
Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Hannover zur Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

von
Dipl.-Ing. Lasse Petersen
geboren am 01.04.1974 in Heide

Hannover 2003

Tag der Einreichung: 2. Oktober 2003
Tag der mündlichen Prüfung: 4. Dezember 2003

Referent: Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus, Universität Hannover
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Reinhard Harte, Bergische Universität Wuppertal

Impressum

Autor: Dipl.-Ing. Lasse Petersen

Titel: Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse
auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen
ISBN 3-936634-02-5

Schriftenreihe: Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 3

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus
Institut für Baustoffe
Universität Hannover
Appelstraße 9A und Nienburger Straße 3
30167 Hannover

Tel.: 0511/762-3722
Fax: 0511/762-4736
www.institut-fuer-baustoffe.de

Kurzfassung

Stahlbetonbauwerke werden sowohl durch mechanische als auch durch umgebungsbedingte physikalisch-chemische Einwirkungen belastet. Diese letztgenannten Einwirkungen können baustoffliche Schädigungen hervorrufen, die bezüglich ihrer Mechanismen relativ gut erforscht sind, ihr Einfluss auf die bemessungsrelevanten Kenngrößen ist jedoch noch nicht ausreichend untersucht.

Derartige Schädigungen des Betongefüges, wie sie beispielsweise die Frost-Tau-Wechselbeanspruchung hervorrufen kann, werden in erster Linie als Probleme der Dauerhaftigkeit der Betonoberfläche angesehen. Dass sie jedoch auch Auswirkungen auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen haben können, wurde in der Vergangenheit kaum berücksichtigt.

Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeiten wird die Auswirkung einer baustofflich induzierten Schädigung des Betongefüges auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen nachgewiesen und quantifiziert. Dabei wird exemplarisch die Frost-Tau-Wechselbelastung als Schädigungsmechanismus betrachtet, da sie eine reproduzierbare innere Schädigung hervorruft, die mittels der Verlängerung der Ultraschalllaufzeit bzw. über den Abfall des relativen dynamischen E-Moduls quantifizierbar ist.

Ziel der durchgeführten Forschungsarbeit ist es, die Basis dafür zu schaffen, neben mechanischen Schädigungen auch physikalisch-chemische Einwirkungen im Rahmen schädigungsorientierter Stoffgesetze für den Tragwerksentwurf im Stahlbetonbau erfassen zu können.

Zunächst wird die Veränderung ausgewählter Baustoffkennwerte des Betons infolge der inneren Gefügeschädigung untersucht. In weiteren Untersuchungen wird der Einfluss der inneren Schädigung auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton untersucht und hinsichtlich eines schädigungsorientierten Verbundgesetzes für Berechnungen im Stahlbetonbau aufbereitet.

Die erfassten schädigungsbedingten Veränderungen werden im Rahmen dieser Arbeit exemplarisch in ein an der University of Waterloo (Kanada) zu Forschungszwecken entwickeltes Computerprogramm zur Errechnung des Biegetragverhaltens von Stahlbetonbiegebalken implementiert. Die rechnerisch ermittelten Veränderungen des Biegetragverhaltens werden dem experimentell aufgenommenen Tragverhalten befroster und unbefroster Stahlbetonbalken gegenübergestellt, um auf diese Weise die Anwendbarkeit der formulierten schädigungsorientierten Gesetzmäßigkeiten unter Beweis zu stellen.

Stichwörter

Innere Schädigung von Beton, Frost-Tau-Wechselbelastung,
Tragverhalten von Stahlbetonbauwerken unter Schädigungsaspekten

Abstract

The failure of reinforced concrete elements is often due to an interaction of different damages. Apart from mechanical loads, reinforced concrete structures are also subject to environmental physical and chemical loads. However, often only the mechanical loads are taken into account to calculate the changes in the load bearing behavior.

Nowadays, the physically and chemically induced damage to concrete fabric (e.g. occurring due to attack by freeze-thaw cycles) is usually considered as a problem of durability of the concrete surface only. In general, the influence of such a kind of damage on the load bearing behavior is not considered.

The research work at hand aims to provide a basis, on which physical and chemical loads can be included in the design process of reinforced concrete structures by means of appropriate material models which include deterioration aspects. As an example for physical and chemical deterioration mechanisms, freeze-thaw cycle loads together with the absorption of capillary water have been chosen for investigation to quantify its influence on the load bearing behavior of reinforced concrete elements. This deterioration mechanism causes an internal damage of the concrete microstructures, which can be quantified by the ultrasonic measuring technique. The freeze-thaw attack induced micro cracks in the cement paste create a relatively homogenous damage, which is suitable for formulation in terms of deterioration coherences.

In a first step, the variation of certain characteristic concrete values and of bond behavior due to the applied freeze-thaw cycles are monitored and analyzed. The results of this work are then implemented in a computational model developed at the University of Waterloo, Canada. The program generates the moment-curvature relation for reinforced concrete structures subject to bending and axial loads. The model is based on a layer analysis of a cross section, where the bond behavior is particularly considered. The computed moment-curvature relation is compared with data obtained from tests on freeze-thaw damaged and undamaged beams.

Keywords

internal damage of concrete, freeze-thaw damage,
load-bearing behavior of reinforced concrete structures
under deteriorational aspects

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe der Universität Hannover. Sie wurde vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen als Dissertation angenommen.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Professor Lohaus für die Anregung zu dieser Arbeit und die wissenschaftliche Betreuung. Die wohlwollende Unterstützung trug bedeutend zum Gelingen meiner Arbeit bei.

Herrn Professor Harte danke ich für die Übernahme des Korreferats und für das entgegengebrachte Interesse an meiner Arbeit. Weiterhin danke ich Herrn Professor Grünberg für die Mitarbeit im Rahmen der Prüfungskommission sowie Herrn Professor Nackenhorst für die Übernahme des Vorsitzes dieser Kommission.

Die Erstellung einer solchen Arbeit wäre ohne die freundschaftliche Hilfe erfahrener Kolleginnen und Kollegen unmöglich gewesen. Für zahlreiche Diskussionen und Hilfestellungen zur Fertigstellung der Arbeit sowie für das Engagement bei den Experimenten danke ich allen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Baustoffe herzlichst. Zudem danke ich den Diplomandinnen und Diplomanden, die mit Ihrer Einsatzfreude meine Arbeit wesentlich unterstützt haben. Darüber hinaus gilt mein Dank auch allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern der Materialprüfanstalt für das Bauwesen Hannover für die gute Zusammenarbeit.

Der größte Dank gebührt jedoch meiner Frau Stephanie, die mir mit Ihrer liebevollen Nachsicht und Geduld stets zur Seite stand und somit diese Arbeit erst ermöglicht hat.

Hannover, Dezember 2003

Lasse Petersen

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Ziel der Arbeit	4
1.3 Aufbau der Arbeit	5
 2. Grundlagen und Stand der Forschung	8
2.1 Frostbeanspruchung von Beton	8
2.1.1 Schädigung infolge Frostbeanspruchung.....	8
2.1.2 CIF-Verfahren	18
2.1.3 Zeitlicher Schädigungsfortschritt unter realen Umweltbedingungen	22
2.1.4 Zusammenfassung	25
2.2 Verbundverhalten gerippter Betonstähle	26
2.2.1 Zusammenwirken von Stahl und Beton	26
2.2.2 Wirkungsweise des Verbundes.....	28
2.2.3 Versagensmechanismen des Verbundes	29
2.2.4 Einflussgrößen auf das Verbundverhalten	32
2.2.4.1 Betonstahl	32
2.2.4.2 Beton.....	34
2.2.4.3 Belastung	34
2.2.4.4 Abstand zum Primärriss	35
2.2.4.5 Probekörper	36
2.2.5 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen.....	40
2.2.6 Verbundmodell nach KRELLER	43
2.2.7 Zusammenfassung	49
2.3 Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen	51
2.3.1 Grundlagen des Biegetragverhaltens	51

2.3.2	Berechnungsmodell nach POLAK zur Erfassung des Tension-Stiffening Effekts	56
2.3.3	Zusammenfassung.....	62
3.	Einfluss der Frostschädigung auf Betoneigenschaften	63
3.1	Konzeption der Versuche.....	63
3.2	Eindringen der Schädigungsfront in den Beton.....	67
3.3	Diffusionswiderstand.....	70
3.3.1	Versuchsaufbau	70
3.3.2	Versuchsergebnisse.....	72
3.4	Druckfestigkeit	72
3.4.1	Versuchsaufbau	72
3.4.2	Versuchsergebnisse.....	74
3.5	Biegezugfestigkeit.....	75
3.5.1	Versuchsaufbau	75
3.5.2	Versuchsergebnisse.....	76
3.6	Statischer E-Modul	77
3.6.1	Versuchsaufbau	77
3.6.2	Versuchsergebnisse.....	78
3.7	Untersuchungen zu einer weiteren Betonzusammensetzung.....	79
3.8	Zusammenfassung	80

4. Einfluss der Frostschädigung auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton	82
4.1 Konzeption der Versuche	82
4.2 Versuchsprogramm	84
4.2.1 Probekörper	84
4.2.2 Herstellung und Lagerung.....	85
4.2.3 Betonzusammensetzung	87
4.2.4 Umfang der Versuche	87
4.3 Aufbringen der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung	88
4.4 Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsdurchführung	90
4.5 Auswertung der Verbunduntersuchungen	93
4.5.1 Allgemeines	93
4.5.2 Ergebnisse der Versuchsserie zum Probekörpertyp A	97
4.5.3 Ergebnisse der Versuchsserie zum Probekörpertyp B	103
4.5.4 Ergebnisse der Versuchsserie mit einer weiteren Betonrezeptur	104
4.6 Entwicklung eines schädigungsorientierten Verbundmodells	105
4.7 Zusammenfassung	109
 5. Einfluss der Frostschädigung auf das Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen	 111
5.1 Konzeption der Versuche	112
5.2 Versuchsprogramm	113
5.2.1 Probekörper	113
5.2.2 Herstellung und Lagerung.....	114
5.2.3 Betonzusammensetzung	114
5.2.4 Umfang der Versuche	114
5.3 Aufbringen der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung	115
5.4 Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsdurchführung	118

5.5	Auswertung der Biegeversuche	122
5.5.1	Ergebnisse der Versuchsserie zur Rezeptur A2.....	122
5.5.2	Ergebnisse der Versuchsserie mit Rezeptur B.....	124
5.6	Zusammenfassung	126
6.	Modellierung des schädigungsorientierten Biegetragverhaltens.....	127
6.1	Allgemeines	127
6.2	Aktualisierung der Modellvorstellungen nach POLAK	128
6.3	Implementierung der schädigungsorientierten Gesetzmäßigkeiten .	131
6.4	Zusammenfassung	134
7.	Gegenüberstellung von Versuch und Rechnung	135
7.1	Vergleich Versuch – Rechnung für die Rezeptur A2.....	135
7.2	Vergleich Versuch – Rechnung für die Rezeptur B.....	137
7.3	Fazit.....	138
8.	Zusammenfassung und Ausblick	141
8.1	Zusammenfassung	141
8.2	Ausblick	143
	Literaturverzeichnis	145
	Normenverzeichnis	152

1. Einleitung

1.1 Motivation

Stahlbetonbauwerke werden durch mechanische Belastungen und umgebungsbedingte Einwirkungen beansprucht. Diese Beanspruchungen induzieren Schädigungsprozesse, die das Lösen von Bindungen auf der Mikro- oder Mesoebene des jeweiligen Baustoffs beinhalten, was eine makroskopische Veränderung des Tragverhaltens zur Folge hat.

Auch wenn außer Frage steht, dass derartige Schädigungsprozesse stattfinden, werden sie bislang bei Planung, Entwurf und Bemessung von Stahlbetonbauwerken im Allgemeinen außer Acht gelassen. Vielmehr wird davon ausgegangen, dass das Tragverhalten über die gesamte Lebensdauer nahezu unverändert bleibt. Dieses Vorgehen im Tragwerksentwurf ist nur möglich, weil die Dimensionierung der Bauteile sowie die Materialauswahl und die Betonzusammensetzung so weit auf der sicheren Seite liegend gewählt werden, dass die Schädigungsprozesse über die gesamte Lebensdauer keine relevanten Veränderungen hervorrufen. Ebenso wird die geplante Lebensdauer des jeweiligen Bauwerks bei der Bemessung nicht berücksichtigt. Nach den derzeit geltenden Bemessungskonzepten wird beispielsweise eine Staumauer mit einer planmäßigen Lebensdauer von ca. 200 Jahren nach den gleichen Grundsätzen entworfen wie eine Fabrikhalle mit einer zeitlich begrenzten Produktionslinie.

Um jedoch eine volkswirtschaftliche Ressourcenschonung bei gleichzeitig höherer bautechnischer Zuverlässigkeit voranzutreiben, ist es erforderlich, auch eine Degradation der Tragwerkswiderstände infolge der unterschiedlichen Schädigungsprozesse in Abhängigkeit der Lebensdauer mit in die Tragwerksplanung von Stahlbetonbauwerken einzubeziehen. Auf diese Weise können Bauwerke in Abhängigkeit ihrer Lebensdauer bemessen werden.

Aufgrund des Potentials, das der Berücksichtigung von schädigungsbedingten Effekten zugesprochen wird, wurde in den letzten Jahren in hohem Maße auf diesem Gebiet geforscht. Beispielsweise wurden bereits 1994 von GRUBER [Gru1] Bemessungsgrundlagen für Kühltürme formuliert, die Schädigungsaspekte beinhalten. Diese Untersuchungen berücksichtigen die schädigungsbedingten Effekte aus Windlasten, die das dynamische Verhalten der Kühltürme entscheidend verändern können. Durch Weiterentwicklung dieser Ansätze wurden von HARTE et al. lebensdauerorientierte Bemessungskonzepte für Kühltürme entwickelt, die bereits erfolgreich in der Praxis angewandt wurden [Har2], [Har3].

Im Jahre 1996 wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) in Bochum der Sonderforschungsbereich 398 – Lebensdauerorientierte Entwurfs-

konzepte unter Schädigungs- und Deteriorationsaspekten – installiert, der der Frage nach den schädigungsinduzierten Veränderungen des Tragverhaltens nachgeht. Beispielsweise ist im Rahmen des genannten SFB 398 die Arbeit von PÖLLING [Pöl1] entstanden, in der eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen entwickelt wurde. Die genannten Berechnungsansätze berücksichtigen bislang jedoch lediglich die Veränderungen des Tragverhaltens infolge mechanischer Schädigungsprozesse. Baustoffliche Schädigungsprozesse werden nicht berücksichtigt.

Auch existieren bereits Untersuchungen, die eine Kopplung von mechanischen, hygrischen und thermischen Einwirkungen berücksichtigen. Beispielsweise ist hier die Arbeit von GRASBERGER [Gra1] zu erwähnen, die ebenfalls im Rahmen des genannten SFB 389 aus Bochum entstanden ist, sowie die Arbeiten von HARTE und WÖRMANN [Har4], [Wör1]. Weiterhin sind bereits erste Modellansätze zur Beschreibung chemo-mechanischer Kopplungen formuliert worden. So wurde beispielsweise von BANGERT et al. [Ban1] die Schädigung des Betons infolge einer Alkali-Kieselsäurereaktion modelliert. Dieses relativ junge Forschungsgebiet wird auch als „Computational Durability Mechanics“ bezeichnet. Die genannten Untersuchungen, die Berechnungen von Bauwerken auf der Makroebene abbilden wollen, können die Schädigungsprozesse nur relativ grob und unvollkommen modellieren, da die baustofflichen Schädigungsprozesse auf der Mikro- und Nanoebene stattfinden. Darüber hinaus müssen alle derartigen Berechnungsansätze von experimentellen Arbeiten abgeleitet und die Ergebnisse dieser Berechnungen ebenfalls experimentell überprüft werden. Es fehlt jedoch noch an experimentellen Arbeiten, die die numerischen Analysen begleiten und verifizieren können.

Die Zahl der experimentellen Forschungsarbeiten, die Auswirkungen baustofflicher Schädigungsprozesse auf makroskopische Eigenschaften untersuchen, ist verschwindend gering. Es wurden lediglich vereinzelt Untersuchungen zum Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf mechanische Kenngrößen durchgeführt (z.B. [Aub1], [Fag2] oder [Hob1]), bei denen jedoch die Erforschung der Schädigungsmechanismen als solche im Vordergrund stand. Die Untersuchungen zu den Veränderungen der mechanischen Kenngrößen dienten weniger der Quantifizierung, als vielmehr der exemplarischen experimentellen Bestätigung, dass sich baustoffliche Schädigungen auf makroskopische Baustoffeigenschaften auswirken können.

Trotz der Vielzahl von Veröffentlichungen, die sich mit den Mechanismen dieser Schädigungsarten und ihren möglichen Auswirkungen auf die Betonoberfläche beschäftigen, liegen keinerlei Arbeiten vor, wie sich eine baustoffliche Schädigung auf das Tragverhalten einer Stahlbetonkonstruktion auswirkt.

Stahlbeton ist eine Konstruktion aus Beton und eingebetteten Stahlstäben, die als Bewehrung wirken. Die Übertragung von Kräften zwischen den beiden Baustoffen erfolgt über die sogenannte Verbundwirkung, die im Wesentlichen auf die mechanische Verzahnung von Stahl und Beton zurückzuführen ist, die durch die Rippen der Bewehrungsstäbe hergestellt wird. Sowohl der Stahl als auch der Beton können durch umgebungsbedingte Einwirkungen geschädigt werden, was mit einer Veränderung des Verbundverhaltens einhergehen kann. Bei der Betrachtung der baustofflichen Schädigung von Stahlbetonbauteilen sind also mit der Stahlschädigung, der Betonschädigung und der Schädigung des Verbundes drei unterschiedliche Schädigungsfälle zu unterscheiden.

Die Schädigung des Stahls beruht auf korrosiven Prozessen. Die Stahlkorrosion führt zu einer Volumenzunahme, die verhältnismäßig rasch Absprengungen der Betondeckung hervorrufen. Korrosionserscheinungen werden bei der Planung von Stahlbetonbauteilen grundsätzlich nicht zugelassen. Durch Vorschriften für die Bauausführung und die Grenzwerte für die Betonzusammensetzung soll eine Stahlkorrosion verhindert werden. Die jeweiligen Konstruktionsregeln zur Vermeidung der Bewehrungskorrosion sind aus den Normen und Regelwerken der Umweltbedingungen, die in Expositionsklassen unterteilt werden [N5], zu wählen. Entgegen dieser in den Normen verankerten deskriptiven Dauerhaftigkeitsbemessung wurde von GEHLEN [Geh1], ähnlich der Bemessungsphilosophie beim Tragwerksentwurf, eine Dauerhaftigkeitsbemessung gegenüber carbonatisierungs- und chloridinduzierter Bewehrungskorrosion auf probabilistischer Basis entwickelt. Auf Grundlage der Untersuchungen von SCHIEßL (z.B. [Sch2]), wurde ein Sicherheitskonzept erarbeitet, das die Materialwiderstände den Einwirkungen gegenüberstellt und unter Berücksichtigung der jeweiligen Lebensdauer gegen den Gebrauchsgrenzzustand „Depassivierung der Bewehrung“ bemisst. Dieses Entwurfskonzept wurde bereits erfolgreich in der Praxis beim Bau des Westerscheldetunnels eingesetzt [Sch3], [Bre1].

Letztlich verfolgen jedoch sowohl die genormte deskriptive Dauerhaftigkeitsbemessung als auch das probabilistische Entwurfskonzept nach GEHLEN [Geh1] das Ziel, Stahlkorrosion während der gesamten Lebensdauer eines Bauwerks zu vermeiden. Eine Berücksichtigung der Stahlkorrosion auf das Tragverhalten in lebensdauerorientierten Betrachtungen wird daher hier nicht weiter behandelt.

Anders verhält es sich dagegen bei den Schädigungsprozessen im Beton (z.B. Frostschädigung, Sulfattreiben, etc.), die von der Oberfläche aus in das Innere des Betons voranschreiten. Auch wenn die Forschung zur Beschreibung des Schädigungsfortschrittes noch in den Anfängen steht, ist es prinzipiell möglich, Schädigungsfortschritte derartiger Mechanismen quantitativ zu beschreiben. Dieser Fragestellung wird derzeit in dem Schwerpunktprogramm der DFG: „Vorhersage des zeitlichen Verlaufs von physikalisch-chemischen Schädigungsprozessen an mineralischen Baustoffen“ nachgegangen.

Tritt eine durch umgebungsbedingte Einwirkungen induzierte Schädigung im Beton auf, so werden sowohl die zur Bemessung herangezogenen Kenngrößen des Betons, als auch das Verbundverhalten in Abhängigkeit vom Schädigungsfortschritt verändert. Damit unterliegt auch das Tragverhalten der Stahlbetonkonstruktion entsprechenden schädigungsinduzierten Veränderungen. Dies macht es erforderlich, solche Schädigungsprozesse, die während der Lebensdauer auftreten, im Tragwerksentwurf zu berücksichtigen.

Baustoffliche Schädigungen in Stahlbetonbauwerken werden bislang lediglich als Dauerhaftigkeitsproblem der Betonoberfläche angesehen. Bei der Planung wird davon ausgegangen, dass durch betontechnologische Vorgaben ein über die geplante Lebensdauer des Bauwerks dauerhafter Beton ausgeführt wird. Treten dennoch physikalisch-chemische Schädigungsprozesse auf, so sind diese an der Oberfläche instandzusetzen. Dass jedoch auch tieferliegende Bereiche des Betons von der Schädigung erfasst werden können, die über den Oberflächenschaden hinaus auch das Tragverhalten von Bauteilen verändern können, wird bislang weitgehend vernachlässigt. Ebenso gibt es bislang keine Arbeit, die eine baustofflich bedingte Schädigung des Verbundverhaltens berücksichtigt. Daher widmet sich die vorliegende Arbeit dem Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen, um auf diese Weise die Voraussetzungen dafür zu schaffen, diese wissenschaftliche Lücke zu schließen.

1.2 Ziel der Arbeit

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, eine systematische Quantifizierung der Veränderungen des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen infolge baustofflicher Schädigungsprozesse vorzunehmen. Es soll die Basis geschaffen werden, neben mechanischen Schädigungen auch physikalisch-chemische Einwirkungen im Rahmen schädigungsorientierter Stoffgesetze für den Tragwerksentwurf im Stahlbetonbau zu berücksichtigen.

Zunächst gilt es, eine experimentelle Vorgehensweise zu entwickeln, die es ermöglicht, den Einfluss einer baustofflich induzierten Schädigung auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen zu quantifizieren. Dabei steht neben den schädigungsbedingten Veränderungen der relevanten Betonkenngrößen vor allem auch die Veränderung des Verbundverhaltens im Fokus der Untersuchungen.

Die entwickelte Vorgehensweise wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit für das Beispiel der Frostschädigung angewandt. Weiterhin wird damit die Möglichkeit eröffnet, nach dem Beispiel der entwickelten Methodik in zukünftigen Arbeiten auch den Einfluss anderer baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten zu erfassen.

Als weiteres Ziel sollen die separat untersuchten frostinduzierten Veränderungen der einzelnen für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen relevanten Kenngrößen rechnerisch zu einem schädigungsorientierten Modell für das Biegetragverhalten zusammengeführt werden. Zu diesem Zweck werden aus der Literatur bekannte Modellvorstellungen für das Biegetragverhalten von Stahlbetonbauteilen um die schädigungsbedingten Effekte erweitert, so dass die frostinduzierten Veränderungen des Biegetragverhaltens rechnerisch erfasst werden können. Weiterhin sollen computergestützte Modellrechnungen den experimentell gewonnenen Ergebnissen zum Tragverhalten unterschiedlich stark geschädigter Biegebalken gegenübergestellt werden. Damit kann die Gültigkeit der formulierten Modellansätze überprüft werden. Auf diese Weise soll die schädigungsbedingte Veränderung des Biegetragverhaltens von Stahlbetonbauteilen modelliert werden.

1.3 Aufbau der Arbeit und Lösungsweg

Exemplarisch für baustofflich bedingte Schädigungsprozesse wird im Rahmen dieser Arbeit die Schädigung infolge einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung betrachtet. Sie ruft eine reproduzierbare innere Schädigung hervor, die mittels der Ultraschallmesstechnik quantifizierbar ist.

Des Weiteren erzeugt die Frost-Tau-Wechselbeanspruchung durch die hervorgerufene Mikrorissbildung in der Zementsteinmatrix eine relativ homogene Schädigung und ist deshalb für eine Formulierung in Stoffgesetzen besonders gut geeignet.

In Kapitel 2 werden zunächst die Grundlagen und der Stand der Forschung zu allen in der vorliegenden Arbeit relevanten Themengebieten erläutert. Anschließend werden in Kapitel 3 die **Veränderungen ausgewählter Betonkennwerte** infolge der inneren Gefügeschädigungen untersucht. Die innere Schädigung, die durch eine Frostbeanspruchung hervorgerufen werden kann, dringt von der befrosten Betonoberfläche aus in Bereiche vor, in denen sich bei üblichen Betondeckungen die Bewehrung einer Stahlbetonkonstruktion befindet. Die **Veränderung des Verbundverhaltens** stellt somit eine relevante Größe für die Quantifizierung des Einflusses der inneren Schädigung auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen dar. In weiteren in Kapitel 4 dargestellten Untersuchungen wird daher der Einfluss der inneren Schädigung auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton untersucht und hinsichtlich eines schädigungsorientierten Verbundgesetzes für Berechnungen im Stahlbetonbau aufbereitet.

Die erfassten frostinduzierten Veränderungen der einzelnen Kennwerte des Stahlbetons werden im Rahmen dieser Arbeit zu einem **schädigungsorientierten Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen** zusammengeführt. Die innere Schädigung infolge der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung erfasst im Wesentli-

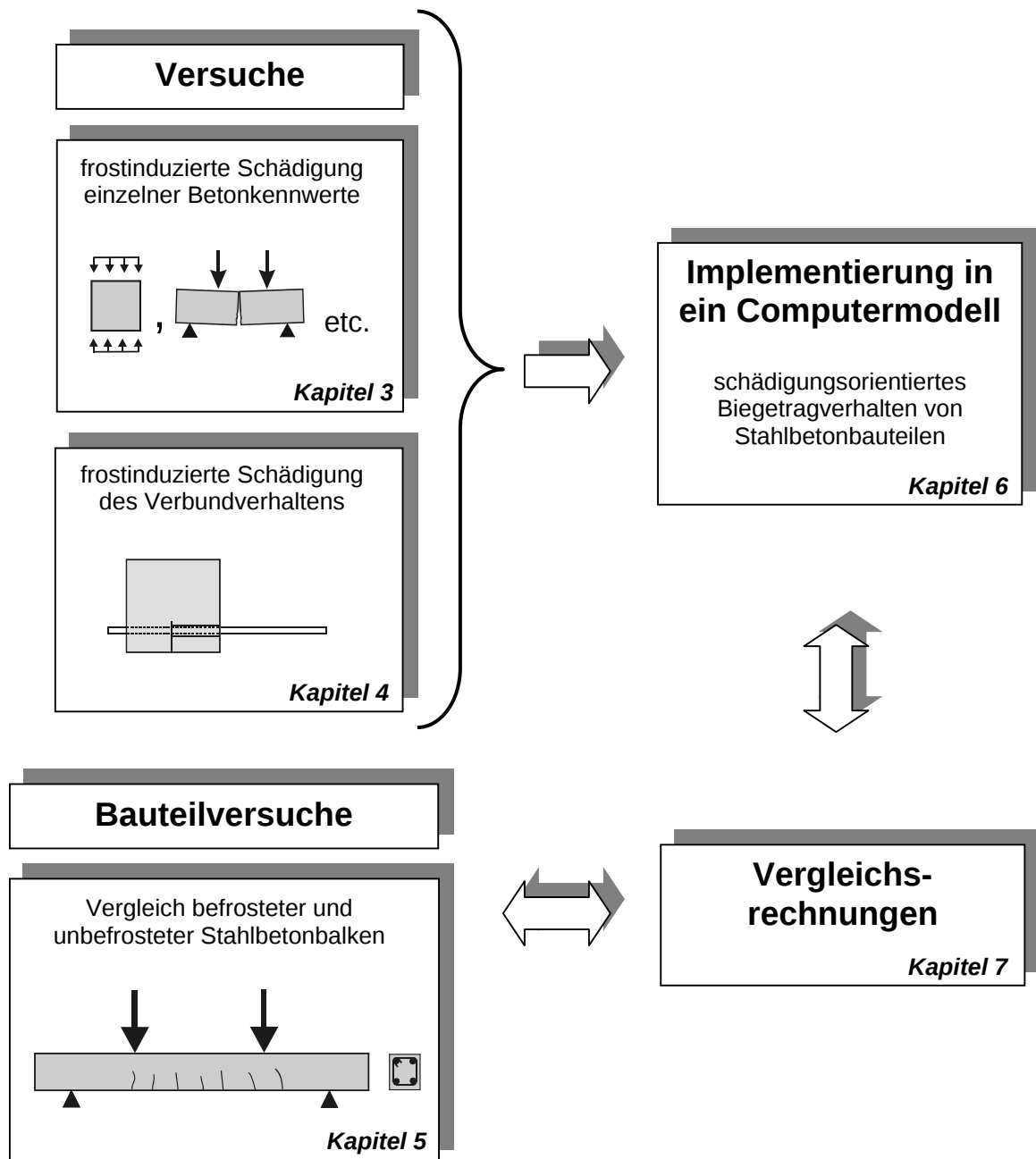
chen die äußeren Bereiche eines Bauteils. Bei biegebeanspruchten Bauteilen sind diese Randbereiche am stärksten beansprucht und die Verbundwirkung besitzt einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten. Derartige Tragglieder besitzen somit für den Einfluss einer frostinduzierten Schädigung eine exponierte Stellung. Im Rahmen dieser Arbeit wird daher speziell die schädigungsbedingte Änderung des Biegetragverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen betrachtet.

Nachdem in Kapitel 5 experimentelle Untersuchungen zu den frostinduzierten Veränderungen des Biegetragverhaltens dargestellt werden, werden in Kapitel 6 theoretische Betrachtungen zum schädigungsorientierten Biegetragverhalten angestellt. Zu diesem Zweck werden die schädigungsbedingten Veränderungen des Beton- und Verbundverhaltens in ein Computermodell zur Berechnung des Last-Verformungsverhaltens biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile implementiert. Auf diese Weise können die frostinduzierten Veränderungen des Biegetragverhaltens rechnerisch erfasst werden. Anschließend werden in Kapitel 7 die errechneten Veränderungen des Biegetragverhaltens dem zuvor experimentell aufgenommenen Tragverhalten befroster Stahlbetonbalken gegenübergestellt. Auf diese Weise wird die Anwendbarkeit der formulierten schädigungsorientierten Gesetzmäßigkeiten dargestellt.

In Abschnitt 7.3 wird ein abschließendes Fazit zu den im Rahmen der vorliegenden Arbeit erzielten Ergebnissen gezogen. Weiterhin werden in diesem Abschnitt die Möglichkeiten der Anwendung der erarbeiteten Ergebnisse diskutiert. Abschließend erfolgt in Kapitel 8 eine Zusammenfassung sowie ein Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf, der sich aus dieser Arbeit ableiten lässt.

Die durchgeführten Untersuchungen zielen darauf ab, die Auswirkungen einer frostinduzierten inneren Schädigung bis hin zum Biegetragverhalten von Stahlbetonbalken geschlossen darzustellen. Vor diesem Hintergrund werden umfangreiche Versuche zunächst zu einer Betonrezeptur durchgeführt. Mit ergänzenden Versuchen zu einer zweiten Betonrezeptur wird darüber hinaus eine mögliche Übertragung der Ergebnisse auf weitere Betonzusammensetzungen dargestellt. Das durchgeführte Versuchsprogramm soll nicht die Vielzahl unterschiedlicher betontechnologischer Parameter auf die Auswirkungen der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung untersuchen. Solche Parametervariationen bleiben anderen Untersuchungen bzw. rechnerischen Simulationen vorbehalten.

Zusammenfassend lässt sich das Vorgehen innerhalb der vorliegenden Arbeit durch das in Bild 1-1 dargestellte Schaubild beschreiben.

**Bild 1-1:** Schaubild zum Aufbau der Arbeit

2. Grundlagen und Stand der Forschung

In diesem Kapitel werden zusammenfassend die Grundlagen und der Stand der Forschung zu allen in der vorliegenden Arbeit relevanten Themengebieten dargestellt. Diese Zusammenstellung beginnt mit der Erläuterung der Frostschädigungen im Beton. Neben der Darstellung der Schädigungsmechanismen wird das CIF-Verfahren zur Prüfung des Frostwiderstandes von Beton bei hoher Wassersättigung erläutert. Weiterhin wird die Übertragbarkeit von Frostlaborprüfungen auf die Verhältnisse am realen Bauwerk diskutiert.

Nach den Ausführungen zur Frostschädigung wird in Abschnitt 2.2 das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton behandelt. Auf das Verbundmodell von KRELLER wird dabei detailliert eingegangen, da dieses Verbundmodell im weiteren Verlauf dieser Arbeit durch die Berücksichtigung schädigungsbedingter Veränderungen des Verbundverhaltens erweitert wird.

Anschließend wird in Abschnitt 2.3 auf den Erläuterungen zum Verbundverhalten aufbauend das Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen beschrieben. Weiterhin wird auf die von POLAK et al. formulierten Modellvorstellung zur Berechnung biege- und normalkraftbeanspruchter Stahlbetonbauteile eingegangen. Diese Modellvorstellungen werden ausführlich beschrieben, da sie im Rahmen der vorliegenden Arbeit zu einem schädigungsorientierten Biegetragverhalten erweitert werden.

2.1 Frostbeanspruchung von Beton

2.1.1 Schädigung infolge Frostbeanspruchung

An einem durchfeuchteten Beton können durch Frostangriff erhebliche Schädigungen auftreten. Der Mechanismus dieser Frostschädigung ist ein sehr komplexer Vorgang, bei dem sich eine Vielzahl von chemischen und physikalischen Effekten überlagern. Die einzelnen Teilmechanismen dieser Frostschädigung sind von vielen Forschern untersucht worden und in weiten Teilen geklärt. Ausführliche zusammenfassende Darstellungen zu diesem Thema sind z.B. von STARK et al. [Sta1], LUDWIG [Lud1], AUBERG [Aub1] oder KOPP [Kop1] erschienen.

Setzt man Beton einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung bei gleichzeitigem kapillaren Saugen aus, können äußere und innere Schädigungen auftreten. POWERS [Pow1] stellte bereits 1945 fest, dass diese beiden Schädigungsarten getrennt voneinander stattfinden können.

Die äußere Schädigung beinhaltet ein Abplatzen und Abwittern von dünnen äußeren Mörtelschichten und oberflächennahen Zuschlägen. Statische Größen des Betons werden infolge der äußeren Schädigungen nicht beeinflusst, jedoch kann das Eindringen von schädlichen Substanzen sowie die Carbonatisierung verstärkt werden [Aub1]. Bei der inneren Schädigung entstehen mikroskopisch feine Risse in der Zementsteinmatrix, die zu einer Veränderung der mechanischen Kenngrößen des Betons führen [Loh1].

Die äußeren Schädigungen werden durch den Einsatz von Taumitteln erheblich verstärkt und stellen bei einem derartigen Angriff die maßgebliche Schädigungsart dar. Dahingegen ist bei einer reinen Frostbeanspruchung im Allgemeinen die innere Schädigung die dominierende Schädigungsart [Set7]. Die Mechanismen dieser beiden Schädigungsarten sind zwar häufig auf die gleichen Phänomene zurückzuführen, aufgrund verschiedener Kombinationen oder Intensitäten der einzelnen Schädigungsmechanismen sind sie jedoch klar zu unterscheiden. Bei der Frost-Tausalzbeanspruchung treten neben den physikalischen auch chemisch-physikalische Effekte auf, die zu Schädigungen führen, während es sich bei der reinen Frost-Tau-Wechselbeanspruchung in erster Linie um physikalische Schädigungsprozesse handelt. Da lediglich die innere Schädigung die im Rahmen der vorliegenden Arbeit behandelten Veränderungen der mechanischen Kenngrößen hervorruft, wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit lediglich auf die Mechanismen der inneren Schädigung eingegangen. Für die Betrachtung der Schädigungsmechanismen wird von einer frostbeständigen Gesteinskörnung ausgegangen. Es werden somit lediglich die Schädigungsmechanismen des Zementsteins sowie die der Kontaktfläche zwischen Gesteinskörnung und Zementstein betrachtet.

Aufgrund der komplexen Gefriervorgänge im Zementstein und der vielfältigen Parameter ist es bislang nicht gelungen, ein allgemein gültiges Modell zu formulieren, das alle möglichen Schädigungsmechanismen berücksichtigt. Die bislang formulierten Modelle sind prinzipiell in zwei Schädigungsmodelle zu unterteilen:

- makroskopische Modelle (→ makroskopische Spannungen) und
- mikroskopische Modelle (→ Veränderungen im Zementsteingefüge)

Dabei handelt es sich speziell bei der reinen Frostbeanspruchung in erster Linie um mikroskopische Schädigungsmodelle. Grundlage vieler dieser Modelle ist zum einen die 9%tige Volumenvergrößerung beim Phasenübergang von Wasser zu Eis sowie das **anormale Gefrierverhalten des Wassers im Porensystem** des Betons. Dabei unterscheidet sich das Gefrierverhalten der Porenlösung wesentlich von dem des freien Wassers bei einem atmosphärischen Druck auf Meereshöhe.

Die Temperatur, bei der Wasser zu Eis gefriert, wird als Gefriertemperatur oder auch als Gleichgewichtstemperatur bezeichnet, da der Dampfdruck von Wasser und Eis bei dieser Temperatur gleich groß ist. Bei freiem Wasser unter atmosphärischem Druck auf Meereshöhe liegt diese Gleichgewichtstemperatur und damit

der Gefrierpunkt bei 0°C. Für das Porenwasser im Zementstein kann die Gleichgewichtstemperatur bzw. der Gefrierpunkt der Porenlösung aufgrund folgend aufgelisteter Ursachen herabgesetzt werden:

- gelöste Stoffe in der Porenflüssigkeit
- hohe Drücke
- Wirkung von Oberflächenkräften

Die gelösten Stoffe in der Porenlösung des Betons verursachen eine Erniedrigung des Gefrierpunktes von ca. 1,3 bis 3 K [Grü1], [Jun1]. Große Bedeutung gewinnt die Gefrierpunktserniedrigung jedoch erst beim Einsatz von Tausalzen (z.B. NaCl). In Abhängigkeit der Konzentrationen treten Gefrierpunktserniedrigungen bis zum Erreichen des eutektischen Punktes auf, z.B. bis -21,1°C bei NaCl Lösung [Sta1].

Die hohen Drücke, die zu einer Gefrierpunktserniedrigung führen können, resultieren aus dem Phasenübergang von Wasser zu Eis und der damit verbundenen 9%tigen Volumenvergrößerung. Ein System ist immer bestrebt, den energetisch günstigsten Zustand einzunehmen, so dass Wasser für das System die günstigere Phase darstellt. Um die Expansion bei der Eisbildung zu behindern, müssten sehr hohe Drücke erzeugt werden, die sofort durch Rissbildung und Umverteilung des noch flüssigen Porenwassers in Hohlräume (bzw. an die Oberfläche) abgebaut werden würden. Aus diesem Grund hat dieser Aspekt für die Gefrierpunktserniedrigung eigentlich keine Bedeutung [Lud1].

Zementstein besitzt eine große innere Oberfläche (ca. 200m²/g), die großen Einfluss auf das Gefrierverhalten der Porenlösung nimmt. Ein Kubikmeter Beton besitzt beispielsweise eine innere Oberfläche von ca. 50 km², die fast ausschließlich vom Zementstein gebildet wird [Set7]. Diese immense Oberfläche basiert im Wesentlichen auf den nadelförmigen, die Festigkeit des Zementsteins bildenden CSH-Phasen (vgl. Bild 2-1). Die Gesteinskörnung, die ca. 70% der Betonmasse ausmacht, trägt aufgrund ihres dichten Gefüges nicht zu dieser Oberfläche bei.

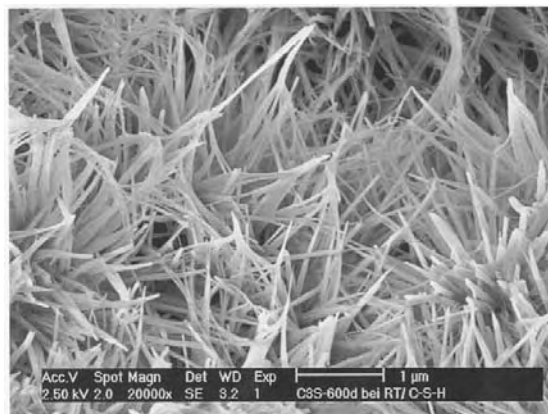


Bild 2-1: CSH-Phasen des Zementsteins aus [Sta2]

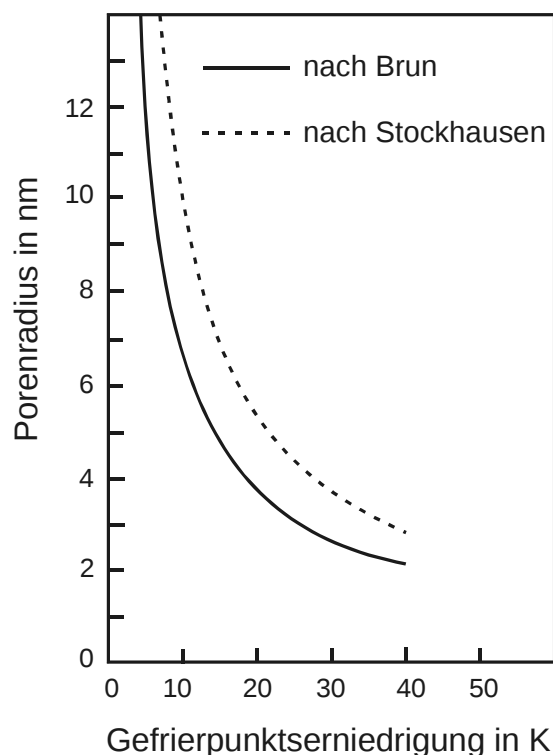
Die aus der großen Oberfläche resultierenden Adsorptionskräfte, mit denen das Porenwasser an die Innenseiten der Poren gebunden wird, haben eine Verringerung des chemischen Potentials zur Folge, woraus eine relativ starke Gefrierpunktserniedrigung resultiert.

