrades ist. Es ist vielmehr zu vermuten, daß die größeren Oberflächen der Bildung neuer Hydratationsprodukte zuzuschreiben sind, da in diesem Sättigungsbereich ein hohes Wasserangebot vorliegt.

Obwohl die in diesem Abschnitt diskutierten Ergebnisse mit Unsicherheiten behaftet sind, deuten sie darauf hin, daß Trocknungsvorgänge die Zementsteinstruktur von Betonen mit verschiedenartigen Porensystemen in unterschiedlichem Maße verändern. Desweiteren ist das Rückhaltevermögen gegenüber Wasser bei Betonen, die schon Trocknungsprozessen ausgesetzt waren, wesentlich niedriger als bei jenen, die sich im ersten Desorptionsprozeß befinden. Bei hohen Luftfeuchtigkeiten können die von den letzteren erreichten Sättigungsgrade schon in eine bedenkliche Nähe von  $S_{CR}$  rücken, insbesondere dann, wenn ein Temperaturrückgang zu Kondensationserscheinungen im Porensystem führt, denn der aus der Dampfphase erreichbare Grad der Porenfüllung ist temperaturabhängig (22).

### 3.7 Untersuchungen zur Entwicklung der spezifischen Luftdurchlässigkeit

Transportvorgänge im Beton spielen nicht nur bei der Beurteilung der Frostwiderstandsfähigkeit eine wichtige Rolle, sie entscheiden auch über das Ausmaß des Korrosionsschutzes, den Beton Stahleinlagen geben kann. Weil die durchströmbare Porosität maßgeblich die Transportgeschwindigkeit bestimmt, muß ihr besonderes Interesse gelten.

Im Abschnitt 3.5 ist gezeigt worden, daß der kapillare Transport überwiegend von den Poren kleinster Durchmesser getragen wird. Andere Poren, dazu zählen auch Risse, können zwar zur Erhöhung der Sauggeschwindigkeit beitragen, wenn sie aber Größen annehmen, die über kapillares Saugen nicht mehr füllbar sind, werden sie von diesem Verfahren nicht mehr erfaßt.

Ein Verfahren, mit dem auch solche Poren erfaßt werden können, besteht in der Bestimmung der spez. Luftdurchlässigkeit. Da eine laminare Gasströmung nur in Poren stattfindet, deren Ausdehnung mindestens der mittleren freien Weglänge der Gasmolekeln entspricht, können bei Verwendung von Luft nur noch Porensysteme mit Radien größer als etwa 100 nm durchströmt werden. Damit eignet sich die spez. Luftdurchlässigkeit vornehmlich zur Kennzeichnung jener aus dem Zusammenwirken beider Betonbestandteile resultierenden Gefügeveränderungen, die für den Schutz der Stahleinlagen eine besondere Bedeutung haben, nämlich von Rissen, die aufgrund ihrer Breite auch den Carbonatisierungsprozeß erheblich beschleunigen können.

Grundlage der Meßmethode ist die nach D'Arcy aus dem Hagen-Poiseuille'schen Gesetz abgeleitete Beziehung für die spez. Gasdurchlässigkeit  $D_s$  bei laminarer Strömung:

$$D_s = \eta \cdot \frac{h}{A \cdot \Delta p} \cdot \frac{V}{t} \quad ,$$



wobei  $\eta$  die dynamische Viskosität,  $h$  die Probenhöhe,  $V$  das durchgeströmte Gasvolumen,  $A$  die Querschnittsfläche,  $t$  die Meßzeit und  $\Delta p$  die Druckdifferenz bedeuten. Angaben zu physikalischen Grundlagen und zur Verfahrensweise finden sich z. B. in (25), (26), (27) und (28). Die Untersuchungen sind an Proben durchgeführt worden, deren Durchmesser etwa 74 mm und deren Höhen etwa 50 mm betragen haben. In Abb. 46 ist die verwendete Apparatur dargestellt.

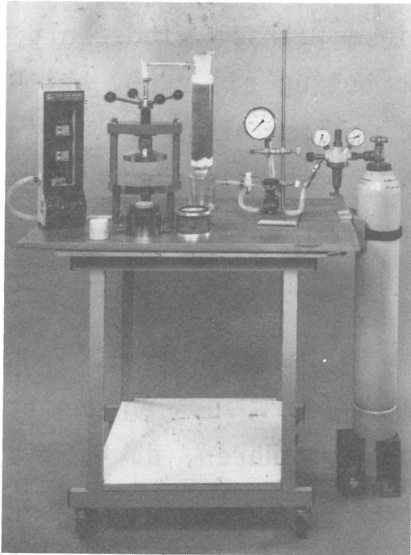


Abb. 46  
Einrichtung zur Messung der spezifischen Luftdurchlässigkeit

Um Fehler infolge von Undichtheiten im System auszuschließen, sind alle Proben nach der betreffenden Vorbehandlung mit einem zylinderförmigen Mantel aus flüssigem Kunststoff umgeben und nach dessen Aushärtung an den Stirnflächen eben geschliffen worden. Die Dicke des Kunststoffmantels betrug etwa 13 mm. Nach dieser Präparation ist jede Temperaturbeanspruchung, die den Verbund zwischen Kunststoffmantel und Betonkern hätte beeinträchtigen können, vermieden worden. Die Messungen fanden bei Druckdifferenzen statt, die der jeweiligen Durchlässigkeit der Proben angepaßt waren, wobei Kontrollen nachgewiesen haben, daß bei der jeweils angewendeten Druckdifferenz eine laminare Strömung herrschte.

Oft wird die Meinung vertreten, daß die Gasdurchlässigkeit vom jeweiligen Feuchtigkeitszustand der Probe abhängig ist, denn liegt in den Poren kondensiertes Wasser vor, dann könnten Porendurchgänge völlig oder teilweise verstopft werden. Außerdem führten adsorbierte Schichten zu Verengungen im feineren Porenbereich. Hierbei bleibt meist unberücksichtigt, daß die genannten Vorgänge vornehmlich in Poren eine Rolle spielen, deren Radien kleiner als 100 nm sind.

In der Tat führen aber im Bereich niedriger Feuchtigkeitsgehalte kleinste Veränderungen des Wassergehaltes bei Betonen mit zerrüttetem Gefüge zu beachtlichen Veränderungen der spez. Luftdurchlässigkeit. Die Ursache ist jedoch auf die im Abschnitt 3.3 geschilderten Effekte zurückzuführen: Ist der ursprüngliche Zusam-

menhang des Betongefüges nicht mehr gegeben, dann kann der Zementstein infolge Wasserentzugs relativ ungehindert schwinden. Dadurch werden die vorhandenen Gefügerisse unverhältnismäßig aufgeweitet. Die so erzeugte Gasdurchlässigkeit ist aber keineswegs ein Maß für die Durchströmbarkeit des Porensystems unter baupraktischen Bedingungen.

Bei Betonen mit intaktem Gefüge führt der erste Trocknungsvorgang bei 105 °C nur zu einer geringfügigen Erhöhung der spez. Luftdurchlässigkeit. Schließt sich diesem aber eine Wassersättigung an und werden diese Wechsel wiederholt, dann steigt die spez. Luftdurchlässigkeit rapide an. So betrug sie z. B. bei Proben aus Beton B 45/0,45 nach einer Trocknung bei 105 °C weniger als 1 pPm. Bei gleichen Proben, die nach der ersten Trocknung bei 105 °C mit Wasser gesättigt wurden und anschließend weitere zwei Wechsel dieser Art durchliefen, stieg die spez. Luftdurchlässigkeit auf etwa 400 pPm an.

Das geschilderte Verhalten deutet darauf hin, daß die im Zuge der 1. Trocknung gebildeten Mikrorisse im Zementstein des Betongefüges (vgl. auch Abschnitt 2.2) zu keiner nennenswerten Erhöhung der Gasdurchlässigkeit führen, d. h. sie sind kleiner als die mittlere freie Weglänge der Gasmolekeln. Wird aber die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein auf Zug beansprucht, dann kommt es hier im allg. zur Bildung von Rissen mit größeren Breiten. Da solche Spannungsverhältnisse im Gefüge vom aufsteigenden Ast der Kurve für das Maß der Beanspruchung  $\Delta \epsilon_1$  gekennzeichnet werden, sollte hier die spez. Luftdurchlässigkeit  $D_s$  ebenfalls stark ansteigen.

In Abb. 47 wird gezeigt, daß dies tatsächlich der Fall ist. Die Proben zur Ermittlung der dort dargestellten Ergebnisse sind jenen befestigten Zylindern der Betonsorte B 45/0,45 entnommen, deren Längenänderungsverhalten in den Abb. 20 und 21 aufgeführt worden ist. Die auf der Abszisse der Abb. 47 angegebenen Sättigungsgrade entsprechen jenen, die die Betonzylinder während der Frost-Tau-

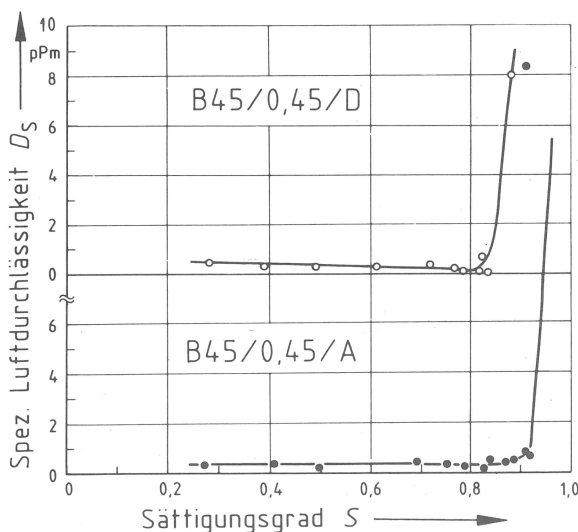


Abb. 47  
Spez. Luftdurchlässigkeit des Betons B 45/0,45 nach 50 FTW in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad

Wechsel besaßen. Vor der Ermittlung der spez. Luftdurchlässigkeit sind diese Sättigungsgrade durch Trocknung bei 50 °C auf Werte zwischen etwa 0,3 und 0,45 gebracht worden.

Im Gegensatz hierzu erfolgte die Ermittlung der spez. Luftdurchlässigkeit für den Beton B 45/0,40 an bei 105 °C getrockneten Proben (Abb. 48). Es ist deutlich erkennbar, daß diese im Sättigungsbereich unterhalb von  $S_{CR}$  nur unwesentlich höhere Werte annehmen als die bei 50 °C getrockneten (B 45/0,45). Dies bestätigt die Ansicht, daß im Gefüge von Proben mit niedrigeren Sättigungsgraden als  $S_{CR}$  nach den Frost-Tau-Wechseln vorwiegend Mikrorisse vorliegen. Hingegen weist der starke Anstieg der spez. Luftdurchlässigkeit nach dem Überschreiten von  $S_{CR}$  auf Risse im Bereich der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein hin. Diese sind besonders gut durchströmbar, weil sie durch die Trocknung vor der Messung stärker als Mikrorisse aufgeweitet werden können. Damit erweisen sich hier scharfe Trocknungen als Hilfsmittel zur Erfassung solcher Gefügeschäden. Daß die nach einer solchen Behandlung durch die spez. Luftdurchlässigkeit gekennzeichneten Gefügeschäden mit der tatsächlichen Beanspruchung im Frost-Tau-Wechsel in direktem Zusammenhang stehen, zeigt die ausgezeichnete Übereinstimmung der Kurvenverläufe der Abb. 48 mit den in den Abb. 24 und 25 aufgeführten Ergebnissen der Längenänderungsmessung.

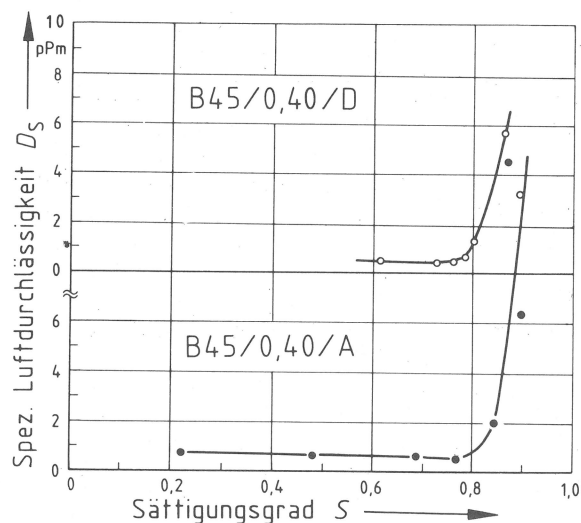


Abb. 48  
Spez. Luftdurchlässigkeit des Betons B 45/0,40 nach 25 FTW in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad

Eine ebenfalls gute Übereinstimmung mit den entsprechenden Kurven des Längenänderungsverhaltens weisen die an den Luftporenbetonen B 45/0,45/LP und B 25/0,65/LP ermittelten Werte für die spez. Luftdurchlässigkeit auf (Abb. 49 und 50).

Ferner zeigt ein Vergleich des Kurvenverlaufs im Bereich niedriger Sättigungsgrade der Abb. 49 und 47, daß trotz deutlich höherer Porosität der Luftporenbeton B 45/0,45/LP aufgrund seines günstigeren Verhaltens im Trocknungsprozeß

(geringere Ribbildung) kleinere Werte für  $D_S$  aufweist als der gleichartig aufgebaute Beton B 45/0,45. Dies ist ein Hinweis darauf, daß intakter Zementstein mit niedrigen w/z-Werten für Gase kaum durchströmbar ist, auch dann nicht, wenn er von Luftporen durchsetzt ist. Hingegen zeigt ein Vergleich der Kurvenverläufe der Abb. 50 und 51, daß bei hohen w/z-Werten Luftporen zu einem deutlichen Anstieg der Luftdurchlässigkeit führen. Dies geht auf jene Kapillaren zurück, die bei der Herstellung des Betons infolge Wasserüberschusses entstanden sind und die die Luftporen untereinander verbinden.

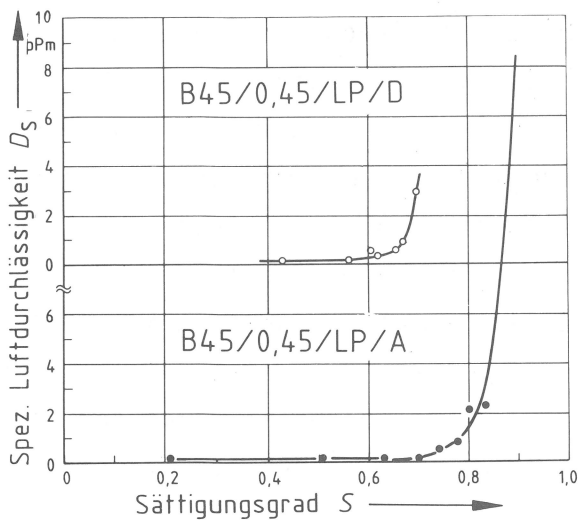


Abb. 49  
Spez. Luftdurchlässigkeit des Betons B 45/0,45/LP nach 25 FTW in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad

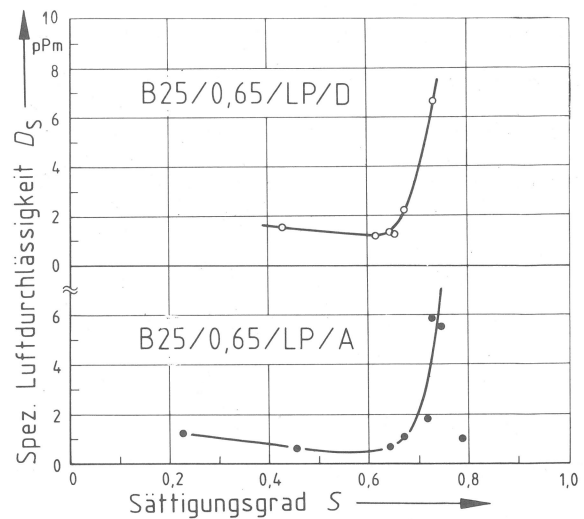


Abb. 50  
Spez. Luftdurchlässigkeit des Betons B 25/0,65/LP nach 25 FTW in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad

Bei der Betonsorte B 25/0,65 waren die Proben im hohen Sättigungsbereich nur 6 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Dennoch steigen auch hier die in Abb. 51 dargestellten Werte für die spez. Luftdurchlässigkeit nach Überschreiten des kritischen Sättigungsgrades ( $S_{CR}$  entsprechend Abb. 30) stark an. Dies beweist auch hier, daß nur wenige Frost-Tau-Wechsel zu erheblichen Gefügeveränderungen führen, wenn der Sättigungsgrad des Betons größer als der kritische Sättigungsgrad ist.