Da die relative Oberfläche (Oberfläche/Volumen) mit geringerem Porenradius ansteigt, wachsen auch die Oberflächenkräfte mit sinkendem Porenradius an. Die Gefrierpunktserniedrigung infolge der Oberflächenkräfte ist somit von der Poren-

größe abhängig und wird daher als Radius-Gefrierpunkt-Beziehung (RGB) bezeichnet.

Ab Porengrößen von $R_H < 100$ nm (Gelporen und Mikrokapillarporen) setzen die Oberflächenkräfte den Gefrierpunkt erheblich herab. So liegen bei -20°C zwischen 30% und 60% des Porenwassers in ungefrorener Form vor [Set4]. Unterschiedliche Autoren (z.B. SETZER [Set1], [Set2]; STOCKHAUSEN [Sto1]; BRUN et al. [Bru1]) haben den Zusammenhang zwischen dem Porenradius und dem Gefrierpunkt untersucht, und unter Annahme verschiedener Vereinfachungen unterschiedliche Radius-Gefrierpunkt-Beziehungen aufgestellt. In Bild 2-2 sind beispielhaft die Radius-Gefrierpunkt-Beziehungen von STOCKHAUSEN und BRUN graphisch abgebildet.

Bild 2-2:
Radius-Gefrierpunkt-Beziehungen
für Wasser in zylindrischen Poren nach
STOCKHAUSEN und BRUN aus [Bed1]



Aufgrund der Abhängigkeit des Gefrierverhaltens vom Porenradius liegen im Zementstein über einen großen Temperaturbereich (0°C bis -60°C , vgl. [Set4]) die drei Phasen des Wassers – Eis, Wasser, Dampf – gleichzeitig als stabile Phasen vor. Während in den Kapillarporen, der RGB entsprechend, das Wasser bereits gefroren ist, ist es in den Gelporen noch in flüssiger Form vorhanden. Dieses Verhalten unterscheidet sich wesentlich von dem des makroskopischen Wassers, bei dem die drei Phasen nur bei einer bestimmten Temperatur und einem bestimmten Druck, dem Tripelpunkt, in einem stabilen Gleichgewicht sein können.

Abgesehen von den genannten Effekten, die eine Gefrierpunktserniedrigung hervorrufen, können Unterkühlungseffekte auftreten, die zur Folge haben, dass trotz Erreichen des Gefrierpunktes kein stetiges Gefrieren des Porenwassers eintritt. Erst bei weiterem Abkühlen kommt es in diesen Fällen zu einer spontanen

Eisbildung, die von einer ebenso spontanen Erwärmung begleitet wird [Jun1], so dass der Temperaturpunkt erreicht wird, der sich bei stetiger Eisbildung eingestellt hätte.

Nach der Keimbildungstheorie muss für ein stabiles Eiskristallwachstum eine bestimmte Keimbildungsenergie überschritten werden. Dabei ergibt sich die Keimbildungsenergie als Differenz aus der benötigten Oberflächenenergie für den sich bildenden Kristallkeim und der infolge des Volumenzuwachses freiwerdenden Kristallisationswärme. Durch keimfördernde Stoffe, wie z.B. Eis an der Oberfläche, kann die Eiskristallbildung von außen angeregt werden und die Eisfront wandert von der Oberfläche aus ins Probeninnere [Lud1]. Bei Untersuchungen an gesättigtem Zementstein wurden von HARNIK et al. [Har1] unter Verhinderung einer Eisbildung an der Oberfläche Unterkühlungen bis -15°C erreicht. Diese Unterkühlung fiel bei einer von außen unterstützten Eiskeimbildung auf -5°C ab. Aber auch Probekörpergröße, Abkühlgeschwindigkeit, Sättigungsgrad der Probe, Art der Porenlösung und Porengröße beeinflussen die Unterkühlungseffekte in einem erheblichen Maße, vgl. [Bed1], [Jun1], [Pru1], [Thi1], [Mei1], [Mei2]. Im Beton ist entgegen den Untersuchungen am Zementstein, aufgrund der im Beton nicht zu vermeidenden Grobporen, mit Unterkühlungen bis zu -4°C zu rechnen [Aub1].

Die durch die spontane Eisbildung aufgrund der 9%tigen Volumenvergrößerung von Wasser zu Eis ebenso spontan auftretenden Drücke können nicht immer durch Umverteilung des noch flüssigen Porenwassers ausgeglichen werden [Mei3]. Auf diese Weise können durch die spontane Eisbildung bzw. durch Unterkühlungseffekte die im Nachfolgenden diskutierten Schädigungsmechanismen des Frostangriffes wesentlich unterstützt werden [Lud1].

Unter den **makroskopischen Schädigungsmechanismen** ist für eine reine Frostbeanspruchung ohne Tausalz lediglich das unterschiedliche Temperatúrausdehnungsverhalten der einzelnen Komponenten zu nennen. In der Literatur besteht dabei keine Einigkeit darüber, ob die unterschiedlichen α_T -Werte von Zementstein und Zuschlag für Schädigungen verantwortlich sind. LUDWIG liefert zu dieser Fragestellung in [Lud1] eine genaue Literaturübersicht. Auch wenn rechnerisch Spannungen auftreten (FEM-Simulationen), die die Zugfestigkeiten der Gesteinskörnung überschreiten [Huo1], konnte dieses nicht an Hand von Versuchen nachgewiesen werden.

Der unterschiedliche Temperatúrausdehnungskoeffizient von Eis und Zementstein – Eis hat einen ca. 5 mal höheren Wärmeausdehnungskoeffizienten als Zementstein – hat nach dem Modell von GRÜBL [Grü2] eine große Bedeutung. Zunächst bildet sich in den groben Poren bei einer Abkühlung unter den Gefrierpunkt Eis. Bei weiterem Abkühlen zieht sich dieses Eis wesentlich stärker zusammen als der Zementstein, und es entsteht ein Zwischenraum (vgl. Bild 2-3). Dieser Zwischenraum kann durch eindiffundierendes Wasser aus den kleinen Poren, das aufgrund

der Radius-Gefrierpunkt-Beziehung in flüssiger Form vorliegt, gefüllt werden. Beim Auftauen expandiert das Eis stärker als die Zementsteinmatrix und bringt Zugspannungen auf die Porenwandung, die zu Rissen führen können.

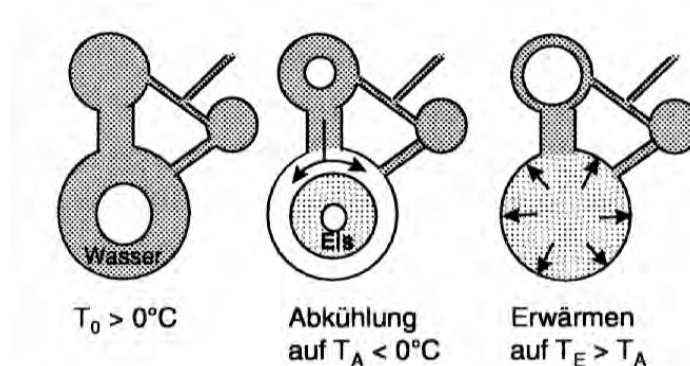


Bild 2-3: Schadensmechanismus infolge des unterschiedlichen Wärmedehnverhaltens von Eis und Zementstein [Grü2]

Unter den **mikroskopischen Schädigungen** ist zunächst der von POWERS als wesentlicher Schadensmechanismus formulierte hydraulische Druck zu nennen [Pow1], [Pow2], der den wichtigsten mikroskopischen Schadensmechanismus der Frost-Tauwechselbeanspruchung darstellt [Sta1]. Durch die Expansion beim Phasenübergang von Wasser zu Eis entsteht ein Innendruck, der als hydraulischer Druck bezeichnet wird. Überschreitet dieser Druck die Zugfestigkeit des Zementsteins, wird der hydraulische Druck durch Risse in der Matrix abgebaut. Die Größe des Drucks hängt u.a. von der Menge des gefrierenden Wassers, von der Abkühlgeschwindigkeit beim Gefrieren und von den Unterkühlungseffekten ab. Vor allem hängt die Größe des hydraulischen Druckes aber von den zur Verfügung stehenden wasserfreien Ausweichräumen ab, in die das noch flüssige Wasser für einen Druckausgleich entweichen kann. POWERS begründete hiermit die positive Wirkung von Luftporen auf den Frostwiderstand von Beton [Pow4]. Er leitet einen theoretisch berechneten Abstandfaktor ab, der den maximal zulässigen Abstand eines beliebigen Punktes zur nächstliegenden Mikroluftpore ($10\ \mu\text{m} < r < 300\ \mu\text{m}$) begrenzt. Auf diese Weise soll ein Druckabbau ermöglicht und ein Überschreiten der Zugfestigkeit des Zementsteins verhindert werden.

In weiteren Untersuchungen stellten POWERS und HELMUTH fest, dass sich ein Feuchtetransport des noch flüssigen Wassers in den kleinen Gelporen (RGB), hin zu dem bereits gefrorenen Wasser in den größeren Kapillarporen einstellt [Pow3], [Pow5]. Sie begründeten diese Umverteilung des flüssigen Wassers, die dem hydraulischen Druck entgegengesetzt ist, mit dem sogenannten kapillaren Effekt. Der Dampfdruck über Wasser ist geringer als über Eis, so dass sich ein thermodynamisches Ungleichgewicht einstellt. Somit ist das Wasser der Gelporen bestrebt, in Richtung des Eises in die groben Kapillarporen zu wandern. Das bewirkt zum einen ein Wachsen der Eislinsen in den Kapillarporen (Expansion) und zum ande-

ren ein Schwinden der Gelporen (Kontraktion). Welcher der beiden Effekte den jeweils anderen überlagert und eine Expansion oder Kontraktion zu beobachten ist, hängt vom w/z-Wert und von der Zugabe von künstlichen Luftporen ab [Aub1]. Durch das Wachsen der Eislinsen wird der Innendruck in den Kapillarporen verstärkt, und die Zugfestigkeit des Zementsteins überschritten [Pow5]. Aber auch die Austrocknung der Gelporen, und die dadurch hervorgerufenen Schwindspannungen werden als Schädigungsmechanismen infolge des kapillaren Effektes genannt [Lud1].

LITVAN beschreibt einen anderen Schädigungsprozess, der ebenfalls daraus resultiert, dass das noch nicht gefrorene Wasser aus den Gelporen bestrebt ist, zum Eis in den Kapillarporen zu wandern [Lit1], [Lit2], [Lit3]. Durch eine Behinderung der Wasserwanderung, die durch hohe Abkühlgeschwindigkeiten, lange Diffusionswege oder aber durch eine zu geringe Permeabilität des Zementsteins auftreten kann, entstehen hohe Drücke, die die Festigkeit des Zementstein überschreiten können.

In einer späteren Forschungsarbeit [Gra2] wurde festgestellt, dass künstlich eingeführte Luftporen nicht nur Ausweichräume für das durch den hydraulischen Druck verdrängte Wasser bilden (siehe oben bzw. [Pow4]), sondern ebenfalls für das infolge des kapillaren Effekts aufwachsende Eis. Neben dem hydraulischen Druck ist der kapillare Effekt die zweite, wesentliche mikroskopische Schadensursache für Frostschäden [Sta1].

Der kapillare Effekt wird durch osmotische Drücke unterstützt [Pow3], [Pow5]. Wenn das Wasser in den Kapillarporen zu gefrieren beginnt, wird dadurch die Konzentration an gelösten Salzen im Restwasser dieser Poren heraufgesetzt. Daraus resultiert ein Konzentrationsunterschied zwischen dem Porenwasser der Gelporen, in denen aufgrund der Radius-Gefrierpunkt-Beziehungen noch keine Phasenumwandlung stattgefunden hat, und dem Restwasser in den Kapillarporen. Unter der Annahme, dass der Zementstein eine semipermeable Schicht darstellt, kommt es zu osmotischen Drücken. Nach LUDWIG [Lud1] kann dieser sehr geringe Druck möglicherweise die Wasserumverteilung beim kapillaren Effekt verstärken. Als eine eigenständige Schadensursache wird er jedoch ausgeschlossen. POWERS beschreibt den osmotischen Druck in den genannten Veröffentlichungen als Schädigungsmechanismus, der hauptsächlich für die Oberflächenabwitterungen bei Frost-Tausalzangriff von Bedeutung ist.

Die bislang aufgeführten Quellen diskutieren die Mechanismen der Frostbeanspruchung, wie z.B. Gefrierpunktserniedrigung, Wasserwanderung oder Druckerzeugung. SETZER liefert mit dem von ihm formulierten **Mikroeislininsenmodell** erstmals eine systematische und konsequente Darstellung der Vorgänge beim Gefrieren des Wassers im porösen System des Zementsteins, z.B. [Set4], [Set5] und [Set8].

Dieses Modell baut auf dem zuvor von SETZER [Set1] beschriebenen thermodynamischen Modell und seiner Präzisierung [Set10] und [Set4] auf, das die thermodynamischen Grundlagen für das Mikroeislinnenmodell liefert. Dabei wird erstmals die Wirkung von Oberflächenkräften auf die Frostschädigung berücksichtigt. Wesentliche Grundlage dieses Modells ist die bereits beschriebene Radius-Gefrierpunkts-Beziehung. Ihr entsprechend können auch unter dem Gefrierpunkt des makroskopischen Wassers Wasser, Eis und Wasserdampf über einen weiten Temperaturbereich gleichzeitig existieren.

Gefriert – der RGB entsprechend – in einer Pore Wasser zu Eis, gehen die Modellvorstellungen davon aus, dass immer eine flüssigkeitsähnliche, adsorbierte Wasserschicht zwischen Eis und Porenwandung verbleibt. Aufgrund der neuen Grenzflächen zwischen der dünnen Wasserschicht und den Eislinnen entstehen Drücke, die umso größer sind, je kleiner der hydraulische Radius der Pore ist. Aufgrund dieser Druckdifferenzen wandert das Wasser aus den kleinen Poren hin zu dem Eis in den größeren Poren. Dieser Wassertransport kann darüber hinaus auch stattfinden, wenn der RGB entsprechend auch in den kleinen Poren eine Eisbildung eingetreten ist. Der Wassertransport erfolgt dann über die ungefrorenen sorbierten Schichten.

Neben diesen Drücken treten weitere Unterdrücke infolge der Tripelpunktsverschiebung auf. Eine Gefrierpunktsverschiebung ist nur möglich, wenn (Theorie siehe [Set4]) in dem ungefrorenen Wasser ein Unterdruck entsteht. Dieser Unterdruck erhöht sich mit jedem Kelvin unter dem Gefrierpunkt um 1,22 MPa unabhängig von der Porengröße.

Diese Unterdrücke können sehr schnell die Zugfestigkeit von Beton überschreiten und sogar die Druckfestigkeit erreichen. Die Matrix kann somit nicht mehr als unendlich starr betrachtet werden. Mit sinkender Temperatur wird somit das ungefrorene Gelporensystem zunehmend zusammengedrückt, so dass ebenfalls das Wasser aus den Gelporen zum makroskopischen Eis gedrückt wird und gefriert (vgl. Bild 2-4, B).

Beim Erwärmen entspannt sich das Mikrogefüge wieder, und es wird Wasser aus äußeren Quellen eingesaugt (vgl. Bild 2-4, C). Das Wasser aus den groben Poren kann dabei nicht wieder zurückgesogen werden, da es noch gefroren ist. Auf diese Weise stellt das Mikrogefüge während eines Frost-Tau-Zyklus eine Pumpe dar, die von SETZER als „**Mikroeislinnenpumpe**“ benannt wird. Bild 2-4 zeigt die schematische Funktionsweise der Mikroeislinnenpumpe.

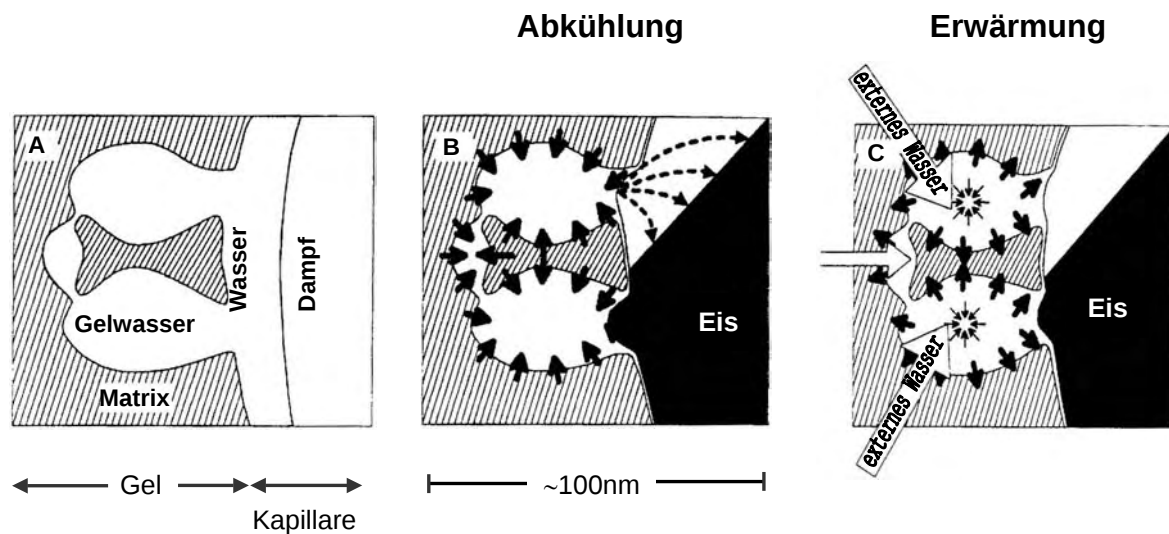


Bild 2-4: Schematische Darstellung der Mikroislinsenpumpe nach SETZER [Set4]

Die Mikroislinsenpumpe führt dazu, dass die Kapillarporen mit jedem Frost-Tau-Wechsel stärker gesättigt werden. Bis zu diesem Zeitpunkt verursacht die Frost-Tau-Belastung im Wesentlichen einen Sättigungsprozess. Erst mit Erreichen eines bestimmten Sättigungsgrades, der sogenannten kritischen Sättigung, entsteht aufgrund von hydraulischen Drücken eine Schädigung des Gefüges. Dieses Phänomen der kritischen Sättigung wurde bereits von FAGERLUND in [Fag1] beschrieben. Die Poren sind so weit mit Wasser gefüllt, dass beim Gefriervorgang nicht mehr genügend Ausweichräume zur Verfügung stehen, um das durch die Eisbildung vergrößerte Volumen auszugleichen. Die Gefrierdehnung und die hydraulischen Drücke können dann wirksam werden und der Beton wird sehr schnell geschädigt. Der kritische Sättigungsgrad liegt dabei weit über der Sättigung durch isothermes kapillares Saugen.

Von AUBERG [Aub1] wurden die Phänomene des Mikroislinsenmodells experimentell durch Untersuchungen an Beton bestätigt. Bild 2-5 zeigt die Längenänderungen einer Betonprobe während eines Frost-Tau-Zyklus. Dabei wird die Längenänderung vor und nach Erreichen der kritischen Sättigung verglichen. Die Sättigung wurde dabei im Rahmen des im nachfolgenden Abschnitt 2.1.2 erläuterten CIF-Verfahrens erhöht.

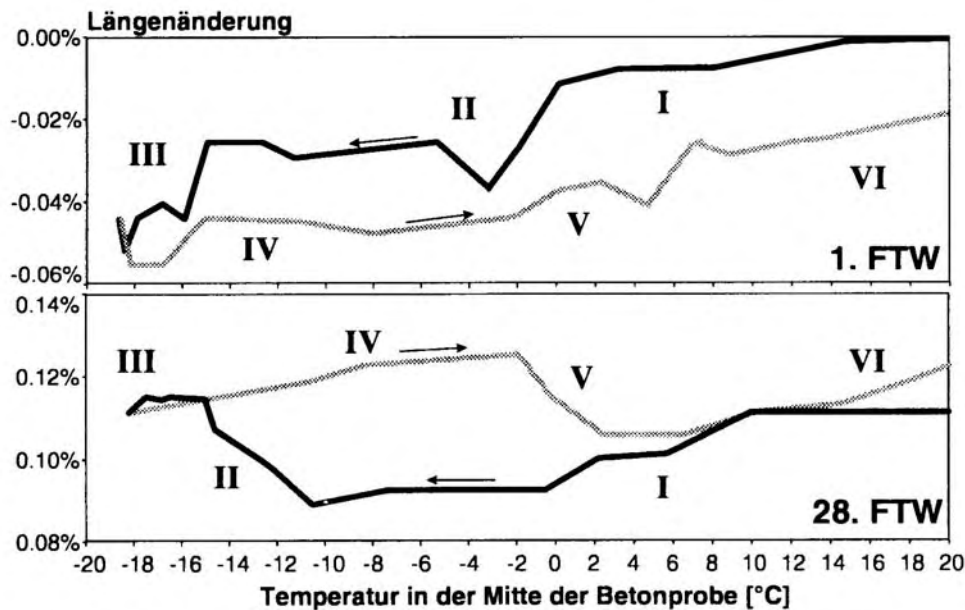


Bild 2-5: Längenänderung von Betonproben während des CIF-Tests bei unterschiedlichen Sättigungsgraden [Aub1]

Die während des 1. Frost-Tau-Wechsel (FTW) aufgenommenen Längenänderungen zeigen in erster Linie eine Kontraktion, da noch genügend Expansionsräume für das Eis zur Verfügung stehen und somit die Kontraktion des Gelporensystems dominiert. Eine Expansion infolge einer makroskopischen Eisbildung kann noch nicht beobachtet werden. Während des Auftauens zeigt sich abschnittsweise eine leicht erhöhte Expansion, die mit dem Nachsaugen von Wasser aus äußeren Quellen begründet wird.

Die Längenänderung nach 28 Frost-Tau-Wechseln zeigt ein stark unterschiedliches Verhalten. Im Bereich I (+20°C bis -10°C) kann entsprechend der thermischen Längenänderung eine Kontraktion gemessen werden. Bei weiterer Abkühlung im Bereich II (-11°C bis -15°C) gefriert das Wasser in den großen Poren mit einer ausgeprägten Expansion. Das lässt darauf schließen, dass die Sättigung soweit angestiegen ist, dass nicht mehr genügend Expansionsräume vorhanden sind. Der kritische Sättigungsgrad ist somit überschritten. Bei der Auftauphase wird bis -2°C eine thermischen Längenänderung gemessen. Das anschließende Auftauen der Porenlösung wird durch eine starke Kontraktion deutlich.

Die frostinduzierte Feuchtaufnahme wird darüber hinaus auch durch Messungen der Gewichtszunahme während der Frost-Tau-Wechsel z.B. im Rahmen des CIF-Tests deutlich. Exemplarisch ist in Bild 2-6 die Feuchtaufnahme von befestigten Probekörpern dargestellt, die Frost-Tau-Zyklen bei genügendem Angebot externen Wassers an der Betonoberfläche ausgesetzt sind. Die ausführliche Beschreibung der Randbedingungen der Befrostung des CIF-Verfahrens sind Abschnitt 2.1.2 zu entnehmen.

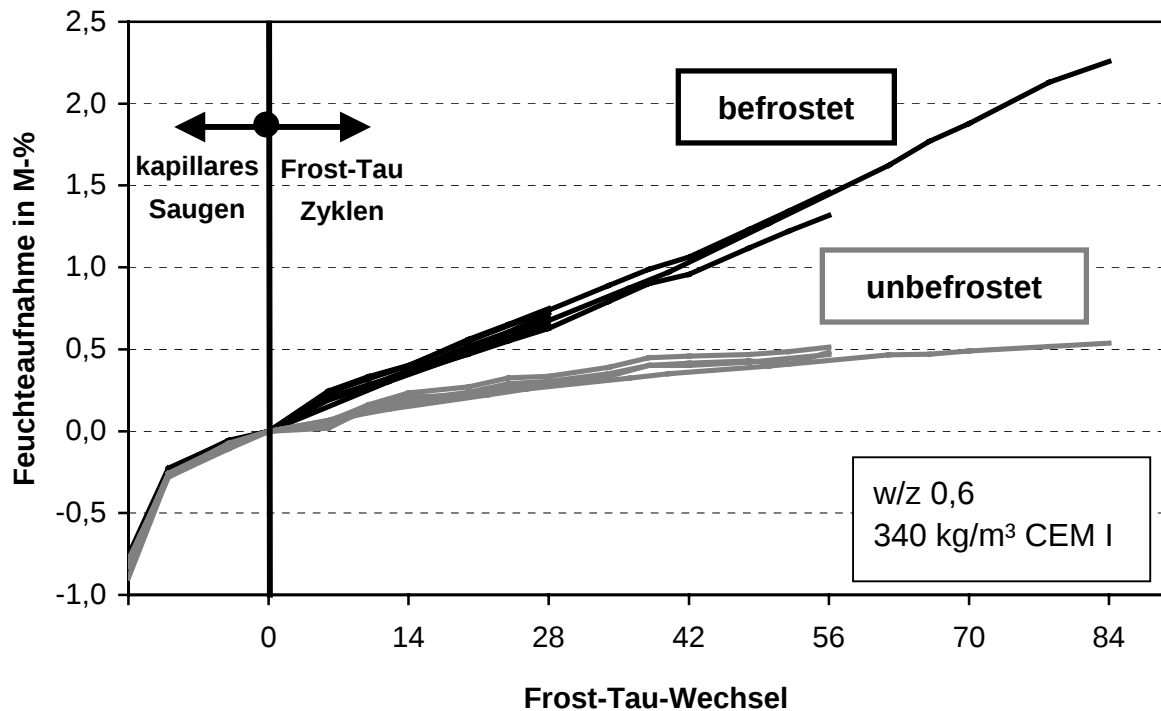


Bild 2-6: Darstellung der frostinduzierten Wasseraufnahme durch die Mikroislinsenpumpe nach SETZER

Zunächst saugen alle Probekörper unter isothermen Bedingungen kapillar, so dass alle Probekörper die gleiche Feuchteaufnahme zeigen. Zu einem bestimmten Zeitpunkt wird ein Teil der Proben Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Mit Einsetzen der Befrostung ist deutlich zu erkennen wie die Mikroislinsenpumpe aktiv wird und die befrosten Probekörper wesentlich mehr Wasser aufnehmen.

2.1.2 CIF-Verfahren

Zur Beurteilung des Frost- und Frost-Taumittelwiderstandes von Beton gibt es viele unterschiedliche Prüfverfahren, die darauf abzielen, hinreichend widerstandsfähige Betonzusammensetzungen von ungeeigneten zu unterscheiden. Eine Zusammenstellung der unterschiedlichen Prüfverfahren ist [Bra1] zu entnehmen. Das von AUBERG und SETZER (z.B. [Set3], [Set6], [Aub1]) entwickelte CIF-Verfahren prüft den Widerstand des Betons gegenüber einer reinen Frostbeanspruchung bei hoher Wassersättigung (Expositionsklasse XF3 nach [N5]), wobei als Prüflösung destilliertes Wasser verwendet wird. Wie bereits unter Abschnitt 2.1.1 dargestellt, ist bei einer reinen Frostbeanspruchung im Allgemeinen die innere Schädigung des Betons die dominante Schädigungsart. Neben den äußeren Abwitterungen werden daher im CIF-Verfahren auch die inneren Schädigungen zur Beurteilung des Frostwiderstandes herangezogen. Um diese Schäden zu erfassen, bedient sich dieses Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung mit Ultraschallwellen. Über die Geschwindigkeit, mit der die Longitudinalwellen des

Ultraschallsignals durch den Beton laufen, lässt sich der dynamische E-Modul ermitteln (z.B. [Erf1]).

Der dynamische E-Modul beschreibt den Verformungswiderstand bei stoßartiger Belastung, die sich – wie beispielsweise der Ultraschall – wellenförmig im Beton ausbreitet. Da bei der Messung des dynamischen E-Moduls im Gegensatz zum statischen E-Modul nach DIN 1048-5 [N2] keine plastischen Verformungen auftreten, ist der dynamische E-Modul größer als der statische. Der dynamische E-Modul wird auch als der Tangentenmodul der Ursprungstangente der σ - ε -Linie bezeichnet. Mit zunehmender Festigkeit nimmt der Unterschied zwischen statischem und dynamischem E-Modul jedoch ab. Es wurden unterschiedliche Zusammenhänge zwischen statischem und dynamischem E-Modul quantifiziert, die in [Erf1] zusammengestellt sind. Nach [Ros2] wird dabei ein Verhältnis von $E_{\text{stat}} \approx 0,74 \cdot E_{\text{dyn}}$ angegeben.

Von einem Schallkopf aus werden periodisch aufeinander folgende Ultraschallwellen ausgesendet, die von einem zweiten Schallkopf empfangen werden. Die schnellen Longitudinalwellen breiten sich ohne Beeinträchtigung der Baustoffeigenschaften mit einer mediumabhängigen Geschwindigkeit aus. Die Veränderung der Schalllaufzeit durch das Medium wird als Indikator der inneren Gefügeschäden angesetzt. Mit zunehmender Schädigung wird das Ultraschallsignal langsamer durch den Beton geleitet, was gleichbedeutend damit ist, dass der dynamische E-Modul des Betons abnimmt. Der relative Abfall des dynamischen E-Moduls wird dann als Maß für die innere Schädigung des Gefüges angesetzt. Unter Vernachlässigung der Änderung der Dichte, der Querdehnzahl sowie der Abmessungen der Probekörper lässt sich die Änderung des relativen dynamischen E-Moduls nach n Frost-Tau-Zyklen nach Gleichung 2-1 ermitteln.

$$\Delta E_{\text{dyn } n} = \left[1 - \left(\frac{t_{\text{tcs}} - t_{\text{c}}}{t_{\text{tnftc}} - t_{\text{c}}} \right)^2 \right] \cdot 100 \text{ in } \% \quad (2-1)$$

mit: $\Delta E_{\text{dyn } n}$: Änderung des relativen dynamischen E-Moduls nach n Frost-Tau-Zyklen

t_{tcs} : Gesamtlaufzeit nach dem kapillaren Saugen (cs) [μs]

t_{tnftc} : Gesamtlaufzeit nach n Frost-Tau-Wechseln (ftc) [μs]

t_{c} : Laufzeit im Ankopplungsmedium

n: Anzahl der Frost-Tau-Zyklen

Die Ultraschalllaufzeit durch den Beton hängt von einer Vielzahl von Einflussfaktoren ab, wie der Art, der Menge und dem Größtkorn der Gesteinskörnung sowie vom w/z-Wert, dem Alter und dem Feuchtegehalt des Betons. Da es unmöglich ist, diese Größen in der Praxis immer als Eingangsgrößen bereitzustellen, sind Absolutwerte mit der Ultraschallmessmethode nur bedingt aussagekräftig. Bei relativen Veränderungen der Ultraschalllaufzeit, wie beim CIF-Verfahren, sind dagegen die

meisten der oben genannten Faktoren ausgeschaltet, so dass Relativmessungen der Ultraschallgeschwindigkeit eine für die Praxis wichtige zerstörungsfreie Prüfmethode darstellen.

Das fortschreitende Betonalter und vor allem der Feuchtegehalt sind die Einflussfaktoren, die sich auch nicht durch die Relativbetrachtung der Schalllaufzeiten eliminieren lassen. Durch die kurzzeitige Belastung infolge der Ultraschallwellen können wassergefüllte Proben vorübergehend Lasten (bzw. Ultraschallwellen) weiterleiten, und somit den dynamischen E-Modul erhöhen. Dieser Effekt wirkt dem Abfall des dynamischen E-Moduls durch die Gefügeschäden entgegen, da nur dort innere Frostschäden auftreten können, wo eine kritische Sättigung erreicht ist. Auch das ansteigende Betonalter wirkt dem Abfall der Schalllaufzeit durch Gefügeschädigungen entgegen, da sich durch fortschreitende Hydratation das Zementsteingerüst immer feiner vernetzt und Schallwellen immer schneller transportieren kann. Diese beiden Störgrößen, die ein Ansteigen der Durchschallungsgeschwindigkeit hervorrufen, sind jedoch im Vergleich mit der Verlängerung der Schalllaufzeiten bei Gefügeschädigungen verhältnismäßig gering, so dass die Gefügestörungen durch die Verlängerungen der Schalllaufzeiten klar zu erfassen sind. Des weiteren sind die Feuchtezunahme sowie der ansteigende Hydratationsgrad stetig ansteigende Größen, wobei die Gefügestörungen plötzlich mit Erreichen der kritischen Sättigung eintreten. Daher ist der Punkt, an dem Gefügestörungen eintreten, klar auszumachen.

Beim CIF-Verfahren dauert ein Frost-Tau-Wechsel 12 Stunden. Die Temperatur wird innerhalb von vier Stunden gleichmäßig von +20 °C auf -20 °C abgekühlt. Drei Stunden wird die Temperatur auf -20 °C gehalten, und anschließend wieder innerhalb von vier Stunden gleichmäßig auf +20 °C erwärmt. Dort wird die Temperatur eine Stunde gehalten, bevor der nächste Zyklus beginnt. Im Rahmen des CIF-Tests sollten die Probekörper alle vier bis sechs Frost-Tau-Zyklen in einer definierten Höhe von 35 mm parallel zur Prüffläche durchschallt werden. Dabei wird die Durchschallung zur Mittelwertbildung in zwei orthogonal zueinander liegenden Achsen vorgenommen.

Das CIF-Verfahren wurde so konzipiert, dass die Wärme über die gleiche Fläche ab- und zugeführt wird, wie die Prüflösung. Dies entspricht zum Einen den Randbedingungen unter denen die Frostbeanspruchung im Allgemeinen unter realen Bedingungen auftritt und zum Anderen stellt dieser Angriff die optimalen Bedingungen für die Mikroeislinsepumpe dar [Set7]. Die Probekörper lagern während der Befrostung in einem 5 mm tiefen Wasserbad. Somit kann sich der kritische Sättigungsgrad, der weit über der Sättigung durch isothermes, kapillares Saugen liegt, einstellen, und es kommt zu inneren Gefügeschäden. Die Seiten der Probekörper sind mit Epoxidharz abgedichtet. Vor der Befrostung lagern die Probekörper sieben Tagen mit der Prüffläche 5 mm tief im Wasser, so dass durch isothermes kapillares Saugen eine Vorsättigung hergestellt wird. Der schematische Ablauf des CIF-Verfahrens ist zusammenfassend Bild 2-7 zu entnehmen.

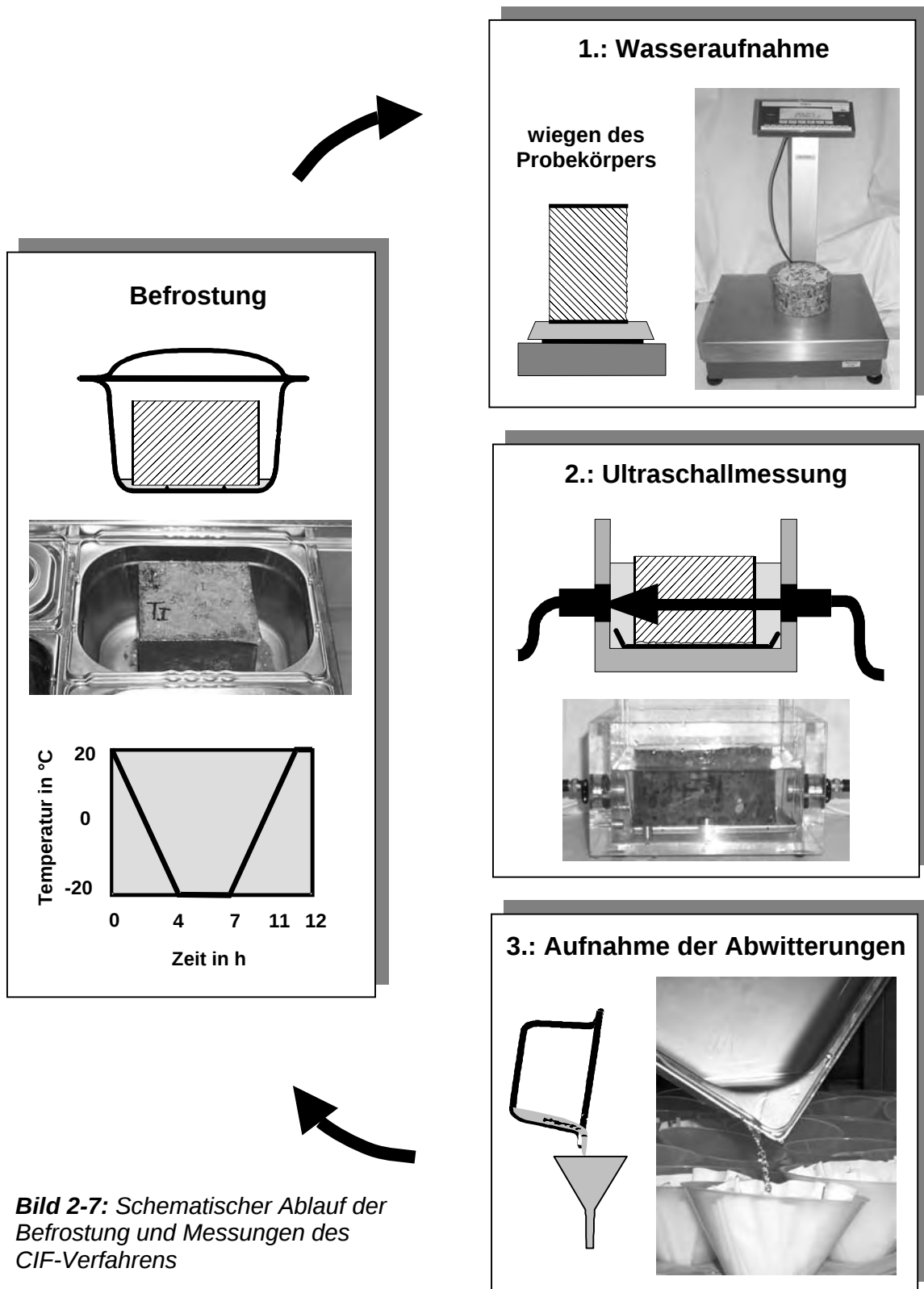


Bild 2-7: Schematischer Ablauf der Befrostung und Messungen des CIF-Verfahrens

In Bild 2-8 sind exemplarisch die Messdaten relativer dynamischer E-Modul, Abwitterung und Feuchtaufnahme in Abhängigkeit der Frost-Tau-Wechsel dargestellt. Dabei handelt es sich um vier gleichartige Probekörper aus einem Beton aus Portlandzement (300 kg/m^3) mit einem w/z-Wert von 0,6.

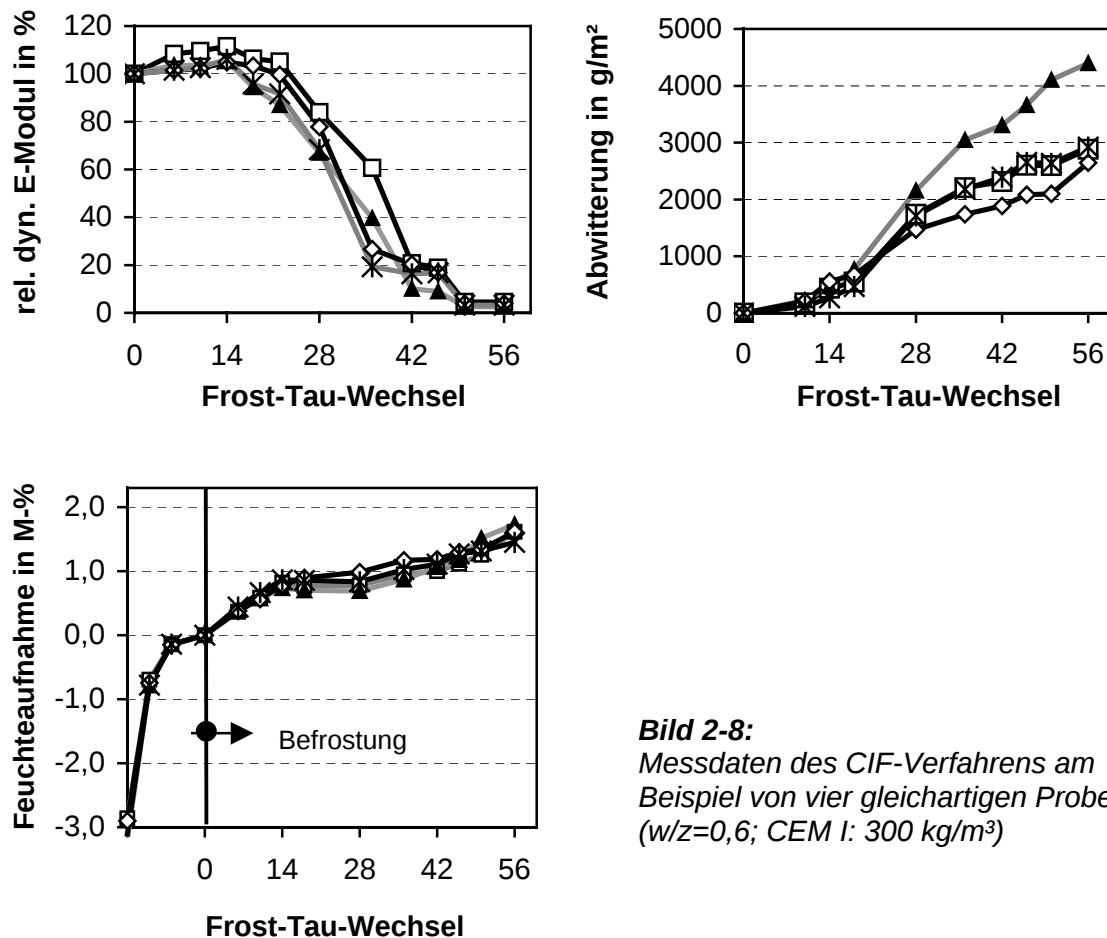


Bild 2-8:
Messdaten des CIF-Verfahrens am
Beispiel von vier gleichartigen Proben
(w/z=0,6; CEM I: 300 kg/m³)

2.1.3 Zeitlicher Schädigungsfortschritt unter realen Umweltbedingungen

Bei der Frostschädigung von Beton stellt sich in erster Linie die Frage nach dem zeitlichen Verlauf unter Praxisbedingungen. Aus dem Verhalten in den unterschiedlichen Frostlaborprüfungen lässt sich dieser jedoch derzeit noch nicht zielsicher ableiten.