Obwohl die Ergebnisse der jeweiligen Betonsorten bzw. Serien bei unterschiedlichen Restfeuchtigkeiten ermittelt worden sind, zeigen sie deutlich, daß der Verlauf der Werkstoffbeanspruchung, gekennzeichnet durch  $\Delta\epsilon_1$ , und der spez. Luftdurchlässigkeit  $D_S$  nach Überschreiten von  $S_{CR}$  der Tendenz nach übereinstimmt. Ferner wird offensichtlich, daß eine deutliche Zunahme der spez. Luftdurchlässigkeit hier auf Risse zurückgeht, die im Frost-Tau-Wechsel durch expandierenden Zementstein erzeugt werden, auf Risse also, die den Verbund beider Betonbestandteile beeinträchtigen. Hingegen führt eine zusätzliche Kontraktion in der Abkühlungsphase des Frost-Tau-Wechsels zu keiner nennenswerten Erhöhung der

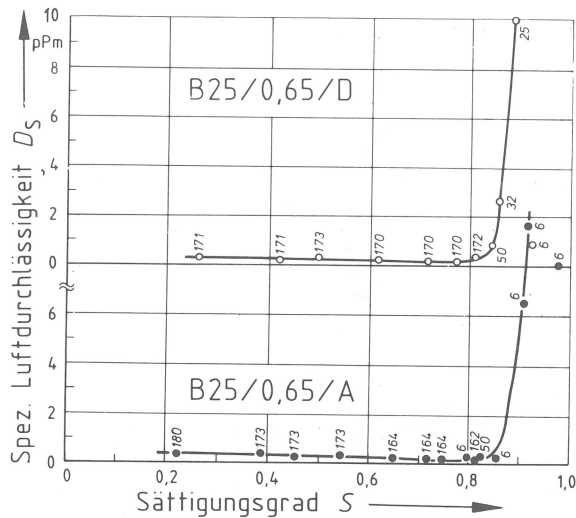


Abb. 51  
Spez. Luftdurchlässigkeit des Betons B 25/0,65 nach einer unterschiedlichen Anzahl (Zahlen neben den Punkten) von FTW in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad

spez. Luftdurchlässigkeit. Dies bedeutet, daß hier eine Art der Gefügebeanspruchung wie bei Trocknungsprozessen vorliegt, die im wesentlichen im Zementstein des Betons Mikrorisse erzeugt.

Die Messung der spez. Luftdurchlässigkeit erweist sich somit als besonders geeignet, Gefügeveränderungen zu erfassen, die eine schwerwiegende Beeinträchtigung der Gebrauchseigenschaften nach sich ziehen, denn die Undurchlässigkeit des Betons ist im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit unserer Stahlbetonbauwerke oft die bestimmende Einflußgröße.

### 3.8 Untersuchungen zur Kennzeichnung der Porenstruktur mit dem Quecksilber-Porosimeter

Als ein vielversprechendes Verfahren zur Kennzeichnung des Porengefüges von Beton wird in der Literatur die Bestimmung der Porengrößenverteilung mit dem Quecksilber-Porosimeter angesehen. Mit der von Washburn (29) abgeleiteten Beziehung

$$r = \frac{-2\sigma \cdot \cos \theta}{p}$$

kann das bei einem Druck  $p$  in die Poren des Werkstoffs eingedrungene Quecksilbervolumen einem Porenradius  $r$  zugeordnet werden. In der Formel stellen  $\sigma$  die Oberflächenspannung und  $\theta$  den Randwinkel des Quecksilbers dar. Die physikalischen Grundlagen und Verfahrensweisen sind z. B. in (30), (31), (32) und (33) geschildert.

Beispiele für die Darstellung der Untersuchungsergebnisse, nämlich der Summenhäufigkeit des Porenvolumens  $V$  und der Häufigkeit des Porenvolumens  $(\Delta V \cdot \Delta r)/\Delta r$  in Abhängigkeit vom Porenradius  $r$ , zeigen für Zementstein die Abb. 52 und 53 sowie für Beton die Abb. 54 und 55.

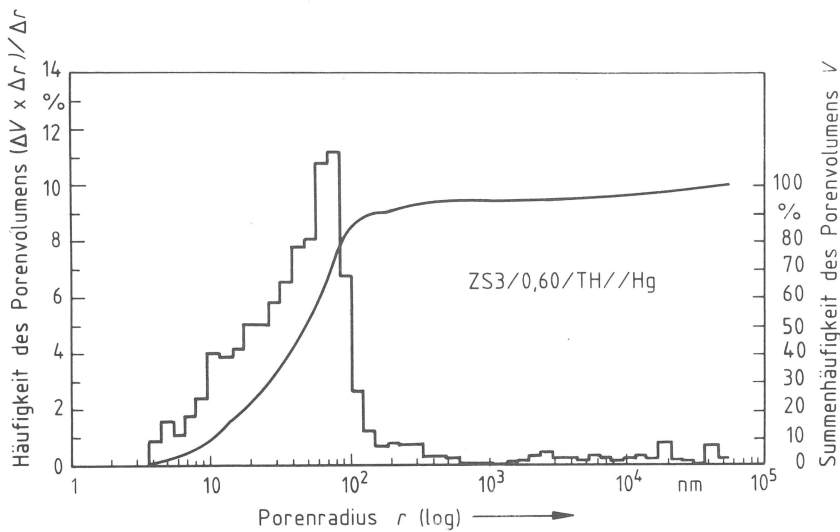


Abb. 52  
Porengrößenverteilung von  
Zementstein ohne künstlich  
eingebrachte Luftporen

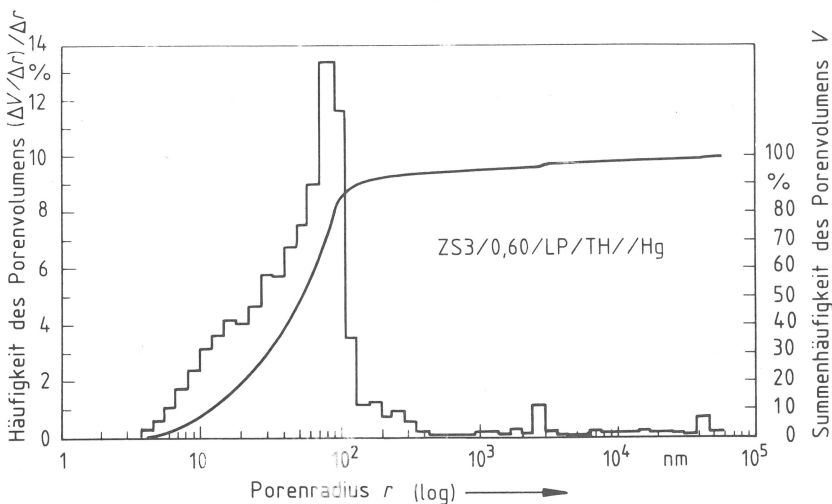


Abb. 53  
Porengrößenverteilung von  
Zementstein mit künstlich  
eingebrachten Luftporen

Als weitere Ergebnisse fallen das spez. Porenvolumen und die Rohdichte an. Ferner lassen sich die in den Abbildungen dargestellten Untersuchungsergebnisse nach bestimmten Gesichtspunkten analysieren, indem z. B. die Porenanteile ausgewählten Radiengruppen oder indem den Quartilen der Summenhäufigkeit die entsprechenden Radien zugeordnet werden. Als weitere charakteristische Größen kommen das Maximum der Häufigkeit des Porenvolumens und der zugehörige Radius in Frage. In der Tabelle 9 sind Auswertungen dieser Art für die genannten Beispiele dargestellt.

Als Probematerial dienten zum einen Zementstein mit einem Wasserzementwert von 0,60 mit und ohne künstlich eingebrachten Luftporen, zum anderen Beton mit Wasserzementwerten von 0,40 bzw. 0,45, wobei dem letzteren ebenfalls Luftporenbildner zugegeben worden waren. Alle Proben lagerten nach der Herstellung mehrere Monate unter Wasser. Vor der Untersuchung wurden sie bei 50 °C bis zur Massenkonzanz getrocknet.

Obwohl die Auswertungsmöglichkeiten vielfältig sind, dürfen bei der Untersuchung von Betonen die Erwartungen nicht allzu hoch gesteckt werden, denn gerade bei diesem Werkstoff können die Meßergebnisse durch verschiedene Fehlerquellen erheblich verfälscht werden (s. dazu auch (32)).

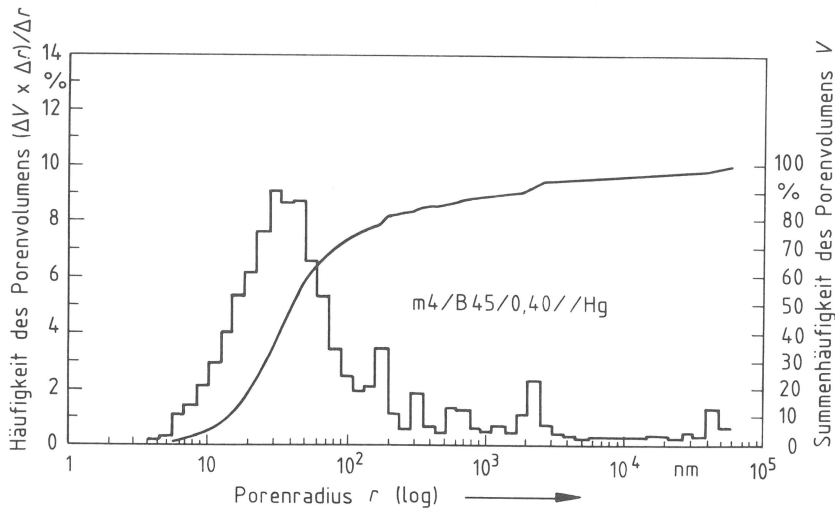


Abb. 54  
Porengrößenverteilung von  
Beton ohne künstlich ein-  
gebrachte Luftporen

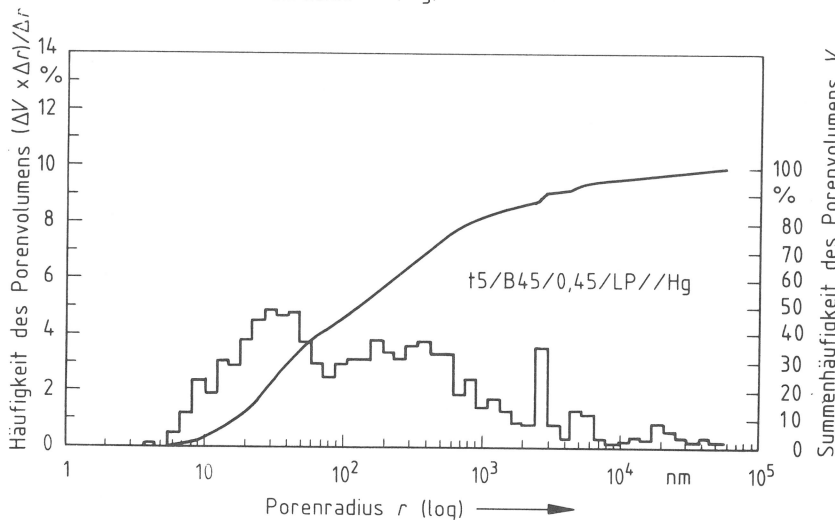


Abb. 55  
Porengrößenverteilung von  
Beton mit künstlich ein-  
gebrachten Luftporen

Tabelle 9  
Auswertung der Ergebnisse der Quecksilber-Pososimetrie

Proben- bezeichnung	Rohdichte	Spezifisches Porenvolumen $V_{s,Hg}$	Anteile von $V_{s,Hg}$ bis zu Radien				Radius des Quartils			Maximum der Häufigkeit bei Radius	
			10	30	100	2500	25 %	50 %	75 %	%	nm
-	$g/cm^3$	$cm^3/g$	%				nm				
ZS3/0,60	1,547	0,161	7,5	33,2	84,9	95,2	22	48	79	11,1	78
ZS3/0,60/LP	1,438	0,195	6,2	29,4	83,6	96,4	26	55	86	13,7	78
B 45/0,40	2,255	0,053	4,6	35,7	73,6	94,1	23	41	114	9,1	29
B 45/0,45/LP	2,160	0,075	4,1	23,3	46,2	89,0	32	127	523	4,9	29

Der schwerwiegendste Fehler liegt darin, daß bei "Flaschenhalsporen" das gesamte Volumen des "hinter der Einschnürung" befindlichen Porenraumes derjenigen Porengröße zugerechnet wird, die dem Durchmesser dieser Verengung entspricht. Damit werden z. B. die Anteile der neugeschaffenen Hohlräume infolge von Ribbildungen im Betongefüge nicht mehr den tatsächlichen Radien zugeordnet, sondern jenen, über die sie gefüllt werden. Die Folge ist, daß sich die Porenradienverteilung nicht mehr in sinnvoller Weise analysieren läßt.

Deutlich tritt dieser Mangel beim Vergleich der Häufigkeit des Porenvolumens  $(\Delta V \cdot \Delta r)/\Delta r$  der Abb. 52 und 53 zutage. Obwohl die durch den Porenbildner geschaffenen Luftporen deutlich größere Radien als 100 nm aufweisen, wird ihr

Volumen offenbar weitgehend jenen Poren zugeordnet, deren Radien kleiner als 100 nm sind. Das Vorhandensein der Luftporen kann hier ebenfalls über das spez. Porenvolumen oder die Rohdichte (s. Tabelle 9) nachgewiesen werden.

Im gleichen Sinne müssen die Darstellungen der Abb. 54 und 55 verstanden werden. Unter anderem wird hier gezeigt, daß das Porenspektrum von Beton vielschichtiger ist als das von Zementstein. So nehmen im Gegensatz zum Zementstein im Beton die Poren, deren Radien größer sind als 100 nm, schon einen beachtlichen Anteil ein. Über diese Poren werden dann auch die künstlich eingebrachten Luftporen gefüllt, was an der Häufigkeit des Porenvolumens dieses Radienbereiches in Abb. 55 abzu-lesen ist.

Desweiteren besteht ein Nachteil darin, daß das gesamte Porenspektrum des Zementsteines nur erfaßt werden könnte, wenn entsprechend hohe Drücke zur Anwendung kämen. Hierbei muß aber mit einer Schädigung der Zementsteinstruktur gerechnet werden. Im Rahmen dieser Untersuchung ist ein Quecksilber- Porosimeter der Fa. Carlo Erba verwendet worden, das einen maximalen Druck von rd. 2000 bar erzeugen kann. Vergleichende Untersuchungen ergaben z. B. für einen Zementstein mit dem Wasserzementwert von 0,40, daß bei diesem Druck nur etwa 56 % des mit Wasser füllbaren Porenraumes dem Quecksilber zugänglich sind, d.h. ein großer Teil der Poren mit kleinsten Durchmessern wird hier gar nicht erfaßt. In (34) ist über diese Problematik eingehend berichtet worden.

Trotz der zu erwartenden Schwierigkeiten bei der Deutung der Ergebnisse sind an befestigten Serien einiger Betonsorten Quecksilber- Porosimeter- Aufnahmen gemacht worden, um herauszustellen, welche Parameter am deutlichsten die aus den Beanspruchungen folgenden Gefügeveränderungen anzeigen. Als ein solcher Parameter erwies sich das spez. Porenvolumen. In den Abb. 56 und 57 werden die spez. Porenvolumina  $V_{S,Hg}$  der Betonsorte B 45/0,45 in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad während der Frost-Tau-Wechsel dargestellt.

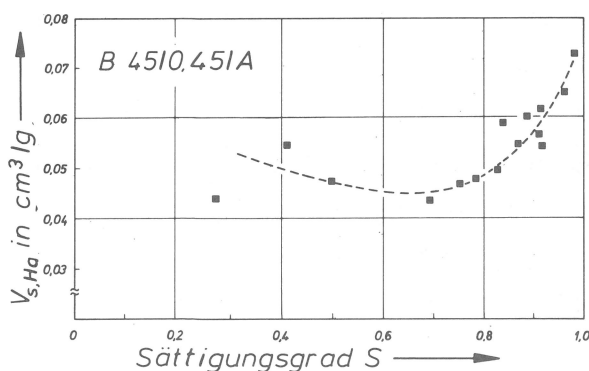


Abb. 56  
Entwicklung des spez. Porenvolumens  $V_{S,Hg}$  in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad; Beton B 45/0,45 Serie A

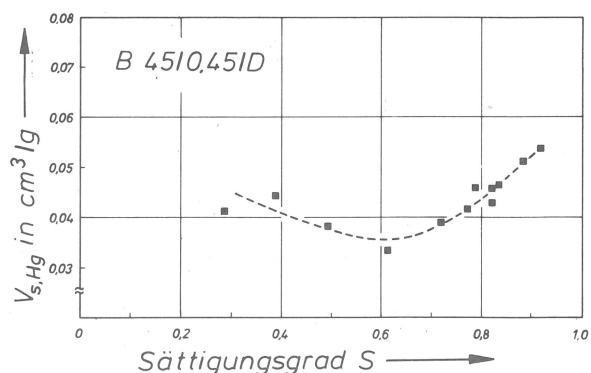


Abb. 57  
Entwicklung des spez. Porenvolumens  $V_{S,Hg}$  in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad; Beton B 45/0,45 Serie D



Es ist erkennbar, daß das spez. Porenvolumen mit zunehmender Zerrüttung des Betongefüges anwächst. Dies gilt sowohl für den Bereich, in dem die Beanspruchung durch hohe Sättigungsgrade während der Befrostung erzeugt worden ist, als auch für jenen, in dem die Beanspruchung auf Trocknungsvorgänge zurückgeht. Ein Vergleich zwischen den Abb. 56 und 57 zeigt ferner, daß die intensiveren Trocknungsvorgängen ausgesetzte Betonserie A durchweg höhere Werte des spez. Porenvolumens aufweist als die Serie D.

Die vergleichsweise große Streuung der Ergebnisse geht auf Probleme der Probenvorbereitung zurück. Es wird Material verwendet, das keine groben Zuschläge enthält. Bei einer solchen Auswahl kann nicht sichergestellt werden, daß die Anteile von Zementstein und Zuschlag bei jeder Probe gleich groß sind.

Der in Abb. 58 dargestellte Kurvenverlauf für den Luftporenbeton B 45/0,45/LP weist ebenfalls die charakteristischen Merkmale der Abb. 56 und 57 auf, jedoch sind die  $V_{S,Hg}$ -Werte insgesamt deutlich größer.