In dem Schwerpunktprogramm der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG): „Vorhersage des zeitlichen Verlaufs von physikalisch-chemischen Schädigungsprozessen an mineralischen Baustoffen“ wird direkt der Frage nach dem zeitlichen Schädigungsfortschritt auf der Grundlage theoretischer Betrachtungen nachgegangen. Da es sich jedoch bei der Frost-Taubeanspruchung, wie bereits unter Abschnitt 2.2.1 dargestellt, um sehr komplexe Schädigungsmechanismen handelt, bleibt es fraglich, inwieweit derartige Betrachtungen unter baupraktischen Randbedingungen zu allgemeingültigen Aussagen führen.

Ein anderer Weg, die Frost- und Frost-Tausalzschädigung in einen zeitlichen Zusammenhang zu bringen, wird im Schwerpunktprogramm „Übertragbarkeit von Frostlaborprüfungen auf Praxisverhältnisse“ vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) verfolgt. Ziel dieses Schwerpunktprogramms ist es,

herauszufinden, welcher realen Beanspruchung die im Labor aufgebrachten Frost-Tau-Wechsel entsprechen. Bei Kenntnis dieses Zusammenhangs kann das in Frostlaborprüfungen erfasste Verhalten auf einen zeitlichen Schädigungsverlauf unter realen Bauwerksbedingungen übertragen werden. Unter den vielen Frost- und Frost-Tausalzprüfungen (Zusammenstellung vgl. z.B. [Bra1]) wurden dabei lediglich zwei Prüfverfahren ausgewählt, für die eine Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Praxisverhältnisse hergestellt werden soll.

Zum einen handelt es sich dabei um das im Rahmen der vorliegenden Arbeit eingesetzte CIF-Verfahren (vgl. Abschnitt 2.1.2, [Set6]) zur Prüfung des Betonwiderstandes gegen eine reine Frostbeanspruchung bei hoher Wassersättigung (Expositionsklasse XF3). Zum anderen ist die Übertragbarkeit der Ergebnisse des CDF-Verfahrens [Set9] zur Prüfung des Widerstandes gegenüber einer Frost-Tausalzbeanspruchung bei hoher Wassersättigung (Expositionsklasse XF4) Gegenstand der genannten Untersuchungen. Diese Prüfverfahren wurden ausgewählt, da im Vergleich zu den übrigen Prüfverfahren die prinzipielle Angriffssituation unter Praxisbedingungen im Labor sehr genau simuliert wird. Wesentliche Voraussetzung dafür ist, dass die Wärme über die gleiche Fläche ab- und zugeführt wird wie die Prüflösung und somit nur ein einachsiger Wärme- und Feuchtetransport über die Beanspruchungsfläche stattfindet [Set7].

Frost- und Frost-Tausalzprüfungen zielen darauf ab, hinreichend widerstandsfähige Betonzusammensetzungen von ungeeigneten zu unterscheiden. Als Ergebnis werden also Aussagen geliefert, ob eine bestimmte Betonzusammensetzung geeignet ist, die Anforderungen des jeweiligen Prüfverfahrens zu erfüllen. Gleichzeitig hofft man damit auch, die Praxistauglichkeit der geprüften Betonsorte nachzuweisen.

Bislang wurden die Beurteilungskriterien der jeweiligen Prüfverfahren im Allgemeinen aus Laborprüfungen abgeleitet. Zu diesem Zweck wurden die Prüfergebnisse von in der Praxis bewährten normgerechten Betonrezepturen den Ergebnissen von außerhalb der Norm liegenden Rezepturen gegenübergestellt, woraus die jeweiligen Grenzkriterien abgeleitet wurden. Diese empirisch abgeleiteten Grenzkriterien lassen es jedoch noch nicht zu, den zeitlichen Schädigungsverlauf unter Praxisbedingungen vorherzusagen.

Abgesehen von der Zusammensetzung und der Art des verwendeten Ausgangsstoffes, wird das Verhalten von Beton unter Frostbeanspruchung von einer Vielzahl weiterer Parameter beeinflusst, die zwischen Labor und Praxis differieren. Die Einflussgrößen können zum Einen den Widerstand des Betons gegen die Frost- bzw. Frost-Tausalzbeanspruchung oder aber die Schärfe der Beanspruchung beeinflussen. Eine ausführliche Diskussion der folgend aufgelisteten Einflussparameter ist [Pet2] zu entnehmen.

Einflussparameter auf den Frost- bzw. Frost-Tausalzwiderstand von Beton:

- Betonzusammensetzung
- Herstellungsbedingungen
- Beschaffenheit (Porosität) der Betonrandzone, beeinflusst durch Nachbehandlung, Carbonatisierung, geschalte oder nicht geschalte Oberfläche, Schalung, Trennmittel, Entwässerung und Verdichtung
- Betonalter
- Bauteilgeometrie

Einflussgrößen auf die Intensität der Frost- bzw. Frost-Tausalbeanspruchung:

- Wassersättigung
- Temperaturamplitude und -intervall
- Abkühl- und Auftaugeschwindigkeit
- Salzkonzentration

In der Praxis treten die Randbedingungen unter denen ein Bauwerk der Frost- bzw. Frost-Tausalbeanspruchung ausgesetzt wird, immer wieder in anderen, über die Zeit meistens veränderlichen Konstellationen auf. Hinter der Frage nach der Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf Praxisverhältnisse verbirgt sich somit eine sehr komplexe Fragestellung, weshalb die Möglichkeit einer Übertragbarkeit der Laborergebnisse teilweise auch grundsätzlich angezweifelt wird, z.B. [Hil1].

Untersuchungen in denen das Betonverhalten unter Praxisbedingungen dem Verhalten im Labor gegenübergestellt wurde, trugen in der Vergangenheit nicht zur Klärung des Zusammenhangs zwischen Labor und Praxis bei. Ein Überblick über diese vergleichenden Untersuchungen zwischen Labor und Praxis ist ebenfalls [Pet2] zu entnehmen.

Spezielle Untersuchungen zur Übertragbarkeit der Ergebnisse des im Rahmen der vorliegenden Arbeit eingesetzten CIF-Verfahrens auf reale Bauwerke wurden in [Lan1] durchgeführt. In diesen Untersuchungen wurden aus 10 bis 30 Jahre alten Betonbauwerken, die den Umweltbedingungen der Expositions-klasse XF3 ausgesetzt sind, Bohrkerne entnommen und im CIF-Verfahren geprüft. Obgleich sich die Betone seit Jahrzehnten in der Praxis in den Umgebungsbedingungen der Expositions-klasse XF3 bewährt haben, würde die Verwendung des größten Teils der untersuchten Betone durch die Anwendung des CIF-Testes ausgeschlossen werden. Ebenfalls zu der Übertragbarkeit des CIF-Verfahrens auf Praxisbedingungen wurden in [Loh2] Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss baupraktischer Parameter wie Schalung, Nachbehandlung und Verdichtung auf die Ergebnisse des CIF-Verfahrens und CDF-Verfahrens erfasst. Diese Größen nehmen derart starken Einfluss auf die Betonrandzone, dass die Betonzusammensetzung der Betonsorte nicht unbedingt die der Betonrandzone charakterisiert. Da die Frostbeanspruchung aber gerade dort angreift, ist der Beschaffenheit dieser Zone besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

2.1.4 Zusammenfassung

An einem durchfeuchteten Beton können durch Frostangriff erhebliche Schädigungen auftreten. Wird Beton einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung ausgesetzt, kann sowohl eine äußere als auch eine innere Schädigung auftreten. Die äußere Schädigung beinhaltet ein Abplatzen und Abwittern dünner äußerer Mörtelschichten sowie oberflächennaher Gesteinskörnung. Sie wird durch den Einsatz von Taumitteln erheblich verstärkt. Die innere Schädigung stellt bei einer reinen Frost-Tau-Wechselbeanspruchung die dominante Schädigungsart dar. Bei der inneren Schädigung entstehen Mikrorisse in der Zementsteinmatrix, die eine Veränderung der Betoneigenschaften hervorrufen.

Der Mechanismus dieser inneren Frostschädigung ist ein sehr komplexer Vorgang, bei dem sich eine Vielzahl von in erster Linie physikalischen Effekten überlagern. Im Wesentlichen beruhen die Schädigungen jedoch auf dem von SETZER beschriebenen frostinduzierten Pumpeffekt (Mikroeislinsepumpe) des Betons. Mit jedem Frost-Tau-Zyklus wird Wasser aus äußeren Quellen vom Beton aufgesogen, so dass sich der Beton mit jedem Zyklus stärker sättigt. Bei Erreichen eines bestimmten Sättigungsgrades, der sogenannten kritischen Sättigung, entsteht aufgrund von hydraulischen Drücken eine Schädigung des Gefüges. Die Poren sind so weit mit Wasser gefüllt, dass beim Gefriervorgang nicht mehr genügend Ausweichräume zur Verfügung stehen, um das durch die Eisbildung vergrößerte Volumen auszugleichen. Der so entstehende Gefrierdruck wird durch Rissbildung in der Zementsteinmatrix abgebaut. Der kritische Sättigungsgrad liegt dabei weit über der Sättigung, die sich allein durch isothermes kapillares Saugen einstellt.

Beim CIF-Verfahren wird der Widerstand gegen eine reine Frostbeanspruchung bei hoher Wassersättigung geprüft (Expositionsklasse XF3 nach [N5]). Neben den äußeren Abwitterungen werden auch die innere Schädigung zur Beurteilung des Frostwiderstandes herangezogen. Zur Messung der inneren Schädigung bedient sich das Prüfverfahren der zerstörungsfreien Ultraschallmessmethode. Aus der schädigungsbedingten Verlängerung der Ultraschalllaufzeit durch den Beton wird der relative Abfall des dynamischen E-Moduls ermittelt und als Maß der inneren Schädigung angesetzt.

Der zeitliche Verlauf der Frost- und Frost-Tausalzschädigung lässt sich derzeit weder aus theoretischen Betrachtungen noch aus dem Verhalten in Frostlaborprüfungen zielsicher und unumstritten vorhersagen. Dies liegt unter anderem darin begründet, dass eine Vielzahl baupraktischer Parameter den Frostwiderstand relevant verändern können, deren Auswirkungen derzeit noch nicht zuverlässig quantifiziert werden können.

2.2 Verbundverhalten gerippter Betonstähle

2.2.1 Zusammenwirken von Stahl und Beton

Unter Verbund wird im Stahlbetonbau die Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton verstanden. Verbundspannungen treten überall dort auf, wo die Dehnung des Stahles nicht gleich der Dehnung des Betons ist. In einem ungerissenen Stahlbetonkörper herrschen zunächst keine Dehnungsunterschiede und somit keine Verbundkräfte, was als vollständiger Verbund bezeichnet wird. Bei Belastung stellen sich aufgrund der differierenden Elastizitätsmoduln von Beton und Stahl entlang des Bewehrungsstahls unterschiedliche Verformungen ein, woraus Verbundkräfte resultieren. Diese Dehnungsunterschiede sind im ungerissenen Beton in der Regel marginal. Somit sind die Verbundspannungen in diesem Zustand, der im Stahlbetonbau als Zustand I bezeichnet wird, nur sehr gering [Mai1].

Nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons treten Risse im Beton auf, die den auf Zug beanspruchten Betonquerschnitt trennen. Diese Risse werden auch als Primärrisse bezeichnet. Bei Anordnung einer Querbewehrung treten diese Risse zunächst vornehmlich in der Nähe der Querbewehrung auf [Kre1]. Der Beton kann im Bereich des Primärrisses keine Zugkräfte aufnehmen, und die Betonzugkraft wird in diesen Bereichen zusätzlich vom Stahl übernommen. Dieser Zustand wird im Stahlbetonbau als Zustand II bezeichnet. Auf beiden Seiten des Primärrisses leitet der Stahl den zusätzlichen Kraftanteil auf einer relativ kurzen Strecke über erhebliche Verbundspannungen in den Beton [Mai1]. Dabei wird die Stablänge, über die die Verbundkräfte in den Beton geleitet werden, als Eintragungslänge bezeichnet.

In den ungerissenen Bereichen zwischen den Primärrissen beteiligt sich der Beton durch die eingeleiteten Verbundkräfte wieder am Lastabtrag, wobei zwischen zwei Primärrissen zunächst ein Bereich verbleibt, in dem der Zustand I herrscht. Solange solche Bereiche existieren, spricht man von Einzelrissbildung. Wird bei weiterer Laststeigerung die Betonzugfestigkeit erneut überschritten, bildet sich ein neuer Primärriss aus. Erst wenn der Abstand zwischen den Rissen so klein ist, dass an keiner Stelle durch die eingeleitete Verbundspannung die maximale Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, ist die Primärrissbildung abgeschlossen. Der Abstand zwischen zwei Rissen ist dann nirgendwo größer als die Eintragungslänge und es wird von einer abgeschlossenen Rissbildung ausgegangen.

Analog zur Spannungsdehnungslinie eines Werkstoffes wird im Allgemeinen zur Beschreibung des Verbundverhaltens der Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Formänderung herangezogen. Dabei wird die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, die im Allgemeinen als Schlupf bezeichnet wird, als Kennwert der Formänderung angesetzt. Aus versuchstechnischen Gründen wird nicht die Relativverschiebung der Grenzfläche von Stahl und Beton betrachtet.

Vielmehr wird die Bewegung eines Punktes des umgebenden Betons in einiger Entfernung zum Stahl für die Ermittlung des Schlupfes herangezogen.

Die Größe der lokalen Verbundspannung ist abhängig von der Größe des Schlupfes. Dabei ist der Schlupf ebenso wie das Verbundverhalten selbst wiederum vom Abstand zum Primärriss abhängig, so dass die Verbundspannung über die Verbundlänge veränderlich ist. Bild 2-9 zeigt qualitativ die Situation in einem Zugglied bei Einzelrissbildung sowie bei abgeschlossenem Rissbild. Der Zusammenhang zwischen dem Schlupf und der Verbundspannung wird im Allgemeinen in Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen hergestellt, auf die in Abschnitt 2.2.5 eingegangen wird.

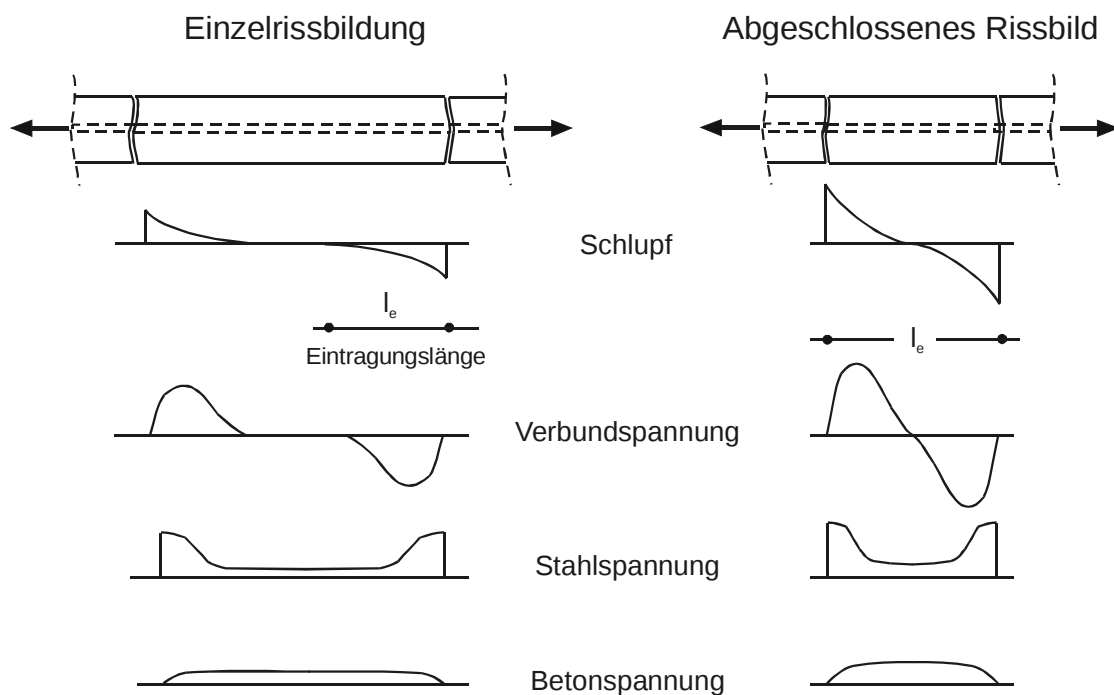


Bild 2-9: Qualitative Darstellung der Verbundsituation in einem Zugglied bei Einzelrissbildung und bei abgeschlossenem Rissbild

Neben dem Abstand zum Primärriss sind die Rippen des Bewehrungsstahls, die Belastungsart, die Eigenschaften der Ausgangsstoffe und der entlang des Bewehrungsstabes herrschende Spannungszustand entscheidende Parameter für das Verbundverhalten [Kil1]. Einige dieser Parameter werden, sofern sie relevant für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Verbunduntersuchungen sind, im Abschnitt 2.2.4 näher erläutert.

2.2.2 Wirkungsweise des Verbundes

Die Verbundkräfte werden im Allgemeinen in drei Anteile [Reh1] aufgeteilt:

- Chemische Adhäsion (Haftung)
- Reibung
- Mechanische Verzahnung

Dabei ist der Anteil der chemischen Adhäsion von sehr geringer Bedeutung. Dieser sogenannte Haftverbund ist abhängig von der Beschaffenheit der Stahloberfläche [Leo2] und wird bereits bei kleinsten Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton überwunden. Der Verbund infolge Reibung wird bei Überwinden der Adhäsion ausgelöst und hat nur für glatte Bewehrungsstäbe eine Bedeutung [Mai1]. Da nach der deutschen Norm DIN 488 [N1] der Einsatz von gerippten Stählen vorgeschrieben ist, wird im Folgenden die Reibung ebenso wie der Haftverbund als Übertragungsmechanismus der Verbundspannung nicht weiter betrachtet.

Für Rippenstähle stellt somit die mechanische Verzahnung den entscheidenden Kraftübertragungsmechanismus dar. Die Verbundkräfte werden über die Rippen des Bewehrungsstabes unter einem bestimmten Winkel zur Stabachse auf die sogenannten Konsolen des umliegenden Betons übertragen. Dabei bildet sich ein Druckkegel aus. Im umgebenden Beton stellt sich eine Umschnürungswirkung ein, welche eine Querdehnungsbehinderung hervorruft. Durch den so entstehenden triaxialen Spannungszustand liegt die Festigkeit der Betonkonsolen um ein Vielfaches über den Nennfestigkeiten des Betons [Mai1].

Über den Lasteinleitungswinkel, mit dem die Verbundkräfte von den Rippen auf die Betonkonsolen übertragen werden, gibt es in der Literatur (z.B. [Eli1], [Ric1], [Ceb1], [Tep1]) unterschiedliche Angaben, wobei Werte zwischen 30° und 60° zur Längsachse des Bewehrungsstahls genannt werden. Bild 2-10 zeigt den Lastabtrag der Verbundkraft innerhalb des Betons. Die Längskomponente der Verbundkraft steht mit einer Betonlängskraft im Gleichgewicht, die Radialkomponente mit einer Ringzugkraft.

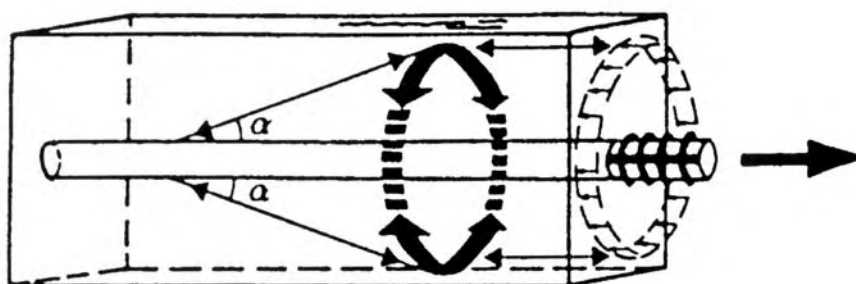


Bild 2-10: Modell für das Verbundtragverhalten von TEPFERS [Tep1]

2.2.3 Versagensmechanismen des Verbundes

Bereits bei relativ geringen Verbundkräften entstehen in dem ungerissenen Bereich zwischen den Primärrissen interne Risse, die sogenannten *Sekundärrisse* (vgl. Bild 2-11 und Bild 2-12,a). Diese Risse verlaufen vom belasteten Rippenende aus in Krafrichtung unter ca. 60° Neigung zur Längsachse [Got1]. Die Sekundärrisse reichen nicht bis an die Betonoberfläche, sondern verlaufen in dem umliegenden Beton.

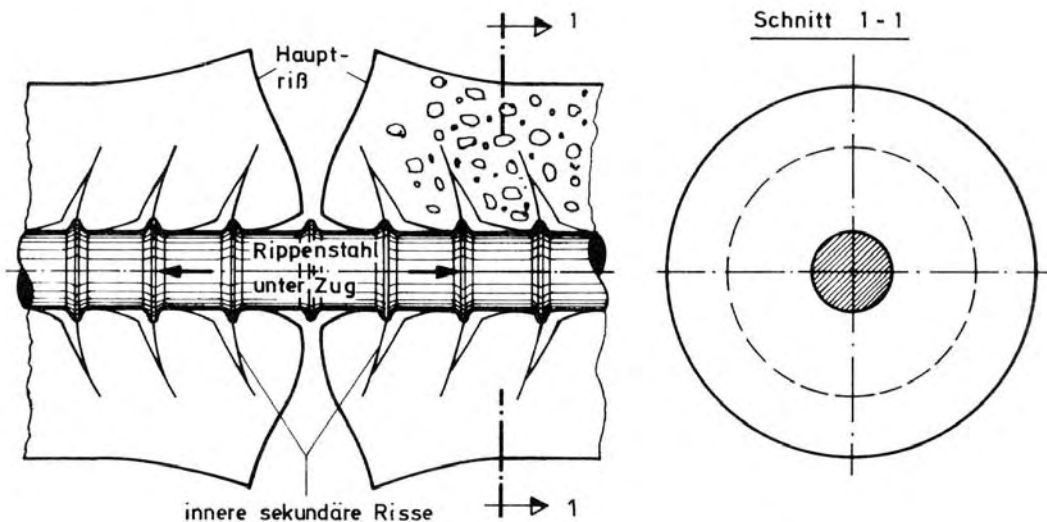


Bild 2-11: Primär- und Sekundärrisse nach GOTO [Got1]

Nach GOTO [Got1] und BROMS [Bro1] beträgt die Länge dieser Risse etwa das 0,5 bis 1,0-fache des Stabdurchmessers. Der Beton zwischen den Sekundärrissen wird dabei auf Biegung beansprucht. Durch die wachsende Anzahl und Länge der Sekundärrisse wird die Steifigkeit des umliegenden Betons in Längsrichtung herabgesetzt und es treten bei weiterer Steigerung der Verbundkraft Verschiebungsdifferenzen zwischen Bewehrungsstahl und Beton auf [Mai1]. Gleichzeitig werden die Poren des Betons vor den Rippen aufgrund der extrem hohen Belastung zusammengedrückt und der Beton wird zermahlen. Vor den Rippen bilden sich somit Keile aus Betonmehl aus, die ein Aufgleiten der verbleibenden Betonkonsolen hervorrufen (vgl. Bild 2-12,b). Bedingt durch das Aufgleiten und die sich so ergebende Keilwirkung steigt der Lasteinleitungswinkel der Verbundkräfte an (vgl. Bild 2-12,c) und die umlaufende Ringzugspannung wird erhöht [Eli1], [Tep1], [Ceb1].

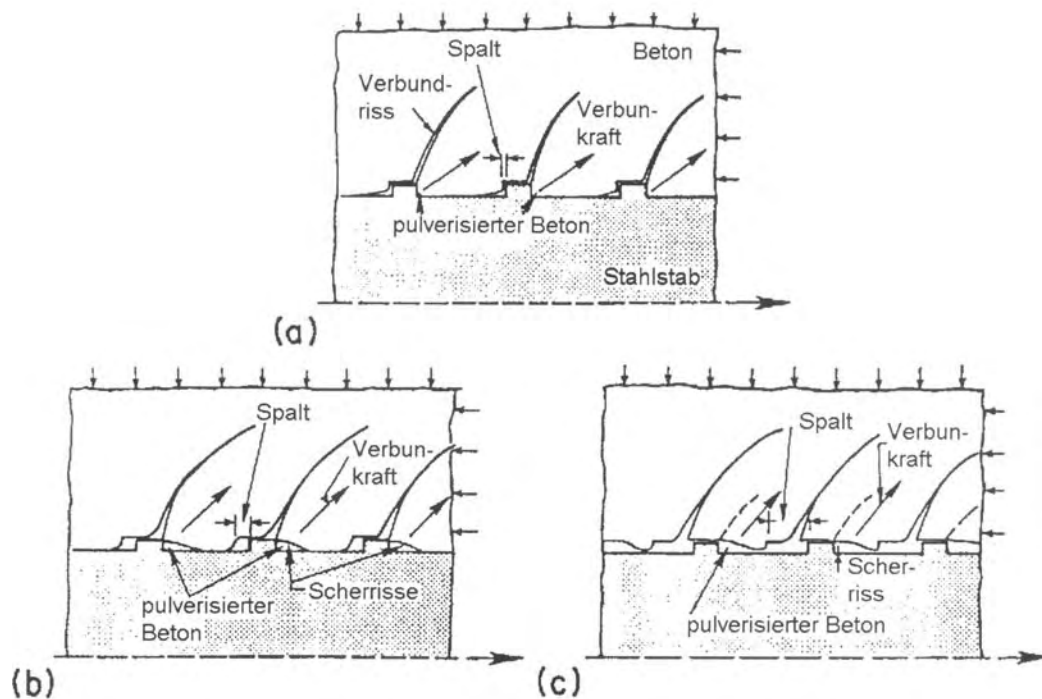


Bild 2-12: Ablauf des Verbundbruches nach [Eli1]

Für ein bei weiterer Laststeigerung mögliches Versagen des Verbundes werden prinzipiell zwei Versagensmechanismen unterschieden:

- Versagen infolge Längsrissbildung
- Scherbruchversagen

Welcher Versagensfall auftritt, ist in erster Linie von der Größe der Betondeckung und von der Profilform des Bewehrungsstabes abhängig. Durch die Profilform wird der Lasteinleitungswinkel der Verbundkräfte und damit die Größe der Ringzugspannungen erheblich beeinflusst (siehe dazu Abschnitt 2.2.4.1).

Ein **Verbundversagen infolge Längsrissbildung** tritt überwiegend bei geringer Betondeckung auf. Die Ringzugspannungen können von dem Querschnitt der Betondeckung nicht aufgenommen werden, so dass sich ein Riss vom Bewehrungsstab zur Betonoberfläche ausbildet. Diese entlang der Bewehrung verlaufenden Risse haben eine Reduktion der aufnehmbaren Verbundspannung zur Folge. Bei weiterer Steigerung des Schlupfes ist jedoch die Verbundtragfähigkeit noch nicht vollständig erschöpft. Der links und rechts des Längsrisses verbleibende Beton kann weiterhin durch Aufnehmen von Biegespannungen (vgl. Bild 2-13) Verbundkräfte aufnehmen. Erst ein Abplatzen oder Absprengen der Betondeckung führt zu einem vollständigen Verbundversagen [Eli2]. Dieser Versagensfall hat ein schlagartiges Versagen des Verbundes zur Folge, das auch als Sprengversagen bezeichnet wird.

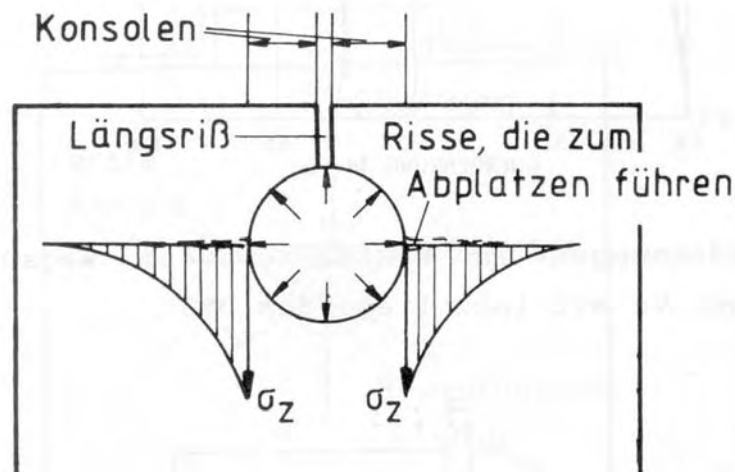
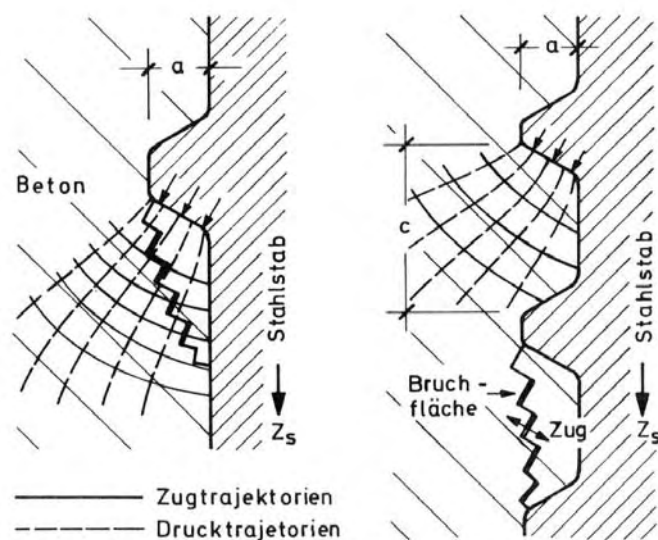


Bild 2-13: Tragverhalten nach Längsrisssbildung [Eli2]

Wenn bei ausreichenden Betondeckungen hohe Ringzugspannungen aufgenommen werden können, kann die Verbundspannung soweit gesteigert werden, bis ein Abscheren der Betonkonsolen infolge eines Schubrisses an der Rippenoberkante eintritt. Dieser Versagensfall wird als **Scherbruchversagen** bezeichnet. Verglichen mit einem Längsriß- werden beim Scherbruchversagen die maximal möglichen Verbundspannungen erreicht [Lut1]. Im Normalfall bei einem Verhältnis von Rippenabstand zu Rippenhöhe von größer als 7 nach [Reh1] bzw. 6 nach [Eli1], schert nur ein Teil der Betonkonsole ab, während bei geringeren Verhältnissen die Betonkonsole vollständig abschert (vgl. Bild 2-14). Bei weiterer Erhöhung des Schlupfes fällt die Verbundspannung rasch ab, wobei die Verbundkräfte lediglich über Reibung übertragen werden.

Bild 2-14:
Betonbruchflächen bei
einem Scherbruchver-
sagen nach [Leo2]



2.2.4 Einflussgrößen auf das Verbundverhalten

Das Verbundverhalten wird von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst, die sich nur schwer exakt sowie einzeln und unabhängig voneinander untersuchen [Lah1] lassen. Aus Gründen unterschiedlicher Versuchsaufbauten, Messmethoden oder Versuchsauswertungen weichen die Quantifizierungen des Einflusses der einzelnen Faktoren zum Teil sehr stark voneinander ab.

Einigkeit herrscht jedoch weitgehend darüber, dass die Verbundspannung neben dem Stahlprofil hauptsächlich, unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte, von der Betonqualität und vom vorhandenen lokalen Spannungszustand im Beton abhängt. Viele weitere Einflussfaktoren verändern entweder die Betonqualität oder den lokalen Spannungszustand und beeinflussen das Verbundverhalten somit nur indirekt. Im Folgenden soll kurz auf einige Parameter eingegangen werden, sofern sie für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen von Bedeutung sind. Dabei handelt es sich um die Einflussgrößen:

- Betonstahl
- Beton
- Belastung
- Abstand zum Primärriss
- Probekörper

Eine ausführliche Übersicht über die das Verbundverhalten beeinflussenden Faktoren ist beispielsweise in [Mai1] und [May1] zusammengestellt.

2.2.4.1 Betonstahl

Die unterschiedlichen Profilformen der Rippenstähle steuern die Lasteinleitung in die Betonkonsole und besitzen daher einen wesentlichen Einfluss auf das Verbundverhalten (z.B. [Rau1]). Die Anordnung, Ausbildung und Abmessung der Rippen, ausgedrückt über die bezogene Rippenfläche f_R sowie die Flankenneigung α_R sind die charakteristischen Größen der Profilform eines Bewehrungsstabes (vgl. Bild 2-15). Die bezogene Rippenfläche f_R gibt dabei das Verhältnis der Rippenhöhe zum Rippenabstand an (vgl. Gleichung 2-2).

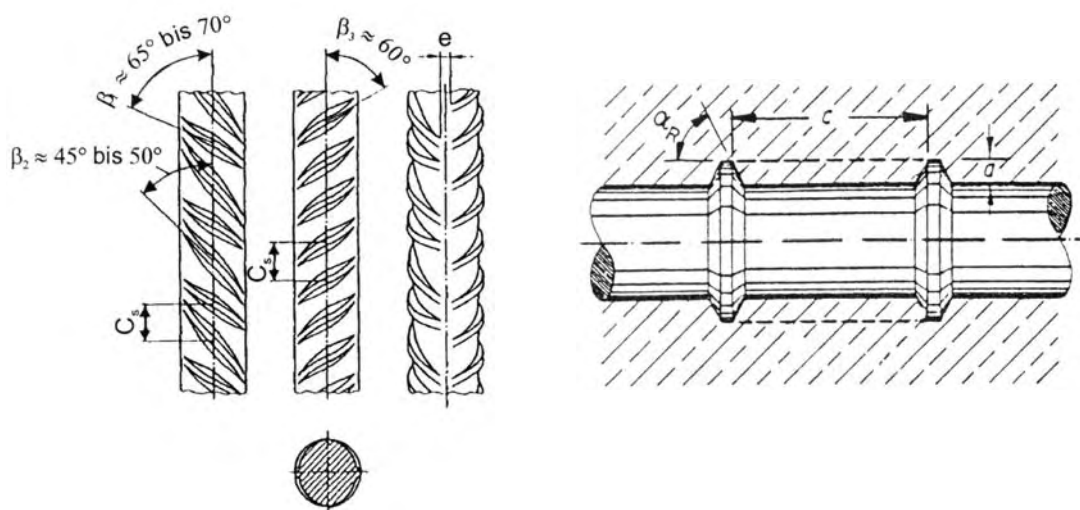


Bild 2-15: Betonstahl nach DIN 488 [N1] sowie Definition der Kenngrößen zur Ermittlung der bezogenen Rippenfläche

$$f_R = \frac{1}{\pi \cdot d_s} \cdot \frac{F_R}{c_s} \approx \frac{\text{Rippenhöhe } a}{\text{Rippenabstand } c_s} \quad (2-2)$$

mit: F_R : Längsschnittfläche einer Rippe
 c_s : Mittenabstand der Rippen
 d_s : Stabdurchmesser

So bewirkt eine große bezogene Rippenfläche beispielsweise eine Vergrößerung des Lasteinleitungswinkels der Verbundspannungen, was eine Verringerung der Schlupfwerte und eine Erhöhung der Verbundspannungen bei gleichzeitiger Erhöhung der Sprengwirkung zur Folge hat [Jan2]. Aufgrund der Grundlagenwerke zum Einfluss der Rippengeometrie von REHM [Reh1] und MARTIN [Mar2] wurde ein Anforderungsprofil (z.B. DIN 488 [N1]) erstellt, welchem die bezogene Rippenfläche in Abhängigkeit des Stabdurchmessers entsprechen muss. Bei Einhaltung dieses Anforderungsprofils ist unter der Voraussetzung, dass auch die Rippenform den Angaben der DIN 488 [N1] entspricht, ein günstiges Verbundverhalten gegeben.

Abgesehen von der Lasteinleitung steuert die Profilform auch die Verteilung der Zuschlagkörner im Kontaktbereich Stahl – Beton, wodurch die Festigkeit des Betons zwischen den Rippen [Kil1] beeinflusst wird.

Neben dem Einfluss der Profilierung wurde der Einfluss des Stabdurchmessers in einer Reihe von Forschungsarbeiten behandelt. Eine Zusammenstellung dieser Arbeiten ist beispielsweise [Mai1] zu entnehmen. Die Erkenntnisse über diese

Einflussgröße sind jedoch teilweise sehr widersprüchlich. Aus diesen unterschiedlichen Auffassungen über den Einfluss des Stabdurchmessers lässt sich aber seine höchstens untergeordnete Bedeutung vermuten.

2.2.4.2 Beton

Einheitlich ist in vorangegangenen Forschungsarbeiten die Proportionalität zwischen der Betonfestigkeit und der Verbundspannung festgestellt worden. Die Quantifizierung dieser Proportionalität fällt jedoch wiederum sehr unterschiedlich aus, wobei nach MAINZ [Mai1] je nach Prüfkörper, Versagensart und Lasthöhe Werte zwischen $\beta_w^{0,5}$ und β_w als richtig befunden werden.

Der Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton besteht zum größten Teil aus Zementstein. Somit sollten die Festigkeiten des Betons in diesem Bereich neben der Betonfestigkeit des Bauteils gesondert betrachtet werden. Die Festigkeit der Betonkonsolen, in die die Verbundkräfte vom Stahl in den Beton eingeleitet werden, ist dabei in erster Linie von der Zementsteinfestigkeit und von der Menge an Zuschlag abhängig, die in diesen Kontaktbereich vordringt [Kil1]. Der Zuschlag besitzt einen wesentlich höheren Elastizitätsmodul im Vergleich zum Zementstein, so dass er die Verbundfestigkeit positiv beeinflusst. Der Einfluss der Zuschlagkörnung auf das Verbundverhalten wurde beispielsweise in [Mar1], [Baz1] untersucht. Die Zementsteinfestigkeit wird im Wesentlichen durch die Porosität des Zementsteins gesteuert. Wie in Abschnitt 2.2.3 bereits beschrieben, sind die Verschiebungen zwischen Stahl und Beton mit darauf zurückzuführen, dass die Poren des Zementsteins vor den Rippen des Bewehrungsstahles zusammengedrückt werden. Mit Abnahme der Zementsteinporigkeit wird dieser Schlupfanteil herabgesetzt.

2.2.4.3 Belastung

Die meisten der in der Literatur beschriebenen Verbunduntersuchungen setzen eine kontinuierlich wachsende Kurzzeitbelastung an. Dabei kann die Belastung kraftgeregelt (z.B. [Eif1]) oder weggeregelt (z.B. [Eli2]) aufgebracht werden. Untersuchungen zum Verbund unter wiederholter Belastung wurden z.B. von ELIGEHAUSEN et al. [Eli1] oder FEHLING [Feh1] durchgeführt.

Durch eine Temperaturbeanspruchung wird das Materialverhalten beider Baustoffe – Stahl und Beton – verändert, wodurch das Verbundverhalten beeinflusst wird. So wurde von unterschiedlichen Autoren das Verbundverhalten unter sehr hohen (z.B. [Sag1]) sowie unter extrem tiefen Temperaturen (z.B. [Ros2]) untersucht.

Ein weiterer Belastungsparameter mit Einfluss auf das Verbundverhalten ist die Lasthöhe. Bei niedrigen Verbundkräften sind die Spannungen sehr ungleichmäßig

entlang des Bewehrungsstabes [Tep1] verteilt. Bei ansteigenden Verbundspannungen wird jedoch der zum Lastabtrag zur Verfügung stehende Beton ausgenutzt, und die Verbundspannung verteilt sich relativ gleichmäßig über die Verbundlänge.

Abschließend ist unter den Belastungsparametern mit Einfluss auf das Verbundverhalten die Belastungsgeschwindigkeit zu nennen. Die aufnehmbaren Verbundspannungen verhalten sich dabei ähnlich dem für die Betondruckfestigkeit bekannten Gesetzmäßigkeiten. Mit steigender Belastungsgeschwindigkeit wächst auch die Verbundfestigkeit [Vos1].

2.2.4.4 Abstand zum Primärriss

Neben dem Schlupf, der vom Abstand zum Primärriss abhängig ist (vgl. Bild 2-9), ist auch das Verbundverhalten selbst über die Eintragungslänge veränderlich. Im Bereich der Primärrisse ist ein wesentlich geringerer Querschnitt zur Aufnahme der Ringzugspannungen vorhanden [Mai1]. GOTO und OTSUKA [Got2] stellten fest, dass es im Anschluss an einen Querriss neben den üblichen Versagensmechanismen zum Ausbruch eines Betonkegels kommt. Des Weiteren schilderte KOBARG [Kob1], dass sich der Beton in dem Bereich der Primärrisse vom Stahl weg verformt (vgl. Bild 2-16), was ebenso wie der beschriebene Ausbruchkegel [Got2] zu einer Beeinträchtigung des Verbundverhaltens in Rissnähe führt.

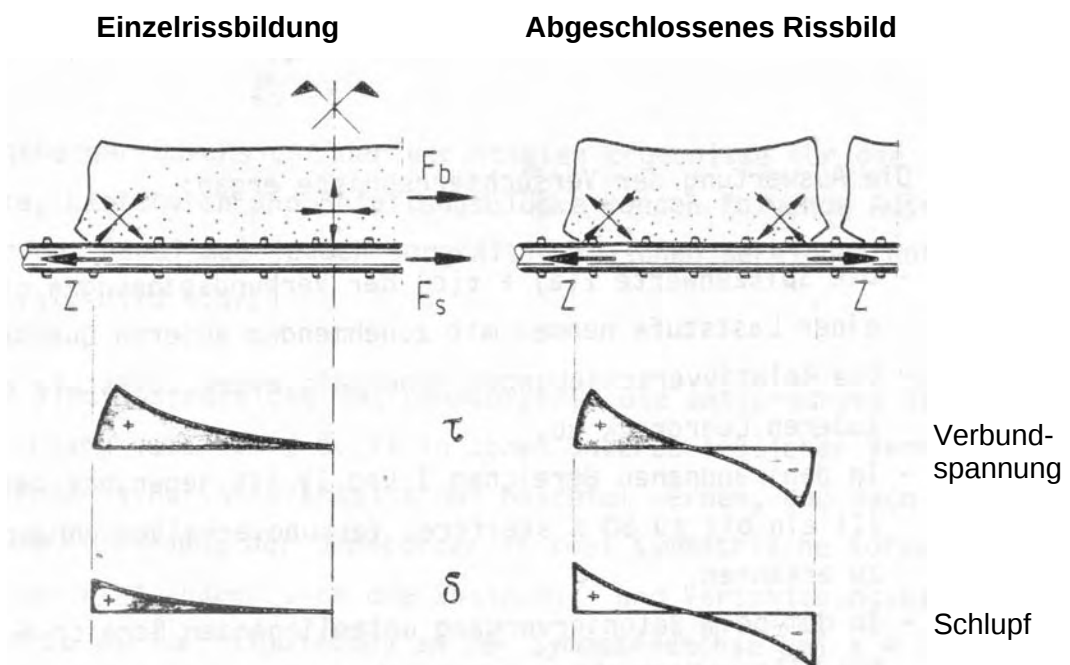


Bild 2-16: Einfluss eines Primärrisses auf das Verbundverhalten nach [Kob1]

2.2.4.5 Probekörper

Die Spannungszustände entlang des Bewehrungsstahls, die einen wesentlichen Einfluss auf das Verbundverhalten besitzen, sind sehr stark von der Probekörperform abhängig. Die Verwendung unterschiedlicher Probekörper stellt daher auch die Hauptursache für die teilweise stark variierenden Erkenntnisse über das Verbundverhalten dar. Da Verbundspannungen in der Praxis aber unter den verschiedensten Randbedingungen bzw. Spannungszuständen vorherrschen, ist es nicht möglich, eine Probekörperform und einen Versuchsaufbau festzulegen, die das Verbundverhalten allgemeingültig simulieren [Jan1]. Dabei sind die verwendeten Versuchskörper ähnlich vielfältig wie die Bauteile, in denen Verbundkräfte herrschen. Es ist daher bei experimentellen Verbunduntersuchungen auch immer die Art des Probekörpers zu berücksichtigen. Bei der Wahl des Probekörpers ist vor allem darauf zu achten, dass der Spannungszustand im Probekörper dem in dem zu untersuchenden Bauteil möglichst genau entspricht. Ein weiteres Kriterium bei der Wahl des Probekörpers ist seine Herstellung und die Durchführung der Versuche, die nach Möglichkeit einfach in der Handhabung sein sollten.

Prinzipiell haben sich mit dem Auszieh- und Dehnkörper zwei Probekörpertypen bewährt, die ihrerseits wiederum in unterschiedlichen Arten ausgeführt werden können. Auch Versuchsergebnisse eines Probekörpertyps führen daher oft nicht zu vergleichbaren Ergebnissen. Beispielsweise können bereits geringfügige Änderungen der Abmessungen des Probekörpers das Verbundverhalten entscheidend verändern.

Im **Dehnkörper** (vgl. Bild 2-17) herrschen entlang des Bewehrungsstabes Längszugspannungen. Nach TUE [Tue1] bietet dieser Probekörper den Vorteil, den Spannungszustand von gerissenen biege- und normalkraftbeanspruchten Stahlbetonbauteilen möglichst genau abzubilden. Nachteilig ist an den Versuchen mit Dehnkörpern jedoch zu nennen, dass sich der Versuchsaufbau sowie die Mess-technik sehr aufwendig gestaltet. Die Bestimmung der Verbundspannung bei Versuchen mit Dehnkörpern erfolgt indirekt über die Stahldehnungen. Dabei werden die Stahldehnungen innerhalb der Verbundlänge über Dehnungsmessstreifen ermittelt.

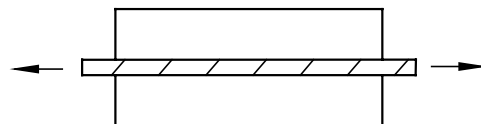


Bild 2-17: Systemskizze eines Dehnkörpers

Die Dehnungsmessstreifen werden dabei in der Regel im Innern des Bewehrungsstahls appliziert. Um die Dehnungsmessstreifen im Stahl aufzukleben werden die Stähle beispielsweise längs aufgeschnitten oder mit einer Nut versehen und anschließend wieder zu einem Vollquerschnitt ergänzt. FEHLING [Feh1] untersuchte unter anderem das Verbundverhalten bei unterschiedlichen Methoden

die DMS im Stahl anzuordnen. Eine Auflistung der unterschiedlichen Arten die DMS am oder im Stahl anzuordnen ist in [Twe1] zusammengestellt worden.

Der herkömmliche **Ausziehkörper** (Pull-Out-Versuchskörper) ist der am einfachsten herzustellende Probekörper. Er weist jedoch aufgrund ungewollter Zwängungsspannungen entlang des Bewehrungsstabes ein sehr komplexes Spannungsbild auf (vgl. Bild 2-18). Dieses Spannungsbild entspricht nur in den seltensten Fällen dem Spannungsbild, das in einem Bauteil entlang des Bewehrungsstabes auftritt.

Zum einen bilden sich entlang des Bewehrungsstabes Verbunddruckspannungen aus. Zum anderen entstehen wegen der Querdehnungsbehinderung durch die Auflagerplatte und durch Druckgewölbe Querdruckspannungen [Leo2], die einen zusätzlichen Reibungsverbund hervorrufen. Aus diesen Gründen sind die Versuchsergebnisse, die an Ausziehkörpern gewonnen wurden, auch nicht für Absolutaussagen über die Verbundspannung geeignet. Im Falle des Pull-Out-Versuchskörpers tritt das Versagen durch Abscheren der Betonkonsolen ein.

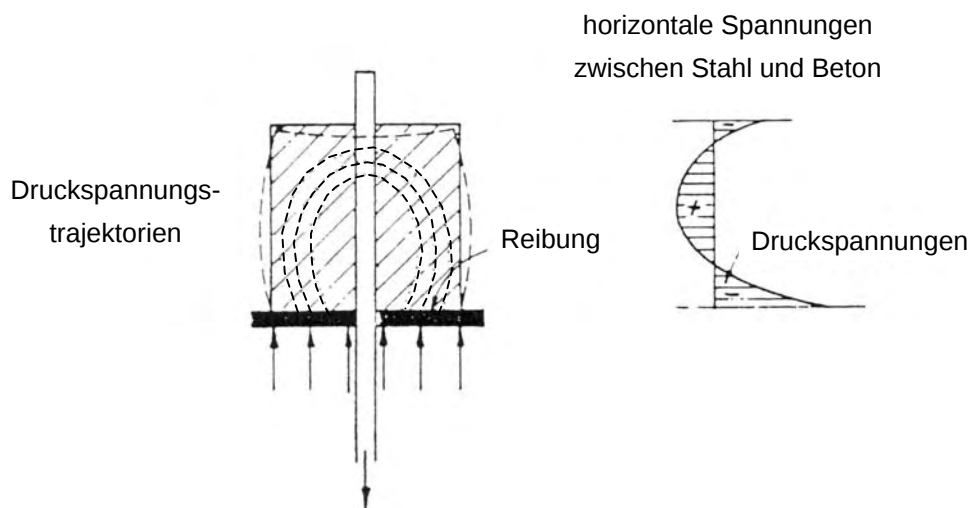


Bild 2-18: Querspannungen im herkömmlichen Ausziehkörper [Leo2]

Nach der Aussage von NOAKOWSKI und MARTIN [Noa1] sind Relativuntersuchungen und Parameterstudien durchaus am Ausziehkörper möglich. Sollen aber absolute Aussagen für die Verformungsberechnung biegebeanspruchter Bauteile getroffen werden, weichen die Verhältnisse im Probekörper zu stark von denen im Bauteil ab.

Für Ausziehkörper mit kurzer Verbundlänge ($\leq 5 \cdot d_s$ nach [Noa1]) kann jedoch vereinfachend angenommen werden, dass die Verbundspannung über die Verbundlänge gleichverteilt ist. Die Ausziehkraft kann somit über die Verbundstrecke in die Verbundspannung umgerechnet werden. Dabei wirken sich die zunehmenden Streuungen infolge heterogener Betoneigenschaften mit abnehmender Verbundlänge negativ aus [Mai1]. Ein weiterer Nachteil ergibt sich besonders bei wiederholter Belastung durch den abweichenden Spannungszustand des Ausziehkörpers im Vergleich zum realen gerissenen Bauteil. Außerdem erhöht sich die Belastung des den Bewehrungsstahl umgebenden Betons aufgrund der geringen Eintragungslänge. Daraus resultieren verhältnismäßig große plastische Verformungen, die sich bei wiederholter Belastung entscheidend auswirken [Tue1]. Um Zufälligkeiten bei der Lasteinleitung und mögliche Einflüsse aus der Schalungsreibung zu vermeiden, sollte nach [Noa1] bei Probekörpern mit kurzen Verbundlängen eine verbundfreie Vorlänge und ggf. eine Nachlänge angeordnet werden (vgl. Bild 2-19).

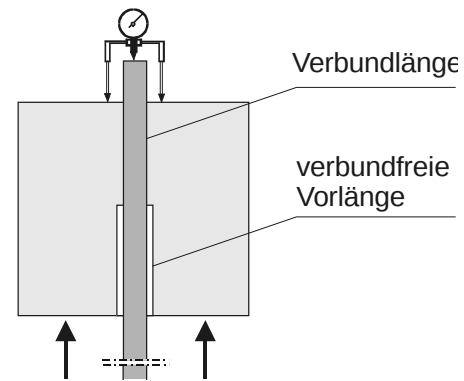


Bild 2-19: Skizze eines Ausziehkörpers mit kurzer Verbundlänge

Diese Überlegungen aufgreifend wurde ein RILEM-Versuchskörper definiert [Ril1], der prinzipiell dem in Bild 2-19 dargestellten Probekörper entspricht mit einer Kantenlänge von $a = 10 \cdot d_s \geq 200 \text{ mm}$ und einer Verbundlänge von $l_v = 5 \cdot d_s$.

Unter der Voraussetzung der konstanten Verbundspannungsverteilung über die Verbundlänge gilt für die Verbundspannung von Ausziehkörpern mit kurzen Verbundlängen folgende Beziehung (z.B. [Eli2], [Leo2]):

$$\tau_v = \frac{F}{U \cdot l_v} \quad (2-3)$$

mit: F: gemessene Ausziehkraft
 U: Stabumfang
 l_v : Verbundstrecke

Der Schlupf wird als Verformung am unbelasteten Ende gemessen. Hierbei ist der Einfluss des Abstandes des Wegaufnehmers zum Bewehrungsstab zu berücksichtigen. Nach Untersuchungen von SCHMIDT-THRÖ und STÖCKL [Sch1] ergibt sich für einen großen Abstand des Messpunktes vom Bewehrungsstab ein vergrößerter Schlupf (vgl. Bild 2-20). Es wird empfohlen, einen möglichst geringen Abstand zu wählen und die Betonverformungen einzubeziehen. Die Versuchsergebnisse von

SCHMIDT-THRÖ und STÖCKL [Sch1] rechtfertigen einen Abstand von 16,5 mm in Richtung der geringen und der größeren Betondeckung ohne Berücksichtigung der Betonverformung. Im Gegensatz dazu schlagen ELIGEHAUSEN et al. [Eli2] einen Messabstand am unbelasteten Ende von $2 \cdot d_s$ oder mindestens 30 mm vor. Bei diesem Abstand werden die Betonverformungen vernachlässigbar, so dass definiertere Versuchsbedingungen vorliegen.

Mit dem Ziel einen Ausziehkörper herzustellen, der die Vorteile der einfachen Handhabung besitzt und gleichzeitig die Verbundsituation in einem biegebeanspruchten Bauteil abbildet, entwickelte JANOVIC [Jan1] den **konsolenförmigen Ausziehkörper** (vgl. Bild 2-21). Durch einen weich ausgebildeten Querschlitz weist der Probekörper das Verhalten einer Konsole auf, so dass entlang des Bewehrungsstahls Längszugspannungen herrschen. Ein Bruch der Konsole wird durch zwei Bügel verhindert. Infolge der außermittigen Lage des Bewehrungsstabes kann ein Versagen auf Längsrissbildung bei beliebigen Betondeckungen untersucht werden. Durch die Anordnung des Querschlitzes wird darüber hinaus ein Mitwirken der verbundfreien Vorlänge ausgeschlossen.

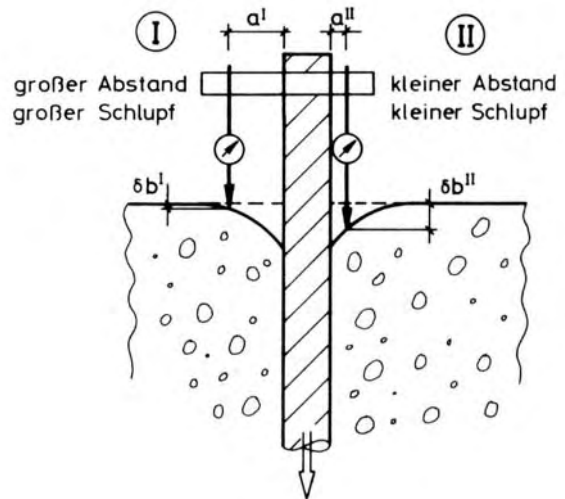


Bild 2-20: Einfluss des Messpunktes auf die Schlupfmessung [Sch1]

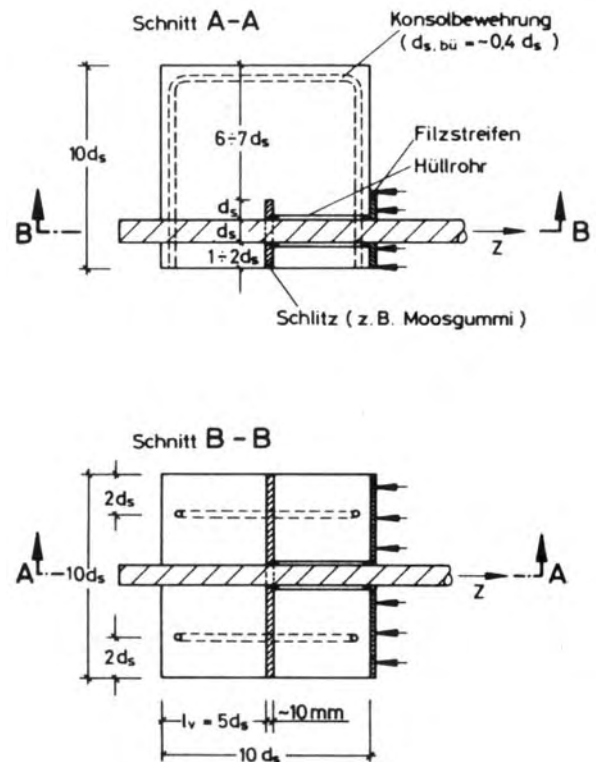


Bild 2-21: Konsolenförmiger Ausziehkörper von JANOVIC [Jan1]

2.2.5 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Das Verbundverhalten von Beton und Stahl wurde in zahlreichen Forschungsarbeiten untersucht. REHM [Reh1] schilderte Anfang der 60er Jahre, dass zur eindeutigen Definition der Verbundcharakteristik nur ein Zusammenhang zwischen örtlicher Verbundspannung und zugehörigem örtlichen Schlupf herangezogen werden kann. Aus dieser Überlegung leitete REHM [Reh1] das von ihm benannte Verbundgrundgesetz ab:

$$\tau(x) = f(s(x)) \quad (2-4)$$

Es stellte sich übergreifend die Darstellung der Ergebnisse als Zusammenhang zwischen Verbundspannung und der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton (Schlupf) heraus. Diese Darstellungsform wird im Allgemeinen als Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (τ -s-Beziehungen) bezeichnet und beschreibt den Zusammenhang zwischen der im Versuch aufgenommenen Verbundspannung und der jeweiligen Relativverschiebung zwischen dem Stahl und Beton respektive dem Schlupf.

Die experimentell gewonnene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann über das „curve-fitting“-Verfahren in eine analytische Beziehung zwischen Verbundspannung und zugehörigem Schlupf überführt werden. Derartige Beziehungen werden oft als Verbundgesetze bezeichnet. Neben materialabhängigen haben jedoch auch materialunabhängige Parameter wie beispielsweise die Geometrie des Probekörpers oder die Lage des Bewehrungsstahls innerhalb des Probekörpers einen Einfluss auf die experimentell gewonnenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen. Die aus diesen Beziehungen abgeleiteten Verbundgesetze stellen somit keine Werkstoffgesetze, sondern strenggenommen lediglich Rechengesetze dar. Derartige Gesetzmäßigkeiten werden daher auch als Pseudostoffgesetze bezeichnet (z.B. [Kön1], [Kre1]).

Bild 2-22 zeigt qualitativ einen typischen Verlauf einer experimentell aufgenommenen τ -s-Beziehung. Zunächst steigt die Verbundspannung bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung rasch an. Nach Überschreiten des Maximalwertes treten in Abhängigkeit der jeweiligen Verbundsituation die zugehörigen Versagensmechanismen ein, die in Abschnitt 2.2.3 ausführlich beschrieben wurden. Im Allgemeinen kann der Beton auch nach Überschreiten der maximalen Verbundspannung noch weitere Verbundspannungen

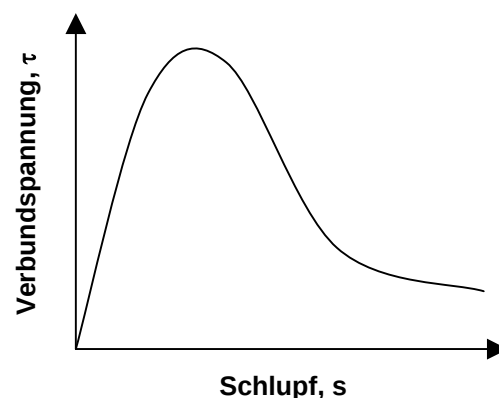


Bild 2-22: Qualitative Darstellung einer τ -s-Beziehung

aufnehmen, so dass ein stetiger Abfall der Verbundspannungen einsetzt. Die meisten der aus Verbunduntersuchungen abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten betrachten nur den ansteigenden Ast der Verbundspannungen und können daher lediglich für den Gebrauchslastbereich angewendet werden.

Aus Verbunduntersuchungen an Ausziehkörpern mit kurzen Verbundlängen leitete REHM [Reh1] erstmals einen rechnerischen Zusammenhang zwischen Verbundspannung und zugehörigem Schlupf ab. Er wählte dabei einen exponentiellen Ansatz für die Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

$$\tau(x) = A \cdot s(x)^N \quad (2-5)$$

Bei diesem Ansatz muss über die Freiwerte A und N die Anpassung an die jeweiligen Verhältnisse experimentell ermittelt werden.

Nachfolgende Arbeiten nehmen einzelne Einflussfaktoren des Verbundverhaltens in die Exponentialfunktion mit auf, um auf diese Weise den Geltungsbereich der τ -s-Beziehung zu erweitern. Da die experimentell gewonnene τ -s-Beziehung von vielen Faktoren beeinflusst wird (vgl. Abschnitt 2.2.4), existieren viele teilweise sehr stark voneinander abweichende Verbundgesetze respektive Verbundmodelle. Prinzipiell sind diese Gesetze jedoch auf die von REHM (Gleichung 4-5) formulierte Beziehung zurückzuführen. Eine ausführliche Zusammenstellung der unterschiedlichen τ -s-Beziehungen ist der Arbeit von MAINZ [Mai1] zu entnehmen.

Eines dieser Verbundmodelle ist das von KÖNIG und TUE [Tue1], [Kön1] formulierte Modell, auf dem die Rissbreitenberechnung nach DIN 1045-1:2001-7 [N4] aufbaut. Es wurde aus Untersuchungen an Dehnkörpern abgeleitet und besitzt seine Gültigkeit ausschließlich für den Gebrauchslastbereich. Durch das Einfügen von Materialkonstanten (vgl. Tabelle 2-1) wird der Einfluss der Stahlsorte, der Betondruckfestigkeit und der Verbundqualität auf das Verbundverhalten berücksichtigt:

$$\tau_s(x) = C_s \cdot s^\alpha(x) \quad (2-6)$$

- mit:
- $\tau_s(x)$: Verbundspannung an der Stelle x
 - $s(x)$: Schlupf an der Stelle x
 - C_s : Materialkonstante in Abhängigkeit von Stahlsorte und Betondruckfestigkeit
 - α : Materialkonstante in Abhängigkeit von Stahlsorte und Verbundqualität

Stahlsorte	Materialkonstante	
	C_s	α
Betonstahl	$0,31 \cdot \beta_{wm}$	0,30
für geringe Stabdurchmesser bei längs-rissaufschließender Betondeckung	$0,32 \cdot \beta_{wm}$	0,22
geripptes Einzelspannglied	$0,21 \cdot \beta_{wm}$	0,30
glattes Einzelspannglied	$0,55 \cdot \sqrt{\beta_{wm}}$	0,17
Litzen	$0,15 \cdot \beta_{wm}$	0,27

Tabelle 2-1: Materialkonstanten des Verbundgesetzes für Betonstahl unter statischer Belastung nach [Kön1]

Trotz einer Bestätigung der Ortsabhängigkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung entlang des Bewehrungsstabes findet diese in diesem Verbundgesetz keine Berücksichtigung. Statt dessen wird durch Integration der lokalen Verbundspannung über die Eintragungslänge eine Verbundspannung berechnet. Die von KÖNIG und TUE [Kön1] durchgeführten Vergleichsrechnungen ergaben eine ausreichende Abschätzung des Verformungsverhaltens und der Rissbreiten für auf Zug und Biegung beanspruchte Bauteile.

ELIGEHAUSEN et al. [Eli1] und KRELLER [Kre1] haben durch die Berücksichtigung der Ortsabhängigkeit des Verbundverhaltens eine weitere Verfeinerung der τ -s-Beziehung vorgenommen. Dabei werden in Abhängigkeit des Abstandes vom Primärriss unterschiedliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen formuliert. Darüber hinaus besitzen diese Verbundgesetze ihre Gültigkeit auch für große Schlupfwerte und damit über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinaus. Eine ausführliche Beschreibung dieser Verbundmodelle ist Abschnitt 2.2.6 zu entnehmen.

Neben den τ -s-Beziehungen gibt es auch analytische und numerische Lösungen zur Quantifizierung des Verbundverhaltens. Erste rechnerische Lösungen zum Verbundverhalten wurden durch Lösen der Verbund-Differentialgleichung vorgenommen (vgl. [Reh1]). Das Verbundproblem wird dabei auf lokaler Ebene betrachtet mit dem Ziel, auf theoretischer Basis einen Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl zu ermitteln. Aus Gleichgewichtsbetrachtungen am differentiellen Stabelement kann die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes aufgestellt werden. Eine geschlossene Lösung der Differentialgleichung ist aber nur für wenige einfache Sonderfälle möglich und sinnvoll. Die Integrationskonstanten können dabei durch experimentell gefundene Anfangswerte ermittelt werden.

Weiterhin gibt es die Möglichkeit, durch numerische Betrachtungen auf Grundlage der FE-Methoden das Verbundproblem zu lösen. Da im Rahmen der vorliegenden Arbeit jedoch lediglich Untersuchungen zu τ -s-Beziehungen durchgeführt werden, wird für die Darstellungen der unterschiedlichen analytischen bzw. numerischen Lösungsansätze auf die Arbeiten von KILZ [Kil1] und MAINZ [Mai1] verwiesen.

2.2.6 Verbundmodell nach KRELLER

ELIGEHAUSEN et al. [Eli1] führten umfangreiche Untersuchungen zum lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten unter Berücksichtigung der Erdbebengefahr durch. Die Wahl des Probekörpers orientierte sich an dem Bestreben, möglichst genau den Zustand einer Balken-Stützen-Verbindung bzw. Rahmenecken wiederzugeben.

Es wurde ein Ausziehprobekörper mit mittig liegendem Bewehrungsstab, einer Verbundlänge des 5-fachen Stabdurchmessers und einer Umschnürung im Verbundbereich verwendet (vgl. Bild 2-23).

Hauptsächlich wurde der Einfluss des Stabdurchmessers, der Längsbewehrung sowie der Querbewehrung, der Betonfestigkeit, des Abstands der Bewehrung, des Querdrucks und der Lastrate bei festgelegtem Schlupf unter statischer und wiederholter Belastung untersucht. Unter monotoner Belastung wurde das in Bild 2-24 abgebildete Verbundmodell abgeleitet, das seine Gültigkeit auch für große Schlupfwerte und damit über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinaus besitzt. Mit den Gesetzmäßigkeiten auch über die maximale Verbundspannung hinaus wurde das Verbundverhalten auch für große Verformungen beschrieben.

Die Parameter des Verbundmodells werden in Abhängigkeit der Querbewehrung sowie der Qualität des Verbundes im CEB-FIP Model Code 1990 [Ceb3] angegeben, wobei eine Belastung durch Querkzug auszu-schließen ist.

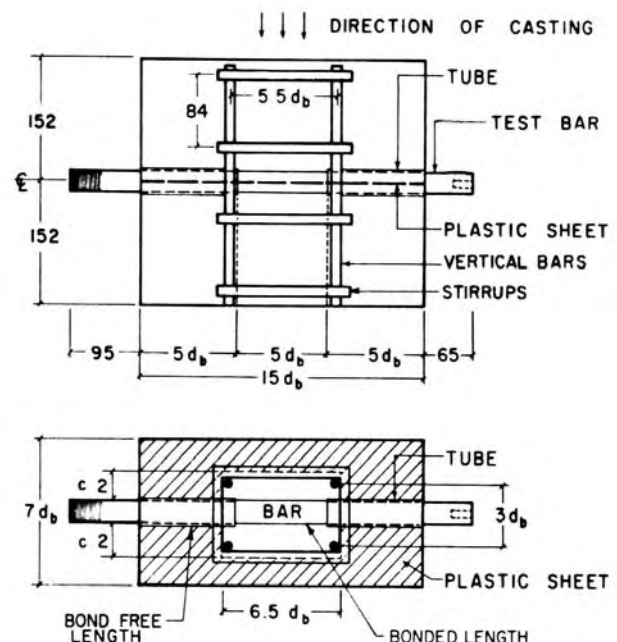


Bild 2-23: Probekörper nach [Eli1]

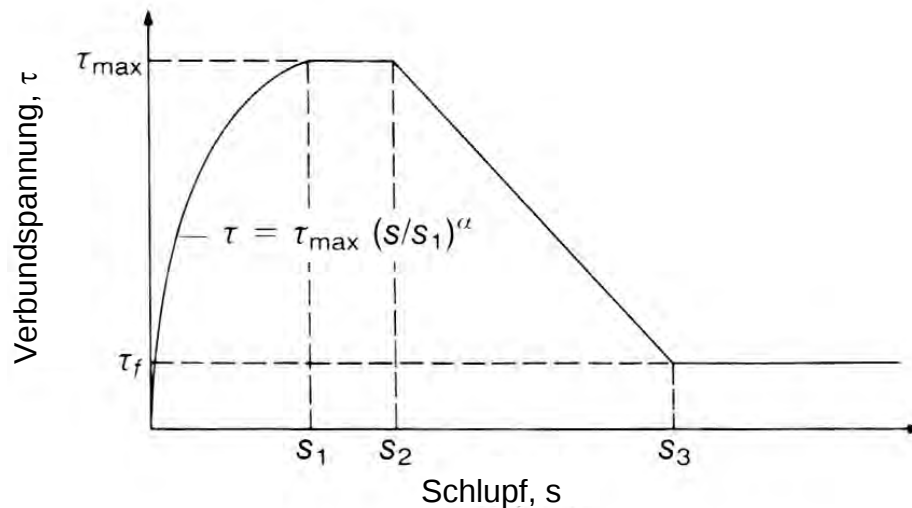


Bild 2-24: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [Eli1]

Zusätzlich wird der Abstand des betrachteten Verbundabschnitts zum Primärriss berücksichtigt, so dass dieses Verbundmodell die Ortsabhängigkeit des Verbundverhaltens erfasst. Ab einer Entfernung von $x < 5 \cdot d_s$ sind die Verbundspannungen sowie die Schlupfwerte des Verbundmodells um den in Gleichung 2-7 angegebenen Abminderungsfaktor zu verändern.

$$\lambda = 0,2 \frac{x}{d_s} \leq 1 \quad (2-7)$$

Die Berücksichtigung des Kriecheinflusses wird an dieser Stelle nicht weiter behandelt, da er im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht untersucht wird. Das entsprechende Modell kann ebenfalls dem CEB-FIP Model Code 1990 [Ceb3] entnommen werden.

Um in weiteren Untersuchungen das Verbundverhalten in einem biegebeanspruchten Bauteil zu erfassen, wichen ELIGEHAUSEN et al. [Eli2] von der bisher verwendeten Probekörperform ab. Mit dem Ziel, die Verbundsituation in einem biegebeanspruchten Bauteil bei üblichen Betondeckungen möglichst praxisnah zu simulieren, wurden die Versuche prinzipiell an dem von JANOVIC [Jan1] entwickelten konsolförmigen Ausziehkörper (vgl. Abschnitt 2.2.4.5) durchgeführt. Durch die weiche Querschlitzausbildung dieser Probekörper (vgl. Bild 2-25) ist das Verbundversagen neben dem Versagen durch Längsrissbildung auch auf das Ausbrechen eines Betonkegels zurückzuführen. Da ein derartiges Versagen nach GOTO und OTSUKA [Got2] lediglich dicht an einem Primärriss auftreten kann, wurde ein zweiter Probekörper eingesetzt, der durch eine harte Schlitzausbildung das Ausbrechen eines Betonkegels verhindert. Auf diese Weise wird das Verbundverhalten in einem genügend großen Abstand zum Primärriss ($>5 d_s$) simuliert. Dabei

ist zu beachten, dass bei einer harten Ausbildung des Querschlitzes entlang der Verbundstrecke Längsdruckspannungen herrschen. Hingegen sind in einem biegebeanspruchten Bauteil in der Verbundzone der Zugbewehrung Längszugspannungen vorhanden.

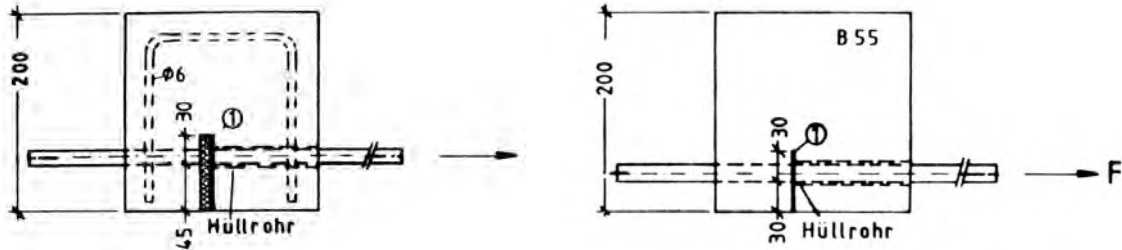


Bild 2-25: Probekörper mit Zellgummi (links) und mit Trennblech (rechts) [Kre1]

Bild 2-25 zeigt die beiden unterschiedlichen Probekörpertypen, die bei den Untersuchungen in [Eli2] eingesetzt wurden. Die Abmessungen der Ausziehkörper wurden entsprechend der RILEM-CEB-FIP Recommendation RC 6 [Ril1] zu einer Kantenlänge von $a = 10 \cdot d_s \geq 200 \text{ mm}$ und einer Verbundlänge von $l_v = 5 \cdot d_s$ gewählt.

Die Geltungsbereiche der beiden unterschiedlichen Probekörpertypen sind in Bild 2-26 anhand eines Ausschnitts aus einem biegebeanspruchten Bauteil dargestellt. Dabei wurden die Ergebnisse der Probekörper mit der weichen Querschlitzausbildung als Mittelwerte des Verbundverhaltens im Abstand von $< 5 \cdot d_s$ angesehen. Zwischen den Ergebnissen der unterschiedlichen Probekörper wurde anschließend interpoliert, um den gesamten Verlauf entlang der Längsachse zu quantifizieren.

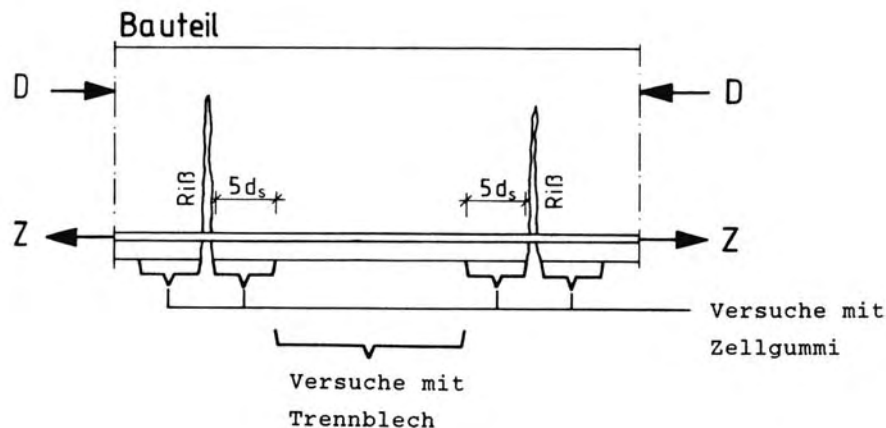


Bild 2-26: mit unterschiedlicher Querschlitzausbildung simulierte Verbundlagen [Eli2]

Aus diesen Untersuchungen wurde von KRELLER [Kre1] auf der Grundlage des Verbundmodells von ELIGEHAUSEN et al. [Eli1] ein lokal veränderliches Modell für biegebeanspruchte Bauteile formuliert. Dieses Verbundmodell besitzt ebenfalls

seine Gültigkeit auch für große Schlupfwerte im plastischen Bereich. Weiterhin wurden die folgend aufgeführten Parameter untersucht und in dem Verbundmodell quantitativ berücksichtigt.

- Querbewehrung
- Betondeckung
- Abstand der Verbundstrecke zum Querriss
- Betonfestigkeitsklasse
- Verbundlage (Verbundbereich I und II nach DIN1045:1988 [N3])
- Bewehrungsdurchmesser

Bild 2-27 zeigt das Verbundmodell nach KRELLER [Kre1] bei dem in Abhängigkeit vom Abstand zum Primärriss sechs unterschiedliche τ -s-Beziehungen formuliert wurden. Bis zu einem Abstand von $2 \cdot d_s$ liegt nach GOTO und OTSUKA [Got2] ein verminderter Verbund vor. Die Verminderung der Verbundfestigkeit in diesem Bereich wird zu 50% angenommen. Mit zunehmender Entfernung wird ein linearer Anstieg der Verbundqualität bis zum Wert von $5 \cdot d_s$ angenommen. Ab einer Entfernung von $\geq 5 \cdot d_s$ vom Riss wird von einem konstanten Niveau der Verbundeigenschaften ausgegangen.

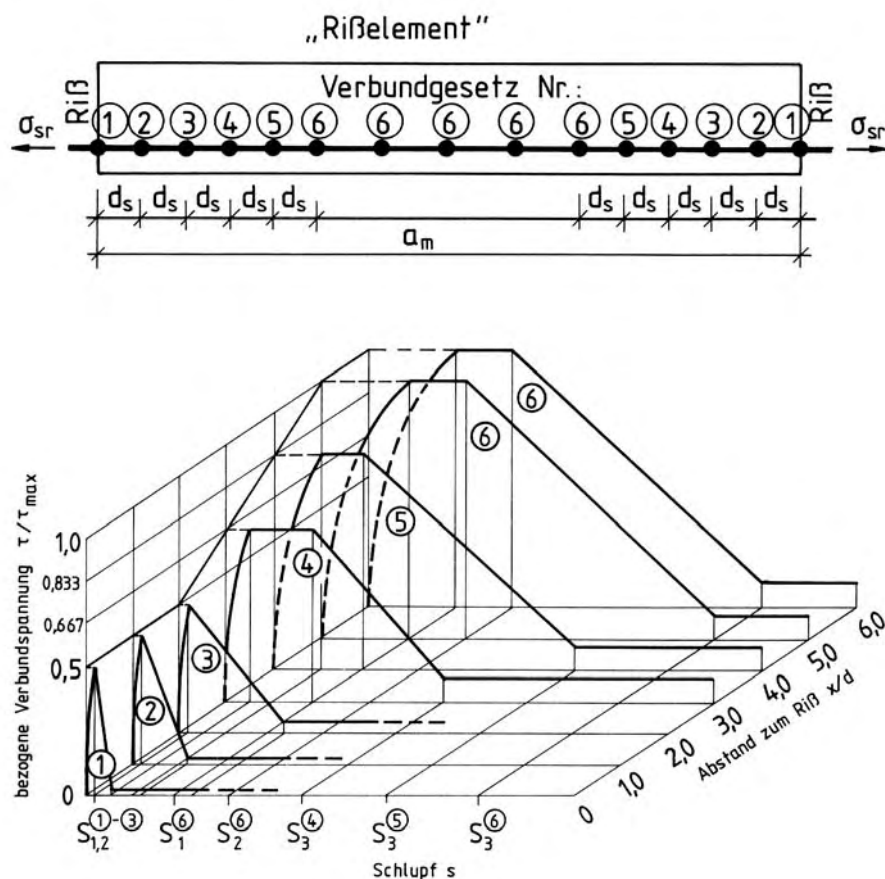


Bild 2-27: Darstellung der Verbundgesetze in Abhängigkeit vom Abstand zum Primärriss [Kre1]

Weiterhin wurde für die Formulierung der sechs unterschiedlichen τ -s-Beziehungen davon ausgegangen, dass ein geringerer Abstand zum Riss einen schnelleren Spannungsabfall nach Erreichen der maximalen Verbundspannung nach sich zieht. Zusätzlich wird als vereinfachende Annahme für alle sechs τ -s-Beziehungen der gleiche ansteigende Verlauf der Verbundspannung bis Erreichen des Maximalwertes angesetzt. Das Verbundverhalten lässt sich in diesem Bereich mit der von ELIGEHAUSEN et al. [Eli1] angegebenen Beziehung

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^{\alpha} \quad (2-8)$$

erfassen (vgl. Bild 2-24), wobei der Exponent α in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit ermittelt wird:

$$\alpha = 0,0025 \cdot \beta_{w200} + 0,1625 \quad (2-9)$$

Es bestätigte sich der bereits von ELIGEHAUSEN et al. [Eli1] gefundene Zusammenhang zwischen maximaler Verbundspannung und Betondruckfestigkeit, so dass dieser ebenfalls übernommen wurde:

$$\tau_{\max} \sim \sqrt{\beta_c} \quad (2-10)$$

Für die Darstellung der weiteren Einflussfaktoren wie Querbewehrung, Betondeckung und Verbundlage wird auf [Kre1] verwiesen. Die Parameter für das Verbundverhalten in einem Abstand von $\geq 5 \cdot d_s$ vom Riss (Verbundgesetz 6) sind in Tabelle 2-2 angegeben.

Parameter	Verbundbereich nach DIN 1045:1988 [N3]		Bemerkung
	I	II	
$\tau_{\max}$	$a \cdot \sqrt{\beta_c}$ $a = 0,36 \frac{\ddot{u}_b}{d_s} + 1,28$ $a = 0,36 \frac{\ddot{u}_b}{d_s} + 2,00$		β_c in N/mm ² für übliche Beton- deckung für enge Bügelab- stände
τ_R	$0,15 \cdot \tau_{\max}$		
α	$0,003 \cdot \beta_c + 0,1625$		β_c in N/mm ²
s_1	0,25 mm	0,40 mm	
s_2	0,35 mm	0,60 mm	
s_3	1,00 mm	2,50 mm	für enge Bügelab- stände
s_3	2,00 mm	-	

Tabelle 2-2: Parameter zur Festlegung der Kurve 6 nach [Kre1]
(Abstand vom Primärriss $\geq 5 \cdot d_s$)

Während die Schlupfwerte s_1 , s_2 und s_3 durch Tabelle 2-2 für das Verbundgesetz 6 bekannt sind, lassen sich die s_1 -Werte für die übrigen Verbundgesetze 1 bis 5 aus den Abminderungen für die maximale Verbundspannung ableiten. Aus den errechneten s_1 -Werten sind nach Tabelle 2-3 die s_2 -Werte der Verbundgesetze 1 bis 5 zu ermitteln. Dieser Tabelle können weiterhin auch die s_3 -Werte sowie die Restfestigkeiten der Verbundspannung τ_R der genannten Verbundgesetze entnommen werden.

Verbund- gesetz Nr.	Verbundbereich nach DIN 1045:1988 [N3]					
	I			II		
	s_2 in mm	s_3 in mm	$\tau_R/\tau_{\max}$	s_2 in mm	s_3 in mm	$\tau_R/\tau_{\max}$
1	s_1	0,05	0,001	s_1	0,05	0,001
2	s_1	0,15	0,025	s_1	0,30	0,025
3	s_1	0,30	0,050	s_1	0,60	0,050
4	$s_1+0,1$	0,55	0,150	$s_1+0,2$	1,45	0,150
5	$s_1+0,1$	0,75	0,150	$s_1+0,2$	1,95	0,150

Tabelle 2-3: Parameter zur Festlegung der Kurven 1 bis 5 nach [Kre1]

Zusammenfassend sind in Bild 2-28 nochmals alle sechs τ -s-Beziehungen dargestellt.