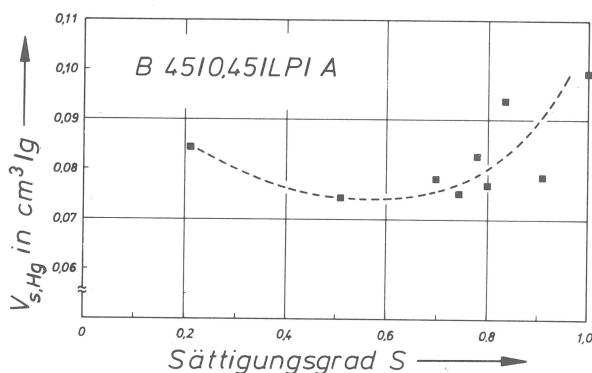


Abb. 58  
Entwicklung des spez. Porenvolumens  $V_{S,Hg}$  in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad; Beton B 45/0,45/LP Serie A

Den Veränderungen des Betongefüges infolge von Trocknungs- und Sättigungsvorgängen, hier durch den Anstieg des spez. Porenvolumens charakterisiert, sind noch weitere Untersuchungen gewidmet worden, weil deren Einfluß im Zuge der Vorbereitung der Proben für die Frost-Tau-Wechsel bzw. für den Saugversuch so klein wie möglich gehalten werden muß. Insgesamt sind zu diesem Zwecke 3 Serien von 3 unbefrostenen Betonsorten herangezogen worden.

Die Proben der Serie U/D wurden vor der Untersuchung von dem Ausgangszustand, den sie nach langer Unterwasserlagerung erreicht hatten, bei 50 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet. Dagegen wurden die Proben der Serie U/A von dem Ausgangszustand zuerst bei 50 °C auf einen Sättigungsgrad von etwa 0,3 gebracht, dann im Vakuum unter Wasser gesättigt und schließlich bei 50 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet. Bei den Proben der Serie U/105 erfolgte die erste Trocknung bis zur Massenkonstanz bei 105 °C. Danach wurden die Proben im Vakuum gesättigt und anschließend bei 50 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet. Die in den

Abb. 59, 60 und 61 dargestellten Ergebnisse sind jeweils Mittelwerte aus 2 bzw. 3 Einzelergebnissen.

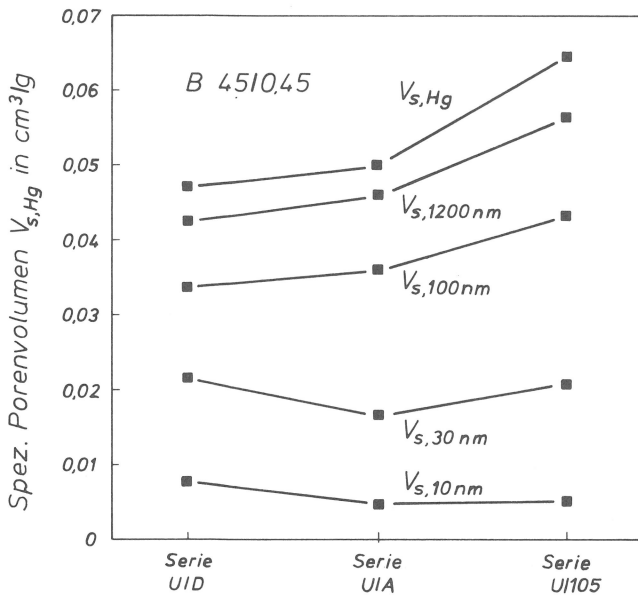


Abb. 59  
Einfluß der Vorbehandlungsart auf die Entwicklung des spez. Porenvolumens; Beton B 45/0,45

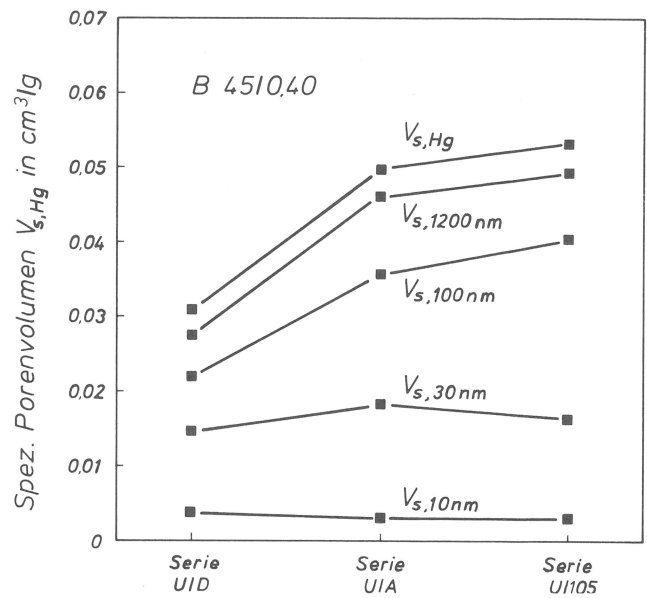


Abb. 60  
Einfluß der Vorbehandlungsart auf die Entwicklung des spez. Porenvolumens; Beton B 45/0,40

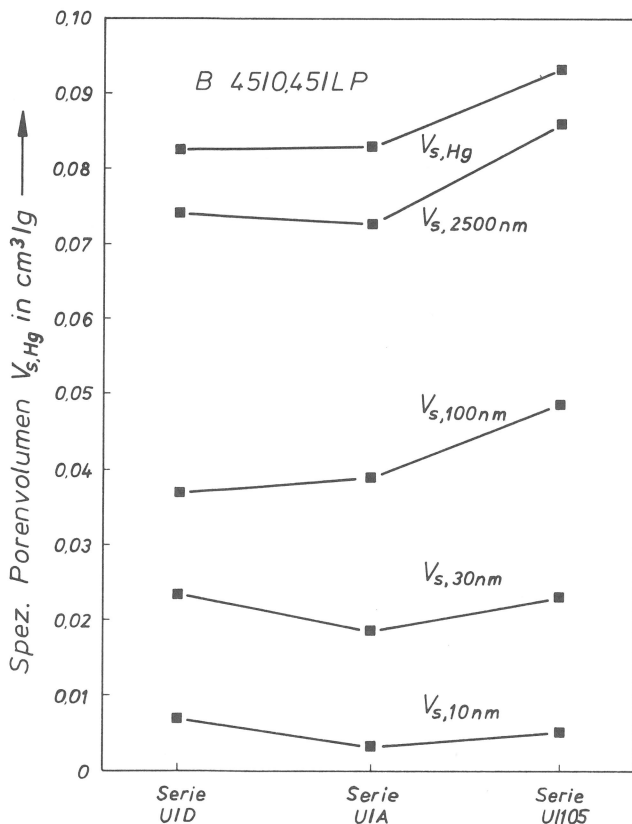


Abb. 61  
Einfluß der Vorbehandlungsart auf die Entwicklung des spez. Porenvolumens; Beton B 45/0,45/LP

Auf den Ordinaten der Abbildungen ist das bei jenem Druck ermittelte spez. Porenvolumen  $V_{s,10nm}$  usw. ablesbar, der den Porenradien 10 nm, 30 nm, 100 nm und 1200 nm entspricht. Die dargestellten Ergebnisse machen deutlich, daß unterschiedliche Vorbehandlung auf die Poren im Bereich von Radien zwischen 3,75 nm und 30 nm kaum einen Einfluß ausübt. Eine Veränderung des Porensystems dürfte

aber bei Poren vorliegen, deren Radien größer als 30 nm sind. Als Folge der Vorbehandlung ist hier ein deutlicher Zuwachs des spez. Porenvolumens zu verzeichnen. Dieser Zuwachs ist bei der Vorbehandlungsart U/A für die Betonsorten B 45/0,45 und B 45/0,45/LP erheblich geringer als bei der Betonsorte B 45/0,40. Dies steht im Zusammenhang mit der Struktur der Zementsteinmatrix, die hier durch den w/z-Wert vorgegeben wird. Während bei der Betonsorte B 45/0,40 die Vorbehandlung U/105 gegenüber der Vorbehandlung U/A nur zu einem mäßigen Anstieg des spez. Porenvolumens führt, ist dieser bei den anderen Betonsorten beachtlich. Hier wird offenbar, daß Trocknungsvorgänge, hier insbesondere bei 50 °C, das Gefüge von Beton mit sehr niedrigem w/z-Wert in höherem Maße verändern als das von Betonen, die aufgrund eines höheren w/z-Wertes bzw. einer höheren Porosität durchlässiger sind.

Ferner wird deutlich, daß der Zuwachs des hier ermittelten spez. Porenvolumens im wesentlichen auf die durch die Austrocknung erzeugten Gefügerisse zurückgeht. Schließlich bestätigen die Ergebnisse die bei der Untersuchung der Gasdurchlässigkeit gemachte Aussage, daß die durch Trocknungsprozesse neu geschaffenen Hohlräume (Mikrorisse) im wesentlichen im Radienbereich unterhalb von 100 nm liegen.

### 3.9 Untersuchung zur Entwicklung des dynamischen E-Moduls

Im Zusammenhang mit der Prüfung von Beton auf Frostwiderstand sind zerstörungsfreie Untersuchungsmethoden zur Erfassung der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften besonders geeignet, weil mit ihrer Hilfe auch langandauernde Zerrüttungsprozesse quantitativ verfolgt werden können. Als Maß für die Änderung der mechanischen Eigenschaften kann z. B. die Entwicklung des dyn. E-Moduls verwendet werden. Dieser läßt sich aufgrund bekannter physikalischer Zusammenhänge relativ leicht mit der Resonanzfrequenzmethode ermitteln. In (35), (36), (37), (38), (39) und (40) sind die Problematik und die physikalischen Grundlagen behandelt. Da die Bestandteile des Betons recht unterschiedliche Dichten aufweisen und das Betongefüge fast nie spannungsfrei ist, können sich die in die Probe eingeleiteten Schwingungen nur unter Störungen als Wellen ausbreiten. Dies erfordert bei der Deutung des Wellenspektrums einige Erfahrung. Schwierig werden die Verhältnisse, wenn sich im Zementstein Mikrorisse gebildet haben oder gar der Verbund beider Betonbestandteile nicht mehr ganz intakt ist. In solchen Fällen ist die Ausbreitung der Welle dermaßen gestört, daß die Grundschiwingung kaum noch auffindbar ist.

Die Messungen wurden mit dem Elastomat 1.024 der Fa. Förster durchgeführt. Sein Frequenzbereich erstreckt sich von 500 Hz bis 100 KHz. Der vollelektronisch steuerbare Frequenzgenerator versetzt die Betonprobe über ein piezoelektrisches Erregungssystem in mechanische Schwingungen. Diese werden im ebenfalls piezoelektrischen Empfängersystem in elektrische Schwingungen verwandelt, verstärkt und digital angezeigt (Abb. 62).

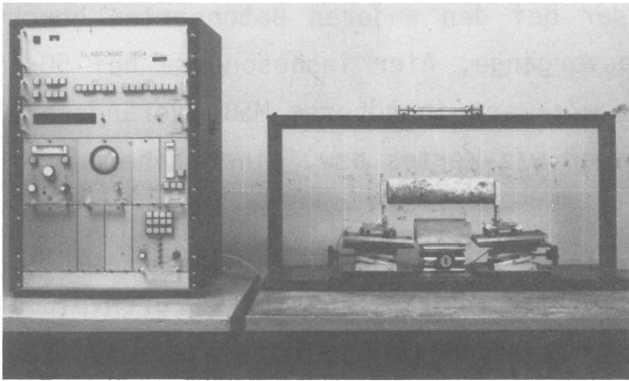


Abb. 62  
Meßplatz zur Bestimmung der  
Resonanzfrequenz

Da die Länge der verwendeten Betonproben das Vierfache ihres Durchmessers ausmachte, brauchten die ermittelten Werte nicht korrigiert zu werden. Weil an derselben Probe sowohl das Resonanz- als auch das Längenänderungsverhalten zu untersuchen war, kam aus technischen Gründen die Longitudinalschwingung zum Einsatz. Bei jeder Messung sind die Resonanzfrequenz der Grundschwingung und der 1. Oberwelle sowie das log. Dekrement und das jeweilige Probengewicht festgehalten worden. Die Ermittlung der 1. Oberwelle erwies sich nicht nur deswegen als vorteilhaft, weil bei manchen Proben die Grundschwingung nach der Beanspruchung nicht mehr zu finden war, sondern auch weil sie die Deutung des vorhandenen Wellenspektrums erheblich erleichterte. Im allgemeinen ließ sich die Resonanzfrequenz exakter ermitteln als das log. Dekrement. Daher ist hier als Maß der Betonzerrüttung die Änderung der Resonanzfrequenz verwendet worden.

Der dyn. E-Modul hängt von verschiedenen Einflußgrößen ab, wobei die in Abschnitt 2.2 geschilderten Phänomene im Zusammenspiel beider Betonbestandteile zu berücksichtigen sind. Werden vergleichende Messungen angewendet, wie dies auch bei der Prüfung von Beton auf Frostwiderstand der Fall ist, dann spielen diese nur eine untergeordnete Rolle. Vielmehr kommt es dann darauf an, eine Bezugsgröße für die Relativierung der die Veränderungen kennzeichnenden Meßergebnisse und ein Maß für den noch zulässigen relativen Abfall des dyn. E-Moduls festzulegen.

Während als Bezugsgröße in der Regel der unmittelbar vor dem 1. Frost-Tau-Wechsel festgestellte Wert  $E_0$  verwendet wird, gehen die Meinungen darüber, welcher relative Abfall des dyn. E-Moduls für eine zerstörte Betonprobe charakteristisch

ist, noch auseinander. Das Verfahren des kritischen Sättigungsgrades (12) sieht vor, daß eine Betonprobe, die nach mindestens 6 Frost-Tau-Wechseln eine relative Minderung des dyn. E-Moduls auf Werte erfährt, die kleiner als 0,9 sind, als beschädigt anzusehen ist. Diese Annahme geht auf Arbeiten zurück, die in (41) mitgeteilt werden.

Eigene Untersuchungsergebnisse zeigen jedoch (vgl. Abschnitt 2.4, Abb. 6), daß bei bestimmten Sättigungsgraden der Wert  $E_6/E_0$  nach dem 6. Frost-Tau-Wechsel noch deutlich über 0,9 liegen kann und daß erst weitere Befrostungszyklen zu Werten führen, die kleiner als 0,9 sind.

Aus den Abb. 63 und 64 wird deutlich, daß die Werte für den rel. dyn. E-Modul nach Überschreiten eines kritischen Sättigungsgrades schon nach 6 Frost-Tau-Wechseln mehr oder weniger stark fallen. Mit fortschreitendem Zerrüttungsprozeß, und dies gilt besonders für die Serie A (Abb. 63), sinken einige Werte noch tiefer, während andere kaum Veränderungen erfahren bzw. sogar geringfügig ansteigen. Der im 25. Frost-Tau-Wechsel erreichte Zustand ändert sich hier bei weiteren 25 Zyklen kaum noch. Im Gegensatz hierzu unterliegen die Werte der Serie D (Abb. 64) zwischen dem 25. und 50. Zyklus noch weiteren Veränderungen.

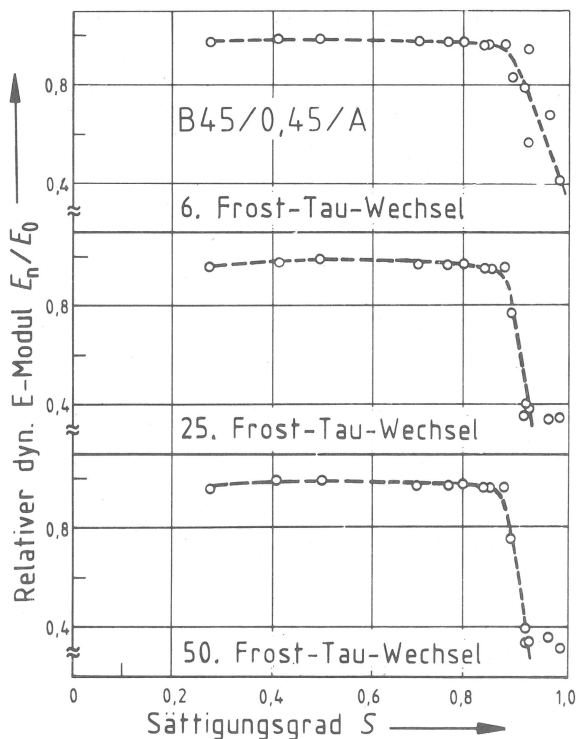


Abb. 63  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 45/0,45 Serie A

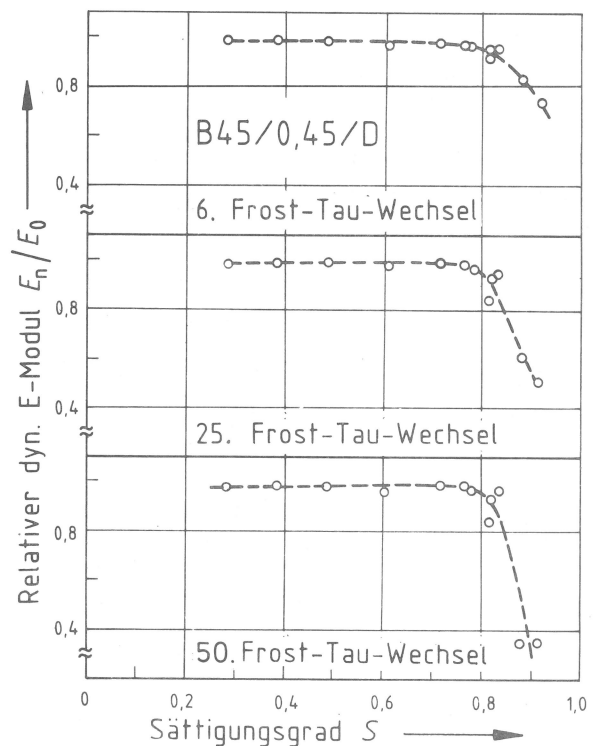


Abb. 64  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 45/0,45 Serie D

Bei der Betonsorte B 45/0,40 (Abb. 65 und 66) sind nur 25 Frost-Tau-Wechsel gefahren worden. Dennoch ist auch hier ein gleichartiges Verhalten erkennbar. Werden die Ergebnisse beider Serien miteinander verglichen, dann fällt auf, daß der Bereich jener Sättigungsgrade, in dem die Werte  $E_n/E_0$  niedriger werden, bei den Serien D zu kleineren Werten S verschoben ist und daß dies bei der Betonsorte B 45/0,45 deutlicher als bei der Betonsorte B 45/0,40 auftritt. Die Ursachen hierfür sind im unterschiedlichen Zustand des Betongefüges begründet, was wiederum auf die verschiedenen Arten der Probenvorbereitung zurückgeht.