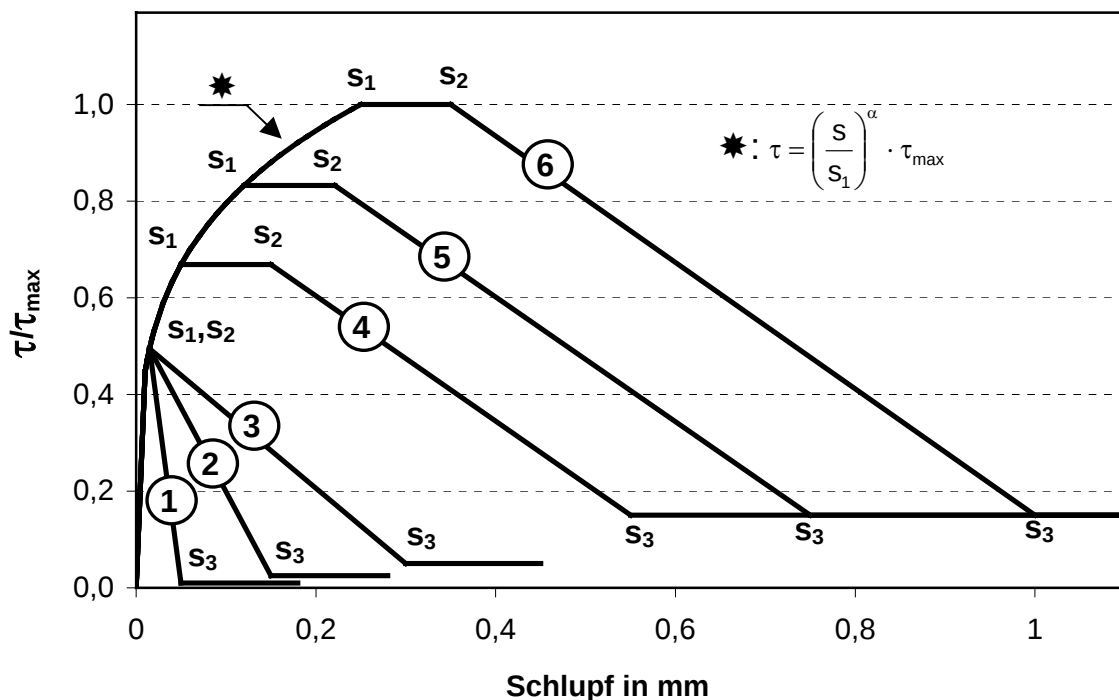


Bild 2-28: Prinzipiskezze des Verbundmodells von KRELLER nach [Kre1] (vgl. Abschnitt 2.2.3)

2.2.7 Zusammenfassung

Unter Verbund wird im Stahlbetonbau die Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton verstanden. Verbundspannungen treten überall dort auf, wo die Dehnung des Stahles nicht gleich der Dehnung des Betons ist. Dabei werden die Verbundkräfte bei Rippenstäählen im Wesentlichen über die Rippen des Bewehrungsstahls bzw. über die mechanische Verzahnung von Beton und Stahl übertragen.

Analog zur Spannungsdehnungslinie eines Werkstoffes wird im Allgemeinen zur Beschreibung des Verbundverhaltens der Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Formänderung herangezogen. Dabei wird die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, die als Schlupf bezeichnet wird, als Kennwert der Formänderung angesetzt.

Das Verbundverhalten wird von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst, die sich nur schwer exakt sowie einzeln und unabhängig voneinander untersuchen lassen, so dass die der Literatur zu entnehmenden Quantifizierungen des Einflusses der einzelnen Faktoren zum Teil sehr stark voneinander abweichen.

Übergreifend hat sich für die Darstellung der Ergebnisse der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton (Schlupf) herausgestellt. Diese Darstellungsform wird im Allgemeinen als Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bezeichnet.

ELIGEHAUSEN et al. [Eli1] und KRELLER [Kre1] (vgl. Abschnitt 2.2.6) haben in ihren Verbunduntersuchungen die Ortsabhängigkeit des Verbundverhaltens in Abhängigkeit zum Abstand zum Primärriss berücksichtigt. Aus diesen Untersuchungen wurde ein Verbundmodell formuliert, dass in Abhängigkeit des Abstandes vom Primärriss unterschiedliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen berücksichtigt. Darüber hinaus besitzen diese Verbundgesetze ihre Gültigkeit auch für große Schlupfwerte und damit über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinaus.

2.3 Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen

2.3.1 Grundlagen des Biegetragverhaltens

Ein auf Biegung beanspruchter Stahlbetonquerschnitt erfährt entsprechend den in Bild 2-29 dargestellten Spannungszuständen über seinen Querschnitt verteilt Druck- und Zugspannungen. Das Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen charakterisiert sich in erster Linie dadurch, dass mit Eintreten der Rissbildung die Zugspannungen vom Stahl und die Druckspannungen im Wesentlichen vom Beton aufgenommen werden. Die Spannungssituationen des Zustand I sowie des Zustand II sind in Bild 2-29 dargestellt.

Ausgehend vom Rissquerschnitt werden jedoch über die Verbundkräfte zwischen den Rissen Zugkräfte vom Stahl in den Beton übertragen, bis die Zugspannung im Beton die Zugfestigkeit überschreitet und erneut ein Riss entsteht. Auf diese Weise beteiligt sich auch der Beton an der Aufnahme von Zugspannungen. Durch das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen wird verglichen mit dem reinen Zustand II eine Versteifung des Tragverhaltens hervorgerufen.

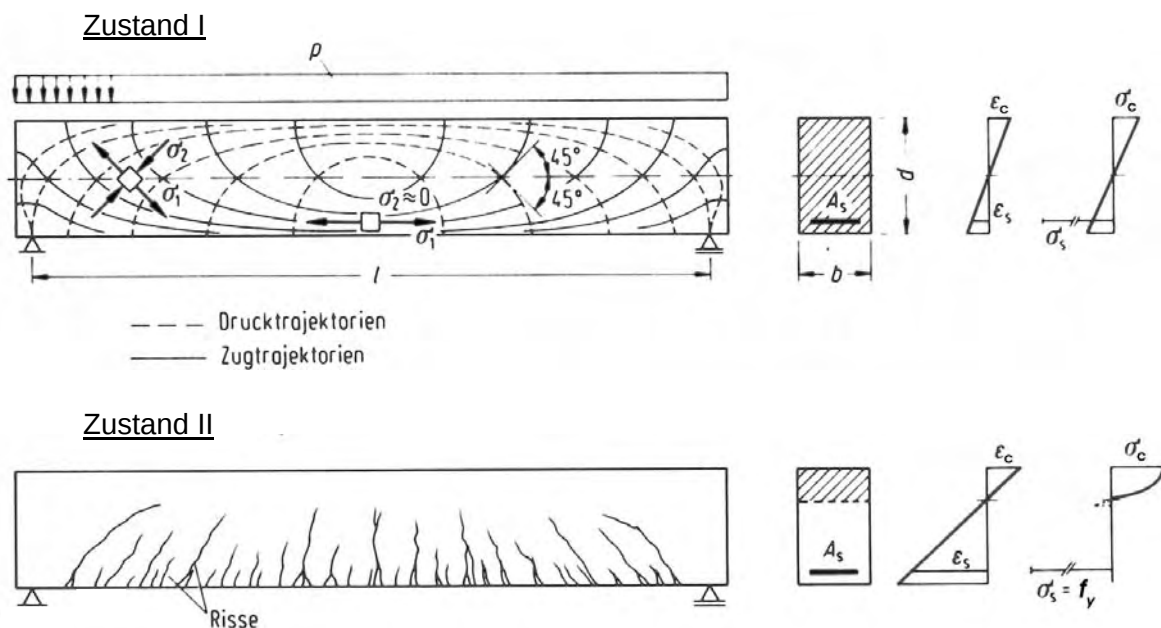


Bild 2-29: Spannungszustände eines biegebeanspruchten Stahlbetonbalkens [Leo2]

Wie der in Bild 2-29 dargestellte Verlauf der Hauptspannungstrajektorien darstellt, kann der Biegezugbereich prinzipiell mit einem Stahlbetonzugglied verglichen werden. Die bereits in Abschnitt 2.2.1 für ein Zugstab erläuterten Mechanismen der Rissbildung und des Zusammenwirkens von Stahl und Beton über Verbundkräfte können daher auf die Biegezugzone übertragen werden. Zusammenfassend ist in Bild 2-30 der Verlauf der Dehnungen und der Verbundspannungen entlang

der Längsachse einer biegebeanspruchten Stahlbetonkonstruktion nach der Rissbildung dargestellt.

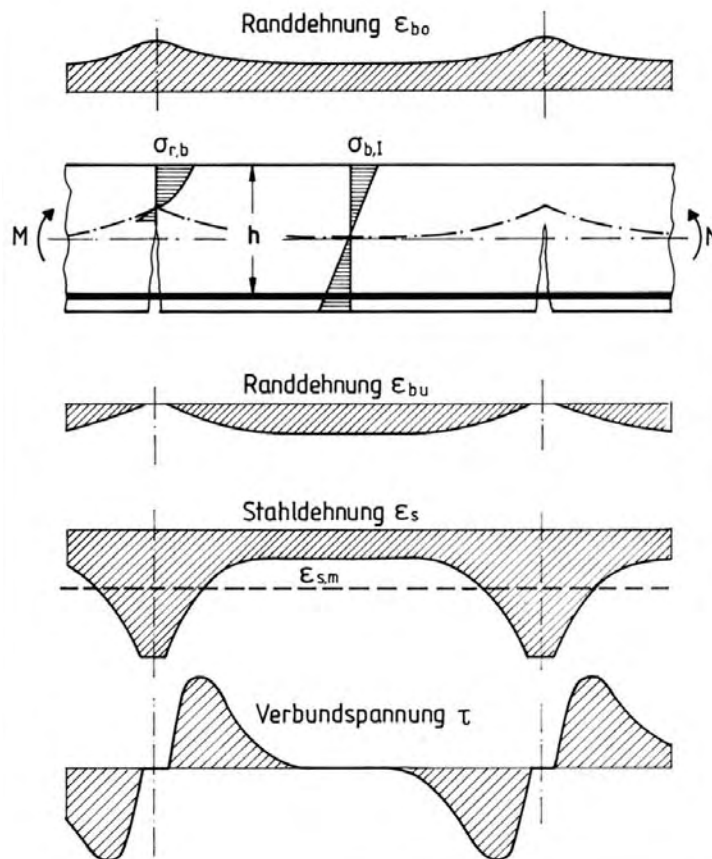


Bild 2-30: Verlauf von Dehnungen und Verbundspannungen nach der Rissbildung [Kre1]

Das Trag- und Verformungsverhalten eines einachsig auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteils wird üblicherweise über **Momenten-Krümmungsbeziehungen** charakterisiert. Eine Momenten-Krümmungslinie veranschaulicht den Zusammenhang zwischen dem auf einen Querschnitt einwirkenden Moment und der entstehenden Querschnittsverformung ausgedrückt durch die Krümmung κ (Bild 2-31). Dabei ergibt sich die Krümmung infolge der Durchbiegung $w(x)$:

$$\kappa = \frac{1}{r} \cong w'' \quad (2-11)$$

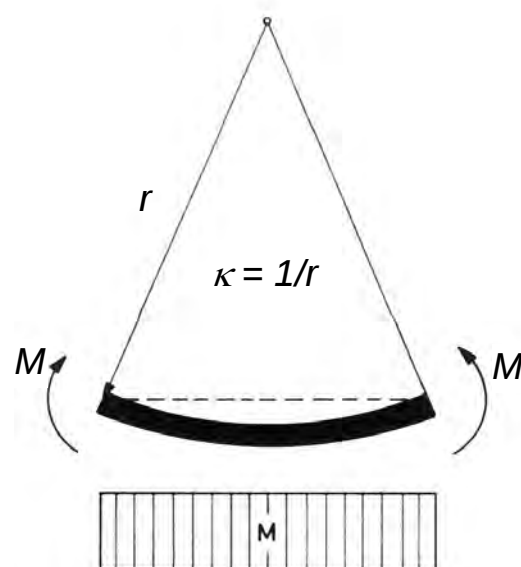


Bild 2-31: Biegekrümmung [Leo1]

Unter der Annahme der Bernoulli-Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte lässt sich die örtliche Krümmung auch durch die Dehnungen am oberen und unteren Querschnittsrand ermitteln. Sobald sich das biegebeanspruchte Bauteil nicht mehr im Zustand I befindet, wird als untere Randdehnung die Dehnung der Stahleinlagen angesetzt, so dass sich die Krümmung nach Gleichung 2-12 ergibt. Die Gesetzmäßigkeiten, die zu dieser Formel führen, werden durch Bild 2-32 erläutert.

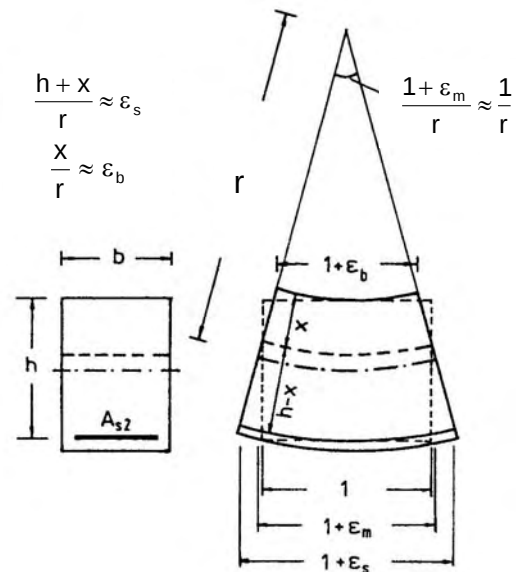


Bild 2-32: Dehnungsverläufe und Krümmung über den Querschnitt [Gra1]

$$\kappa = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_s}{h} \quad (2-12)$$

mit: κ : Krümmung

ε_b : Betondehnung am oberen Querschnittsrand (vgl. Bild 2-32)

ε_s : Stahldehnung der unteren Bewehrung (vgl. Bild 2-32)

h : statische Nutzhöhe

Entlang der Bauteilachse treten beim Vorhandensein von Primärrissen auch bei konstantem Moment große Unterschiede in der Krümmung auf. Wie in Bild 2-30 dargestellt, nehmen die Stahlspannungen mit wachsender Entfernung zum Primärriss ab, da sich der Beton durch die Einleitung der Verbundspannung zunehmend an der Aufnahme der Zugspannungen beteiligt. Aber auch die Betondruckstauchung reduziert sich zwischen den Rissen durch die Ausdehnung der Betondruckzone, so dass sich der Verlauf der Krümmung entlang der Bauteilachse girlandenförmig darstellt [Kre1]. Für die Darstellung von Momenten-Krümmungsbeziehungen wird daher üblicherweise eine mittlere Krümmung, die sich über mindestens einen Rissabstand erstreckt, herangezogen.

Abgesehen vom Beginn der Rissbildung, der maßgeblich von der Zugfestigkeit des Betons abhängt, beinhaltet die Momenten-Krümmungslinie das Zusammenwirken sämtlicher Kenngrößen des Stahlbetons wie die Streuung der Betonzugfestigkeit, den Bewehrungsgrad, das Verbundverhalten usw. in untrennbarer Weise. Sie wird deshalb auch als „verschmierte“ Schnittgrößen-Verformungsbeziehung bezeichnet [Kor1].

Da rechts und links eines Primärrisses Zugspannungen über Verbundkräfte in den Beton eingeleitet werden, beteiligt sich der Beton zwischen den Rissen an der

Aufnahme von Zugkräften. Die dadurch hervorgerufene Versteifung des Verformungsverhaltens bezogen auf den lediglich im Rissquerschnitt herrschenden nackten Zustand II wird als **Tension-Stiffening Effekt** bezeichnet [Kön2].

Durch die Gegenüberstellung der tatsächlichen Momenten-Krümmungslinie eines biegebeanspruchten Bauteils und der linear verlaufenden Momenten-Krümmungslinie des theoretischen Zustands II lässt sich der Tension-Stiffening Effekt deutlich machen. Bild 2-33 zeigt schematisch den Zusammenhang zwischen Biegemoment und der über die Risse hinweg gemessenen mittleren Krümmung κ_m .

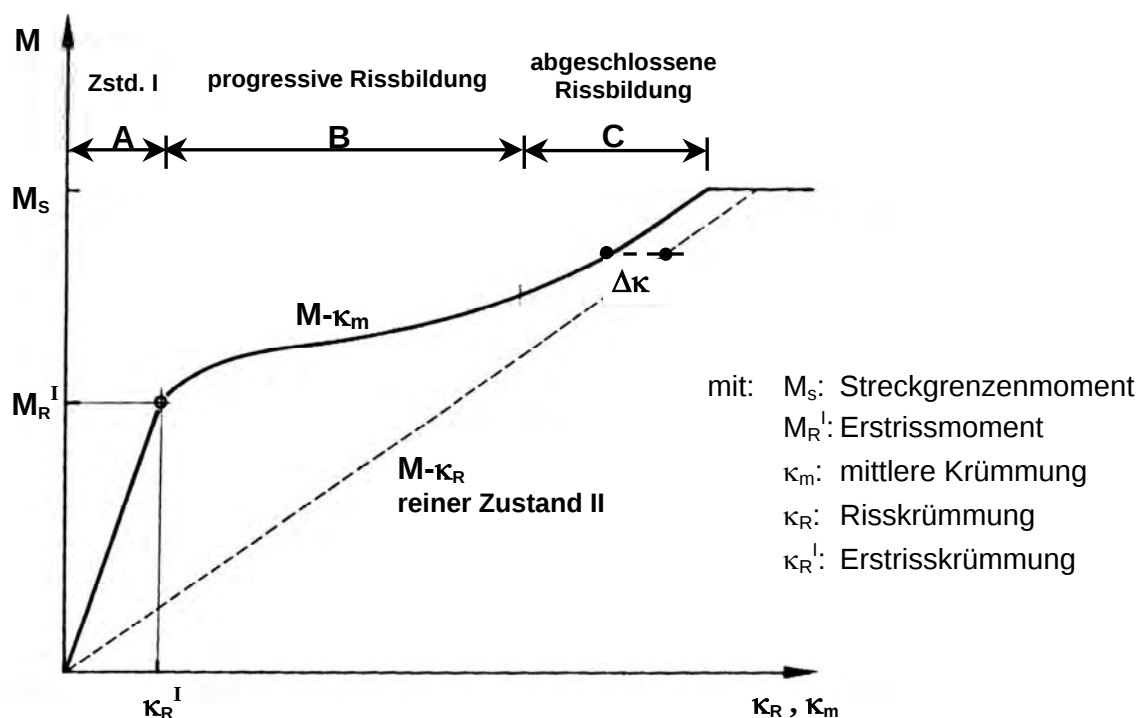


Bild 2-33: Momenten-Krümmungsbeziehung eines Stahlbetonbiegebalkens nach [Ros1]

Die Mitwirkung des Betons in der Zugzone äußert sich im Abstand $\Delta\kappa$ von der ermittelten Momenten-Krümmungslinie zur Momenten-Krümmungslinie eines Rissquerschnitts, der sich im reinen Zustand II befindet.

Der Verlauf der tatsächlichen Momenten-Krümmungslinie lässt sich in drei Bereiche einteilen. Bei geringen Belastungen verbleibt der Balken zunächst über seine gesamte Länge im Zustand I und es besteht ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung (Bereich A). Da die Biegesteifigkeit des Zustandes I wesentlich steifer ist als die des Zustandes II, entfernt sich die tatsächliche Momenten-Krümmungslinie in diesem Bereich von der des Zustandes II. Mit Eintreten des ersten Risses endet dieser lineare Zusammenhang, da

die Biegesteifigkeit stark abfällt. Bei weiterer Laststeigerung entstehen weitere Risse und die Krümmung steigt weiter überproportional zum Moment an, so dass sich die tatsächliche Momenten-Krümmungslinie der des Zustandes II annähert (Bereich B).

Im Bereich C ist die Rissbildung im Wesentlichen abgeschlossen, so dass sich bei Erreichen eines stabilisierten Rissbildes erneut ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung einstellt. Dabei verläuft die Momenten-Krümmungslinie in etwa parallel zu der des Zustandes II. Die verbleibende Differenz zwischen der tatsächlichen Momenten-Krümmungslinie und der des Zustandes II stellt den Anteil dar, um den sich der Beton auch im abgeschlossenen Rissbild zwischen den Rissen an der Aufnahme der Zugspannungen beteiligt.

Eine weitere Abnahme der Steifigkeit im Bereich C trotz Erreichen eines stabilen Rissbildes resultiert vor allem aus der lokalen Schädigung des Verbunds, die insbesondere an den Rissufern auftritt [Kön1]. Mit zunehmender Belastung nimmt die Steifigkeit des Bauteils somit weiter geringfügig ab und nähert sich der Steifigkeit des „nackten“ Zustandes II an. An diesen Bereich anschließend kommt der Bereich, an dem der Betonstahl seine Streckgrenze erreicht und der Fließbereich des Stahls einsetzt. Da das Biegetragverhalten oberhalb der Streckgrenze jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist, wird auf diesen Bereich nicht weiter eingegangen.

Neben der Darstellung der Momenten-Krümmungsbeziehung wird der Tension-Stiffening Effekt in der Literatur auch oft durch die Stahldehnung in der Zugzone ausgedrückt. Dabei wird die über die Bauteilachse gemittelte Stahldehnung im Rissquerschnitt gegenübergestellt. Aus der mittleren Stahldehnung lässt sich, wie in Bild 2-34 dargestellt, die mittlere Krümmung über den im Rissquerschnitt vorhandenen Abstand der Stahllage von der Dehnungsnulllinie z' ermitteln [Kre1].

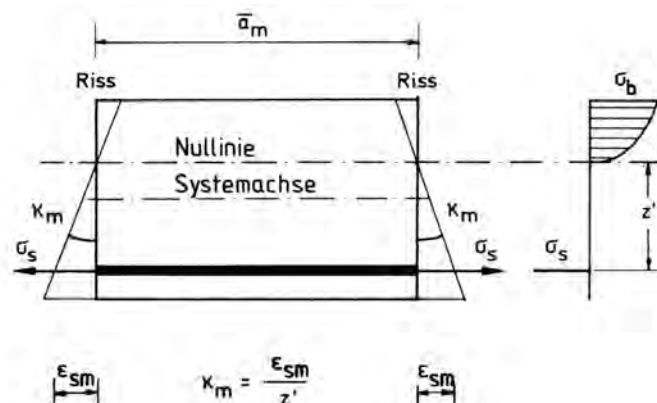


Bild 2-34: Zusammenhang zwischen mittlerer Stahldehnung und mittlerer Krümmung am Risselement [Kre1]

Das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen wurde bereits in einer Vielzahl von Forschungsarbeiten untersucht. Die Betonfestigkeit, das Verbundverhalten, der Bewehrungsgrad sowie die Höhe der Belastung stellen dabei die maßgeblichen Einflussfaktoren für den Tension-Stiffening Effekt dar [Sei1] (vgl. Bild 2-35).

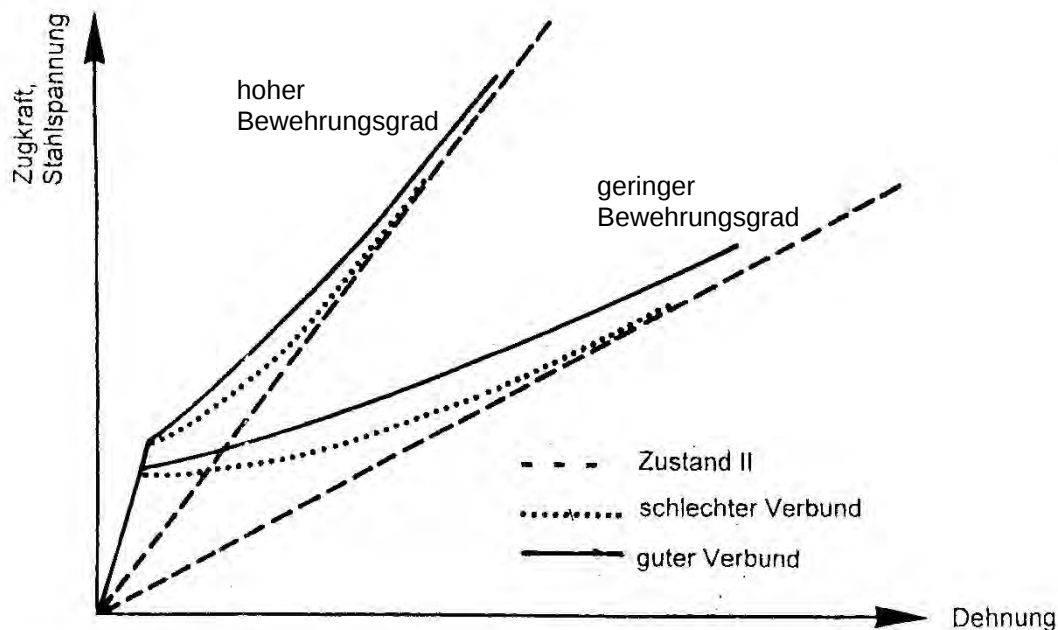


Bild 2-35: Zusammenhang zwischen mittlerer Stahldehnung und mittlerer Krümmung am Risselement nach [Ceb2]

Eine wirklichkeitsnahe Prognose des Verformungsverhaltens von gerissenen Stahlbetonkonstruktionen ist aufgrund des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen weder mit der Biegesteifigkeit des Zustand I noch auf Basis des reinen Zustand II möglich [Ros1]. Daher darf nach der neuen DIN 1045-1:2001-7 [N4] auf die Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen nur bei günstiger Auswirkung auf das Bemessungsergebnis verzichtet werden [Zil1]. Auf genaue Angaben zum Ansatz der Zugversteifung wird jedoch in der Norm verzichtet, da die Auswahl eines geeigneten Verfahrens in Abhängigkeit der jeweiligen Fragestellung zu treffen ist. Bezüglich der Darstellung der unterschiedlichen Verfahren zur Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird an dieser Stelle auf [Zil1] verwiesen. Im nachfolgenden Kapitel soll lediglich auf ein Computerprogramm zur Berücksichtigung des Tension-Stiffening Effektes näher eingegangen werden, das im weiteren Verlauf der Arbeit zur Einarbeitung schädigungsorientierter Gesetzmäßigkeiten verwendet wird.

2.3.2 Berechnungsmodell nach POLAK zur Erfassung des Tension-Stiffening Effekts

An der University of Waterloo (Kanada) wurde 1998 von POLAK et al. zu Forschungszwecken ein Programm zur Berechnung des Stahlbetontragverhaltens unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen entwickelt. Das Programm errechnet Momenten-Krümmungslinien von Stahlbetonbalken unter konstanter Biege- und Normalkraftbeanspruchung (vgl. [Pol1], [Pol2] und [Pol3]). Grundlage dieses Programms sind Modellformulierungen für

den Beton im ungerissenen und gerissenen Zustand, für das Verbundmodell sowie für die Methode zur Vorherbestimmung des Rissabstandes.

Der Querschnitt eines Stahlbetonbalkens wird im Rahmen der Programmberechnungen in eine endliche Zahl von horizontalen „layer“-Elementen unterteilt. Bild 2-36 zeigt die prinzipielle Funktionsweise des Programms, die im Wesentlichen darauf beruht, dass iterativ ein Dehnungszustand gesucht wird, dessen inneres Moment und innere Normalkraft mit den äußeren Lasten im Gleichgewicht stehen. Aus diesem Dehnungszustand wird anschließend die Krümmung des Querschnitts errechnet und der jeweiligen Beanspruchung zugeordnet. Ist der Dehnungszustand, der zu einem Momenten- und Kräftegleichgewicht führt, ermittelt worden, wird das äußere Moment um einen zu definierenden Betrag erhöht und erneut der zugehörige Dehnungszustand errechnet. Als Grundvoraussetzung wird über den Querschnitt ein linearer Dehnungsverlauf angesetzt.

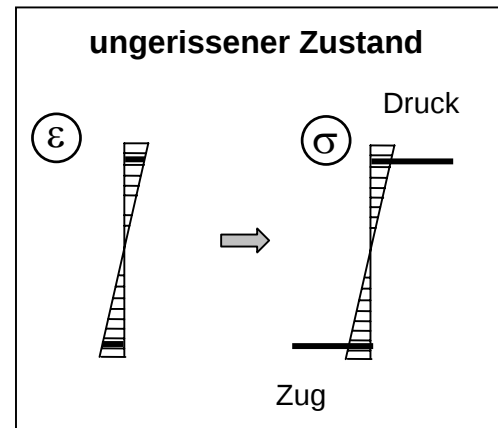


Bild 2-36: Prinzipielle Funktionsweise des Programms nach POLAK [Pol3]

Im Druckbereich werden die Dehnungen unter Verwendung eines nichtlinearen Zusammenhangs auf Spannungen umgerechnet, wobei das Modell von COLLINS und PORASZ [Col1] angewendet wird:

$$f_c = \frac{-f'_c \left(\frac{n\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{nk}} \quad (2-13)$$

$$n = 0,8 + \frac{f'_c}{17} \quad (2-14)$$

$$k = 1 \quad \text{für } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2-15)$$

$$k = 0,67 + \frac{f'_c}{62} \quad \text{für } \varepsilon_c > \varepsilon_0 \quad (2-16)$$

mit: ε_c : Betondehnung
 ε_0 : Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit
 f_c : Druckspannung
 f'_c : Druckfestigkeit
 n, k : Konstanten

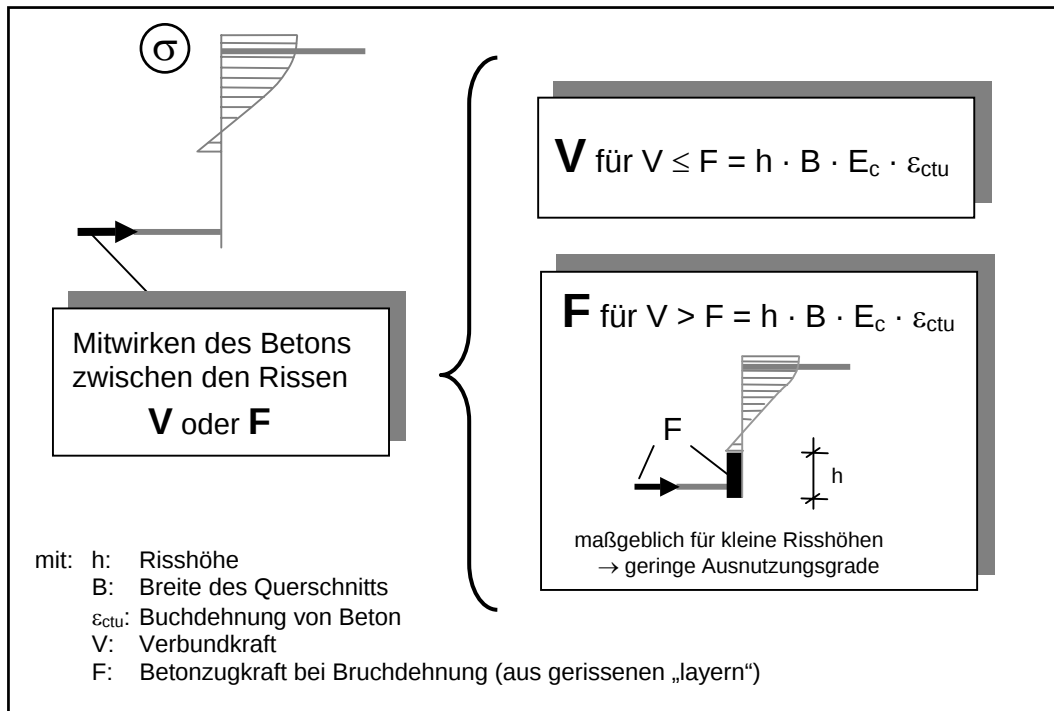


Bild 2-39: Berücksichtigung der versteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach POLAK et al., nach [Pol1] und [Pol3]

Das in Bild 2-39 dargestellte Schaubild zeigt den Kraftvergleich, der vorgenommen wird, um das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Dabei erreicht die Kraft aus den Bruchdehnungen (vgl. Bild 2-39, F) der gerissenen „layer“ jedoch verhältnismäßig schnell den Betrag der aufnehmbaren Verbundkraft (vgl. Bild 2-39, V), so dass die Kraft aus den gerissenen „layern“ nur bei geringen Risshöhen bzw. bei einem geringen Ausnutzungsgrad des Querschnitts maßgeblich für die Berücksichtigung des Tension-Stiffening Effektes wird.

Zur Bestimmung der Verbundkräfte ist der Abstand zwischen zwei Rissen eine entscheidende Größe, da die Verbundkräfte nur auf maximal der halben Länge zwischen zwei Rissen eingeleitet werden können (vgl. Abschnitt 2.3.1). Während das Programm bislang lediglich mit einer Querschnittsbetrachtung auskam, wird zur Ermittlung des Abstands zwischen den Rissen das Stahlbetonbauteil entlang seiner Längsachse betrachtet. Dabei wird der mittlere Abstand zwischen den Rissen in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades bzw. der Druckzonenhöhe des gerissenen Querschnitts errechnet. Als Eingangswert ist für diese Berechnung der mittlere Rissabstand bei Eintreten des Stahlfließens erforderlich. Aus Versuchen wurde von Polak et al. [Pol1] der in Gleichung 2-17 angegebene Zusammenhang für den mittleren Abstand zwischen den Rissen abgeleitet:

$$cs = cs_y \cdot \left(1 + \frac{c}{H}\right)^2 \quad (2-17)$$

mit: cs : vorhandener mittlerer Rissabstand
 cs_y : mittlerer Rissabstand zum Zeitpunkt des Stahlfließens
 c : Druckzonenhöhe
 H : Höhe des Bauteils

Der angenommene Verlauf des Schlupfes zwischen zwei Rissen entlang der Längsachse, der zur Ermittlung der Verbundkräfte erforderlich ist, ist in Bild 2-40 dargestellt. Er wird ausgehend von dem maximalen Schlupf am Rissufer zwischen den Rissen linear angenommen.

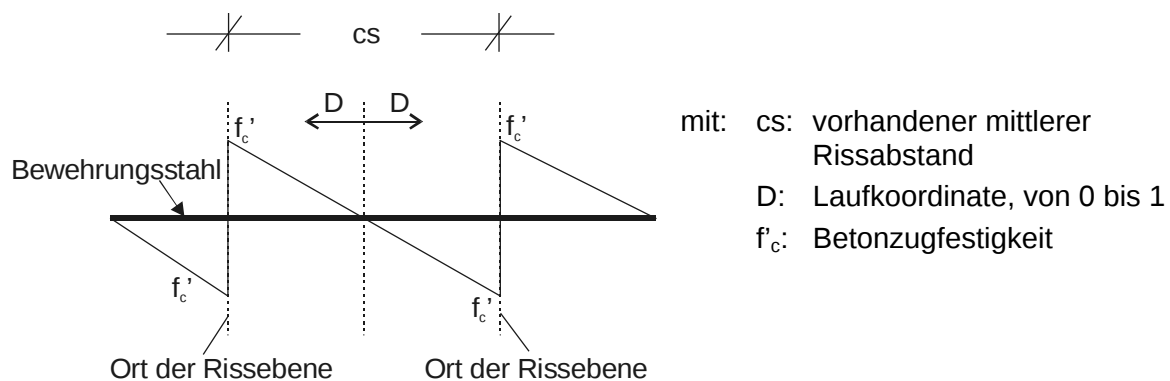


Bild 2-40: Schlupfverlauf zwischen den Rissen nach [Pol1]

Der maximale Schlupf errechnet sich aus der Differenz der vorhandenen Stahldehnung und der Bruchdehnung des Betons. In Abhängigkeit vom Abstand zum Riss wird der lokale Schlupf entlang der Längsachse des Stahls mit der Gleichung 2-18 berechnet, wobei ein linearer Verlauf des Schlupfes angenommen wird.

$$s(D) = (\varepsilon_s - \varepsilon_{ctu}) \cdot D \quad \text{für } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{ctu} \quad (2-18)$$

mit: s : Schlupf
 D : Laufkoordinate, von 0 bis 1 (siehe Bild 2-40)
 ε_s : Stahldehnung
 ε_{ctu} : Bruchdehnung von Beton

Das verwendete Verbundmodell geht davon aus, dass sich mit zunehmendem Schlupf die Auflagerfläche der Stahlrippen auf die Betonkonsolen, in die die Verbundkräfte eingeleitet werden, verringert (vgl. Bild 2-41). Dabei wird die Verringerung der Auflagerfläche zum einen durch den Schlupf und zum anderen durch die aufgrund der Stahldehnung auftretende Verringerung des Stabdurchmessers (Poisson Effekte) hervorgerufen. Mit dem Verringern der Auflagerfläche

geht die Verringerung der maximal übertragbaren Verbundkraft einher. Durch Aufsummieren der einzelnen Verbundkräfte, die in Abhängigkeit des lokalen Schlupfes von den Stahlrippen entlang des Bewehrungsstahl an den Beton übertragen werden, lässt sich die Gesamtverbundkraft errechnen.

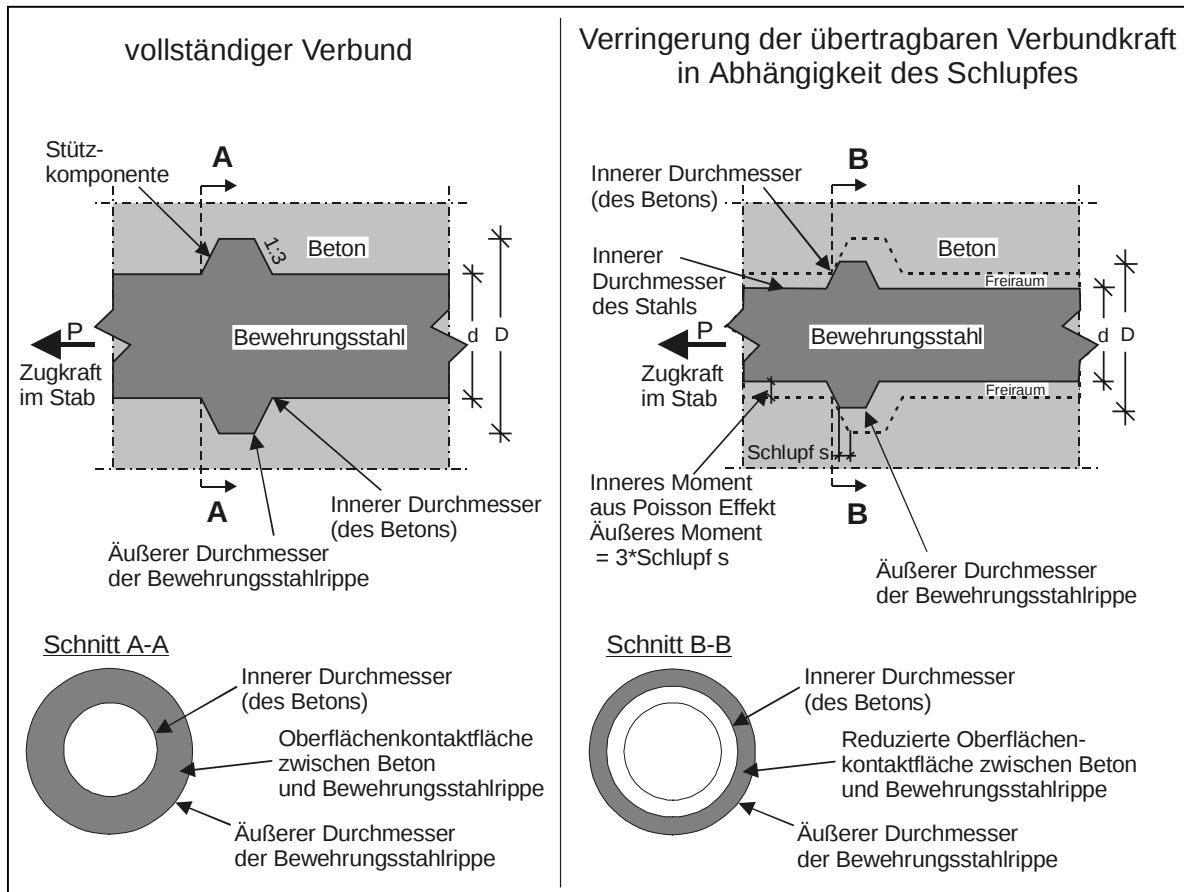
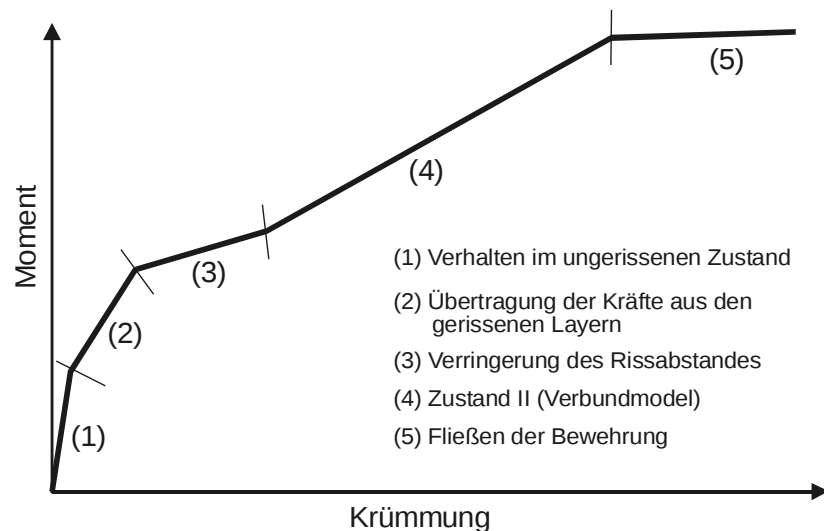


Bild 2-41: In das Programm von POLAK et al. implementiertes Verbundmodell nach [Pol1]

Zusammenfassend ist in Bild 2-42 eine Momenten-Krümmungslinie dargestellt, die in Abhängigkeit der unterschiedlichen von POLAK et al. verwendeten Modelvorstellungen eingeteilt wurde.