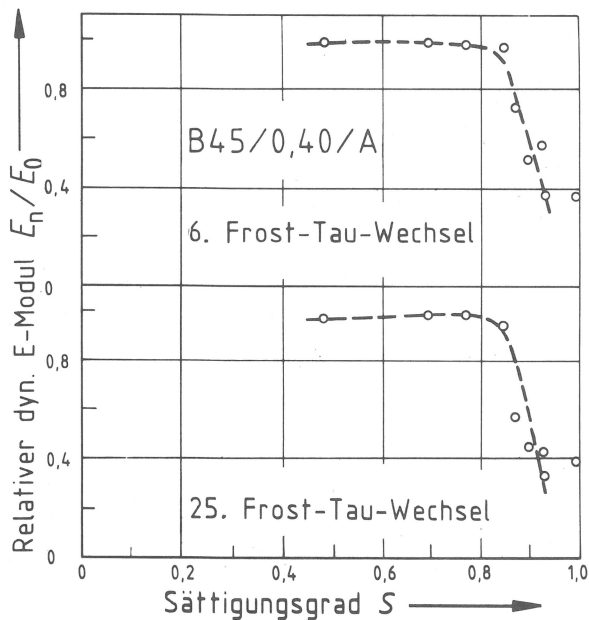


Abb. 65  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 45/0,40 Serie A

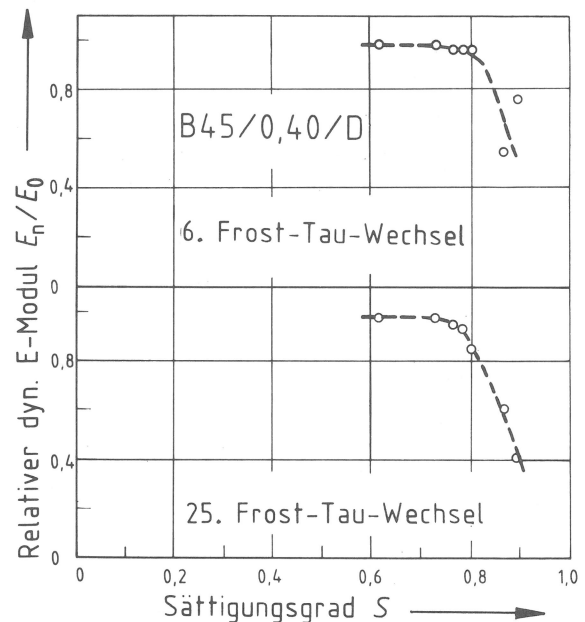


Abb. 66  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 45/0,40 Serie D

Anders als bisher geschildert, verhalten sich die Luftporenbetone. Abb. 68 zeigt z. B., daß bei der Serie D 6 Frost-Tau-Wechsel nicht ausreichen, um den Bereich der Porenfüllung ausfindig zu machen, in dem der kritische Sättigungsgrad liegt. Erst im Verlauf weiterer Frost-Tau-Wechsel fallen die Werte für höher gesättigte Proben ab. Dagegen ist bei Serie A (Abb. 67) der Bereich, in dem der kritische Sättigungsgrad liegen kann, nach 6 Zyklen zwar erkennbar, aber die hier ermittelten Werte sind nicht stabil. Sie fallen nach weiteren 19 Zyklen dermaßen ab, daß die schwache Krümmung der Kurve eine eindeutige Ermittlung des kritischen Sättigungsgrades ausschließt.

Ein ähnliches Verhalten zeigt auch der Luftporenbeton B 25/0,65/LP (Abb. 69 und 70). Obwohl die Kurve nach 6 Frost-Tau-Wechseln in Abb. 70 im Bereich hoher Sättigungsgrade eine starke Krümmung aufweist und hier der kritische Sättigungsgrad vermutet werden kann, verschiebt sich dieser Bereich nach dem 25. Frost-Tau-Wechsel erheblich zu kleineren Sättigungsgraden hin, so daß angenommen wer-

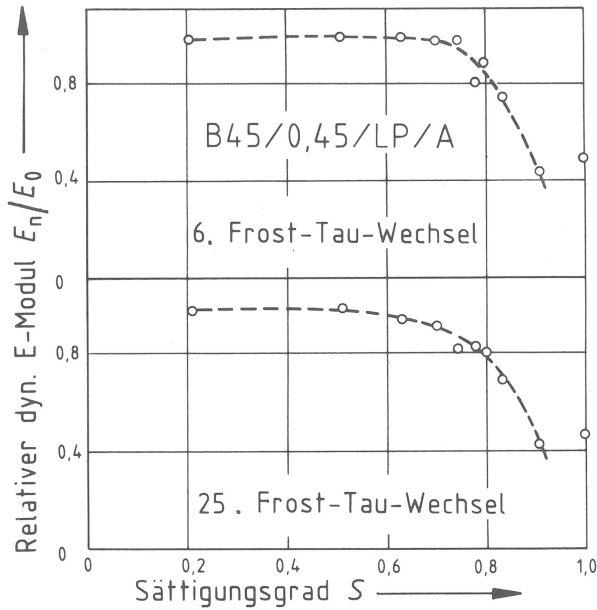


Abb. 67  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 45/0,45/LP Serie A

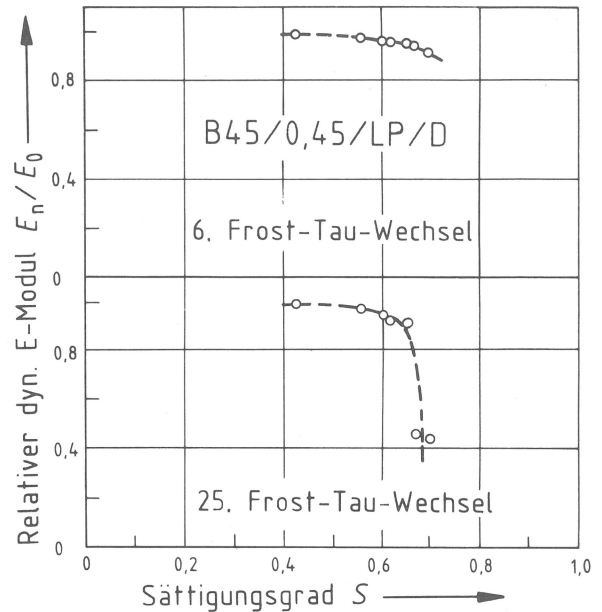


Abb. 68  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 45/0,45/LP Serie D

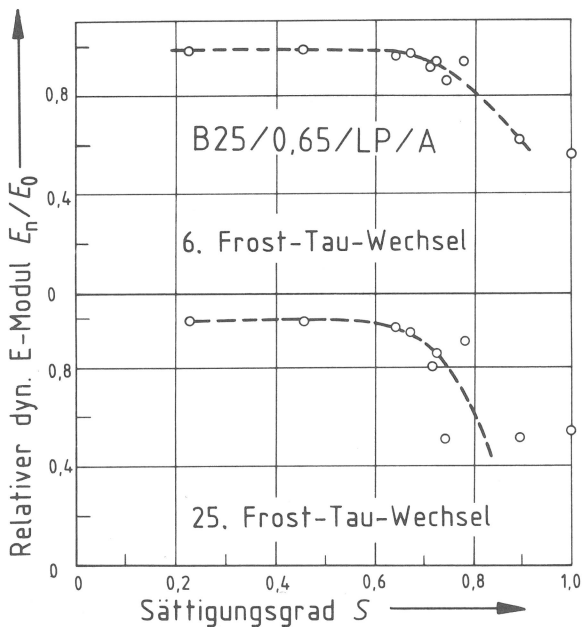


Abb. 69  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 25/0,65/LP Serie A

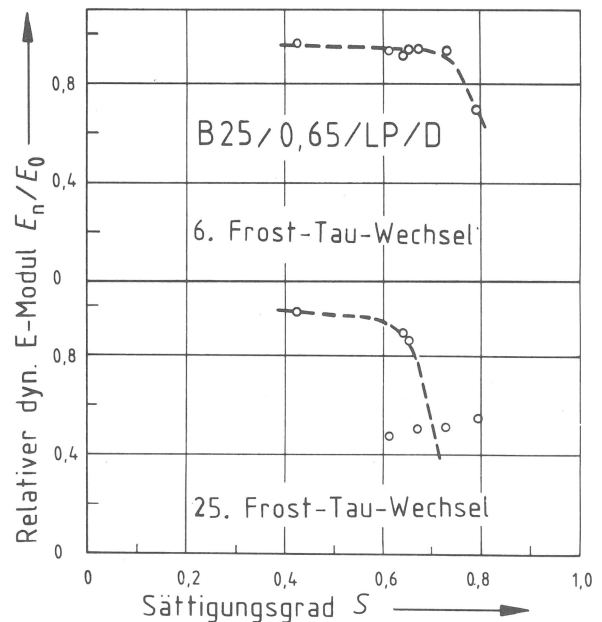


Abb. 70  
Zusammenhang zwischen dem dyn. E-Modul und dem Sättigungsgrad; Beton B 25/0,65/LP Serie D

den muß, daß weitere Zyklen zur Veränderung des Kurvenverlaufs führen könnten. Eine Verschiebung dieses Bereiches zu kleineren Werten hin ist zwar für die Serie A in Abb. 69 nicht erkennbar, aber auch hier muß vermutet werden, daß der Kurvenverlauf nach 25 Zyklen noch längst nicht stabil ist.

Die in Abb. 71 dargestellten Ergebnisse für die verschiedenen Serien der Betonsorte B 25/0,65 zeigen, daß unterschiedliche Temperaturänderungsgeschwindigkei-

ten (Serie B: 12 K/h statt 6 K/h) bzw. Extremtemperaturen (Serie C: +20 bis -20 °C statt +5 bis -20 °C) zu einer Beeinflussung der Lage des kritischen Sättigungsgrades nicht führen. Es ist anzunehmen, daß die möglicherweise dadurch verursachte Beanspruchung angesichts des überragenden Einflusses der Porenfüllung überhaupt nicht sichtbar wird.

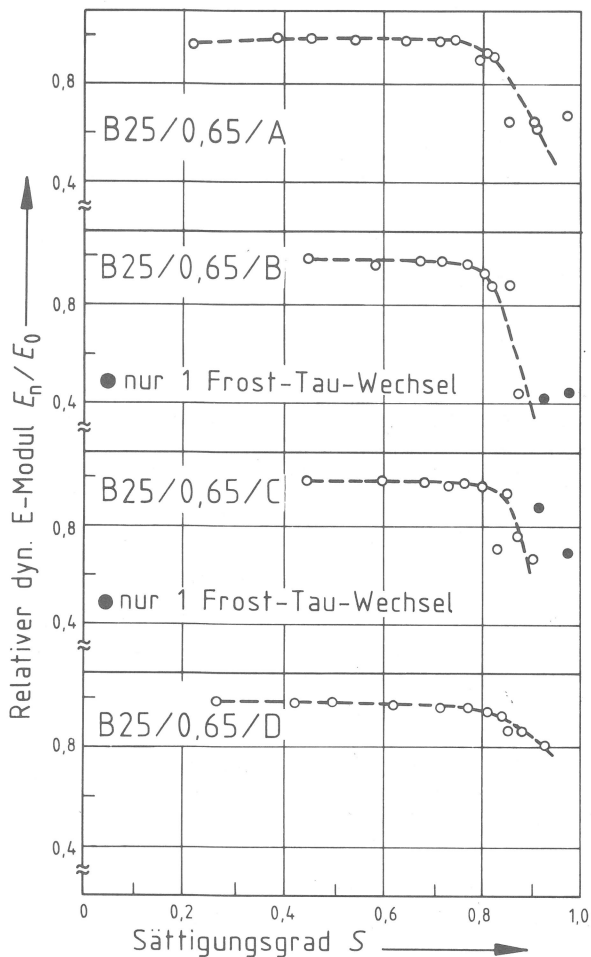


Abb. 71  
Einfluß unterschiedlicher Versuchsbedingungen auf den dyn. E-Modul nach 6 FTW; Beton B 25/0,65 Serien A,B,C,D

Demnach kann für Betone mit dichtem Gefüge anhand des Resonanzverhaltens jener Bereich, in dem der kritische Sättigungsgrad liegen kann, verhältnismäßig sicher gefunden werden, und zwar auch bei unterschiedlichen Versuchsbedingungen. Dagegen treten bei Betonen mit einer ausgeprägten Abstufung der Porengrößen, z. B. bei Luftporenbetonen, Schwierigkeiten auf. Die Ergebniskurven zeigen zum Teil nur eine schwache Krümmung, so daß der für den kritischen Sättigungsgrad infrage kommende Bereich ziemlich breit angesetzt werden müßte. Ferner ist der Kurvenverlauf, und damit auch der kritische Sättigungsgrad, von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel abhängig. Dieses Verhalten wird im wesentlichen der Mikrorißbildung im Zementstein des Betongefüges zugeschrieben. Wie die in den Abb. 26, 27, 28 und 29 dargestellten Ergebnisse der Messung der Längenänderung zeigen, weist die Beanspruchungsgröße  $\Delta \epsilon_1$  im Sättigungsbereich unterhalb von  $S_{CR}$  auf beachtliche Kontraktionen in der Abkühlungsphase des Frost-Tau-Wechsels hin. Die sich hieraus ergebenden Mikrorisse führen zwar bei konstant gehaltenem Wassergehalt zu



einer Erniedrigung des wirksamen Sättigungsgrades, dies führt aber zu keiner entscheidenden Minderung der Gefügebeanspruchung, denn diese wird hier in erster Linie von der Abstufung der Porengrößen und der daraus folgenden zusätzlichen Kontraktion bestimmt. Deswegen muß angenommen werden, daß die Zerrüttung des Betongefüges in solchen Fällen auch nach dem 25. Zyklus mit der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel noch wesentlich zunimmt. In diesem Zusammenhang wird noch einmal auf Abb. 68 hingewiesen.

Grundsätzlich besteht aber zwischen dem Maß der Beanspruchung  $\Delta\varepsilon_1$ , das als wesentliches Ergebnis der Untersuchung des Längenänderungsverhaltens anfällt, und den von der Resonanzfrequenz-Methode als Folge der Frost-Tau-Wechsel angezeigten Gefügeveränderungen ein Zusammenhang. Jedoch kann die Entwicklung der Resonanzfrequenz erst mit den bei der Dilatometrie anfallenden Informationen sicher interpretiert werden.

### 3.10 Untersuchung der Festigkeitsentwicklung

Die Festigkeit ist zwar eine wichtige Gebrauchseigenschaft des Betons, eine vorrangige Stellung gegenüber anderen Eigenschaften kommt ihr jedoch im Hinblick auf die Beständigkeit nicht zu. Dennoch besteht im Zusammenhang mit der Prüfung auf Frostwiderstand ein Interesse daran, zu klären, in welchem Umfange mit der Veränderung des Betongefüges infolge Frostangriffs auch Festigkeitseinbußen einhergehen.

Werden Festigkeitsfragen im Zusammenhang mit der Prüfung von Beton auf Frostwiderstand erörtert, dann kommt es nicht selten zu Mißverständnissen, weil oft der Begriff Festigkeit als Synonym für die Betondruckfestigkeit verwendet wird. Zweifellos spielt diese bei Problemen der Betonbeständigkeit nur eine untergeordnete Rolle, denn es liegt in der Natur des Betons, daß seine Druckfestigkeit erst dann merkbar nachläßt, wenn sein Gefüge kaum noch als "zusammenhängend" zu bezeichnen ist. Diese Eigenschaft ist sicherlich vorteilhaft, aber dort, wo es auf die Dichtheit bzw. den Schutz der Stahleinlagen ankommt, hat dieses Verhalten allzuoft zu folgenschweren Fehleinschätzungen geführt.

Soll im Rahmen von Beständigkeitsuntersuchungen die Festigkeit eines Mehrstoffsystems angegeben werden, dann interessieren in erster Linie jene Parameter, die den Festigkeitszustand des Gefüges möglichst direkt beschreiben. Dazu gehören die Zug-, Biegezug- und die Spaltfestigkeit (42). Im Rahmen der hier durchgeführten Arbeiten konnte aus technischen Gründen nur die Prüfung auf Biegezugfestigkeit angewendet werden.

Wird Zementstein Wasser entzogen, dann schwindet er. Als Ursache hierfür wird für den Bereich niedriger Sättigungsgrade in (6) eine Zunahme der Oberflächenenergie und die damit einhergehende Kompression des Feststoffgerüsts angegeben, die zugleich zum Anstieg der Zementsteinfestigkeit führt. Im Beton wird jedoch das Schwinden des Zementsteines durch die Zuschlagkörner behindert. Dies hat für den Verbund beider Bestandteile zwar günstige Auswirkungen, der Zementstein selbst wird aber unter Zug gesetzt, was eine scheinbare Abnahme der Biegezugfestigkeit des Betons bewirken sollte. Da dieser Spannungszustand des Zementsteines durch Kriechvorgänge oder Ribbildungen verändert werden kann und da sich alle Vorgänge überlagern und gegenseitig beeinflussen, sind im Bereich niedriger Sättigungsgrade Voraussagen über die resultierende Betonfestigkeit sehr schwierig.

Im Bereich hoher Sättigungsgrade spielen die erwähnten Oberflächeneffekte kaum noch eine Rolle. Aus der Wechselwirkung des Wassers mit den Gelpartikeln ergibt sich bei Wasseraufnahme bis zur Sättigung das Quellen des Zementsteines, was sowohl seine Festigkeit als auch den Spannungszustand des Betongefüges ungünstig beeinflusst. Dabei ist gegenüber trockenen Betonproben eine Abnahme der Biegezugfestigkeit zu erwarten.

Da zwischen den infolge Frostangriffs verursachten Gefügeveränderungen und der Biegezugfestigkeit qualitative Zusammenhänge zu vermuten sind, ist an allen befestigten Betonproben auch diese ermittelt worden. Die Proben wiesen hierbei unterschiedliche Sättigungsgrade auf. Um den Einfluß des Sättigungsgrades abzuschätzen, ist die Biegezugfestigkeit auch an unterschiedlich gesättigten, aber nicht befestigten Betonproben festgestellt worden. Diese Festigkeiten werden in den Abbildungen mit den Symbolen AF bzw. DF gekennzeichnet (vgl. Tabelle 4).

Die Abb. 72 und 73 zeigen, daß die Werte für die Serien A und AF zu niedrigen Sättigungsgraden hin stark abfallen, während dies bei den Serien D und DF nicht bzw. nicht in diesem Ausmaße der Fall ist. Ferner sind alle Festigkeitswerte der

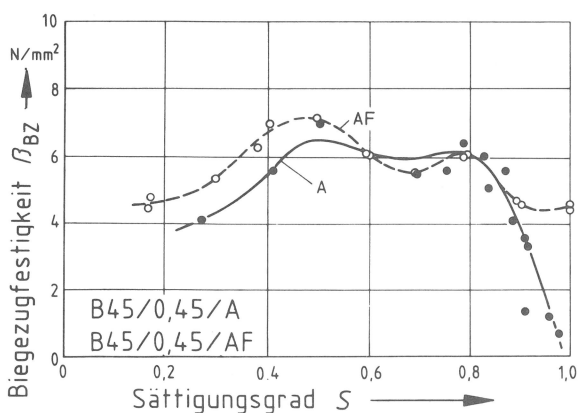


Abb. 72  
Biegezugfestigkeit und Sättigungsgrad be- und unbefroster Proben; Beton B 45/0,45 Serie A (50 FTW) bzw. AF

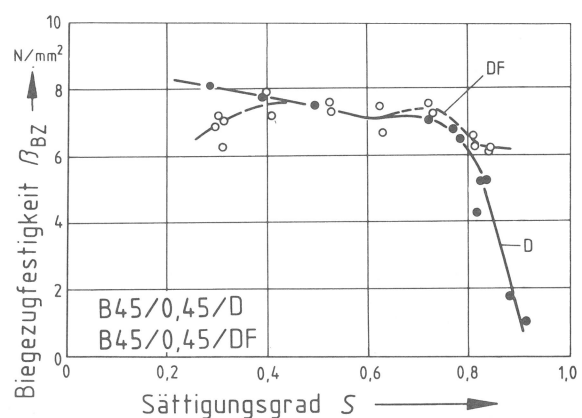


Abb. 73  
Biegezugfestigkeit und Sättigungsgrad be- und unbefroster Proben; Beton B 45/0,45 Serie D (50 FTW) bzw. DF

Serie D und DF im Bereich der Sättigungsgrade zwischen 0,4 und 0,8 deutlich höher als bei Serie A bzw. AF. Hier wird erkennbar, daß Trocknungsvorgänge und die damit einhergehende Gefügerißbildung zur Beeinträchtigung der Biegezugfestigkeit führen. Desweiteren lassen die Abbildungen erkennen, daß nach Überschreiten eines kritischen Sättigungsgrades die Biegezugfestigkeit befesteter Proben kleinere Werte annimmt. Der Übergang zu niedrigen Werten  $\beta_{BZ}$  ist bei durchlässigeren Betonen allmählich, bei dichten abrupt, wie z.B. aus Abb. 74 zu ersehen ist.

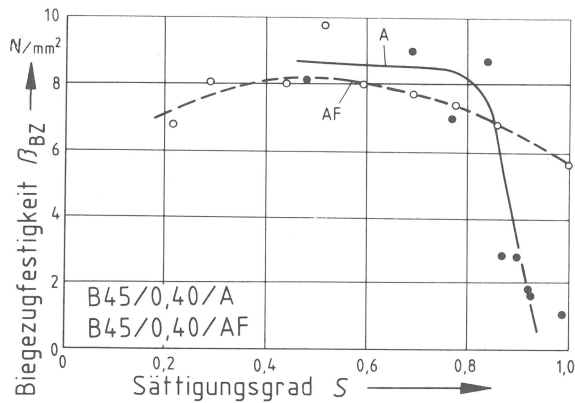


Abb. 74  
Biegezugfestigkeit und Sättigungsgrad be- und unbefrosterter Proben; Beton B 45/0,40 Serie A (25 FTW) bzw. AF

Der allmähliche Übergang zu niedrigeren Werten ist besonders typisch für Betone mit künstlich eingebrachten Luftporen. Wie Abb. 75 und 76 zeigen, lassen sich hier jene Bereiche, in denen der kritische Sättigungsgrad liegen könnte, nicht angeben. Damit stehen die Festigkeitsergebnisse dieser Betone hinsichtlich des Verhaltens in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Messung der Resonanzfrequenz, die in den Abb. 67 und 69 dargestellt sind.

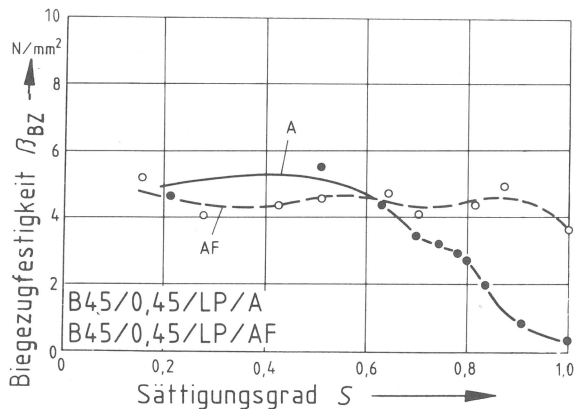


Abb. 75  
Biegezugfestigkeit und Sättigungsgrad be- und unbefrosterter Proben; Beton B 45/0,45/LP Serie A (25 FTW) bzw. AF

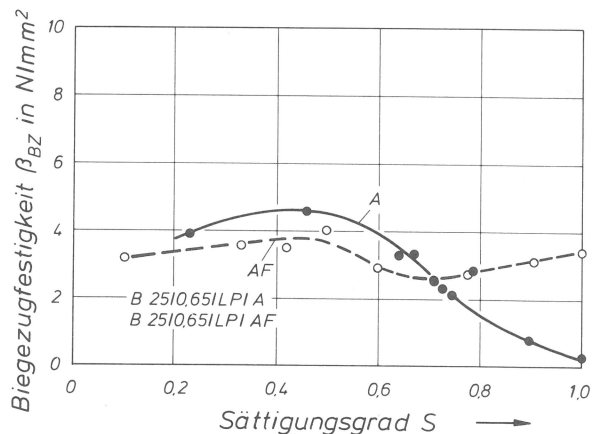


Abb. 76  
Biegezugfestigkeit und Sättigungsgrad be- und unbefrosterter Proben; Beton B 25/0,65/LP Serie A (25 FTW) bzw. AF

Der gestreckte Verlauf der Festigkeitskurven von befestigten Luftporenbetonen ist zum Teil der Beanspruchung zuzuschreiben, die aus der starken Zementsteinkontraktion im Frost-Tau-Wechsel folgt und die zur umfangreichen Mikrorißbildung

im Gefüge führt. Ferner weisen die Kurven AF von diesen Betonen im Bereich hoher Sättigungsgrade nicht einen solchen Festigkeitsrückgang wie die anderen Betone auf. Dies ist ein Anzeichen dafür, daß künstlich eingebrachte Luftporen das Zusammenspiel beider Betonbestandteile günstig beeinflussen. Im Gegensatz hierzu lassen die nach Überschreiten eines kritischen Sättigungsgrades abrupt abfallenden Festigkeitskurven immer erkennen, daß die Anomalie der Zementsteinverformung im Gefüge nicht in ausreichendem Maße ausgeglichen werden kann. Dies ist besonders bei verhältnismäßig "sprödem" Beton der Fall.

Bei der Deutung der Festigkeitskurven der Betonsorte B 25/0,65 in den Abb. 77 und 78 muß berücksichtigt werden, daß die Proben zur Zeit der Biegezugprüfung eine unterschiedliche Anzahl von Frost-Tau-Wechseln überstanden hatten. Der deutliche Abfall der Werte für die Biegezugfestigkeit von Proben, die den kritischen Sättigungsgrad überschritten haben, beweist, daß bei diesen nur wenige Frost-Tau-Wechsel zum vollständigem Versagen des Verbundes beider Betonbestandteile geführt haben.

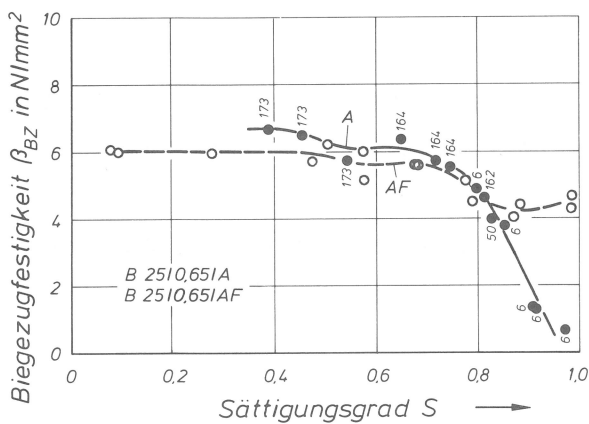


Abb. 77  
Biegezugfestigkeit und Sättigungsgrad be- und unbefrosterter Proben; Beton B 25/0,65 Serie A (die Zahlen geben die Anzahl der FTW an) bzw. AF

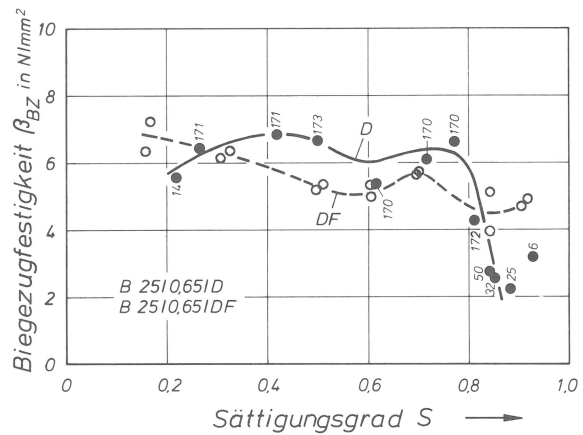


Abb. 78  
Biegezugfestigkeit und Sättigungsgrad be- und unbefrosterter Proben; Beton B 25/0,65 Serie D (die Zahlen geben die Anzahl der FTW an) bzw. DF

Obwohl die Ergebnisse der Prüfung auf Biegezugfestigkeit wegen der begrenzten Anzahl der Proben und wegen der Rohdichtestreuungen (bedingt durch die jeweilige Höhenlage der Probe im ursprünglichen Betonkörper, vgl. Tabelle 3) mit Unsicherheiten behaftet sind, bestätigen sie grundsätzlich die mit den anderen Untersuchungsmethoden getroffenen Aussagen zum Verhalten und zum Zustand des Betongefüges. Insbesondere machen die Festigkeitskurven von Luftporenbetonen deutlich, daß auch dann mit Beeinträchtigungen der Biegezugfestigkeit bzw. des Gefügestandes zu rechnen ist, wenn die Beträge für negative  $\Delta \epsilon_1$ -Werte (vgl. dazu Abb. 27 und 29) groß werden, wenn also infolge der starken Zementsteinkontraktion die Mikrorißbildung im Betongefüge zunimmt.

## 4 Wertung der Untersuchungsergebnisse

### 4.1 Gefügebeanspruchung und resultierende Gefügeveränderungen

Wenn das Verformungsverhalten der einzelnen Bestandteile von Mehrstoffsystemen unterschiedlich ist, ergeben sich bei ihrem Zusammenwirken Gefügebeanspruchungen. In günstigen Fällen lassen sich die einzelnen Werkstoffbestandteile so zusammenstellen, daß die aus ihrem Zusammenspiel resultierenden Kräfte nicht zum Bruch der Bestandteile oder ihres Verbundes führen. Dies ist beim Werkstoff Beton nur in geringem Maße möglich. Während im allgemeinen Anwendungsfall der Zuschlag in der Regel weitgehend lineare Wärmedehnung zeigt, wird diese beim Zementstein von Quell- und Schwindanteilen überlagert, die ihren Ursprung in der Wechselwirkung des Wassers mit der riesigen inneren Zementsteinoberfläche haben.

Als Bestandteil des Betons kann sich der Zementstein nicht mehr frei verformen. Je nachdem welche Festigkeitseigenschaften der Zuschlag besitzt und wie sein elastisches Verhalten ist, wird er dem Zementstein sein Formänderungsverhalten aufzwingen. Der hieraus folgenden Verspannung des Betongefüges versucht der Zementstein auszuweichen, indem er sich plastisch verformt (kriecht). Bei ungünstigen thermisch-hygrischen Zuständen reicht das mögliche Maß der Kriechverformung aber nicht aus, um die Gefügespannungen hinreichend abzubauen. Die Folge hiervon können Brüche im Zementstein, Zuschlag oder in der Verbundzone beider Bestandteile sein.

Mit den Mitteln der Elastizitätstheorie sind u.a. in (43) tangentielle und radiale Spannungen im Bereich der Kontaktzone von Zuschlag und Zementstein für verschiedene Beanspruchungskombinationen abgeschätzt worden. Demnach muß mit Rissen sowohl im Zementstein selbst als auch in der Kontaktzone gerechnet werden. Die Erfahrung zeigt, daß grobe Zuschlagkörner eine intensivere Ribbildung im Bereich der Korngrenzen erzeugen als feine Zuschläge (Abb. 79 und 80). Dies steht nach (44) im Widerspruch zur Elastizitätstheorie. Somit ist davon auszugehen, daß diese nicht alle Randbedingungen des komplizierten Spannungszustandes im Beton erfaßt.

Die vorliegende Arbeit versucht, den Spannungszustand infolge der thermisch-hygrischen Zustände über die Gefügeveränderungen zu deuten. Demnach wird bei der Verwendung von dichtem natürlichem Gestein als Zuschlag der Gefügezustand maßgeblich von Ribbildungen in der Zementsteinmatrix oder in der Kontaktzone beider Bestandteile bestimmt. Ribbildungen in der Zementsteinmatrix gehen auf Spannungszustände zurück, die im Betongefüge den Zementstein unter Zug und den Zuschlag sowie die Verbundzone beider Bestandteile unter Druck setzen. Bei der

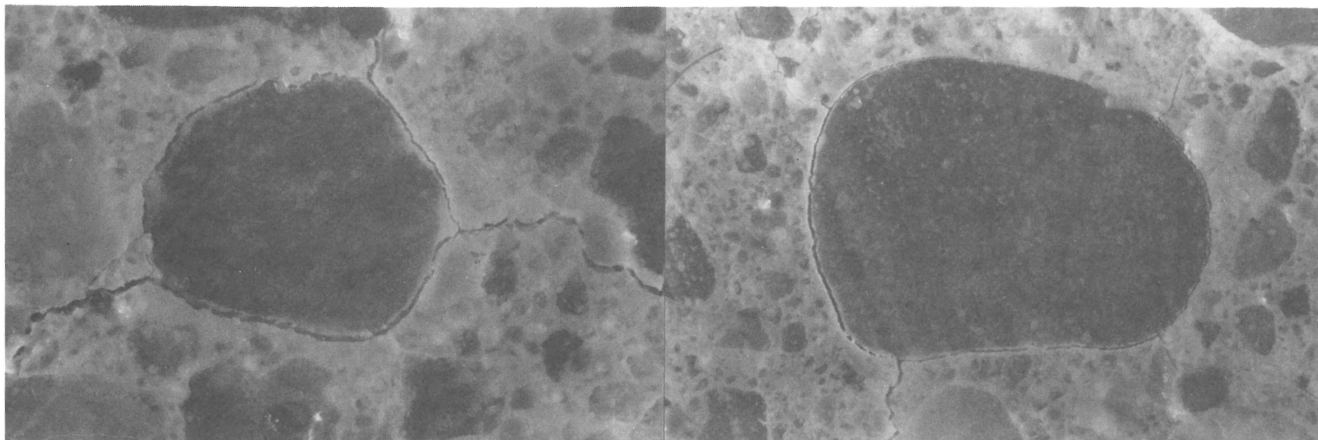


Abb. 79  
Risse als Folge der Überschreitung des kritischen Sättigungsgrades im Frost-Tau-Wechsel (Vergr. ~ 6x)

Abb. 80  
Risse als Folge der Überschreitung des kritischen Sättigungsgrades im Frost-Tau-Wechsel (Vergr. ~ 4x)

Umkehr dieser Spannungsverhältnisse gerät die Verbundzone unter Zug. Dieser Spannungszustand des Gefüges führt beim Überschreiten der Verbundfestigkeit zu Rissen zwischen Zuschlag und Zementstein. Welche Ribart sich bei einer Veränderung des thermisch-hygrischen Zustandes jeweils im Betongefüge einstellt, ist zwar in gewissem Umfange vom Formänderungsverhalten beider Bestandteile abhängig, bei der üblichen Verwendung von Zuschlägen aus dichtem natürlichem Gestein wird sie aber immer maßgeblich vom Verhalten des Zementsteines bestimmt.