Im Bereich (1) ist der Balken im ungerissenen Zustand dargestellt. In dem daran anschließenden Bereich (2) sind die untersten „layer“ bereits gerissen, wobei das Mitwirken dieser gerissenen „layer“ zwischen den Rissen über die Kraft, die sich aus den Bruchdehnungen ergibt, ermittelt wird (vgl. Bild 2-37). Im Bereich (3) wird die Verbundkraft für das Berücksichtigen des Tension-Stiffening Effekts maßgebend, wobei sich im Wesentlichen in diesem Bereich das Rissbild ausbildet, so dass die Biegesteifigkeit im Bereich (3) wesentlich abfällt. Mit Erreichen des weitestgehend abgeschlossenen Rissbildes tritt der Zustand II bzw. der Bereich (4) ein, der wiederum zu einem Anstieg der Biegesteifigkeit des Stahlbetonbauteils führt. Abschließend wird mit dem Bereich (5) das Stahlfließen erreicht, so dass die Biegesteifigkeit erheblich abfällt.

Bild 2-42: Momenten-Krümmungslinie nach dem Modell von POLAK et. al [Pol1]



2.3.3 Zusammenfassung

In Stahlbetonkonstruktionen werden üblicherweise bei biegebeanspruchten Bauteilen die Druckkräfte vom Beton und die Zugkräfte vom Stahl aufgenommen. Ein Zusammenwirken der beiden Materialien wird über Verbundkräfte ermöglicht, die eine Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton zulassen.

Auf beiden Seiten eines Primärrisses leitet der Stahl über Verbundspannungen auf einer relativ kurzen Strecke Zugkräfte in den Beton ein. Wird die Zugfestigkeit des Betons erneut überschritten, entsteht ein weiterer Primärriss. Die Primärrissbildung ist abgeschlossen, wenn der Abstand zwischen den Rissen so klein ist, dass durch die eingeleiteten Verbundkräfte die Zugfestigkeit des Betons nicht mehr erreicht wird. Über den gesamten Stab existieren Dehnungsunterschiede zwischen Stahl und Beton.

Das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen ruft eine Versteifung des Verformungsverhaltens hervor. Dieser Effekt wird als Tension-Stiffening Effekt bezeichnet. Das Trag- und Verformungsverhalten eines einachsig auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteils wird üblicherweise über Momenten-Krümmungsbeziehungen charakterisiert. Die versteifende Wirkung des Tension-Stiffening Effektes zeigt sich dabei als Krümmungsdifferenz zum theoretischen Zustand II.

An der University of Waterloo (Kanada) ist 1998 ein computergestütztes Berechnungsmodell zur Erfassung des Tension-Stiffening Effektes entwickelt worden. Dieses Programm unterteilt den Querschnitt eines biege- und normalkraftbeanspruchten Bauteils in mehrere horizontale „layer“ und errechnet aus dieser Betrachtung die Momenten-Krümmungslinien und daraus abgeleitet, den Tension-Stiffening Effekt. Dabei stellt der Verbund zwischen Stahl und Beton für das Programm den maßgeblichen Parameter für das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen und damit für die Größe des Tension-Stiffening Effekts dar.

3. Einfluss der Frostschädigung auf Betoneigenschaften

Mit dem Ziel der vorliegenden Arbeit, die frostinduzierte Veränderung des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen zu quantifizieren, werden zunächst die Veränderungen ausgewählter Betoneigenschaften untersucht. Dabei wird der Einfluss der inneren Frostschädigung auf mechanische Kenngrößen des Betons wie Druck- und Biegezugfestigkeit sowie auf den statischen E-Modul untersucht. Darüber hinaus wird durch Diffusionsversuche sowie durch Messungen mittels Quecksilber-Druck-Porosimetrie der Einfluss der inneren Gefügeschädigung auf die Porosität bzw. auf die Transportmechanismen durch den Beton erfasst.

3.1 Konzeption der Versuche

Wie in Abschnitt 2.1.2 beschrieben, ist es mit dem CIF-Verfahren möglich, die innere Schädigung infolge der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung über die Zunahme der Ultraschalllaufzeit durch den Beton und damit über den relativen Abfall des dynamischen E-Moduls zu quantifizieren. Um diese Schädigung jedoch in Stoffgesetze zu fassen, muss die Veränderung des dynamischen E-Moduls den Veränderungen der Betonkenngrößen gegenübergestellt werden (vgl. [Loh1] und [Pet1]).

Die im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchenden Betoneigenschaften sind prinzipiell in zwei unterschiedliche Bereiche einzuteilen. Zum einen werden die Auswirkungen auf die für den Tragwerksentwurf relevanten mechanischen Kenngrößen untersucht. Hierfür wird die innere Schädigung den Änderungen der Druckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und des statischen E-Moduls gegenübergestellt. Zum anderen wird der Einfluss der inneren Gefügeschädigung auf die Porosität bzw. auf die Transportmechanismen durch den Beton untersucht. Diese Erkenntnisse werden aus Diffusionsversuchen gewonnen.

Die innere Schädigung infolge einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung schreitet ausgehend von der befrosten wasserseitigen Oberfläche ins Betoninnere vor, weshalb die Gefügeschädigung über den Querschnitt ungleichmäßig verteilt ist. Für eine Gegenüberstellung der inneren Schädigung und der genannten Betonkennwerte ist es daher notwendig, die Verteilung der inneren Schädigung über den gesamten Probekörper aufzunehmen. Aus diesem Grund wurden die Probekörper in unterschiedlichen Bereichen durchschallt. Dies geschah ergänzend zum CIF-Verfahren, bei dem die Probekörper nur in einer definierten Entfernung (35 mm) von der befrosten Prüffläche durchschallt werden. Die über die Höhe unterschiedlichen Schädigungsgrade sollen durch Messungen des Gesamtporen-

volumens und der Porenradienverteilung mittels Quecksilber-Druck-Porosimetrie präzisiert werden.

Um die Veränderung der Baustoffkenngrößen bezogen auf unbefrosthete Referenzwerte der inneren Schädigung gegenüberstellen zu können, muss aus den relevanten Durchschallungsebenen eine äquivalente Schädigung für den jeweiligen Kennwert bzw. das spezifische Versagen definiert werden. Aus diesem Grund wurde beispielsweise die Veränderung der Biegezugfestigkeit der inneren Gefügeschädigung ausschließlich aus dem Biegezugbereich gegenübergestellt. Genauere Erläuterungen zu der Ermittlung der äquivalenten Schädigung für die unterschiedlichen Kenngrößen sind den jeweiligen Abschnitten zu entnehmen.

Die Probekörper wurden zunächst bis zu einer definierten inneren Schädigung mit kontinuierlich abgestuften Schädigungsgraden den Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Anschließend wurden die an diesen Probekörpern ermittelten Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen unbefrostheter Referenzproben verglichen. Aus der Gegenüberstellung der relativen Veränderung – bezogen auf unbefrosthete Referenzproben – zu dem relativen Abfall des dynamischen E-Moduls sind die schädigungsbedingten Änderungen der maßgebenden Größen zu quantifizieren.

Die Referenzproben lagerten bis zur Prüfung in einem 5 mm hohen Wasserbad. Damit wurden, abgesehen von der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung, die gleichen Randbedingungen wie für die befrostheten Probekörper geschaffen.

Durch das Durchschallen der Probekörper in unterschiedlichen Höhenlagen konnte neben der Verteilung der inneren Schädigung über die Probekörperhöhe auch das Eindringen der inneren Schädigungsfront von der befrostheten Prüffläche ins Probeninnere erfasst werden.

Die Messung des dynamischen E-Moduls ist eine zerstörungsfreie Messung. Die genannten Prüfungen zur Ermittlung der Betonkenngrößen sind dagegen zerstörende Prüfungen, so dass die Gegenüberstellung nur einmal je Probe erfolgen kann. Durch das Messen der Baustoffkennwerte bei unterschiedlichen Schädigungszuständen lässt sich ein Zusammenhang der jeweiligen Kenngröße zu der inneren Schädigung (bzw. Veränderung der Schalllaufzeit) quantifizieren. Bild 3-1 gibt einen Überblick über das durchgeführte Versuchsprogramm. Eine genauere Beschreibung der Versuchsaufbauten und -durchführungen ist den Abschnitten 3.3 bis 3.6 zu entnehmen.

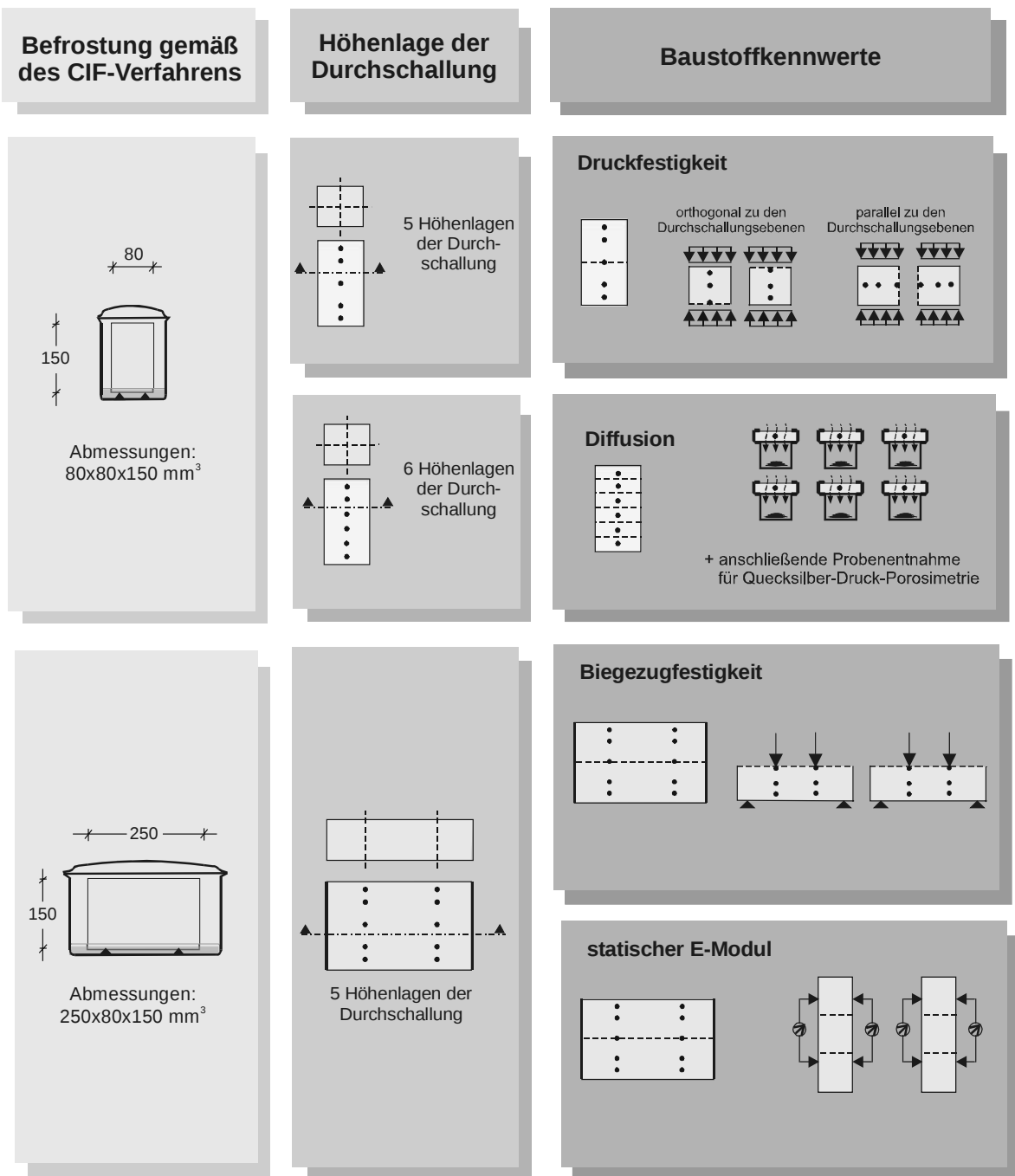


Bild 3-1: Übersicht über das durchgeführte Versuchsprogramm

Die Versuche wurden mit der in Tabelle 3-1 angegebenen Betonzusammensetzung A1 durchgeführt. Um eine mögliche Übertragbarkeit der erzielten Ergebnisse auch auf weitere Betonrezepturen unter Beweis zu stellen, werden zu den mechanischen Kenngrößen Versuche mit einer zweiten Betonrezeptur B durchgeführt, die ebenfalls Tabelle 3-1 zu entnehmen ist.

Zusammensetzung		Rezeptur A1	Rezeptur B
CEM I 32,5 R	kg/m ³	340	250
Steinkohlenflugasche	kg/m ³	-	82
Wasser	kg/m ³	204	190
Gesteinskörnung	kg/m ³	1766 (A/B 8)	2818 (A/B 16)
Sollrohdichte	kg/m ³	2310	2340
Kenngrößen			
w/z-Wert:	-	0,6	0,7
Konsistenz:	-	F3	F3
Luftporengehalt:	Vol.-%	ca. 1,5	ca. 1,5

Tabelle 3-1: Betonzusammensetzungen

Die gewählten Geometrien der Probekörper orientieren sich nicht an den Vorgaben des CIF-Verfahrens. Die Probekörperabmessungen wurden jedoch so gewählt, dass die von AUBERG [Aub1] angegebenen frequenzabhängigen Mindestmaße für die zu durchschallende Probekörperachse eingehalten wurden. Die orthogonal zur Durchschallungsachse verlaufende Probekörperabmessung sollte dabei größer als die Wellenlänge des Ultraschallsignals sein. Dies ist mit einer Kantenlänge von 80 mm eingehalten. Des Weiteren müssen die Probekörperabmessungen an das verwendete Größtkorn angepasst werden, damit die Annahme der Homogenität des Betons möglich ist. Der aus anderen Betonprüfungen bekannte Richtwert von ca. 4 bis 5 mal dem Größtkorn für die kleinste Probekörperabmessung, der bei einem verwendeten Größtkorn von 8 mm bzw. 16 mm eingehalten ist, kann nach AUBERG [Aub1] auch für die Ultraschallprüfung angesetzt werden.

Mit der Probekörperhöhe von 150 mm wurden die maximalen Abmessungen der Frosttruhe ausgenutzt, damit das Eindringen der Schädigungsfront möglichst weit in den Beton verfolgt werden konnte.

Damit die Ultraschallwellen auch möglichst genau in der Höhenlage der Prüfköpfe durch den Probekörper laufen, wird die Vorlaufstrecke des Ankopplungsmediums (demineralisiertes Wasser), auf ca. 2 mm herabgesetzt. Auf diese Weise wird die Streuung der Schallwellen im Ankopplungsmedium reduziert.

3.2 Eindringen der Schädigungsfront in den Beton

Bild 3-2 zeigt den Verlauf des relativen dynamischen E-Moduls in unterschiedlichen Höhenlagen des Probekörpers ausgehend von der befrosten Prüffläche in Abhängigkeit der Frost-Tau-Zyklen. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Höhenlagen nacheinander von der Front der inneren Schädigung erfasst werden.

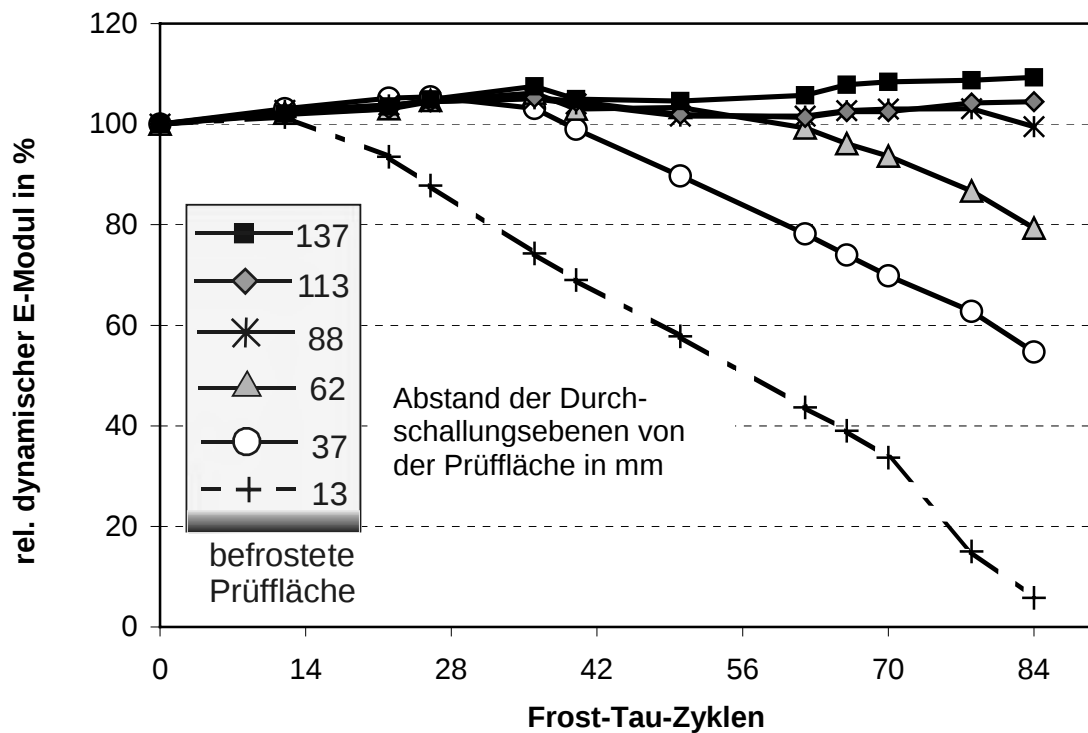


Bild 3-2: Verlauf des relativen dynamischen E-Moduls in den unterschiedlichen Höhenlagen in Abhängigkeit der Frost-Tau-Zyklen

Bei genauerer Betrachtung dieses Schädigungsspektrums fällt auf, dass sich ein nichtlineares Schädigungsprofil von der befrosten Oberfläche einstellt. In Bild 3-3 sind beispielhaft die Schädigungsverläufe nach 42, 70 und 84 Frost-Tau-Zyklen in den frostbeeinflussten Bereichen abgebildet. Vor allem für hohen Schädigungsgrade zeigte sich ein zunehmend nichtlineares Schädigungsspektrum.

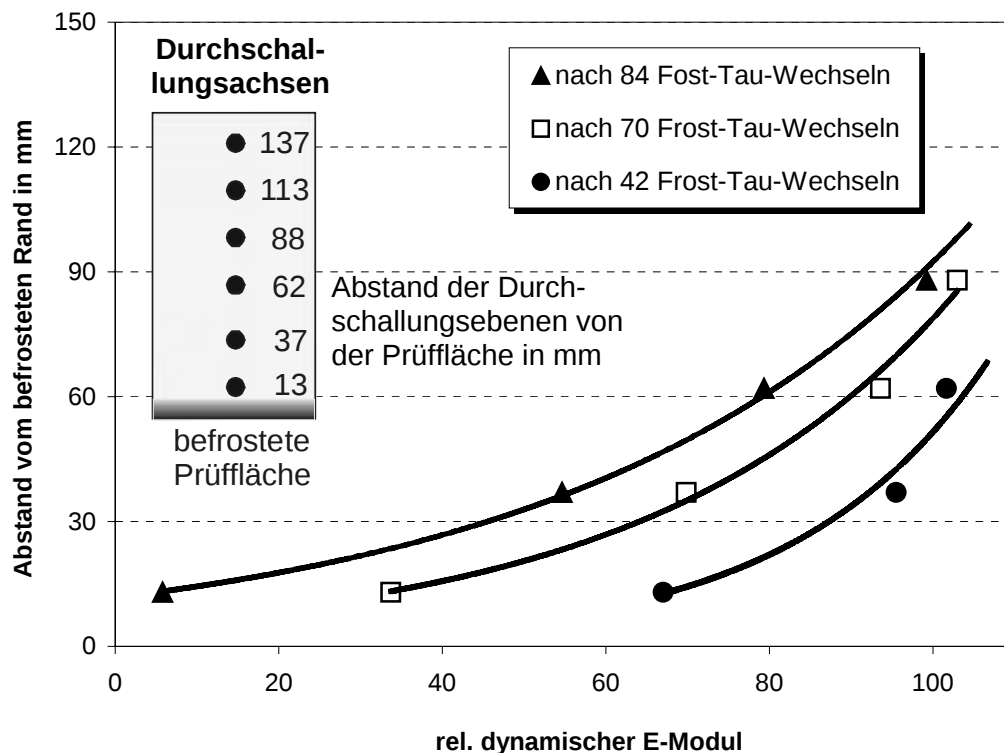


Bild 3-3: Schädigungsverlauf bei unterschiedlicher Anzahl von Frost-Tau-Wechseln

Weiterhin zeigte sich, dass die oberen Teilkörper (vgl. Bild 3-2) weitgehend ungeschädigt blieben, weshalb sie für die nachfolgende Auswertung nicht weiter betrachtet werden.

Ergänzend zu den Ultraschallmessungen wurde das Schädigungsspektrum auch durch Untersuchungen mittels Quecksilber-Druck-Porosimetrie erfasst. Dabei wurden die frostinduzierten Veränderungen des Gesamtporenvolumens sowie der Porenradienverteilung quantifiziert. Es zeigte sich, dass die aus den geschädigten Bereichen entnommenen Proben im Porenradienbereich zwischen 1.000 nm und 60.000 nm ein wesentlich größeres Porenvolumen aufweisen (vgl. Bild 3-4) als die Messungen der ungeschädigten Proben. Dieser Effekt ist durch die Mikrorisse im Zementsteingefüge erklärbar, die infolge der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung hervorgerufen werden. Auffällig ist zudem, dass bei einem Abfall des relativen dynamischen E-Moduls von 100% (Bereiche f, e und d) auf 50% (Bereich b) das Porenvolumen auf nahezu das 3-fache steigt, während bei weiterem Abfallen des relativen dynamischen E-Moduls auf 5% (Bereich a) die Zunahme des Porenvolumens marginal ist.

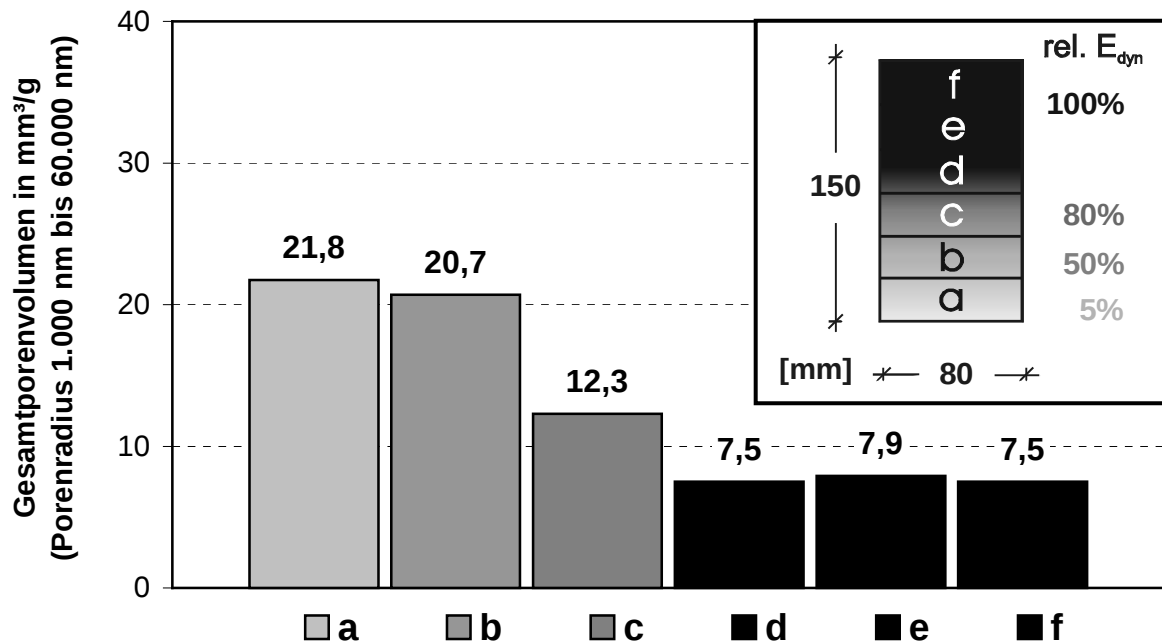


Bild 3-4: Gesamtporenvolumen des Porenradiusbereiches zwischen 1.000 nm und 60.000 nm für Teilproben mit unterschiedlichen Schädigungen

Die analoge Auswertung des Porenvolumens des Porenradiusbereiches zwischen 4 nm und 1.000 nm hat demgegenüber keinen Unterschied zwischen geschädigten und ungeschädigten Proben erkennen lassen.

In Bild 3-5 sind die aus der Quecksilber-Druck-Porosimetrie gewonnenen Porenradiusverteilungen einer unbefrostenen und einer aus dem stark geschädigten Bereich eines befrosten Betonkörpers entnommenen Probe gegenübergestellt.

Es ist zu erkennen, dass die genannte Vergrößerung des Gesamtporenvolumens sich einerseits durch ein kontinuierlich erhöhtes Porenvolumen in dem Bereich zwischen 1.000 nm und 60.000 nm bemerkbar macht, andererseits zeigten sich in allen geschädigten Proben ausgeprägte Peaks, insbesondere bei ca. 4.000 nm. Da diese Peaks bei unbefrosten Proben nicht zu beobachten sind, lassen sie auf die durch die Frostbeanspruchung hervorgerufenen Mikrorisse in der Zementsteinmatrix schließen. Im kleineren Porenradiusbereich unter 1.000 nm verlaufen die Kurven sehr ähnlich, so dass die Gefügeschädigungen in diesem Bereich keinen nennenswerten Einfluss zeigen.

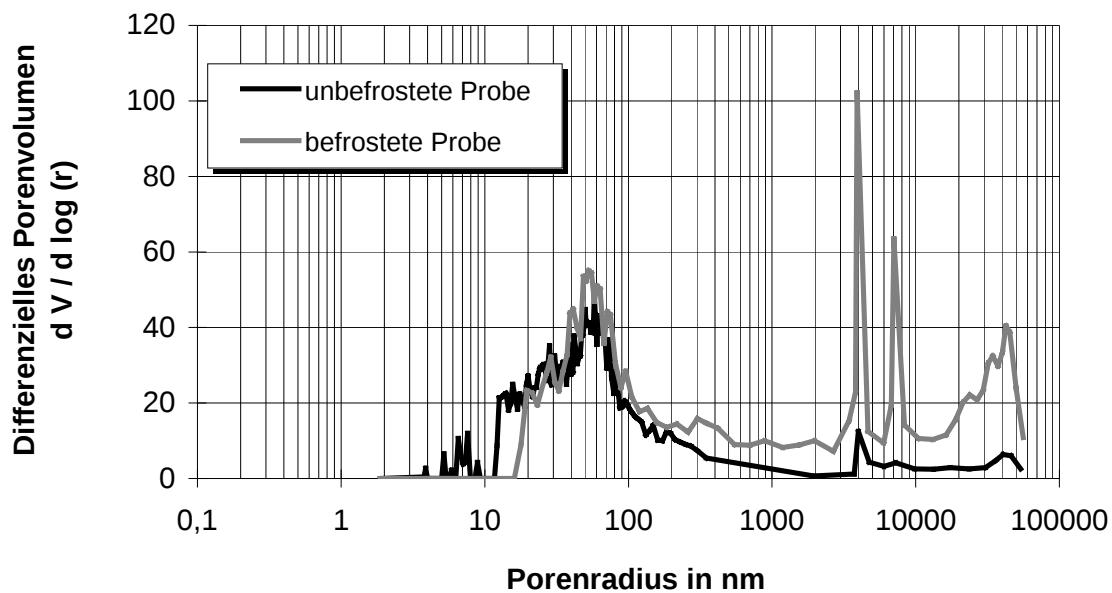


Bild 3-5: Gegenüberstellung der Porenradienverteilung einer unbefrostenen und einer befrosten, stark geschädigten Probe (rel. dynamischer E-Modul = 5%)

3.3 Diffusionswiderstand

3.3.1 Versuchsaufbau

Bei den Versuchen zum Diffusionswiderstand wird die innere Schädigung der Veränderung der Wasserdampfdiffusion durch den Beton gegenübergestellt. Für die Untersuchung werden die Proben nach der Befrostung über die Höhe in sechs gleich große Teilkörper zerlegt. Die Veränderung des relativen dynamischen E-Moduls wurde zuvor in den Mittelachsen dieser Einzelkörper ermittelt (vgl. Bild 3-6). Dabei kann die Veränderung des relativen dynamischen E-Moduls jedes Einzelkörpers direkt der Veränderung der Diffusionskennzahl zugeordnet werden. Zur Ermittlung der Veränderung der Diffusionskennzahl werden nur die entsprechenden Teilkörper der unbefrostenen Referenzproben herangezogen, um örtliche Einflüsse innerhalb des Probekörpers, wie die über den Probekörper unterschiedlich ablaufende Hydratation oder die örtlich differierende Verdichtung auszuschalten.

Nach der Befrostung und dem Zerlegen des Probekörpers lagerten die Teilkörper bei 23°C und einer relativen Luftfeuchte von 50% bis zum Erreichen der Gewichtskonstanz. Dann wurden sie auf ein mit Silikagel gefülltes Glas gelegt und luftdicht mit Silikon abgedichtet (vgl. Bild 3-7), wobei die Proben weiterhin in dem definierten Raumklima lagerten. Die Seiten der Probekörper wurden mit Parafin versiegelt. Dadurch konnte die Feuchte nur von der Oberseite aus durch die Probe diffundieren. Die so eindringende Feuchte wurde über die Gewichtsänderung auf 1 mg genau gemessen.

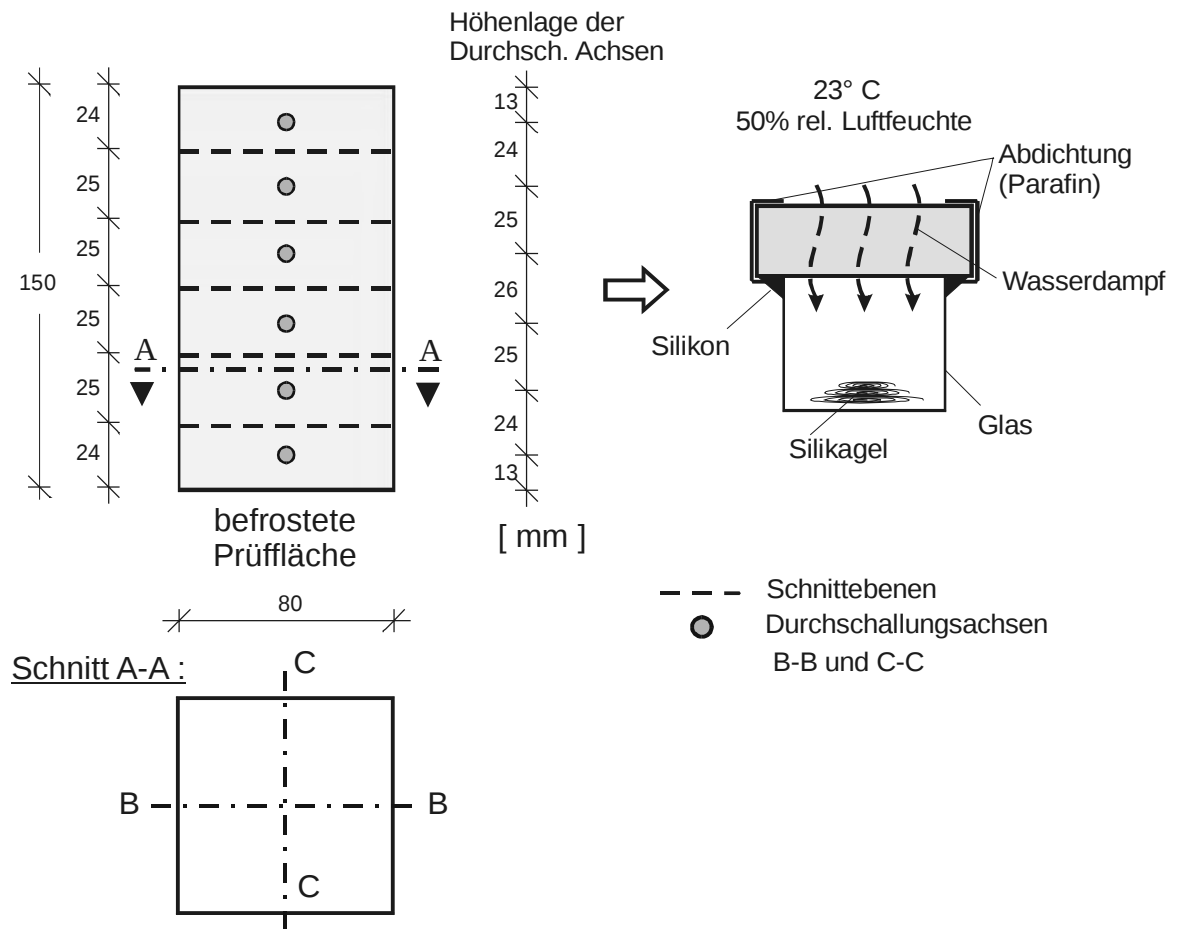


Bild 3-6: Probekörperabmessungen mit Angabe der Durchschallungsachsen und eine Systemskizze des Versuchsaufbaus

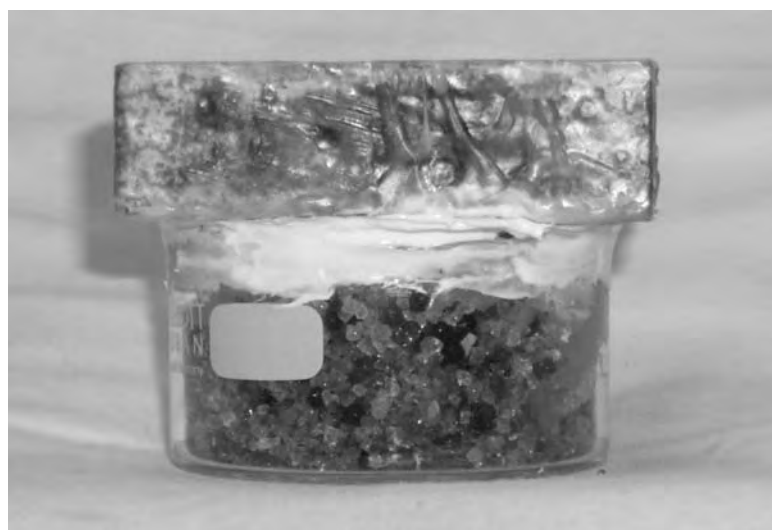


Bild 3-7: Darstellung des Diffusionsversuchs

3.3.2 Versuchsergebnisse

Die Veränderungen des Diffusionswiderstandes infolge der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung sind in Bild 3-8 dargestellt. Es zeigt sich, dass sehr große Schwankungen auftreten, solange der relative dynamische E-Modul noch keine innere Schädigung erkennen lässt. Tritt hingegen ein Abfall des relativen dynamischen E-Moduls ein, so ist auch immer ein Abfall des Diffusionswiderstandes zu erkennen, umgekehrt lässt sich dies jedoch nicht behaupten. Diese Tatsache lässt darauf schließen, dass der Diffusionswiderstand sensibler auf die innere Schädigung reagiert als der relative dynamische E-Modul. Dies ist deshalb bemerkenswert, da ein erheblicher frostinduzierter Anstieg des Stofftransportes durch den Beton stattfinden könnte, obwohl der relative dynamische E-Modul noch keine innere Schädigung anzeigt.

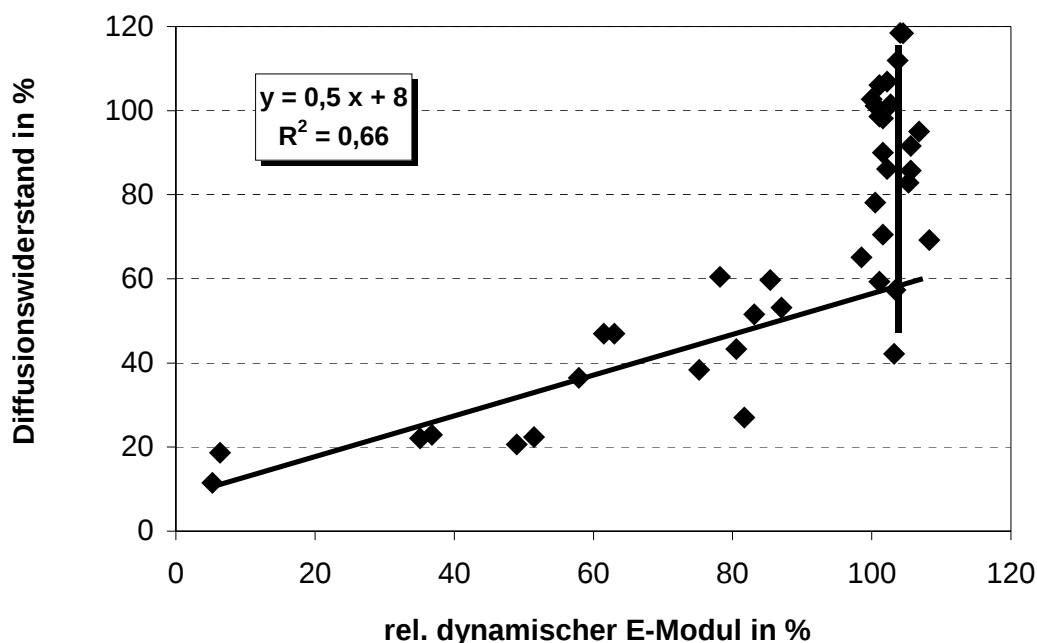


Bild 3-8: Gegenüberstellung Diffusionswiderstand – relativer dynamischer E-Modul

3.4 Druckfestigkeit

3.4.1 Versuchsaufbau

Nach dem Aufbringen der inneren Schädigung werden die Probekörper in Probenmitte parallel zur Grundfläche geteilt. Während der Befrostung wurde der Abfall des dynamischen E-Moduls in fünf unterschiedlichen Ebenen parallel zur Grundfläche (Prüffläche) gemessen (vgl. Bild 3-9). Die Druckfestigkeitsprüfungen wurden in zwei Prüfrichtungen durchgeführt; parallel und orthogonal zu den Durchschallungsebenen bzw. zur befrosten Prüffläche. Abhängig von der Prüf-

richtung wurden die äquivalenten Schädigungen unterschiedlich festgelegt. Für die Druckprüfung parallel zu den Durchschallungsebenen wurde die innere Schädigung gemittelt und als äquivalente Schädigung herangezogen. Um Spannungsspitzen auf der Druckprüffläche aufgrund von Unebenheiten infolge der im Rahmen der Befrostung aufgetragenen Epoxidharzabdichtung zu vermeiden, werden die Prüfflächen vor der Druckprüfung abgeglichen.

Im Falle der Druckprüfungen orthogonal zu den Durchschallungsebenen wurde die größte Schädigung im Randbereich als äquivalente Schädigung verwendet, wobei die Querdehnungsbehinderung an den Prüfflächen aufgehoben wurde, um ein Versagen in diesem Bereich zu ermöglichen. Zu diesem Zweck wurden die Druckprüfflächen der Proben mit Parafin beschichtet. Dabei wurde das Parafin äußerst dünn auf die Prüfflächen aufgebracht, um eine über die Fläche gleichmäßige Lasteinleitung sicherzustellen (vgl. Bild 3-10).