Da der Zementstein die Eigenschaft besitzt, an seiner inneren Oberfläche auch aus der Dampfphase beachtliche Mengen an Wasser zu binden, wird er unter natürlichen Bedingungen nie im voll ausgetrockneten Zustand vorliegen. Daher interessiert für die praktische Anwendung in erster Linie sein aus den thermisch-hygrischen Zuständen resultierendes Formänderungsverhalten. Dies wird aber entscheidend von thermodynamischen Effekten bestimmt (16), wobei die wesentlichen Einflußgrößen die innere Oberfläche des Zementsteins, die Abstufung der Porengrößen, die Temperatur und die dazugehörigen Aggregatzustände des Wassers sowie die Porenfüllung sind. Die von diesen Einflußgrößen herrührende Anomalie der Zementsteinverformung bestimmt im wesentlichen die Art und das Ausmaß der Gefügeverspannung.

Für den Zustand des Betongefüges hat die Anomalie der Zementsteinverformung vor allem dann schwerwiegende Folgen, wenn sie Spannungszustände im Gefüge erzeugt, die zu Rissen in den Kontaktzonen zwischen Zuschlag und Zementstein führen. Dies tritt im Temperaturbereich unterhalb der primären Eisbildung ein, wenn als Folge der Überschreitung eines kritischen Sättigungsgrades die Zementsteinverkürzung in der Abkühlungsphase durch den Druck der Flüssigkeit in den Poren bzw. des Eises blockiert wird oder gar in eine Expansion übergeht. Der Umfang, die Ver-

teilung und die Breite der hierbei entstehenden Risse sind in erster Linie vom Sättigungsgrad abhängig, aber in gewissem Maße auch von der Kornzusammensetzung des Zuschlags. Risse dieser Art werden in den Abb. 79 und 80 gezeigt.

Demgegenüber sind die Auswirkungen von Spannungszuständen des Gefüges, die zu Rissen in der Zementsteinmatrix führen, weniger dramatisch. Im Frost-Tau-Wechsel stellt sich dieser Spannungszustand ein, wenn sich der Zementsteinverkürzung in der Abkühlungsphase Anteile zusätzlicher Kontraktion überlagern. Das Verhalten der Betonproben mit ausgeprägter Abstufung der Porengrößen im Dilatometer deutet darauf hin, daß die zusätzliche Kontraktion auf die Umlagerung der noch ungefrorenen Flüssigkeit aus den feineren Poren zum schon in den größeren Poren gebildeten Eis zurückgeht. Die hierbei gebildeten Risse in der Zementsteinmatrix lassen sich wegen ihrer Feinheit direkt nicht erfassen. Der Umfang und die Verteilung dieser Risse sind im wesentlichen von der Abstufung der Porengrößen abhängig, aber auch von der Kornzusammensetzung des Zuschlages und von der Porenfüllung. Erfahrungsgemäß nimmt die zusätzliche Kontraktion beim Vorliegen entsprechender Voraussetzungen in Porenfüllungsbereichen unterhalb des kritischen Sättigungsgrades das größte Maß an.

Im Temperaturbereich unterhalb der primären Eisbildung können grundsätzlich beide Spannungszustände zu Veränderungen des Betongefüges führen und Beeinträchtigungen der Gebrauchseigenschaften mit sich bringen. Während jedoch jener Spannungszustand, der den Verbund beider Bestandteile löst, bei ausreichend hohen Sättigungsgraden Beton in nur einem Frost-Tau-Wechsel zerstören kann, führt der andere letztgenannte erst nach sehr vielen Zyklen zu nennenswerten Einbußen der Festigkeit.

Die Beanspruchungsarten treten auch im Temperaturbereich oberhalb der primären Eisbildung auf. Dabei ist der Spannungszustand, der zu Rissen in der Zementsteinmatrix führt, der Regelfall. Die Spannungsverhältnisse können sich aber umkehren, wenn sich die aus dem Quellen, Kriechen und der Temperatur ergebenden Formänderungsanteile ungünstig überlagern, wie dies z. B. bei Trocknungs- und Sättigungswechseln der Fall ist.

#### 4.2 Bedeutung der Gefügeveränderungen im Hinblick auf die Gebrauchseigenschaften

Es ist bekannt, daß auch unbeanspruchter Beton nicht rissefrei ist, denn schon beim Erstarren des Zementleimes bilden sich infolge der Behinderung des "chemischen Schrumpfens" durch den Zuschlag sogenannte Schrumpfporen, die ihrem Wesen

nach aber Gefügerisse sind. Nach (11) ist die Größe dieser Hohlräume zwischen den Gel- und Kapillarporen angesiedelt. In (45) wird über eine weitere Ursache der Ribbildung im Frühstadium berichtet, nämlich über das Schwinden infolge der Kapillarspannungen des Porenwassers im Frischbeton. Im erhärteten Beton bilden sich bei Wasserentzug aufgrund der Behinderung der Zementsteinschwindung ebenfalls Gefügerisse, die zu einer Abminderung des dyn. E-Moduls führen (vgl. Abschnitt 2.2).

Trotz dieser wohl unvermeidbaren "Rissigkeit" beweist der große Anwendungsbereich des Betons, daß er sehr vorteilhafte Gebrauchseigenschaften besitzt. Werden diese z. B. durch Umwelteinflüsse nachteilig verändert, dann gehen damit in den meisten Fällen ebenfalls Ribbildungen einher, so daß man davon ausgehen muß, daß es Ribarten gibt, die auf die üblichen Betoneigenschaften keinen Einfluß haben, und solche, die sie beeinträchtigen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zur Kennzeichnung der Gefügeeigenschaften zeigen, daß die bei erhärtetem Beton üblichen Schwindverkürzungen des Zementsteines im Gefüge zu keinem Anstieg der spez. Gasdurchlässigkeit führen. Dies weist darauf hin, daß infolge einer vielfältigen Verzahnung der Zuschlagkörner unterschiedlichster Größe mit der Zementsteinmatrix eine gleichmäßige Verteilung der Gefügerisse einhergeht, die sehr geringe Ribweiten zur Folge hat. Da die Größe solcher Mikrorisse wohl den beim Festwerden des Frischbetons gebildeten unvermeidlichen Rissen entspricht, liegt es nahe, sie als zum Porensystem des Betons zugehörig anzusehen.

Die Bedeutung der Mikrorisse für das Verhalten von Beton ist vielschichtig. So werden sie z. B. in (46) herangezogen, um die Anomalie im Verformungsverhalten von feuchtem Beton im Temperaturbereich zwischen 30 und 180 °C zu erklären. In (11) wird darauf hingewiesen, daß ihnen wahrscheinlich überhaupt erst die Frostbeständigkeit unserer Betonbauwerke zu verdanken ist, denn sie liefern Expansionsräume für das bei der Befrostung unter Druck geratene Kapillarwasser.

Eigene Untersuchungsergebnisse weisen zum einen darauf hin, daß beim Unterschreiten der Temperatur der primären Eisbildung die infolge Desorption einsetzende Schwindverkürzung der noch ungerissenen Zementsteinteilchen zu einem Aufweiten der Mikrorisse führt, was einer Zunahme des Porenvolumens gleichzusetzen ist. Die Folge davon ist eine Erniedrigung des wirksamen Sättigungsgrades, was in der Regel zu größeren Werten für  $S_{CR}$  führt (vgl. Abschnitt 3.4). Damit ist diese Wirkung positiv zu werten, denn sie setzen im Frost-Tau-Wechsel die Beanspruchungsintensität herab. Zum anderen bringen diese Risse dann aber Nachteile, wenn sie die den kapillaren Wassertransport kennzeichnenden Parameter



dahingehend verändern, daß höhere Sättigungsgrade und eine raschere Porenfüllung erreicht werden. Dies kann einen in Gang gesetzten Zerrüttungsprozeß beschleunigen, wenn das Wasserangebot ausreichend ist und die Temperaturen auf Werte fallen, die im Beton Gefriervorgänge bewirken.

Da Änderungen des thermisch-hygrischen Zustandes immer mit einer regen Transporttätigkeit im Porensystem des Betons verbunden sind, kann zum Teil mit einer "Selbstheilung" der Mikrorisse über z. B. kristalline Neubildungen gerechnet werden. Dennoch stellen Mikrorisse bei häufig wiederkehrenden Beanspruchungswechseln offenbar Ansatzpunkte für eine Materialermüdung dar.

Die ermittelten Zusammenhänge zwischen der Beanspruchungsintensität und den Gefügeeigenschaften zeigen, daß eine unmittelbare Beeinträchtigung der maßgeblichen Gebrauchseigenschaften des Betons von solchen Rissen verursacht wird, die zu einer deutlichen Erhöhung der spez. Gasdurchlässigkeit führen. Entstehen solche Risse im Frost-Tau-Wechsel, dann handelt es sich durchweg um Störungen des Verbundes beider Betonbestandteile infolge der Überschreitung des kritischen Sättigungsgrades. Der größte Nachteil der Ribildung in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlag liegt in der Erhöhung der Durchlässigkeit gegenüber Gasen und Flüssigkeiten, denn dies führt zur erheblichen Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes der Stahleinlagen. Werden Stahlbetonkonstruktionen mit solchem zerrüttetem Gefüge noch durch aggressive Medien beansprucht, dann wird die Rostbildung erheblich beschleunigt; dies führt zum raschen Absprengen der darüberliegenden Betonschicht.

Bei Bauteilen ohne Stahleinlagen stellen sich sichtbare Schäden zwar nicht so rasch ein, dennoch zeigt die mit dieser Ribart einhergehende Einbuße an Biegezugfestigkeit, daß bei jenen Beanspruchungsarten, bei denen es auf die Gefügefestigkeit ankommt, der so beschädigte Beton versagen kann. Dazu zählen Beanspruchungen durch Zug- oder Spaltzugkräfte sowie durch Abrieb.

Es wird deutlich, wie komplex die Zusammenhänge bei Mehrstoffsystemen wie Beton sein können und daß die durch die Beanspruchungsparameter verursachten Gefügeveränderungen differenziert erfaßt und gewertet werden müssen.

#### 4.3 Folgerungen für die Prüfung von Beton auf Frostwiderstand

Die Beständigkeit von Beton gegenüber thermisch-hygrischer Beanspruchung wird vom komplizierten Kräftespiel innerhalb seines Gefüges bestimmt; die Intensität dieser Vorgänge nimmt beim Unterschreiten der Temperatur der primären Eisbildung

rasch zu. In diesem Temperaturbereich beeinflusst der jeweils vorhandene Sättigungsgrad den Spannungszustand des Gefüges ausschlaggebend. Die Art und Größe der inneren Beanspruchung kann bei Werkstoffen, die aufgrund ihrer Porosität Kräften aus der Wechselwirkung ihrer inneren Oberfläche mit dem Porenwasser unterliegen, über ihr Formänderungsverhalten ermittelt werden. Erreicht die Porenfüllung einen kritischen Sättigungsgrad, dann beginnt der Zementstein im Betongefüge beim Unterschreiten der Temperatur der primären Eisbildung in der Abkühlungsphase zu expandieren. Dies wird durch ein rasches Ansteigen der Größe  $\Delta\varepsilon_1$  angezeigt, die als Maß der Gefügebeanspruchung im Dilatometerversuch ermittelt werden kann. Infolge dieser Vorgänge bilden sich im Betongefüge Risse zwischen den Korngrenzen des Zuschlags und dem Zementstein, was eine deutliche Erhöhung der Betondurchlässigkeit nach sich zieht. Diese für die Dauerhaftigkeit ungünstige Gefügeveränderung muß als ein Kriterium für das Versagen des Betons bei Frostangriff gewertet werden.

Die Ergebnisse der Untersuchung beweisen, daß zwischen dem Maß der Beanspruchung  $\Delta\varepsilon_1$ , das entscheidend vom Sättigungsgrad und in gewissem Umfang auch von der Porenstruktur bestimmt wird, und dem Zustand des Betongefüges, der sich aus dem Zerrüttungsprozeß im Frost-Tau-Wechsel ergibt, ein Zusammenhang besteht. Der Zustand des Betongefüges bzw. der Grad der Gefügezerrüttung kann mit Hilfe der Messung der spez. Luftdurchlässigkeit, des Wassereindring- und des Wasseraufnahme-Koeffizienten, des dyn. E-Moduls sowie der Gefügefestigkeit beurteilt werden. Damit läßt sich für jeden Beton eine materialspezifische Größe ermitteln, die maßgeblich von der Struktur des Porensystems abhängt und bei deren Überschreitung dem Gefüge unzulässige Schäden zugefügt werden, nämlich der kritische Sättigungsgrad.

Mit den Methoden zur Kennzeichnung des Gefügezustandes gelang der Nachweis, daß der kritische Sättigungsgrad  $S_{CR}$  jene Grenze für den Frostwiderstand eines Betons darstellt, bei deren Überschreitung der Beton versagt. In (12) werden für die Bestimmung von  $S_{CR}$  zwei Möglichkeiten angegeben, nämlich die Messung der Längenänderung und der Entwicklung des dyn. E-Moduls. Bei der Prüfung von Betonen mit einer ausgeprägten Abstufung der Porengrößen ist jedoch zu berücksichtigen, daß  $S_{CR}$  anhand des Verlaufs des dyn. E-Moduls nicht immer eindeutig ermittelt werden kann, schon gar nicht nach 6 Frost-Tau-Wechseln. Dieser Nachteil tritt bei der Anwendung der Dilatometrie nicht auf, denn mit ihr wird die Gefügebeanspruchung direkt erfaßt.

Soll der tatsächliche Frostwiderstand eines Betons ermittelt werden, dann muß geprüft werden, ob unter baupraktischen Bedingungen bei Frostangriff der kritische Sättigungsgrad erreicht oder gar überschritten wird. Da Bauwerksbeton

sehr verschiedenartigen Feuchtigkeitsbedingungen unterliegen kann, ist eine genaue Aussage zum jeweiligen "aktuellen Sättigungsgrad" nicht möglich. Deshalb ist es zweckmäßig, die obere Grenze, die der Sättigungsgrad unter natürlichen Bedingungen annehmen kann, im Versuch zur kapillaren Wasseraufnahme zu ermitteln. Liegt dieser Grenzwert unterhalb des kritischen Sättigungsgrades, dann kann davon ausgegangen werden, daß der Beton Frostbeanspruchungen standhält. Überschreitet er aber den kritischen Sättigungsgrad, so versagt der Beton nur dann, wenn unter praktischen Bedingungen sich eine solche Porenfüllung auch einstellt. Die Unsicherheit, ob der aktuelle Sättigungsgrad nicht doch Werte annimmt, die in der Größenordnung des kritischen Sättigungsgrades liegen, sollte jedoch Anlaß genug sein, solche Betone dort nicht zu verwenden, wo mit Frostbeanspruchung gerechnet werden muß.

Die "Instabilität" des Betongefüges gegenüber Trocknungs- und Sättigungswechseln stellt bei der Prüfung von Beton auf Frostwiderstand ein Schlüsselproblem dar. Das ist schließlich auch die Ursache für die mangelnde Vergleichbarkeit der an verschiedenen Instituten ermittelten Ergebnisse. Im Rahmen dieser Arbeit ist nachgewiesen worden, daß intensive Trocknungs- und Sättigungs-Wechsel zur völligen Zerrüttung des Betongefüges führen können. Deshalb ist davon auszugehen, daß das Gefüge von Betonen, die im Zuge der Vorbereitung für den Frost-Tau-Wechsel solchen Beanspruchungen ausgesetzt waren, sich von dem ursprünglich vorliegenden mehr oder weniger stark unterscheidet, d. h. daß der ermittelte kritische Sättigungsgrad nicht die wahren Verhältnisse wiedergibt. Ein Vergleich der Ergebnisse entsprechender Untersuchungsserien zeigt, daß die Unterschiede in der Größe des kritischen Sättigungsgrades bei dichten Betonen nicht vernachlässigbar sind. Die gleiche Problematik tritt bei der Bestimmung des kapillaren Sättigungsgrades  $S_{CAP}$  auf. Es ist gezeigt worden, daß Gefügeveränderungen, wie sie im Zuge der Probenvorbereitung auftreten, das Saugverhalten der Proben verändern. Letztlich treten bei der Ermittlung des Gesamtporenvolumens  $V_p$  ähnliche Schwierigkeiten auf, so daß die Gefahr besteht, daß die Berechnung der Sättigungsgrade und die Abschätzung des Frostwiderstandes keine zutreffenden Werte liefert.

Die sich aus der "Instabilität" des Betongefüges ergebenden Probleme können aber zum größten Teil umgangen werden, wenn vor der Vakuumsättigung bzw. vor dem Kapillarversuch das Porensystem nur soweit entleert wird, daß es zu keiner nennenswerten Aktivierung der aus der Wechselwirkung des Porenwassers mit der inneren Zementsteinoberfläche resultierenden Kräfte kommt. Der hierfür noch zulässige Sättigungsgrad (Trocknungsgrad) ist materialspezifisch und im allgemeinen bei durchlässigen Betonen niedriger als bei dichten. Da die mit diesen Problemen zusammenhängenden Fragen nicht restlos geklärt sind, ist gleichzeitig noch eine umfassende Kontrolle des Gefügezustandes während der Probenvorbereitung und der Prüfung ratsam.

Anhand von Gefügemerkmalen läßt sich zwar erkennen, ob ein bestimmter Beton im Hinblick auf seinen Frostwiderstand günstige oder ungünstige Eigenschaften aufweist. Da jedoch dem Vorgang der Porenfüllung entscheidende Bedeutung zukommt und dieser nicht zwangsläufig von den meßbaren Gefügemerkmalen abgeleitet werden kann, und da überdies die Möglichkeiten der Verhaltensweise beim Unterschreiten der Temperatur der primären Eisbildung so vielfältig sind, daß sie aufgrund der geschilderten Unzulänglichkeiten bei der Ermittlung der Porengrößenverteilung meist nicht voraussehbar sind, kann auch in Zukunft auf Frost-Tau-Wechsel nicht verzichtet werden.

Die beschriebenen Zusammenhänge basieren auf dem Kräftespiel im Betongefüge. Sie gelten deswegen auch für andere Mehrstoffsysteme, besonders wenn deren Bindiglied Zementstein ist. Die Eigenarten des Zusammenwirkens der einzelnen Bestandteile, vor allem bei anderen Zuschlägen und Bindemitteln, aber auch bei anderen Randbedingungen im Frost-Tau-Wechsel, müssen von Fall zu Fall geklärt werden. Hier kann die Dilatometrie vor allem auch bei noch unbekanntem Baustoffen wertvolle Dienste leisten.

Die Untersuchungsergebnisse beweisen, daß der Spannungszustand, wie er sich im Frost-Tau-Wechsel ausbildet, nur ein besonderer Fall der Spannungszustände ist, die zur Zerstörung des Betongefüges führen können. Neben den Gefügebeanspruchungen im Frost-Tau-Wechsel nehmen jene, die aus Trocknungs- und Wassersättigungswechseln folgen, einen herausragenden Platz ein.

Die Schwierigkeiten bei der Beurteilung der Betonbeständigkeit machen den Einsatz angemessener, zum Teil auch anspruchsvoller Verfahren notwendig. Dies ist bei der Ausarbeitung entsprechender Prüfverfahren zu berücksichtigen. In diesem Zusammenhang muß betont werden, daß Prüfmethode, die die jeweilige Porenfüllung im Frost-Tau-Wechsel dem Zufall überlassen oder gar den Gefügezustand vor und nach der Frostbeanspruchung nicht erfassen, ihrer Natur nach ungeeignet sind.

Diese Arbeit ist eine Neufassung des im Frühjahr 1983 erstellten Berichtes zum gleichnamigen Forschungsvorhaben, für dessen Finanzierung auch Mittel des ERP-Sondervermögens zur Verfügung standen. Für ihre Bereitstellung sei hiermit gedankt. Ebenfalls gedankt sei allen Mitarbeitern der Bundesanstalt, die dieses Vorhaben gefördert oder bei seiner Durchführung mitgewirkt haben. Insbesondere ist Herr Dr.-Ing. J. Hundt zu nennen, der die Abwicklung des Projektes tatkräftig unterstützt und bei der kritischen Durchsicht des Manuskriptes mitgeholfen hat. Ferner sind die Herren J. Götze und G. Zeumer hervorzuheben, die beim experimentellen Teil der Arbeit wertvolle Dienste geleistet haben.

## 5 Literatur

- (1) Hirschwald, J.:  
Handbuch der bautechnischen Gesteinsprüfung.  
Berlin: Verlag Gebr. Borntraeger 1912.
- (2) Powers, T. C.:  
The air requirement of frost-resistant concrete.  
Mit Diskussion von Willis, T. F.  
Highway Research Board 29 (1949), S. 184-211.
- (3) Litvan, G. G.:  
Pore structure and frost susceptibility of building materials.  
Proc. Int. Symp. Pore Structure and Properties of Materials, RILEM/IUPAC, Prague 1973.  
Prague: Academia 1973, Vol. II (Preliminary Rep., Part II), S. F 17 - F 30.
- (4) Podval'nyi, A. M.:  
Intrinsic stresses in concrete during freezing.  
J. Eng. Phys. 25 (1973), S. 1036-1041.  
Engl. Übersetzung aus dem russischen Orig. in Inzhenerno-Fizicheskii Zhurnal 25 (1973), H. 2, S. 316-324.
- (5) Podvalnyi, A. M.:  
Phenomenological aspect of concrete durability theory.  
Mater. Constr. 9 (1976), Nr. 51, S. 151-162.
- (6) Setzer, M. J.:  
Einfluß des Wassergehaltes auf die Eigenschaften des erhärteten Betons.  
Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 280, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1977, S. 43-117.
- (7) Rösli, A. (Hrsg.):  
Arbeiten zur Frost-Tausalz-Beständigkeit von Beton.  
Inst. f. Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der Eidg. Techn. Hochschule Zürich 1976, 90 S.
- (8) Fagerlund, G.:  
Prüfung der Frostbeständigkeit.  
Generalbericht, Int. Kolloquium Frostbeständigkeit von Beton, Wien 1980.  
Mitteilungen aus dem Forschungsinst. d. Vereins d. österr. Zementfabrikanten (1980), Heft 33, S. 37-54 und 60-68 (deutsch), S. 69-87 (engl.), S. 193-200 (Literatur).
- (9) Stehno, G.:  
Neue Prüf- und Meßverfahren zur Bestimmung der Frostbeständigkeit von Beton.  
Habilitationsschrift Inst. f. Baustofflehre und Materialprüfung der Universität Innsbruck 1978, 345 S.

- (10) Dettling, H.:  
Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone.  
Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts der Techn. Hochschule Stuttgart 1962, Heft 3, 207 S.
- (11) Lange, H.; Lange A.:  
Die Zementsteinporosität und das Gefrierverhalten des Wassers im Zementstein bei Abkühlung.  
Wiss. Ztschr. Hochsch. f. Bauwesen Leipzig (1974), H. 3 (H. 56 der lauf. Reihe), S. 129-134.
- (12) Fagerlund, G.:  
The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete.  
Matér. Constr. 10 (1977), Nr. 58, S. 217-229.
- (13) Fagerlund, G.:  
The international cooperative test of the critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete.  
Matér. Constr. 10 (1977), Nr. 58, S. 231-253.
- (14) Lusche, M.:  
Ein neues Gerät zur Bestimmung von Luftporenkennwerten am erhärteten Beton.  
Materialprüf. 16 (1974), H. 4, S. 106-109.
- (15) a) Bonzel, J.; Siebel, E.:  
Bestimmung von Luftporenkennwerten am Festbeton.  
  
b) Anon.:  
Anleitung für die Bestimmung von Luftporenkennwerten am Festbeton - Mikroskopische Luftporenuntersuchung (Fassung 1981).  
Beton 31 (1981), H. 12, S. 459-466.
- (16) Stockhausen, N.; Setzer, M. J.:  
Anomalien der thermischen Ausdehnung und Gefriervorgänge in Zementstein.  
TIZ-Fachberichte 104 (1980), H. 2, S. 83-88.
- (17) Sellevold, E. J.; Bager, D. H.:  
Some implications of calorimetric ice formation results for frost resistance testing of cement products.  
Techn. Bericht 86/80, Techn. Univ. Dänemark, Lyngby (1980).  
Beitrag für Int. Kolloquium Frostbeständigkeit von Beton, Wien 1980, 27 S.
- (18) Künzel, H.; Schwarz, B.:  
Die Feuchtigkeitsaufnahme von Baustoffen bei Beregnung.  
in: Wasserdampfdurchlässigkeit und Feuchtigkeitsverteilung bei Baustoffen und Bauteilen, Berichte aus der Bauforschung, Heft 51, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1968, S. 99-113.

- (19) Schwarz, B.:  
Die kapillare Wasseraufnahme von Baustoffen.  
Gesundheits-Ing. 93 (1972), H. 7, S. 206-211.
- (20) Cammerer, W. F.:  
Die kapillare Flüssigkeitsbewegung in porösen Körpern.  
VDI-Forschungsheft 500, Düsseldorf: VDI-Verlag 1963, 27 S.
- (21) Wenger, B.:  
Aufsaugversuche an Mörtelprismen mit Wasser und Tausalzlösungen.  
Beton 28 (1978), H. 2, S. 52-54.
- (22) Hundt, J.; Kantelberg, H.:  
Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmörtel  
und Beton.  
Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton,  
Heft 297, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1978, S. 25-39.
- (23) Wittmann, F.:  
Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins.  
Kap. 3: Sorptionsmessungen.  
Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 232,  
Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1974, S. 34-43.
- (24) Brunauer, S.; Emmett, P. W.; Teller, E.:  
Adsorption of gases in multimolecular layers.  
J. Am. Chem. Soc. 60 (1938), S. 309-319.
- (25) DIN 51058 Blatt 1:  
Prüfung keramischer Roh- und Werkstoffe.  
Bestimmung der spezifischen Gasdurchlässigkeit feuerfester  
Steine. Ausgabe Juni 1963, 3 S.
- (26) Hug, S.:  
Beitrag zur Klärung der Permeationsvorgänge in Zementpasten  
und hochverdichteten Zementkörpern. Dissertation Techn.  
Hochschule Aachen 1971, 97 S.
- (27) Ludwig, U.; Schwiete, H. E.:  
Porositätsmessungen an Zementpasten, Zementmörteln  
und an Betonen.  
25 Jahre Dokumentationsstelle f. Bautechnik 1941-1966.  
München: Fraunhofer-Gesellschaft 1966, S. 153-170.  
Engl. Originalfassung in: Proc. 8th Confer. on the Silicate  
Industry SILICONF, Budapest 1965; ed. by F. Tamás, Budapest:  
Akadémiai Kiadó 1966, S. 235-251.
- (28) ✓ Zagar, L.:  
Die Grundlagen zur Ermittlung der Gasdurchlässigkeit von  
feuerfesten Baustoffen.  
Archiv f. d. Eisenhüttenwesen 26 (1955), H. 12, S. 777-782.



- (29) Washburn, E. W.:  
Proc. Natl. Acad. Sci. U.S. 7 (1921), S. 115 ff.
- (30) Lichtner, B.; Hundt, J.:  
Porositätsmessungen an Zementmörtel und Beton.  
Tonind.-Ztg. 96 (1972), H. 8, S. 232-236.
- (31) Guyer, A. jr.; Böhlen, B.; Guyer, A.:  
Über die Bestimmung von Porengrößen.  
Helvetica chimica acta 17 (1959), Nr. 227, Fasc. VI,  
S. 2103-2110.
- (32) Hennicke, H. W.; Sturhahn, H. H.:  
Porengrößenbestimmung mit dem Quecksilberporosimeter.  
Keram. Z. 21 (1969), H. 2, S. 92-94.
- (33) Jüntgen, H.; Schwuger, M.:  
Aussagekraft der Quecksilber-Porosimetrie bei der  
Charakterisierung poröser Stoffe.  
Chem.-Ing.-Techn. 38 (1966), H. 12, S. 1271-1278.
- (34) Sellevold, E. J.:  
Mercury porosimetry of hardened cement paste cured or  
stored at 97 °C.  
Cem. Concr. Res. 4 (1974), H. 3, S. 399-404.
- (35) ASTM C 215-60 (1976):  
Fundamental transverse, longitudinal, and torsional  
frequencies of concrete specimens.  
Ausgabe September 1960, Neuzulassung 1976, 5 S.
- (36) Brunarski, L.:  
Recommendations for the use of resonance methods for testing  
concrete. I. Resonance frequency measurements.  
Matér. Constr. 2 (1969), Nr. 10, S. 269-273.
- (37) Förster, F.:  
Ein Gerätesystem zur Messung und Registrierung elastischer  
und anelastischer Eigenschaften von Werkstoffen.  
Materialprüf. 15 (1973), H. 10, S. 342-344.
- (38) Kolias, S.; Williams, R. I. T.:  
Relationships between the static and the dynamic moduli of  
elasticity in cement stabilised materials.  
Matér. Constr. 13 (1980), Nr. 74, S. 99-107.
- (39) Leers, K.-J.:  
Die zerstörungsfreie Materialprüfung mit mechanischen  
Schwingungen und ihre Anwendung bei Werkstoffen der  
Steine und Erden-Industrie.  
Habilitationsschrift Techn. Universität Clausthal 1969, 222 S.

- (40) Lühr, H.-P.:  
Resonanzfrequenzmessungen an in Wasser und aggressiven  
Lösungen gelagerten Mörtelprismen.  
Dissertation Techn. Hochschule Aachen 1964.
- (41) Warris, B.:  
The influence of air - entrainment on the frost - resistance  
of concrete.  
Swedish Cem. Concr. Res. Inst.,  
Proc. Nr. 35: Part A. Void distribution, Stockholm 1963, 42 S.;  
Proc. Nr. 36: Part B. Hypothesis an freezing experiments,  
Stockholm 1964, 130 S.
- (42) Komloš, K.:  
Der Einfluß des Frost-Tau-Wechsels auf die Festigkeitseigen-  
schaften des Betons.  
Beitrag für Int. Kolloquium Frostbeständigkeit von Beton,  
Wien 1980, 7 S.
- (43) Henk, B.:  
Betrachtung über Gefügespannungen im Beton.  
Zement-Kalk-Gips 9 (1956), H. 3, S. 111-120.
- (44) Hilsdorf, H. K.:  
Sinn und Grenzen der Anwendbarkeit der Bruchmechanik  
in der Betontechnologie.  
Forschungsbeiträge für die Baupraxis (Kordina-Festschrift),  
Hrsg. J. Eibl, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn  
1979, S. 59-73.
- (45) Wittmann, F. H.:  
Zur Ursache der sogenannten Schrumpfrisse.  
Zement und Beton 20 (1975), H. 1, S. 10-16.
- (46) Ziegelendorf, S.; Kleiser, K.; Hilsdorf, H. K.:  
Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen  
Ausdehnungskoeffizienten von Beton.  
Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton,  
Heft 305, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1979, 35 S.
- (47) Litvan, G. G.:  
Phase transitions of adsorbates.  
III. Heat effects and dimensional changes in non-  
equilibrium temperature cycles.  
J. Colloid Interface Sci. 38 (1972), H. 1, S. 75 - 83.

## Bisher erschienene Forschungsberichte der BAM

Nr. 1/September 1968

**Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)**  
Rechenschaftsbericht für den Bundesminister für Bildung und Wissenschaft

Nr. 2/Juli 1970 (vergriffen)

**Zum Problem des Feuchtigkeitsschutzes von Dehnungsmeßstreifen und Halbleitergebern**  
von Dr.-Ing. Götz Andreae

Nr. 3/September 1970 (vergriffen)

**Über das mechanische Verhalten von Aluminium-Stahl-Freileitungsseilen als Beispiel für Verbundbauteile**  
von Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 4/Dezember 1970 (vergriffen)

**Formbeständigkeit von Holz gegenüber Feuchtigkeit — Grundlagen und Vergütungsverfahren**  
von Dr. rer. nat. Arno Burmester

Nr. 5/März 1971

**Die Bedeutung der Netzstellenart und der Netzwerkkettendichte für die Beschreibung der elastischen Eigenschaften und des Abbaus von elastomeren Netzwerken**  
von Dr. rer. nat. Norbert Steiner

Nr. 6/April 1971

**Zur Problematik der Prüfung und Beurteilung des Luftschallschutzes von Bauelementen bei unterschiedlichen Einbaubedingungen**  
von Prof. Dr.-Ing. Paul Schneider

Nr. 7/Juli 1971

**Chromatographie und chemische Konstitution — Untersuchungen über den Einfluß der Struktur organischer Verbindungen auf das Verhalten bei der Dünnschicht-Chromatographie**  
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Petrowitz

Nr. 8/November 1971

**Zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Baustählen bei Wechselbeanspruchung**  
von Dr.-Ing. Helmut Veith

Nr. 9/November 1971

**Untersuchung über die sichernde Wirkung poröser Massen in Acetylenflaschen**  
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Möller

Nr. 10/Januar 1972

**Untersuchungen über die Korngrößenbestimmung mit Ultraschall zur Entwicklung einer für die Praxis geeigneten zerstörungsfreien Meßmethode**  
von Dr.-Ing. Dietmar Aurich und Prof. Dr. phil. Erich Martin

Nr. 11/Februar 1972

**Beitrag zur Kenntnis der Schnittriefenbildung und Schnittgütwerte beim Brennschneiden**  
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Krause

Nr. 12/Mai 1972

**Über Veränderungen von Nylon-6-Fasern beim Texturieren**  
von Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Hubert Feuerberg

Nr. 13/Juni 1972

**Festkörpergleitreibung und Verschleiß von Eisen, Kobalt, Kupfer, Silber, Magnesium und Aluminium in einem Sauerstoff-Stickstoff-Gemisch zwischen 760 und  $2 \cdot 10^{-7}$  Torr**  
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig (Berichter), Prof. Dr.-Ing. Kurt Kirschke, Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig und Dipl.-Phys. Harald Tischer

Nr. 14/Juli 1972

**Untersuchungen zur Amplitudenabhängigkeit der Ultraschalldämpfung in Metallen bei 20 kHz**  
von Eberhard Fischer

Nr. 15/August 1972

**Studie und Probleme der chemischen Edelmetall-Analyse**  
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Heinz Pohl