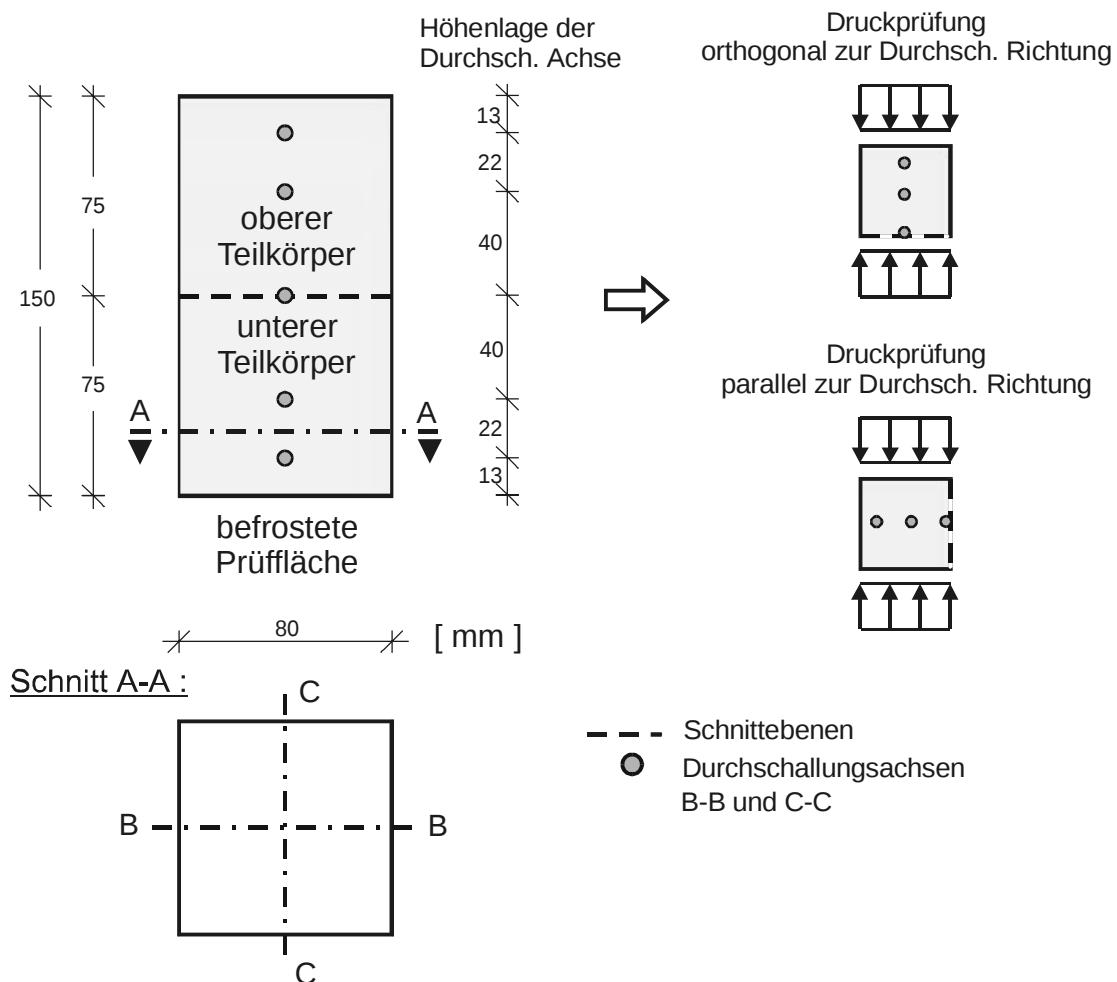


Bild 3-9: Probekörperabmessungen mit Angabe der Durchschallungsachsen und eine Systemskizze des Versuchsaufbaus



Bild 3-10: Darstellung der Druckprüfung mit Parafin beschichteten Prüfflächen

3.4.2 Versuchsergebnisse

Die in Bild 3-11 dargestellten Ergebnisse beider Prüfrichtungen zeigen den gleichen linearen Zusammenhang, wobei die Ergebnisse orthogonal zur Prüfrichtung, bedingt durch die Maßnahmen zur Aufhebung der Querdehnungsbehinderung, etwas größere Streuungen aufweisen. Zu erkennen ist eine mit steigender Schädigung linear abfallende Druckfestigkeit des Betons.

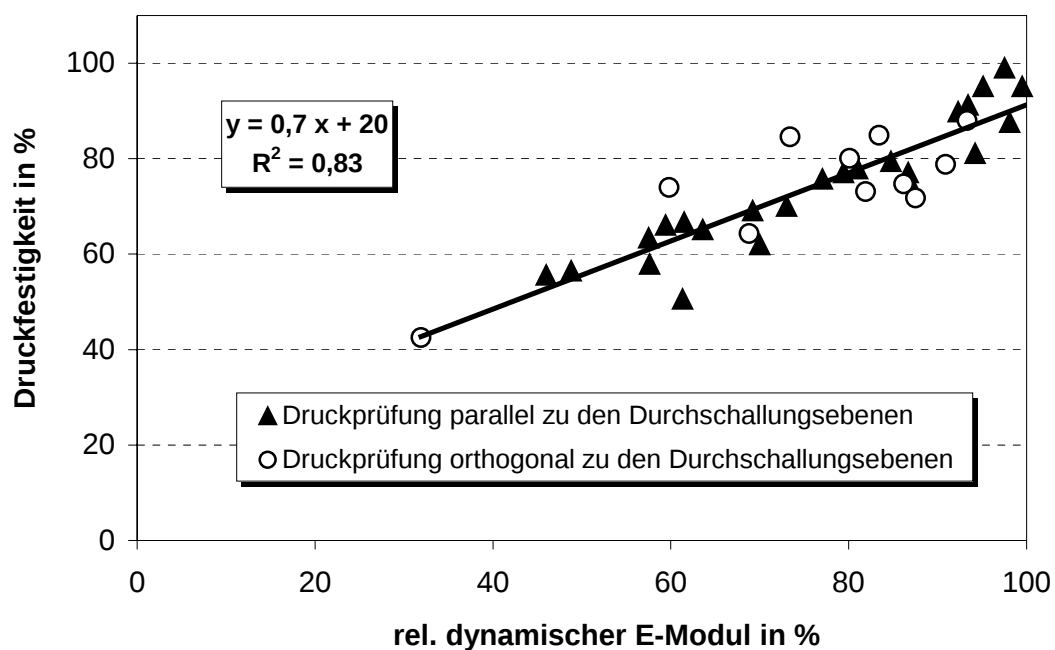


Bild 3-11: Gegenüberstellung Druckfestigkeit – relativer dynamischer E-Modul

3.5 Biegezugfestigkeit

3.5.1 Versuchsaufbau

Die Probekörper werden während der Frost-Tau-Zyklen in den gleichen Höhenlagen wie für die Untersuchungen der Druckfestigkeit durchschallt. Die Proben werden ebenfalls nach der Befrostung in Probenmitte parallel zur Grundfläche in zwei Teilkörper zerlegt (vgl. Bild 3-12). An diesen Teilkörpern werden, wie in Bild 3-13 abgebildet, die Biegezugprüfungen im 4-Punkt-Biegeversuch so durchgeführt, dass die am stärksten geschädigten Bereiche in der Biegezugzone liegen.

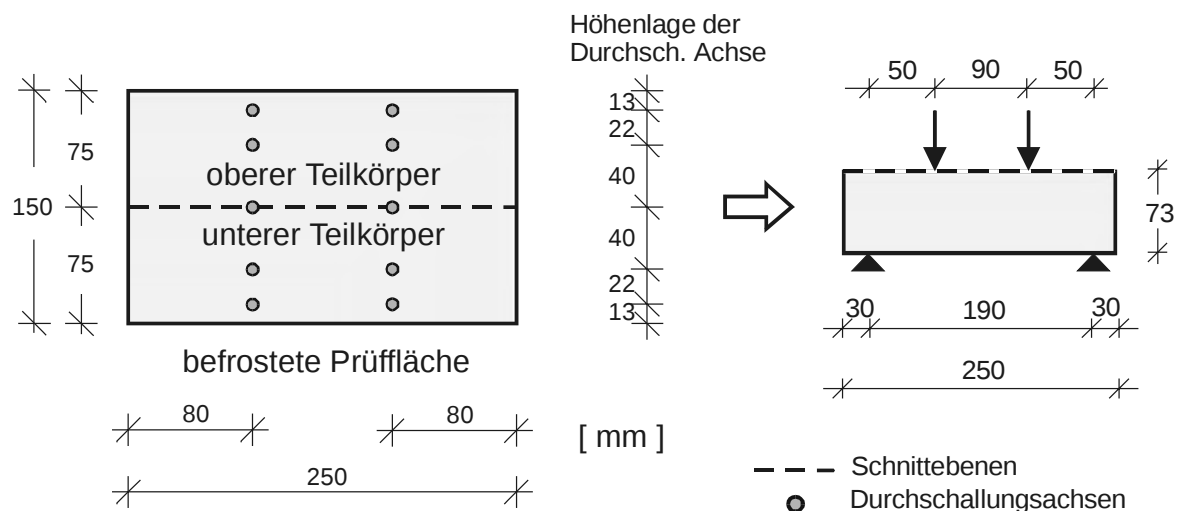


Bild 3-12: Probekörperabmessungen mit Angabe der Durchschallungsachsen und Systemskizze des Versuchsaufbaus

Bild 3-13,a



Bild 3-13,b



Bild 3-13: Darstellung des Biegezugversuches (a) sowie einer geprüften Probe (b)

Um eine möglichst große Biegezugzone zu prüfen, wird von den Drittelpunkten als Lasteinleitungspunkte abgewichen. Trotz des relativ geringen Abstandes von 50 mm zum Auflager tritt ein Versagen in der Biegezugzone auf und kein Versagen auf Schub. Bild 3-13,b zeigt exemplarisch einen geprüften Probekörper, bei dem das Versagen deutlich innerhalb der Biegezugzone auftritt, was bei allen Probekörpern zu beobachten war.

3.5.2 Versuchsergebnisse

Aus der Gegenüberstellung der Veränderung der Biegezugfestigkeit zur Veränderung des relativen dynamischen E-Moduls lässt sich ebenfalls ein linearer Zusammenhang (vgl. Bild 3-14) ableiten, wobei als äquivalente Schädigung die Schädigung der äußersten Durchschallungsachse im Biegezugbereich herangezogen wurde. Die Streuung der Ergebnisse steigt mit zunehmendem Schädigungsgrad an. Diese Tatsache liegt in erster Linie in den äußeren Abwitterungen begründet, die mit steigendem inneren Schädigungsgrad zunehmen und Einfluss auf die Biegezugfestigkeit nehmen. Da diese äußeren Abwitterungen zwischen den Probekörpern differierten, differiert auch der Einfluss, den diese Abwitterungen auf die Versuchsergebnisse nehmen.

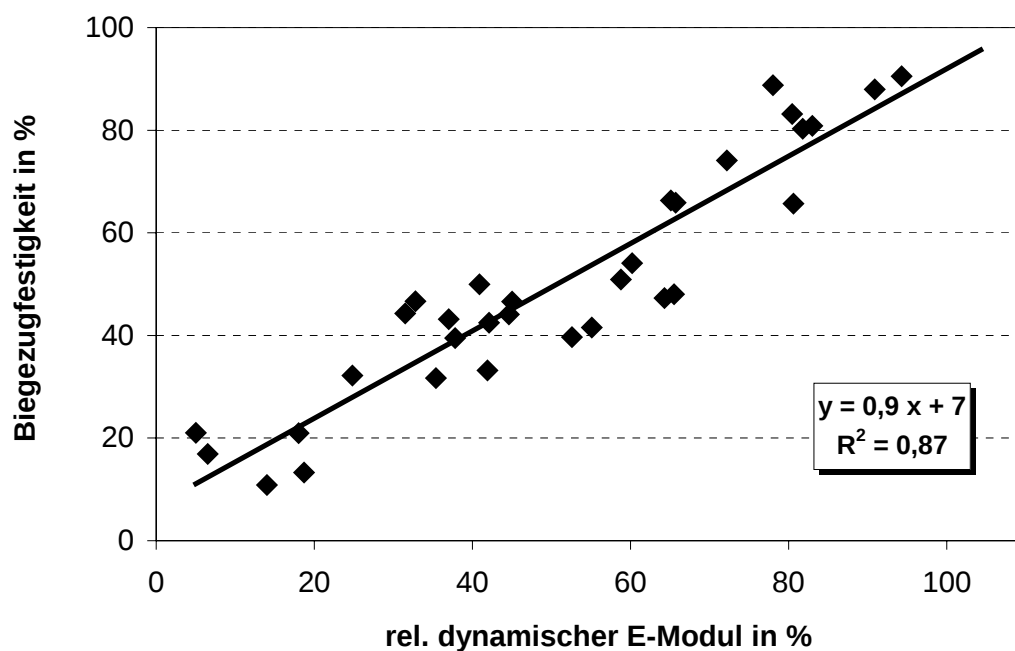


Bild 3-14: Gegenüberstellung Biegezugfestigkeit – relativer dynamischer E-Modul

3.6 Statischer E-Modul

3.6.1 Versuchsaufbau

Die Durchschallungsachsen liegen auch für diese Versuchsserie in den gleichen Höhenlagen wie bei den Versuchsserien zur Druck- und Biegezugfestigkeit. Nach Aufbringen der inneren Schädigung werden die Probekörper ebenfalls in Probenmitte parallel zur Grundfläche in zwei Einzelkörper geteilt. Anschließend werden an den Einzelkörpern die E-Modulprüfungen in Anlehnung an DIN 1048-5 [N2] parallel zu den Durchschallungsebenen bzw. zur Grundfläche durchgeführt (vgl. Bild 3-15 und 3-16).

Als äquivalente innere Schädigung wird, wie schon für die Druckfestigkeitsuntersuchungen beschrieben, ein Mittelwert aus Messungen in drei unterschiedlichen Höhenlagen herangezogen.

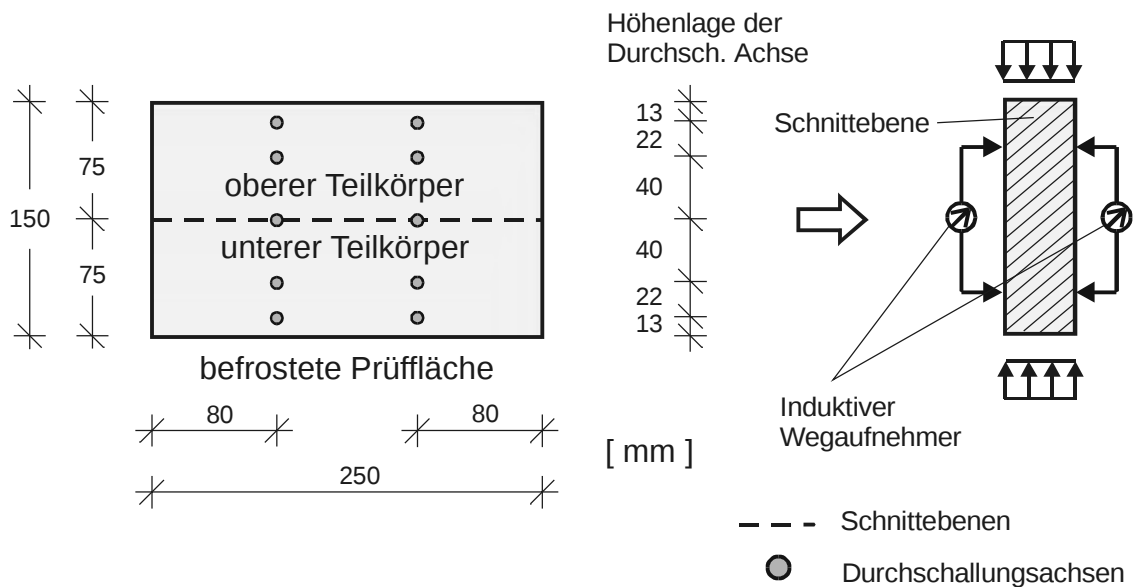


Bild 3-15: Probekörperabmessungen mit Angabe der Durchschallungsachsen und Systemskizze des Versuchsaufbaus

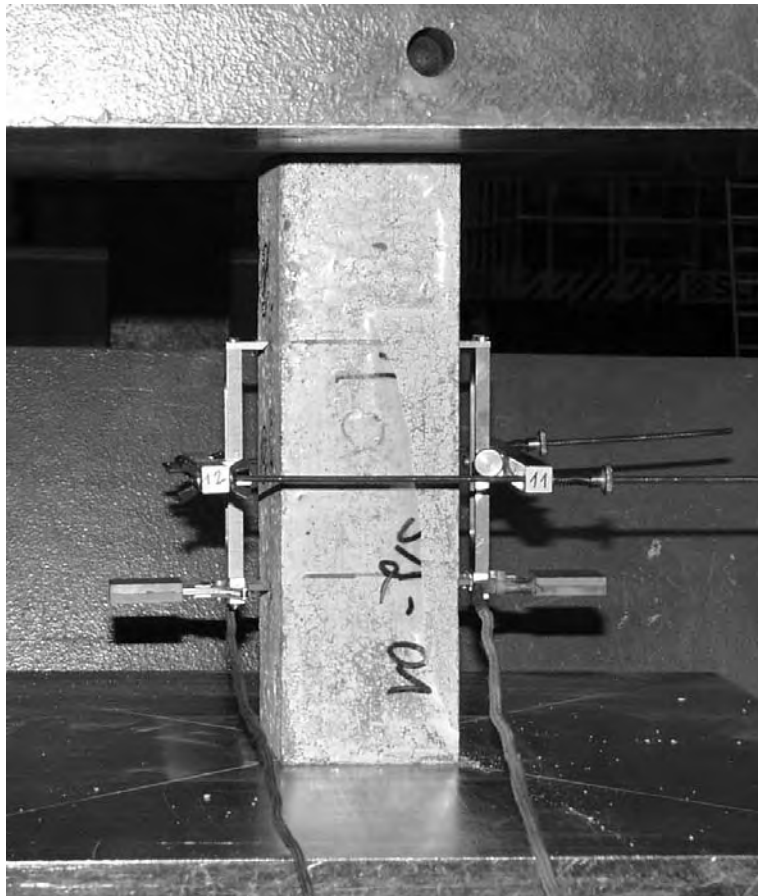


Bild 3-16: Darstellung des Versuchs zur Ermittlung des statischen E-Moduls

3.6.2 Versuchsergebnisse

Auch der statische E-Modul fällt mit steigender Frostschädigung ab und es lässt sich ebenfalls ein linearer Zusammenhang zwischen dem Abfall des statischen E-Moduls und der Frostschädigung gemessen über den Abfall des relativen dynamischen E-Modul feststellen. Der ermittelte Zusammenhang ist in Bild 3-17 dargestellt.

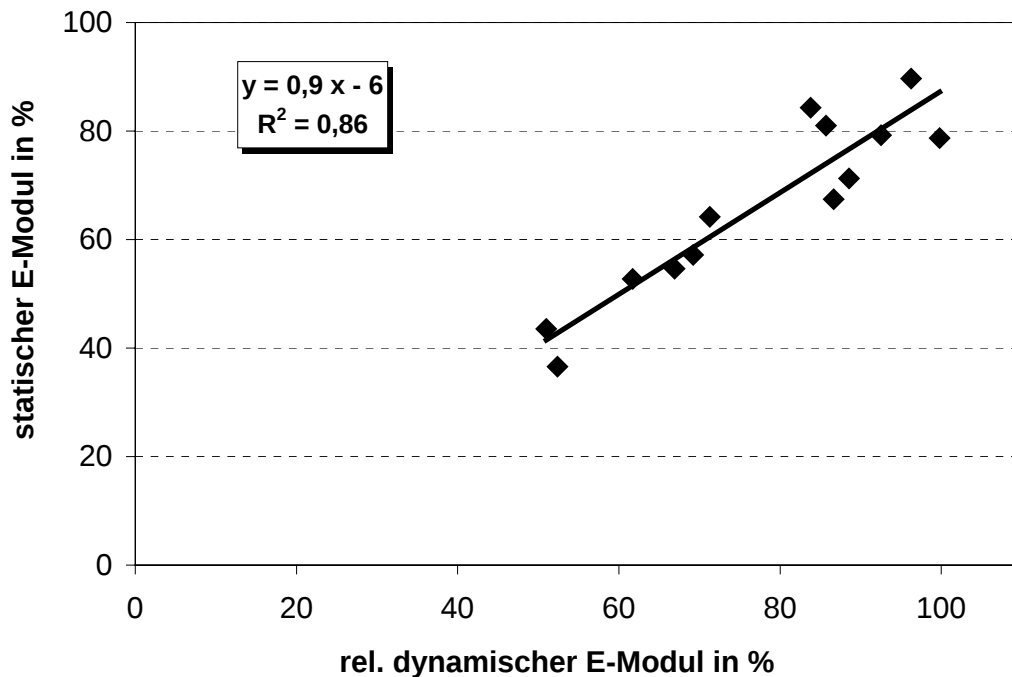
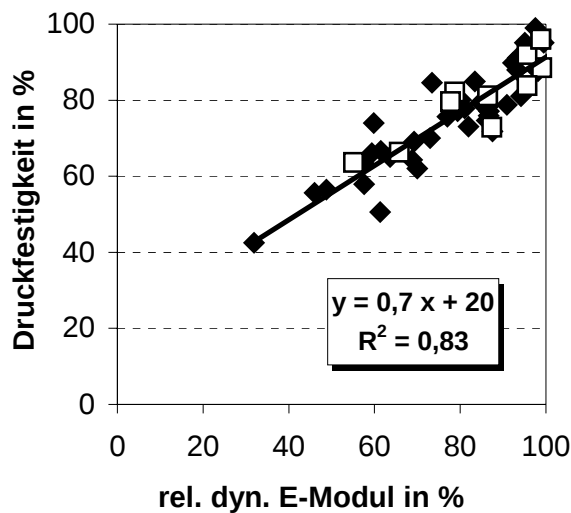
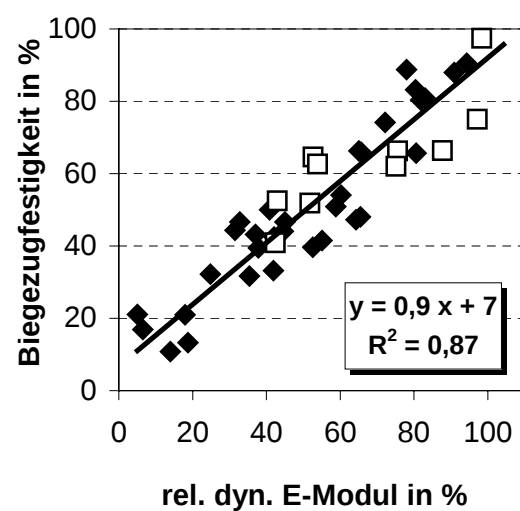
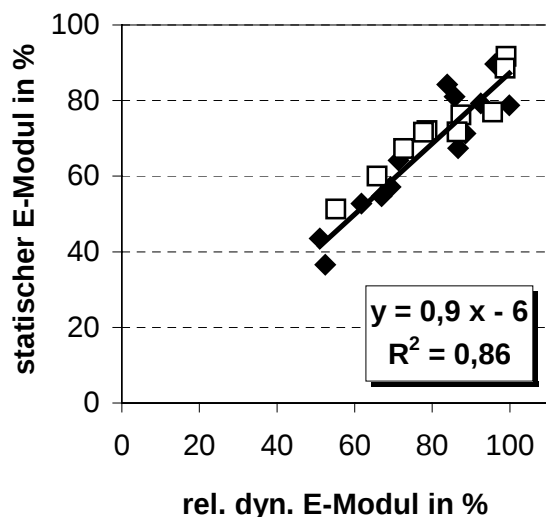


Bild 3-17: Gegenüberstellung statischer E-Modul – relativer dynamischer E-Modul

3.7 Untersuchungen zu einer weiteren Beton-zusammensetzung

Mit der zweiten Betonzusammensetzung (Zusammensetzung B, Tabelle 3-1) wurden ergänzende Untersuchungen zur Druck- und Biegezugfestigkeit sowie zum statischen E-Modul durchgeführt. Dabei wurde abgesehen von der Betonrezeptur keine weiteren Veränderungen an den oben beschriebenen Versuchen vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in den Bildern 3-18,a bis 3-18,c den zuvor diskutierten Ergebnissen zur Betonrezeptur A gegenübergestellt.

Wenn die Untersuchungen zu dieser Betonrezeptur auch in einem wesentlich geringerem Umfang durchgeführt worden sind, bestätigen sie doch deutlich die bereits mit der Betonrezeptur A gefundenen Zusammenhänge zu den frostinduzierten Veränderungen der Betonkennwerte.

Bild 3-18,a**Bild 3-18,b****Bild 3-18,c**

- ◆ Rezeptur A1 (w/z 0,6)
- Rezeptur B (w/z 0,7)

Bild 3-18:

Gegenüberstellung ausgewählter Betonkennwerte zum rel. dynamischen E-Modul

3.8 Zusammenfassung

Durch das Durchschallen der Probekörper in unterschiedlichen Höhenlagen konnten die Schädigungsgrade in unterschiedlichen Probekörperbereichen erfasst werden. Auf diese Weise war es möglich, das Eindringen der Schädigungsfront von der befrosten Prüffläche ins Probeninnere zu erfassen. Die über die Höhe unterschiedlichen Schädigungsgrade wurden durch Messungen des Gesamtporenvolumens und der Porenradienverteilung mittels Quecksilber-Druck- Porosimetrie bestätigt und präzisiert.

Der Einfluss der Frostschädigung konnte bei allen untersuchten Betonkenngrößen nachgewiesen und quantifiziert werden und korrelierte gut mit dem relativen dynamischen E-Modul, der über Ultraschallmessung aufgenommen wurde. Bei

den Untersuchungen des Diffusionswiderstandes stellte sich heraus, dass dieser wesentlich sensibler auf eine innere Schädigung zu reagieren scheint als der relative dynamische E-Modul.

In Tabelle 3-2 sind die gefundenen Zusammenhänge zwischen den untersuchten Kennwerten des Betons und der inneren Schädigung infolge der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung gemessen über den relativen dynamischen E-Modul zusammengestellt. Diese Zusammenhänge bestätigten sich auch durch Versuche an einer zweiten Betonzusammensetzung.

Betonkennwert	Zusammenhang zur inneren Schädigung	Bestimmtheitsmaß R^2
Diffusionswiderstand	$= 0,5 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn.}} + 8$	0,66
Druckfestigkeit	$= 0,7 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn.}} + 20$	0,83
Biegezugfestigkeit	$= 0,9 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn.}} + 7$	0,87
statischer E-Modul	$= 0,9 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn.}} - 6$	0,86

Tabelle 3-2: Zusammenstellung der schädigungsbedingten Veränderungen ausgewählter Betonkenngrößen

Die Untersuchungen mit zwei unterschiedlichen Betonzusammensetzungen führten zu gleichen relativen Veränderungen der Baustoffeigenschaften, so dass davon auszugehen ist, dass sich die schädigungsbedingten Veränderungen auch auf weitere Betonrezepturen übertragen lassen.

Es zeigte sich, dass die innere Schädigung von der befrosten Oberfläche aus in Bereiche vordringen kann, in denen bei biegebeanspruchten Stahlbetonkonstruktionen üblicherweise die Bewehrung angeordnet ist. Somit kann auch der Verbundbereich zwischen Stahl und Beton von der inneren Schädigung erfasst werden. Bei einer Quantifizierung des schädigenden Einflusses der Frostbeanspruchung auf das Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen, stellt somit das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton eine weitere wichtige Größe dar. In weiteren Versuchen wird daher im Rahmen dieser Arbeit die frostinduzierte Veränderung des Verbundverhaltens quantifiziert.

Anschließend werden die schädigungsbedingten Veränderungen der Betonkenngrößen und des Verbundverhaltens auf der Basis bestehender Modellvorstellungen zu einem schädigungsorientierten Biegetragverhalten von Stahlbetonbauteilen zusammengeführt.

4. Einfluss der Frostschädigung auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton

Die Frostschädigung ist eine von der befrosten Oberfläche ins Betoninnere fortschreitende Schädigung und tritt daher lediglich in den Randbereichen einer Beton- bzw. Stahlbetonkonstruktion auf. Wie die vorangegangenen Untersuchungen (vgl. Kapitel 3) gezeigt haben, kann die Frostschädigung von der befrosten Oberfläche aus in Bereiche eines Stahlbetonbauteils vordringen, in denen üblicherweise die Bewehrung liegt. Somit ist bei einer Quantifizierung des schädigenden Einflusses einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen die Frage nach dem Einfluss auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton von großer Bedeutung. In weiteren Untersuchungen wird daher die Veränderung des Verbundverhaltens experimentell erfasst. Dabei werden die Veränderungen der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven betrachtet, die an Ausziehkörpern ermittelt wurden, die speziell die Verbundsituation in einem biegebeanspruchten Bauteil simulieren.

Die frostinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens werden im Rahmen dieser Arbeit exemplarisch in ein geeignetes Verbundmodell eingearbeitet. Prinzipiell können die gefundenen Zusammenhänge aber auch auf andere Verbundmodelle übertragen werden.

4.1 Konzeption der Versuche

Ziel der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Verbunduntersuchungen ist es, den Einfluss der frostinduzierten Mikrorissbildung auf das Verbundverhalten in einem biegebeanspruchten Bauteil zu untersuchen.

Das experimentelle Vorgehen innerhalb des Versuchsprogramms stellt sich ähnlich dar wie für die Untersuchungen zum Einfluss der Frostschädigung auf Betoneigenschaften (vgl. Kapitel 3). Die Probekörper wurden bis zu einer definierten inneren Schädigung Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt und mit den Ergebnissen unbefroster Referenzproben verglichen. Die Untersuchungen erfolgten an Probekörpern mit kontinuierlich abgestuften Schädigungsgraden, so dass sich aus den Ergebnissen die schädigungsbedingte Änderung des Verbundverhaltens ableiten lässt. Dabei wird die Veränderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung dem Abfall des relativen dynamischen E-Moduls gegenübergestellt, der in unterschiedlichen Bereichen des Probekörpers aufgenommen wurde.

Wie bereits in Abschnitt 2.2.4.1 beschrieben, sind die Ergebnisse von Verbunduntersuchungen in hohem Maße vom verwendeten Probekörper abhängig, so dass

die Wahl des Probekörpers erst nach Erstellung eines Anforderungsprofils möglich ist. Der eingesetzte Probekörper sollte dabei den folgenden Anforderungen entsprechen:

- Es soll das Verbundverhalten in einem biegebeanspruchten Bauteil mit üblichen Betondeckungen simuliert werden. Der Probekörper sollte somit entlang des Bewehrungsstahls Längszugspannungen aufweisen und ein Versagen auf Längsrissbildung hervorrufen können, was eine Randlage des Bewehrungsstahls im Probekörper erfordert (vgl. Abschnitt 2.2.3).
- Die von außen eindringende innere Gefügeschädigung infolge der Frostbelastung muss den Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton erreichen. Diese Anforderung an den Probekörper setzt ebenfalls voraus, dass der Bewehrungsstahl – der Situation im Bauwerk entsprechend – im Randbereich des Probekörpers platziert ist.
- Weiterhin sollte der Probekörper möglichst einfach in der Handhabung sein, wodurch eventuelle Fehlerquellen minimiert und eine bessere Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse erreicht wird. Eine einfache Handhabung beinhaltet dabei eine möglichst unkomplizierte Herstellung der Probekörper sowie Durchführung der Versuche.

Unter den geschilderten Anforderungen stellte sich der in Abschnitt 2.2.4.1 beschriebene konsolförmige Ausziehkörper von JANOVIC [Jan1] als sehr geeignet dar. Bei diesem Probekörper herrschen zum einen Längszugspannungen entlang des Bewehrungsstahls. Zum anderen wird durch die Randlage des Stahls ein Versagen durch Längsrissbildung hervorgerufen sowie das Untersuchen einer Frostschädigung ermöglicht. Schließlich stellt sich auch die Handhabung bei diesem Probekörper als relativ unkompliziert dar.

Die Wahl eines geeigneten Verbundmodells für die Berücksichtigung der schädigungsbedingten Veränderungen des Verbundverhaltens steht im Zusammenhang mit der Entscheidung für den Ausziehkörper nach JANOVIC [Jan1]. Die Untersuchungen von ELIGEHAUSEN et al. [Eli2] nehmen diese Probekörperform auf, um die Verbundsituation in einem biegebeanspruchten Bauteil im Einflussbereich eines Primärrisses nachzustellen (vgl. Abschnitt 2.2.6, Bild 2-25). Durch die Einführung eines zweiten geringfügig veränderten Probekörpertyps wurde das Verbundverhalten in genügend großer Entfernung vom Riss simuliert. Die Verwendung dieser beiden Probekörpertypen ermöglicht es, die Veränderlichkeit des Verbundverhaltens über die Verbundlänge zu berücksichtigen. Diese Vorgehensweise soll für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Verbunduntersuchungen übernommen werden.

Aus den in [Eli2] durchgeführten Untersuchungen ging das Verbundmodell von KRELLER [Kre1] hervor, das unter Berücksichtigung der Ortsabhängigkeit das

Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton für biegebeanspruchte Bauteile mit praxisüblichen Betondeckungen beschreibt. In dieses unter Abschnitt 2.2.6 ausführlich beschriebene Verbundmodell werden die im Rahmen der vorliegenden Arbeit erzielten Ergebnisse zur frostinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens eingearbeitet.

4.2 Versuchsprogramm

4.2.1 Probekörper

Die Verbundversuche werden abgesehen von geringen Modifikationen an den von ELIGEHAUSEN et al. [Eli2] eingesetzten Probekörpern durchgeführt. Aufgrund der Innenmaße der CIF-Frosttruhe wurde die von der RILEM-CEB-FIP Recommendation RC 6 [Ril1] für Ausziehprobekörper empfohlene Kantenlänge von $a = 10 \cdot d_s \geq 200$ mm unterschritten. So beträgt die Kantenlänge der verwendeten Ausziehprobekörper 150 mm, wobei aus Herstellungsgründen (vgl. Abschnitt 4.2.2) die Breite der Probekörper lediglich 142 mm beträgt.

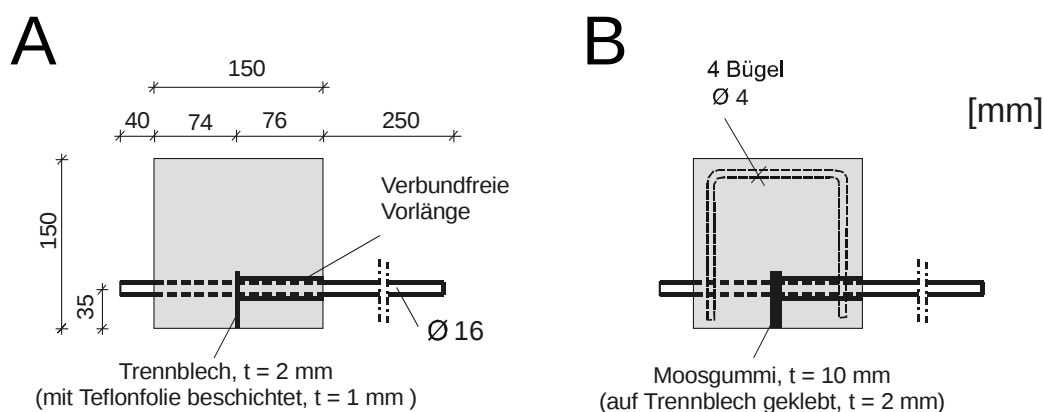


Bild 4-1: Darstellung der beiden unterschiedlichen Ausziehprobekörper, die Bereiche mit unterschiedlichem Abstand zum Primärriss simulieren, nach [Eli2]

Bild 4-1 zeigt die unterschiedlichen Probekörpertypen A und B, die beide eine Verbundlänge von 74 mm besitzen. Der übrige Bereich längs des Bewehrungsstabs wird verbundfrei ausgebildet. Auf diese Weise sollen zum einen Zufälligkeiten in der Lasteinleitung vermieden und zum anderen eine kurze Verbundlänge hergestellt werden. Der Bewehrungsstab liegt in Betonierichtung exzentrisch mit einer Betondeckung von 27 mm im Probekörper.

Wie bereits unter Abschnitt 2.2.6 genauer beschrieben, simuliert der Probekörper B durch die Anordnung des Moosgummis die Verbundsituation nahe eines Primärrisses ($< 5 \cdot d_s$). Neben dem Versagen durch Längsrissbildung wird – dem Versagensverhalten im rissnahen Bereich entsprechend – das Ausbrechen eines

Betonkegels ermöglicht. Das Moosgummi mit der Stärke von $t = 10$ mm ist auf ein Trennblech ($t = 2$ mm) aufgeklebt, um Verschiebungen oder Auswölbungen des Zellgummis durch das Betonieren zu verhindern. Die aufgrund des Moosgummis auftretenden Konsolkräfte werden durch eine Bügelbewehrung aufgenommen. Abweichend von den in [Jan1] und [Eli2] verwendeten zwei Bügeln $\varnothing 6$ mm werden zur Aufnahme der Konsolkräfte vier Bügel $\varnothing 4$ mm (Schenkel­länge = 11,5 mm) angeordnet. In zuvor durchgeführten Tastversuchen ergaben sich mit der neu gewählten Bewehrung reproduzierbarere Ergebnisse.

Durch den Einbau des Trennblechs (ohne Moosgummi) wird bei dem Probekörpertyp A das Verbundverhalten in einem genügend großen Abstand ($> 5 d_s$) zum Primärriss simuliert. Das Trennblech verhindert ein Fortlaufen der Sekundärrisse in den verbundfreien Bereich und somit das Mitwirken dieses Bereiches am Lastabtrag. Um die Querdehnungsbehinderung aufzuheben, wird das Trennblech mit Teflon beschichtet. Hierfür wurde eine 1 mm starke Teflonfolie mit doppelseitigem Kleband auf das Trennblech geklebt. Dies geschah abweichend zu den in [Eli2] verwendeten Probekörpern, bei denen das Trennblech lediglich mit Teflon besprüht wurde.

Nachteilig ist bei diesem Probekörpertyp A mit der „harten“ Schlitzausbildung, dass entlang des Bewehrungsstabs entgegen der Situation im Bauwerk Längsdruckspannungen herrschen.

Als Bewehrungsstab wurde ein BSt 500 gemäß DIN 488 [N1] mit einer bezogenen Rippenfläche von $f_R = 0,083$ eingesetzt. Die Länge des Stabes betrug $l_s = 465$ mm, wobei der Stab zur Verbundseite ca. 40 mm aus dem Probekörper herausragte, um an diesem Ende den Wegaufnehmer für die Schlupfmessung anbringen zu können.

4.2.2 Herstellung und Lagerung

Die Ausziehkörper wurden mit den in Bild 4-2 abgebildeten Schalungen betoniert. Dabei wurde der Schalungsaufbau in eine Stahlform der Innenmaße $15 \times 15 \times 70$ cm³ eingebaut. An eine Stirnseite der Stahlform wurde eine Betoplanplatte mit zusätzlichen Abstandhaltern gestellt, so dass der Bewehrungsstab ca. 40 mm aus dem Probekörper ragt. An die Seiten der Stahlschalung wurden zwei Kunststoffplatten ($150 \times 150 \times 4$ mm³) gestellt, die die seitliche Schalung des Ausziehkörpers darstellen. Durch eine in die Kunststoffseiten gefräste Nut konnte das Trennblech passgenau in der Schalung platziert werden. Der verbundfreie Bereich des Probekörpers wurde durch ein Kunststoffhüllrohr ($\varnothing 23$ mm) hergestellt, wobei der Zwischenraum zum Bewehrungsstab zur Verbundseite hin mit einem Tesamollstreifen abgedichtet wurde. Eine weitere Betoplanplatte, durch die das Kunststoffhüllrohr bzw. der Bewehrungsstahl geführt wurde, schließt die

Schalung ab. Durch eine Stahlzwinge wurde zum einen der Schalungsaufbau in der Stahlschalung verspannt und zum anderen die Lage des Bewehrungsstahls durch eine passgenaue Bohrung in der Kopfplatte der Zwinge sichergestellt.



Bild 4-2: Schalungen der Ausziehkörper

Einen Tag nach der Betonage wurden die Probekörper ausgeschalt und bis zum siebten Tag unter Wasser gelagert. Anschließend lagerten die Probekörper bis zur Befrostung im Laborklima (20°C, 65% rel. Luftfeuchte). Sieben Tage vor Beginn der Befrostung wurden die Probekörper – der Prüfanweisung des CIF-Verfahrens entsprechend – in ein 1 cm hohes Wasserbad gestellt. Die unbefrosten Referenzprobekörper blieben während der Befrostung der übrigen Probekörper in diesem Wasserbad, um abgesehen von den Frost-Tau-Wechseln für diese Probekörper die gleichen Lagerungsbedingungen zu schaffen.

Da die Probekörper zu unterschiedlichen Schädigungsgraden geprüft wurden, konnten die Ausziehversuche aller Probekörper einer Serie nicht immer im gleichen Probekörperalter erfolgen. Mit der Befrostung der Probekörper wurde daher erst ca. drei Monate nach der Herstellung begonnen, um den Einfluss des unterschiedlichen Probekörperalters gering zu halten.

4.2.3 Betonzusammensetzung

Die Probekörper wurden mit der in Tabelle 4-1 angegebenen „Standardrezeptur“ A2 hergestellt. Dabei unterscheidet sich die „Standardrezeptur“ der Verbunduntersuchungen von den Untersuchungen zu den Betonkenngrößen (vgl. Rezeptur A1, Tabelle 3-1) im gewählten Größtkorn. Ebenso wie für die Untersuchungen zu den Betonkennwerten sind auch für die Verbunduntersuchungen einige ergänzende Versuche mit Probekörpern einer zweiten Betonzusammensetzung (Rezeptur B) durchgeführt worden.

Zusammensetzung		Rezeptur A2	Rezeptur B
CEM I 32,5 R	kg/m ³	300	250
Steinkohlenflugasche	kg/m ³	-	82
Wasser	kg/m ³	180	190
Gesteinskörnung	kg/m ³	1876 (A/B 16)	2818 (A/B 16)
Sollrohdichte	kg/m ³	2356	2340
Kenngrößen			
w/z-Wert:	-	0,6	0,7
Konsistenz:	-	F3	F3
Luftporengehalt:	Vol.-%	ca. 1,0	ca. 1,5

Tabelle 4-1: Betonzusammensetzungen

4.2.4 Umfang der Versuche

Der Probekörpertyp A (vgl. Bild 4-1) erwies sich in Vorversuchen als wesentlich robuster in der Versuchsdurchführung. Bei dem Probekörpertyp B (vgl. Bild 4-1) kam es teilweise trotz der im Gegensatz zu [Jan1] und [Eli2] verstärkten Bügelbewehrung zu einem Konsolbruch, wodurch die Versuchsergebnisse gestört wurden. Aus diesem Grund wurden die Versuche hauptsächlich an dem Probekörpertyp A durchgeführt. Durch die mit dem Probekörper B durchgeführten Versuche sollte lediglich überprüft werden, ob sich der Einfluss der baustofflichen Schädigung auf das Verbundverhalten in Abhängigkeit des Abstands zu einem Primärriss verändert.

Die Versuche zu der zweiten Betonzusammensetzung B (Tabelle 4-1) wurden in einem geringeren Umfang lediglich an dem Probekörpertyp A durchgeführt.

Der tabellarische Überblick über die durchgeführten Versuche ist Tabelle 4-2 zu entnehmen. Je Probekörpertyp wurden zunächst Versuche an unbefrostenen Probekörpern mit der Betonrezeptur A2 durchgeführt, um die Variationskoeffizienten der Versuche zu ermitteln. Für die anschließend durchgeführten befrosten Versuchsserien werden zusätzlich je Serie zwei unbefroste Probekörper als Referenzversuche geprüft.

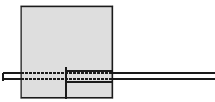
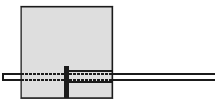
Art der Versuche	Probekörperzahl	gesamte Versuchszahl
 Probekörpertyp A, harte Querschlitz- ausbildung	4 unbefroste Nullmessungen (Rezeptur A2)	22 Versuche
	2 Versuchsserien (Rezeptur A2) mit je 7 befrosten und 2 unbefrosten	
	1 Versuchsserie (Rezeptur B) mit je 4 befrosten und 2 unbefrosten	6 Versuche
 Probekörpertyp B, weiche Querschlitz- ausbildung	4 unbefroste Nullmessungen (Rezeptur A2)	10 Versuche
	1 Versuchsserie (Rezeptur A2) mit je 4 befrosten und 2 unbefrosten	

Tabelle 4-2: Übersicht über die durchgeführten Versuche zum Einfluss der Frost-Tau-Wechselbelastung auf das Verbundverhalten

4.3 Aufbringen der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung

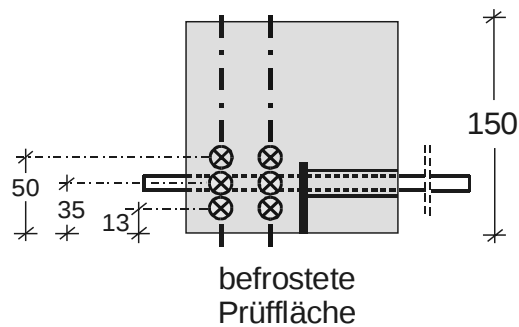
Abgesehen von geringen Abweichungen, die sich aufgrund der Probekörperform und der Durchschallung der Probekörper in unterschiedlichen Höhenlagen ergaben, wurde die Befrostung der Ausziehkörper sowie die Aufnahme der inneren Schädigung nach dem CIF-Verfahren durchgeführt (vgl. Abschnitt 2.1.2).

Die Probekörper lagerten in der Frosttruhe in Probebehältern mit den Abmessungen 50 x 30 x 15 cm³, so dass fünf Ausziehkörper eine volle Truhenbelegung ergaben (vgl. Bild 4-3). Die Probekörperseite mit der geringsten Betondeckung wurde dabei der Frostbeanspruchung ausgesetzt.



Bild 4-3: Befrostung der Ausziehkörper in der CIF-Frosttruhe

Der Grad der inneren Schädigung wurde analog zum CIF-Verfahren über die Verlängerung der Ultraschalllaufzeit quantifiziert. Dabei wird der aus der Schalllaufzeitverlängerung abgeleitete relative dynamische E-Modul als Maß für die innere Schädigung angesetzt (vgl. Abschnitt 2.1.2). Ebenso wie bei den Untersuchungen zur frostinduzierten Veränderung der Betonkennwerte (Kapitel 3) wurden auch die Ausziehprobekörper in unterschiedlichen Bereichen durchschallt, um auf diese Weise die Verteilung der inneren Schädigung über den Probekörper aufzunehmen. Die Ausziehkörper wurden in drei Höhenlagen von der befestigten Prüffläche aus durchschallt (13 mm, 35 mm und 50 mm). Für die Mittelwertbildung wurden dabei entlang der Verbundstrecke zwei Achsen gemessen (vgl. Bild 4-4). Bild 4-5 zeigt eine Ultraschallmessung. Die Probekörper wurden in dem Messbad auf unterschiedlich hohe Abstandhalter gestellt, wodurch beide Achsen eingestellt werden konnten. Durch Verschieben des Probekörpers in dem Messbad wurden die Schalllaufzeiten der drei unterschiedlichen Höhenlagen gemessen.



⊗ Höhenlage der Durchschallung

Bild 4-4: Lage der Durchschallungsachsen

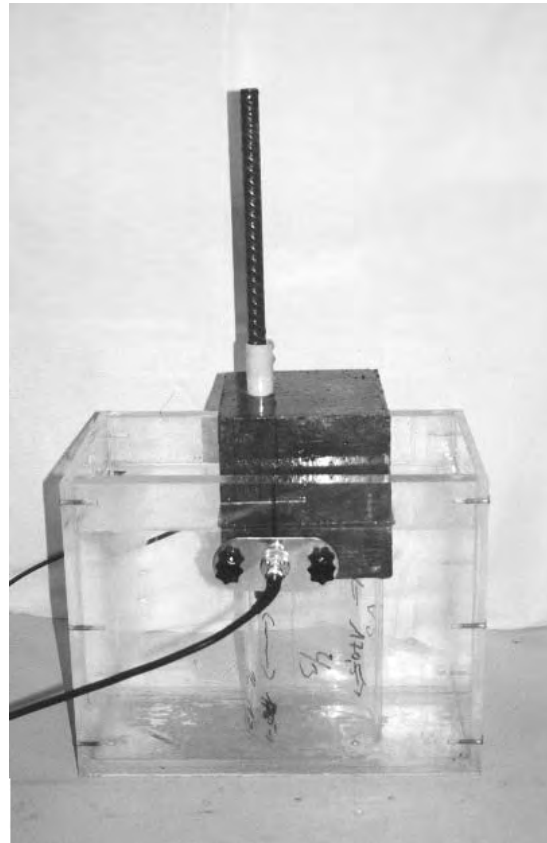


Bild 4-5: Prüfeinrichtung für die Messung der Ultraschalllaufzeit

4.4 Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsdurchführung

Die Ausziehversuche wurden an einer Universalprüfmaschine der Klasse 0,5 mit einer Maximallast von 100 kN durchgeführt. Diese Maschine verfügt über einen oberen und einen unteren Maschinentisch sowie über eine auf- und abwärts bewegliche Traverse.

Für die Ausziehversuche wurde der Traversentisch mit einer quadratischen Stahlplatte der Kantenlänge $a = 300 \text{ mm}$ und einer Stärke von $t = 26 \text{ mm}$ verschraubt, die mit einer mittig angeordneten Bohrung ($\varnothing 35 \text{ mm}$) versehen wurde. Für die Versuchsdurchführung ist der Probekörper in den Versuchsstand so eingebaut worden, dass das lang aus dem Probekörper herausragende Ende des Bewehrungsstahls durch die Bohrung der Stahlplatte zur Einspannvorrichtung am unteren Maschinentisch geführt wurde. Zwischen Probekörper und Stahlplatte ist eine Hartfaserplatte von etwa $160 \times 160 \text{ mm}^2$ der Stärke $t = 3 \text{ mm}$ mit einer Bohrung von 25 mm platziert worden, um Unebenheiten der Betonoberfläche auszugleichen. Eine gesamte Aufnahme des Versuchsaufbaus ist Bild 4-6 zu entnehmen.

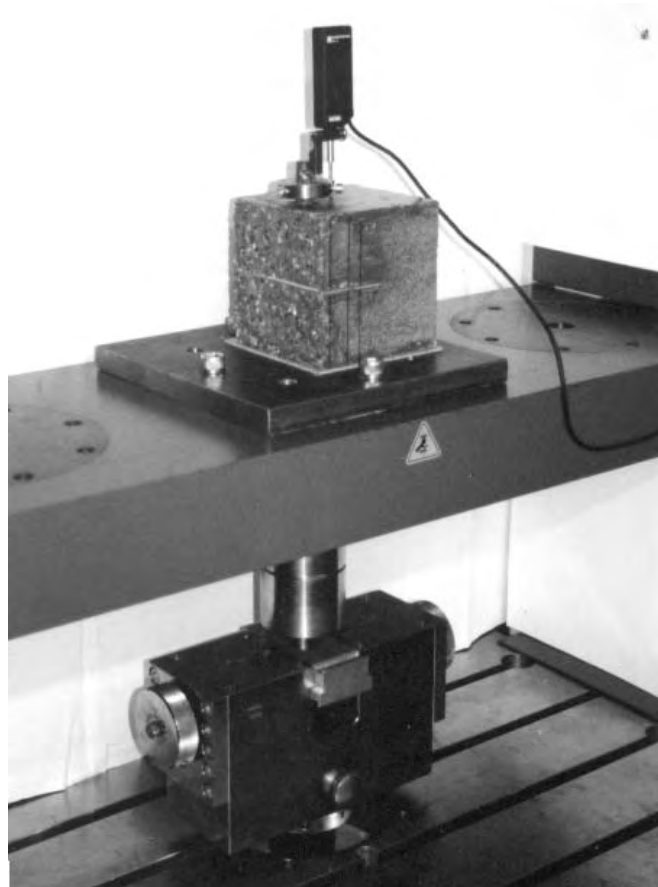


Bild 4-6: Versuchsaufbau der Ausziehversuche

Das untere Bewehrungsstabende wurde mittels einer ringförmigen Einspannvorrichtung kraftschlüssig über eine Kalottenlagerung mit dem unteren Maschinentisch verbunden (vgl. Bild 4-7).

An das obere kurz aus dem Beton herausragende Bewehrungsstabende wurde eine Haltevorrichtung für die Schlupfmessung montiert. Wie in Bild 4-8 dargestellt, ist 10 mm über der Betonoberfläche ein Ring mit drei Schrauben an dem Bewehrungsstahl befestigt worden, an dem eine Halterung für einen Wegaufnehmer angeschweißt war. Diese Halterung wurde so konzipiert, dass der Wegaufnehmer entsprechend der in [Eli2] durchgeführten Versuche in einem Abstand von $2 \cdot d_s = 32 \text{ mm}$ von der Stabachse auf den Beton tastete. Als Wegaufnehmer ist ein inkrementeller Wegaufnehmer mit einer Genauigkeit von $0,5 \mu\text{m}$ eingesetzt worden.



Bild 4-7: Einspannung des Bewehrungsstahls

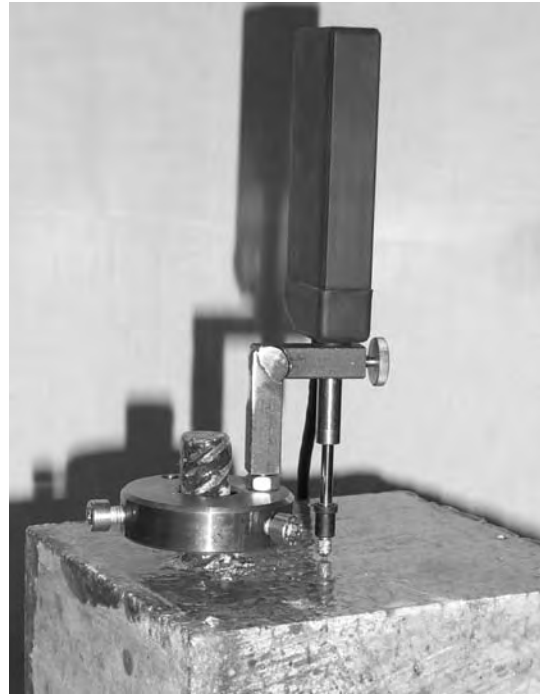


Bild 4-8: Haltevorrichtung für den Wegaufnehmer

Die Zugkraft wurde durch nach oben wegeregelter Verfahren der Traverse in das eingespannte Bewehrungsstahlende eingeleitet, wobei die Erfassung der Kraft mit einer an der Einspannvorrichtung angebrachten Kraftmessdose erfolgte. Durch die Verbundlänge von $l_v = 74 \text{ mm}$ und einen Stabdurchmesser von 16 mm ist die Forderung an eine kurze Verbundlänge $l_v \leq 5 \cdot d_s$ [Noa1] erfüllt, so dass die Verbundspannung über die Verbundlänge als gleichverteilt angenommen werden konnte. Die Verbundspannung ergibt sich somit durch Dividieren der Zugkraft durch die Mantelfläche des im Verbund hergestellten Abschnitts des Bewehrungsstahls (vgl. Gleichung 2-3).

Die Steuerung des Versuchablaufs sowie die Verwaltung der Messdaten erfolgte über das Messprogramm „testXpert Master“, wobei der Versuch wie folgt geregelt wurde:

- Aufbringen einer Vorlast von 5 kN
- Weggeregelte Lasteinleitung über die Vorschubgeschwindigkeit der Traverse nach oben, wobei der Versuch bis zum Erreichen des maximalen Weges von 4 mm in zwei unterschiedlichen aufeinanderfolgenden Belastungsgeschwindigkeiten erfolgte:
 - 1) $0,12 \text{ mm/min}$ bis zu einem gemessenen Schlupf von 1 mm
 - 2) $1,2 \text{ mm/min}$ bei einem gemessenen Schlupf von 1 bis 4 mm

Als Messdaten wurden während des Versuches der am Wegaufnehmer gemessene Weg, die Zugkraft am Bewehrungsstahl und die Zeit aufgenommen. Die Versuchsdauer betrug ca. 40 Minuten .

4.5 Auswertung der Verbunduntersuchungen

4.5.1 Allgemeines

Bevor der Einfluss der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung auf das Verbundverhalten untersucht wurde, sind zunächst Ausziehversuche an unbefrostenen Probekörpern der beiden unterschiedlichen Probekörpertypen (A und B vgl. Bild 4-1) durchgeführt worden. Diese Versuche dienten dem Vergleich der unterschiedlichen Probekörper sowie der Ermittlung der Variationskoeffizienten. Des Weiteren wird anhand dieser Versuche ein Vergleich mit den von ELIGEHAUSEN et al. [Eli2] erzielten Ergebnissen, die die Grundlage für das Verbundmodell von KRELLER [Kre1] bilden, angestellt.

Trotz der erhöhten Bügelbewehrung (vgl. Abschnitt 4.2.1) für die Probekörper mit weicher Querschlitzausbildung (Typ B), kam es teilweise zu einem Konsolbruch. Die Ergebnisse dieser Probekörper wurden verworfen. Die Mittelwertkurven für die beiden unterschiedlichen Probekörper sind in Bild 4-9 abgebildet.

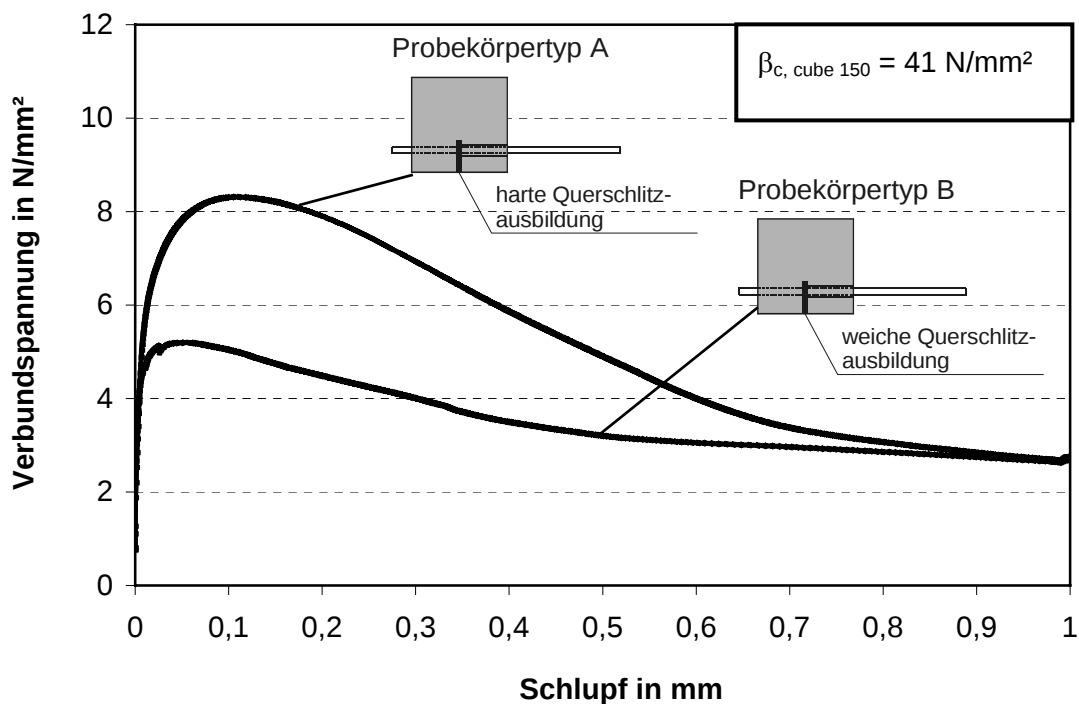


Bild 4-9: Versuchsergebnisse der Probekörper mit harter und weicher Querschlitzausbildung (Probekörpertyp A und B)

Alle Probekörper sind aus einer Mischerfüllung hergestellt worden. Die Mittelwertkurven sind jeweils aus vier Versuchen ermittelt worden, die unter Verwendung folgender Formel statistisch ausgewertet wurden (z.B. [Sac1]):

$$\text{Standardabweichung: } s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (4-1)$$

$$\text{Variationskoeffizient: } v_x = \frac{s_x}{\bar{x}} \cdot 100 \quad \text{in \%} \quad (4-2)$$

mit: x_i : Einzelwert
 $\bar{x}$: Mittelwert
 n : Gesamtanzahl der Messung

Die Ergebnisse der Auswertung können Tabelle 4-3 entnommen werden, wobei besonders der hohe Variationskoeffizient des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung von 28 % für den Probekörpertyp A und 29 % für den Probekörpertyp B auffällt. Im Hinblick auf den nachfolgenden Vergleich zwischen dem Verbundverhalten geschädigter und ungeschädigter Probekörper müssen diese schädigungsunabhängigen Streuungen des Schlupfes berücksichtigt werden. Verglichen mit den Schlupfwerten bei maximaler Verbundspannung weist die maximale Verbundspannung mit einem Variationskoeffizienten von 8 % für beide Probekörpertypen eine relativ geringe Streuung auf.

	Probekörpertyp A		Probekörpertyp B	
	$\tau_{\max}$	zugehöriger Schlupf	$\tau_{\max}$	zugehöriger Schlupf
Mittelwert	8,4 N/mm ²	0,11 mm	5,3 N/mm ²	0,05 mm
Standardabweichung	0,7 N/mm ²	0,03 mm	0,3 N/mm ²	0,01 mm
Variationskoeffizient	8 %	29 %	8 %	28 %

Tabelle 4-3: Statistische Auswertung der Ausziehversuche an den unbefrostenen Probekörpern (Probekörpertyp A und B)

Die relativ großen Streuungen, vor allem bei den Schlupfwerten bei maximaler Verbundspannung, decken sich mit den in der Literatur beschriebenen Streuungen bei Verbunduntersuchungen. Im CEB-FIP Model Code 1990 [Ceb3] wird beispielsweise ein Variationskoeffizient von 30 % für die Verbundspannung bei gleichen Schlupfwerten angegeben.

Vergleicht man die Ergebnisse der beiden unterschiedlichen Probekörpertypen, so weist der Probekörper mit der weichen Querschlitzausbildung ca. 63 % der Verbundfestigkeit der Probekörper mit harter Querschlitzausbildung auf. Dieses Verhältnis stimmt relativ gut mit dem von ELIGEHAUSEN et al. [Eli2] angegebenen Wert von ca. 60 % überein. Für die Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung liegt das Verhältnis von Probekörpertyp B zu Probekörpertyp A in [Eli2] ebenfalls bei 60 %, während es bei den eigenen Untersuchungen bei ca. 45 % liegt.

Die Absolutwerte der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche weisen trotz sehr ähnlicher Versuchsaufbauten für beide Probekörpertypen Unterschiede zu den in [Eli2] durchgeführten Untersuchungen auf. Tabelle 4-4 stellt die eigenen Versuchsergebnisse den in [Eli2] ermittelten Ergebnissen gegenüber. Dabei sind die Verbundspannungen nach [Eli2] auf die Betonfestigkeit der eigenen Untersuchungen von $f_{c, \text{cube}150} = 41 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet worden. ELIGEHAUSEN et al. [Eli2] geben dazu eine aus ihren Versuchen abgeleitete Beziehung zur Berücksichtigung der Betonfestigkeiten an:

$$\tau_{\max}(f_{c, \text{cube}200}) = 4 + 0,18 \cdot f_{c, \text{cube}200} \quad (4-3)$$

Unter Berücksichtigung, dass die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Druckfestigkeiten an Würfeln der Kantenlänge 150 mm ermittelt wurden, ist die Druckfestigkeit nach Gleichung (4-4) [N2] umzurechnen,

$$f_{c, \text{cube}200} = 0,95 \cdot f_{c, \text{cube}150} \quad (4-4)$$

so dass sich der folgende Zusammenhang ergibt:

$$\tau_{\max}(f_{c, \text{cube}150}) = 4 + 0,17 \cdot f_{c, \text{cube}150} \quad (4-5)$$

Untersuchungen nach	Probekörpertyp A $\tau_{\max}$ in N/mm ²	Probekörpertyp B $\tau_{\max}$ in N/mm ²
ELIGEHAUSEN et al. [Eli2]	10,3	ca. $0,6 \cdot 10,3 = 6,3$
eigene Untersuchungen	8,4	5,3

Tabelle 4-4: Vergleich der eigenen mit denen in [Eli2] durchgeführten Verbunduntersuchungen bezogen auf eine Betondruckfestigkeit $f_{c, \text{cube}150} = 41 \text{ N/mm}^2$

Die Absolutwerte der eigenen Untersuchungen liegen um ca. 20% unter den Werten aus [Eli2] (vgl. Tabelle 4-4). Bild 4-10 stellt die eigenen Verbunduntersuchungen (Probekörpertyp A) dem aus den Untersuchungen in [Eli2] abgeleiteten Verbundmodell von KRELLER [Kre1] (vgl. Abschnitt 2.2.6) gegenüber. Dabei ist das Verbundmodell 6 (im Abstand von $> 5 d_s$ vom Riss) und das Verbundmodell 5 (im Abstand von $> 4 d_s$ vom Riss) abgebildet.

Während das Verbundgesetz 6 die Untersuchungen aus [Eli2] am Probekörpertyp A abbildet, scheint das Gesetz 5 in etwa dem Verbundverhalten der eigenen Untersuchungen zu entsprechen. Es zeigt sich aber, dass die eigenen Untersuchungen abgesehen von den Absolutwerten prinzipiell das Verbundverhalten in [Eli2] bzw. das Verbundmodell von KRELLER [Kre1] bestätigen.

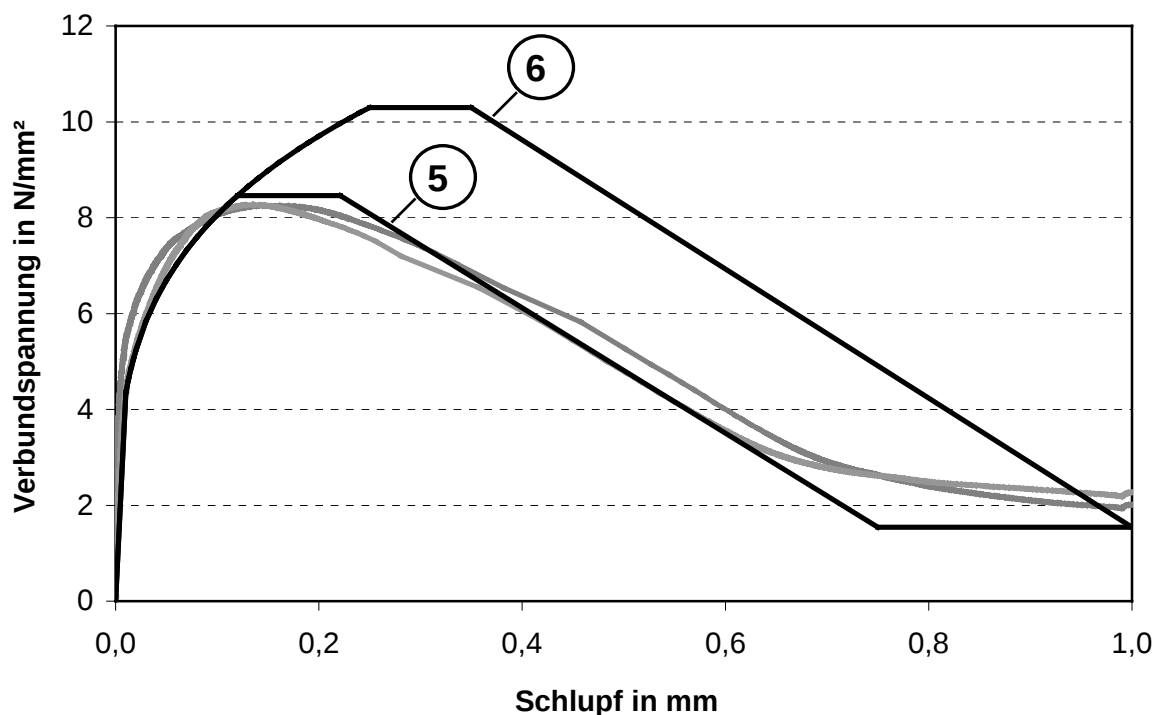


Bild 4-10: Versuchsergebnisse der Ausziehversuche an den unbefrosten Probekörpern mit harter und weicher Querschlitzausbildung (Probekörpertyp A und B)

Die Ursache für das Differieren der Absolutwerte ist vermutlich auf die in Tabelle 4-5 zusammengestellten Unterschiede der Probekörper zurückzuführen und verdeutlicht zusätzlich, wie sensibel das Verbundverhalten auf geringste Änderungen der Randbedingungen reagiert.

Auf die Unterschiede zwischen den Verbunduntersuchungen bzw. zwischen den Probekörpern soll jedoch nicht weiter eingegangen werden, da der Focus der vorliegenden Arbeit nicht darin liegt, die eigenen Versuche absolut zu betrachten und ein weiteres Verbundmodell zu formulieren. Vielmehr sollen die relativen Veränderungen des Verbundverhaltens infolge einer baustofflichen Schädigung ermittelt werden. Diese können anschließend in unterschiedliche Verbundmodelle, die prinzipiell das gleiche Verbundverhalten beschreiben, eingearbeitet werden. Im Rahmen dieser Arbeit werden die relativen schädigungsbedingten Veränderungen exemplarisch in das Verbundmodell von KRELLER [Kre1] eingearbeitet und hinsichtlich eines schädigungsorientierten Verbundgesetzes für Berechnungen im Stahlbetonbau aufbereitet.

Parameter	eigene Untersuchungen	Untersuchungen nach ELIGEHAUSEN et al.
Probekörperabmessungen	Kantenlänge ca. $a=150\text{mm}$	Kantenlänge $a=200\text{mm}$
Betondeckung	$c=27\text{mm}$	$c=30\text{mm}$
Verbundlänge	$l_v=74\text{mm}$, ca. 50% der Kantenlänge	ca. $l_v=80\text{mm}$, ca. 40% der Kantenlänge
Höhe des Querschlitzes oberhalb der Bewehrungsunterkante	$48\text{mm}=1,8c$	$30\text{mm}=c$
Verminderung der Querdehnungsbehinderung (Typ A)	Teflonscheibe: $t=1\text{mm}$ auf dem Trennblech	Teflonspray auf dem Trennblech
Stärke des Trennblechs	$t=2\text{mm}$	$t=1\text{mm}$
Konsolbewehrung (Typ B)	4 Bügel $d_{b\ddot{u}}=4\text{mm}$	2 Bügel $d_{b\ddot{u}}=6\text{mm}$
Betonzusammensetzung und Einzelkomponenten	differierend	

Tabelle 4-5: Wesentliche voneinander abweichende Parameter der eigenen und der Verbunduntersuchungen von ELIGEHAUSEN et al. [Eli2]

4.5.2 Ergebnisse der Versuchsserie zum Probekörpertyp A

Wie zu erwarten, zeigt das optische Rissbild für alle durchgeführten Versuche eindeutig ein Versagen infolge Längsrissbildung. Das exemplarisch in Bild 4-11 dargestellte Rissbild eines befestigten Probekörpers weist prinzipiell keine Unterschiede zum Rissbild eines unbefestigten Probekörpers auf, so dass die im Nachfolgenden aufgeführten schädigungsbedingten Veränderungen nicht auf Unterschiede in der Versagensart zwischen geschädigten und ungeschädigten Probekörpern zurückzuführen sind. Der Längsriss beginnt an dem zum Trennblech zugewandten Ende der Verbundstrecke und setzt sich entlang der Verbundlänge über den Rand des Betonkörpers zum unbelasteten Ende des Stabstahls fort. Die beiden parallel zur befestigten Prüffläche verlaufenden Risse laufen vom Bewehrungsstahl schräg nach unten bis auf die Höhe des Trennbleches.



Bild 4-11: Typisches Rissbild

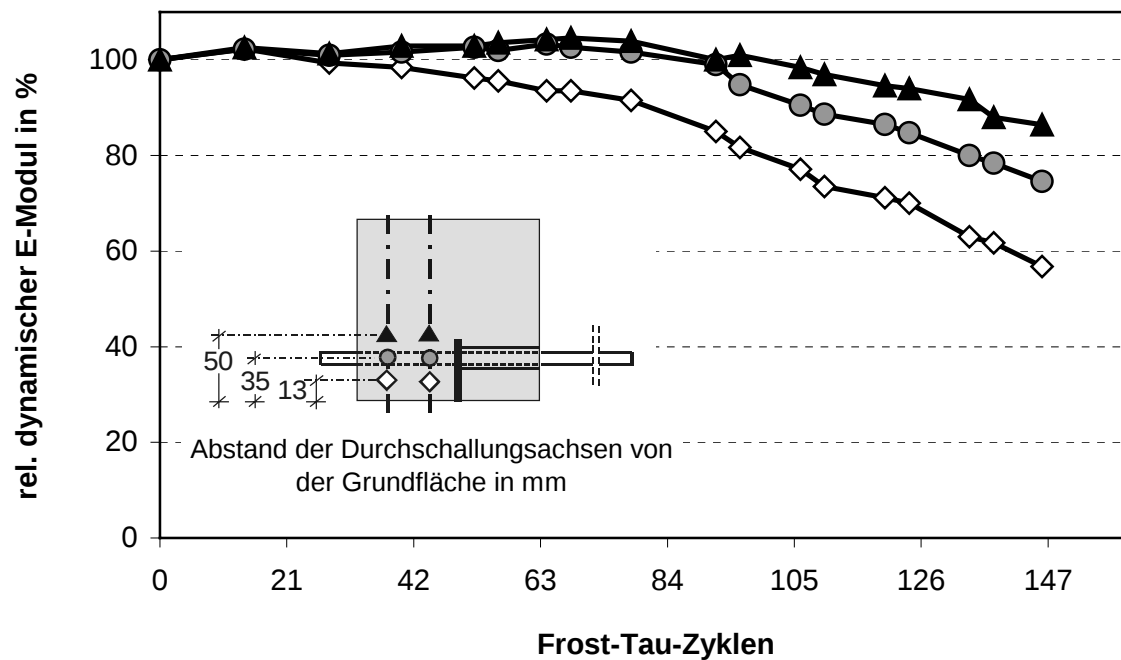


Bild 4-12: Verlauf des rel. dynamischen E-Moduls in den unterschiedlichen Höhenlagen in Abhängigkeit der Frost-Tau-Zyklen

Der Verlauf des relativen dynamischen E-Moduls in den unterschiedlichen Höhenlagen ist in Bild 4-12 exemplarisch für einen Probekörper dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die innere Schädigung, wie schon bei den Untersuchungen zu den Betonkennwerten (vgl. Abschnitt 3.2), von außen nach innen voranschreitet.

Die auf die Ergebnisse der unbefrosten Referenzprobekörper bezogene Veränderung des Verbundverhaltens in Abhängigkeit der inneren Schädigung ist in Bild 4-13 dargestellt. Als äquivalente Schädigung für die Veränderung des Verbundverhaltens wird für diese Darstellung die innere Schädigung der Betondeckung bzw. der Abfall des relativen dynamischen E-Moduls in der äußersten Durchschallungsachse in 13 mm Entfernung von der befrosten Prüffläche angesetzt.

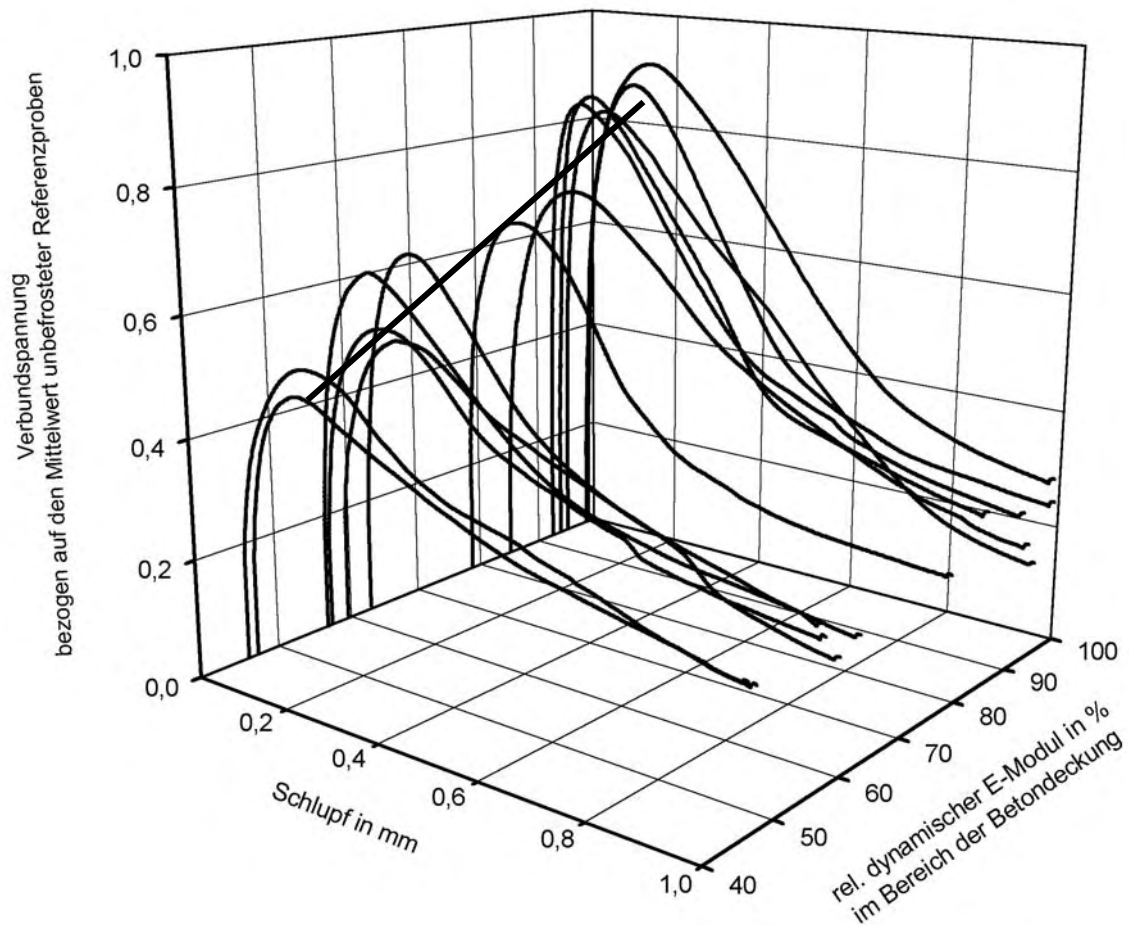


Bild 4-13: Relative Veränderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung infolge einer inneren Frostschädigung bezogen auf die Mittelwerte unbefroster Referenzproben

Die Ergebnisse zeigen deutlich eine Veränderung des Verbundverhaltens mit zunehmendem inneren Schädigungsgrad. Dabei lassen sich, wie bereits in [Pet1] dargestellt, zwei unterschiedliche schädigungsbedingte Veränderungen des Verbundverhaltens feststellen. Zunächst ergibt sich eine **Verringerung der maximal aufnehmbaren Verbundspannung**. Bei Wirkung von Verbundkräften entstehen Ringzugspannungen um den Bewehrungsstab, die im Moment des Versagens die Betonzugspannungen überschreiten, so dass ein Längsriss an die Oberfläche tritt. Der Bruchmechanismus findet im Bereich des geringsten Querschnitts zur Aufnahme der Ringzugspannungen statt. Daher ist für eine Veränderung der maximalen Verbundspannung die Schädigung im Bereich der Betondeckung relevant.

Neben der maximal aufnehmbaren Verbundspannung tritt auch eine schädigungsinduzierte **Veränderung des Schlupfes** ein. Zur Erläuterung der schädigungsorientierten Änderungen der Schlupfwerte sind in Bild 4-14 exemplarisch die gemessenen Verbundspannungs-Schlupf-Kurven eines unbefrosten Probekörpers sowie dreier befroster Probekörper unterschiedlicher

Schadigungsgrade dargestellt. Die zugehörigen Schädigungsgrade der befrostenen Probekörper, von Probekörper A nach C ansteigend, sind Tabelle 4-6 zu entnehmen.

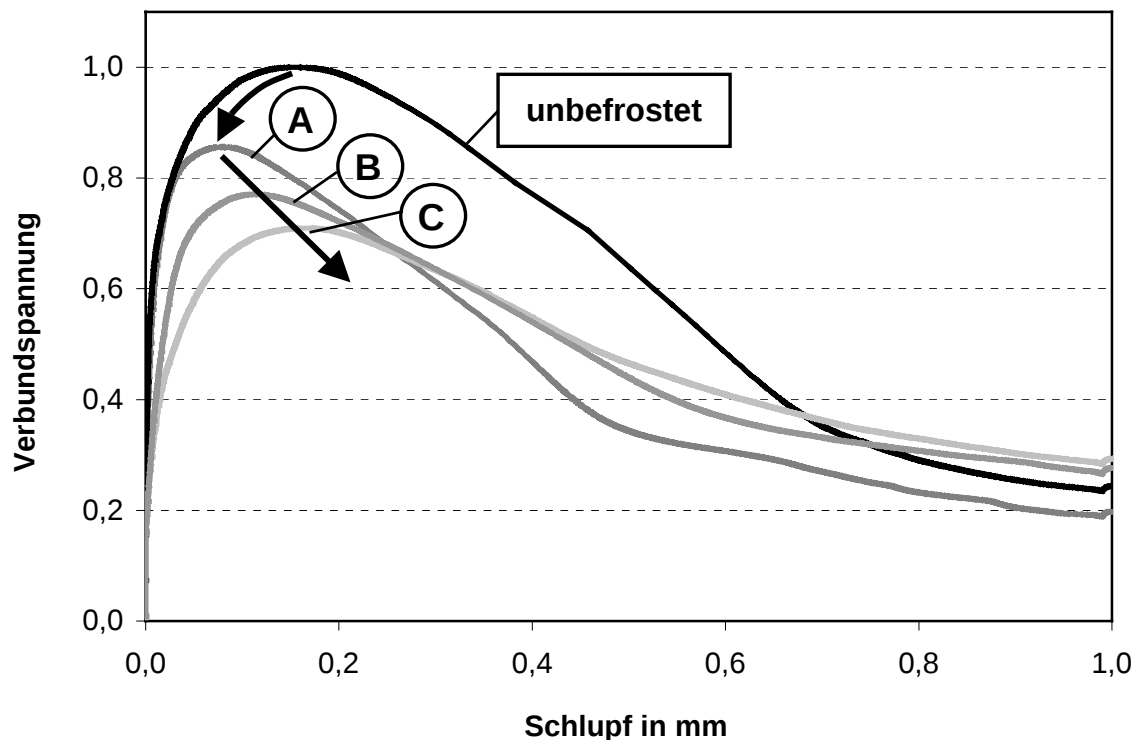


Bild 4-14: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung eines unbefrostenen Probekörpers sowie Probekörper unterschiedlicher Schädigungsgrade

Probekörper	relativer dynamischer E-Modul in %	
	13 mm über der Prüffläche (Betondeckung)	35 mm über der Prüffläche (Bewehrungslage)
A	94	100
B	89	95
C	85	92

Tabelle 4-6: Schädigungsgrade der Probekörper A bis C aus Bild 4-14

Solange die innere Schädigung lediglich im Bereich der Betondeckung und noch nicht bis zum Bewehrungsstab vorangeschritten ist, tritt keine Veränderung des Druckspannungs-Stauchungsverhaltens im Lasteinleitungsbereich der Verbundkräfte ein. Die Verbundspannungs-Schlupf-Kurven derartig geschädigter Probekörper (vgl. Bild 4-14, Kurve A) verlaufen somit bis zum Versagen auf der ungeschädigten Referenzkurve. Da jedoch die maximal aufnehmbare Verbundspannung bereits durch die Schädigung im Bereich der Betondeckung verringert

wird, tritt eine Verringerung des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung ein, während die Schlupfwerte vor Erreichen der maximalen Verbundspannung nahezu unverändert bleiben. Schreitet die innere Schädigung weiter in den Probekörper vor und erreicht den Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton, wird das Verbundverhalten vor der maximalen Verbundspannung zunehmend weicher und die Schlupfwerte steigen rasch an (vgl. Bild 4-14, Kurve B u. C).

Aus den Versuchen ist ersichtlich, dass die Restfestigkeit, die sich im Anschluss an den abfallenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung einstellt, innerhalb des Streubereiches liegt und keine nennenswerten Veränderungen in Abhängigkeit der Schädigung aufweisen. Ebenfalls schädigungsunabhängig ist der Schlupfwert, bei dem diese Restfestigkeit erreicht wird.

In Bild 4-15 ist die maximale Verbundspannung (Abb. 4-15,a) sowie der Schlupf bei maximaler Verbundspannung (Abb. 4-15,b) in Abhängigkeit der inneren Schädigung im Bereich der Betondeckung dargestellt. Die Veränderungen werden dabei bezogen auf die Mittelwerte unbefrosterter Referenzproben in % angegeben. Für die Auswertung der Versuchsergebnisse bezüglich des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung wurde eins der 14 befestigten Versuchsergebnisse als Ausreißer eingestuft und somit nicht für die Auswertung berücksichtigt.

Die maximal aufnehmbaren Verbundspannungen weisen einen linearen Zusammenhang zu der inneren Schädigung im Bereich der Betondeckung auf. Wie bereits die Untersuchungen an den unbefrostenen Probekörpern (vgl. Tabelle 4-3) zeigten, besitzen die