Nr. 16/August 1972

**Über Ausführung und Aussagefähigkeit des Normbrandversuches nach DIN 4102, Blatt 2, im Hinblick auf die Nachbildung natürlicher Schadensfeuer**  
von Dr.-Ing. Erwin Knublauch

Nr. 17/August 1972

**Aktivierungsanalyse mit schnellen Neutronen, Photonen und geladenen Teilchen**  
von Dr.-Ing. Peter Reimers

Nr. 18/Januar 1973

**Das Spröbruchverhalten des Baustahles R St 37-2 N in geschweißten Konstruktionen, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches**  
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 19/Januar 1973

**Die Bestimmung von Grenzflächentemperaturen bei tribologischen Vorgängen**  
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. K. Kaffanke und Dr.-Ing. H. Czichos

Nr. 20/April 1973

**Brandrisiko elektrischer Leitungen und Installationen in Wänden**  
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 21/Juli 1973

**Die kontinuumsmechanische Erfassung des zeitlichen Ablaufs der elastisch-plastischen Dehnungen bei der Zerrüttung**  
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. D. Klaffke und Dr.-Ing. W. Maennig

Nr. 22/Juli 1973

**Untersuchungen für ein Prüfverfahren zur Bemessung der Brandschutzbekleidung von Stahlstützen**  
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi und Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 23/November 1973

**Reichs- und preußische Landesanstalten in Berlin Ihre Entstehung und Entwicklung als außeruniversitäre Forschungsanstalten und Beratungsorgane der politischen Instanzen**  
von Prof. Dr. rer. nat. habil. Walter Ruske

Nr. 24/November 1973

**Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung**  
von Dipl.-Ing. J. Stanke, Ing. grad. E. Klement und Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 25/Dezember 1973

**Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines brennenden Gebäudes unter besonderer Berücksichtigung der Feuerbeanspruchung von Außenstützen**  
von Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 26/August 1974

**Der Elektronen-Linearbeschleuniger der BAM — Eigenschaften und erste Anwendungen —**  
von Dipl.-Ing. P. Jost, Dr.-Ing. P. Reimers und Dr.-Ing. P. Weise

Nr. 27/August 1974

**Untersuchungen zum Schallfeld von Winkelprüfköpfen für die Materialprüfung mit Ultraschall**  
von Dr.-Ing. Hermann Wüstenberg

Nr. 28/August 1974

**Zum Ablauf von Gasexplosionen in mit Rohrleitungen verbundenen Behältern**  
von Prof. Dr. rer. nat. Hans-Jürgen Heinrich

Nr. 29/August 1974

**Theorie der dissipativen Luftschalldämmung bei einem idealisotropen porösen Material mit starrem Skelett für senkrechten, schrägen und allseitigen Schalleinfall**  
von Prof. Dr.-Ing. P. Schneider

Nr. 30/September 1974 (vergriffen)

**The Application of Systems Thinking and Systems Analysis to Tribology**  
von Dr. Horst Czichos und Dr. Geert Salomon

Nr. 31/August 1975

**Untersuchungen zur Klärung des Verhaltens thermoplastischer Kunststoffe bei Wechseldehnungsbeanspruchung**  
von Dr.-Ing. Gerhard Fuhrmann

Nr. 32/September 1975

**Ein thermo-elektrisches Netzwerkverfahren zur Berechnung stationärer Temperatur- und Wärmestromverteilungen mit Anwendungsbeispielen**  
von Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Bernhard Böttcher

Nr. 33/November 1975

**Die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit von Baustoffen mit Hilfe eines nichtstationären Meßverfahrens**  
von Dipl.-Ing. Armin Wagner, Dipl.-Phys. Gerhard Kieper und Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 34/Januar 1976 (vergriffen)

**Untersuchungen zur Vergütung von Holzwerkstoffen**  
von Dipl.-Forsting. Dr. rer. sylv. Hans-Joachim Deppe

Nr. 35/Januar 1976

**Der Widerstand von Platten, die als Beplankungsmaterial leichter Wände verwendet werden, gegenüber dem Aufprall harter Körper — Vorschlag für ein Prüfverfahren —**  
von Dipl.-Ing. Ernst Limberger

- Nr. 36/Januar 1976 (vergriffen)  
**Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles**  
von Dipl.-Ing. Jürgen Hundt
- Nr. 37/Februar 1976  
**Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen — Vorschlag für ein Prüfverfahren —**  
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 38/Juni 1976  
**Verschleißuntersuchungen an gas-, bad- und ionitriertem Stahl 42 CrMo 4**  
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 39/Juni 1976  
**Untersuchung der viskoelastischen Eigenschaften von Flüssigkeiten (mit nicht-Newtonischem Fließverhalten) insbesondere bei höherer Scherbeanspruchung**  
von Prof. Dr.-Ing. K. Kirschke und Dipl.-Phys. G. Kempf
- Nr. 40/Juni 1976  
**Zum Untergrundabzug bei energiedispersiven Spektren nach verschiedenen Verfahren**  
von Dr. rer. nat. H. Hantsche
- Nr. 41/Okttober 1976  
**Optische Eigenschaften cholesterinischer Flüssigkeiten**  
von Dr. rer. nat. Bernhard Böttcher
- Nr. 42/Okttober 1976  
**Ermittlung der Mindestzündenergie brennbarer Gase in Mischung mit Luft**  
von Dr.-Ing. Siegmund Dietlen
- Nr. 43/Okttober 1976  
**Das Spröbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zäh-sprödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches**  
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 44/November 1976  
**Berechnung von räumlichen, linear elastischen Systemen, die aus finiten Stab- und Balkenelementen zusammengesetzt sind, unter Verwendung des Programms „Stab-Werk“**  
von Dipl.-Ing. W. Matthees
- Nr. 45/Dezember 1976  
**Untersuchung des Elektrodenverhaltens im Vakuum aufgedampfter Metallschichten**  
von Dr.-Ing. W. Paatsch
- Nr. 46/Mai 1977 (vergriffen)  
**Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung**  
**Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses**  
von Dipl.-Ing. Gerald Schickert und Dipl.-Ing. Helmut Winkler
- Nr. 47/Juni 1977  
**Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln für Fassadenbekleidungen**  
von Dr.-Ing. Arno Plank
- Nr. 48/Okttober 1977  
**Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn**  
von Dr.-Ing. U. Holzlöhner
- Nr. 49/Dezember 1977  
**Untersuchungen zur Anwendung von Mikrowellen in der zerstörungsfreien Prüfung**  
von Dr.-Ing. Günther Wittig
- Nr. 50/Juni 1978 (vergriffen)  
**Zur Meßtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und -überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern**  
von Prof. Dipl.-Phys. Norbert Czaika, Dipl.-Phys. Norbert Mayer, Dipl.-Ing. Claus Amberg, Dipl.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Götz Andreae und Dipl.-Ing. Winfried Markowski
- Nr. 51/Juni 1978  
**Auswirkung von chemischen und physikalisch-technologischen Einflußfaktoren auf das Beständigkeitsverhalten von Oberflächenbeschichtungen auf der Basis von Reaktionsbeschichtungsstoffen**  
von Dr. rer. nat. J. Sickfeld
- Nr. 52/August 1978  
**Zum Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf das tribologische Verhalten von Werkstoffen hoher Härte bei reiner Festkörperreibung**  
von Dr.-Ing. Aleksandar Tomov
- Nr. 53/Okttober 1978  
**Bemessung und Optimierung beheizbarer Straßen- und Brückenbeläge**  
von Rolf Günter Rohrmann und Reinald Rudolphi
- Nr. 54/Oktober 1978  
**Magnetisches Verhalten dünner Eisenschichten bei mechanischer Wechselbeanspruchung**  
von Dr.-Ing. Harro Sander
- Nr. 55/November 1978  
**Beobachtung und Orientierungsbestimmung der Oberflächenkristallite polykristalliner 99,999 %-Al-Proben bei Biegewechselbeanspruchung**  
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke
- Nr. 56/Januar 1979  
**Stabilität von Sandwichbauteilen**  
von Dipl.-Ing. W. Brünner und Prof. Dr.-Ing. C. Langlie
- Nr. 57/März 1979  
**Untersuchungen an Prüfmitteln für die Magnetpulverprüfung**  
**Investigations on Inspection-Media for Magnetic-Particle-Testing**  
von Dipl.-Ing. Meinhard Stadthaus
- Nr. 58/März 1979  
**Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen bei vereinbartem Sicherheitsniveau**  
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 59/Juli 1979  
**Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl**  
von Dr.-Ing. Günther Plauk
- Nr. 60/August 1979  
**Untersuchungen zur Erfassung der Kaltformbarkeit von Feinblechen beim Strecken**  
von Dr.-Ing. H. Spreckelmeyer, Dr.-Ing. R. Helms und Dr.-Ing. J. Ziebs
- Nr. 61/Dezember 1979  
**Beschreibung von Problemen der höheren Farbmatrik mit Hilfe des Gegenfarbensystems**  
von Dr. Klaus Richter
- Nr. 62/Dezember 1979  
**Geomagnetobiologisch bedingter Zusammenhang zwischen der Fraßaktivität von Termiten und der Zahl der Sterbefälle**  
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Gerisch und Prof. Dr. habil. Dr. h. c. Günther Becker
- Nr. 63/Dezember 1979  
**Untersuchungen an Stopfbuchsen von Ventilen und Schiebern für Gase**  
von Dipl.-Ing. E. Behrend und Dipl.-Ing. J. Ludwig
- Nr. 64/Februar 1980  
**Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung**  
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 65/Februar 1980  
**Untersuchungen über den Einfluß des Spannungszustandes auf bruchmechanische Kennwerte**  
von Dr.-Ing. Peter Schmidt, Dr.-Ing. Dietmar Aurich, Dr.-Ing. Rolf Helms, Dr.-Ing. Helmut Veith und Dr.-Ing. Josef Ziebs
- Nr. 66/Mai 1980  
**Auswirkung von Druckentlastungsvorgängen auf die Umgebung**  
von Dr. rer. nat. Martin Hattwig
- Nr. 67/Mai 1980  
**Beitrag zur dynamischen Analyse von vorgespannten und vorbelasteten Feder-Masse-Systemen mit veränderlicher Gliederung unter stoßartiger Beanspruchung**  
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees
- Nr. 68/Mai 1980  
**Oberflächenmeßverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Stereomeßtechnik.**  
**Entwicklung eines volleuzentrischen Präzisions-Goniometers**  
von Dr. rer. nat. Dieter Petersohn
- Nr. 69/Juni 1980  
**Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitshüllen (Containments) in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise**  
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt und Dipl.-Ing. Peter Brandl
- Nr. 70/August 1980 (vergriffen)  
**Schwellenwerte beim Betondruckversuch**  
von Dr.-Ing. Gerald Schickert
- Nr. 71/August 1980  
**Untersuchungen über durch den Boden gekoppelte dynamische Wechselwirkungen benachbarter Kernkraftwerksbauten großer Masse unter seismischen Einwirkungen**  
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees und Dipl.-Ing. Götz Magiera

- Nr. 72/September 1980  
**Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel von Stahl- und Holzstützen**  
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi
- Nr. 73/November 1980  
**Vergleichende Untersuchungen zum Tragverhalten von Klemmkupplungen für Stahlrohrgerüste nach bestehenden deutschen Prüfvorschriften und geplanten europäischen bzw. internationalen Prüfnormen**  
von Dipl.-Ing. Peter Wegener
- Nr. 74/November 1980  
**ALGOL-Computerprogramm zur Berechnung zweidimensionaler instationärer Temperaturverteilungen mit Anwendungen aus dem Brand- und Wärmeschutz**  
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dipl.-Inform. Renate Müller
- Nr. 75/November 1980  
**Beitrag zur Kenntnis des zeitlichen und örtlichen Druckverlaufs bei der plötzlichen Entlastung unter Druck stehender Behälter und Behälterkombinationen**  
von Dir. u. Prof. Dr. Hans-Jürgen Heinrich
- Nr. 76/November 1980  
**Deformationsverhalten von Rein- und Reinstaluminium sowie Cu 99,9 und St 37 bei Biegewechselbeanspruchung im Rasterelektronenmikroskop**  
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke und Prof. Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig
- Nr. 77/April 1981  
**Untersuchung des Verhaltens von Lagerzementen**  
von Dipl.-Ing. Michael Gierloff und Dr.-Ing. Matthias Maultzsch
- Nr. 78/September 1981  
**Dynamische Wechselwirkung eines Schienen-Schwellensystems mit dem Untergrund**  
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 79/Dezember 1981  
**Ein Beitrag zur Untersuchung der wasserstoffbeeinflussten Kalttrißneigung höherfester niedriglegierter Feinkornbaustähle mit dem Implantversuch**  
von Dr.-Ing. Volker Neumann
- Nr. 80/Dezember 1981  
**Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle in Berlin-Tiergarten**  
von Dr.-Ing. Arno Plank, Dr.-Ing. Werner Struck und Dr.-Ing. Manfred Tzschätzsch
- Nr. 81/Dezember 1981  
**Graphisch-rechnerisches Verfahren zum Erfassen der Zündhäufigkeit zündbarer Stoffe; Anwendung auf Datenmaterial aus dem Bereich der Statistik**  
von Dipl.-Ing. Jürgen Schmidt
- Nr. 82/April 1982  
**Zur werkstoffmechanischen Beurteilung des Kerbschlagbiegeversuches**  
**Assessment of the mechanical behaviour of materials in the notched bar impact test**  
von Rolf Helms, Hans-Joachim Kühn und Siegmund Ledworuski
- Nr. 83/Juli 1982  
**Tribologisches Verhalten von thermoplastischen Kunststoffen — Kontaktdeformation, Reibung und Verschleiß, Oberflächenuntersuchungen —**  
von Prof. Dr.-Ing. Horst Czichos und Dr.-Ing. Paul Feinle
- Nr. 84/Juli 1982  
**Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen im Kleinprüfstand (Vergleichsversuche)**  
von Dipl.-Inform. Renate Müller und Dr.-Ing. Reinald Rudolphi
- Nr. 85/ISBN 3-88314-231-X/Oktober 1982  
**Technische Materialforschung und -prüfung — Entwicklungstendenzen und Rahmenvorschläge für ein EG-Programm „Basic Technological Research“ — Materials Research and Testing — Development Trends and Outline Proposals for a Community Programme „Basic Technological Research“ —**  
von Prof. Dr. Horst Czichos
- Nr. 86/ISBN 3-88314-232-8/November 1982  
**Zur quantitativen Kennzeichnung des Verwitterungsverhaltens von Naturwerksteinen anhand ihrer Gefügemerkmale**  
von Dr.-Ing. Konrad Niesel und Dr. rer. nat. Peter Schimmelwitz
- Nr. 87/ISBN 3-88314-240-9/Dezember 1982  
**Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren**  
von Dr.-Ing. Bernd Isecke und Dr.-Ing. Wolfgang Stichel
- Nr. 88/ISBN 3-88314-254-9/Februar 1983  
**Untersuchungen zur Ausbreitung von Longitudinalwellen an Oberflächen bei der Materialprüfung mit Ultraschall**  
von Dr.-Ing. Anton Erhard
- Nr. 89/ISBN 3-88314-263-8/April 1983  
**Untersuchungen zur Zerfallsfähigkeit von Distickstoffdioxid**  
von Dr. rer. nat. Dietrich Conrad und Dr.-Ing. Siegmund Dietlen
- Nr. 90/ISBN 3-88314-264-6/April 1983  
**Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen**  
**Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members**  
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 91/ISBN 3-88314-265-4/April 1983  
**Dreidimensionale Analyse von unbewehrtem Beton mit nichtlinear-elastischem Materialgesetz**  
von Dr.-Ing. Michael Weber
- Nr. 92/ISBN 3-88314-266-2/August 1983  
**Ausbreitung von Erschütterungen durch den Boden**  
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch
- Nr. 93/ISBN 3-88314-283-2/August 1983  
**Unterdrückung stick-slip-induzierter Kurvengeräusche schienengebundener Fahrzeuge durch eine physikalisch-chemische Oberflächenbehandlung der Schienen**  
von Dr. rer. nat. Peter Studt
- Nr. 94/ISBN 3-88314-284-0/August 1983  
**Untersuchungen der Störschwingungen beim Kerbschlagbiegeversuch und deren Abschwächungen**  
von Dr.-Ing. Xian-Quan Dong
- Nr. 95/ISBN 3-88314-289-1/August 1983  
**Über die Fokussierung des Schallfeldes von Ultraschall-Prüfköpfen mit Fresnelschen Zonenplatten**  
von Dr.-Ing. Manfred Römer
- Nr. 96/ISBN 3-88314-296-4/Oktober 1983  
**Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken**  
von Dr.-Ing. Heinz Eifler
- Nr. 97/ISBN 3-88314-297-2/November 1983  
**Typische Bruchflächenausbildung thermoplastischer Kunststoffe nach wechselnder mechanischer Beanspruchung**  
von Dipl.-Ing. Gerhard Fuhrmann und Prof. Dr. rer. nat. Wolfram Schwarz
- Nr. 98/ISBN 3-88314-312-X/Dezember 1983  
**Bestimmung des elastischen Verhaltens von Maschenwaren — Stretch- und Erholungsvermögen —**  
von Dr. rer. nat. Edmund Schnabel
- Nr. 99/ISBN 3-88314-317-0/Dezember 1983  
**Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen**  
**Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members**  
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 100/ISBN 3-88314-298-0/Januar 1984  
**Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand**  
von Günter Klamrowski und Paul Neustupny

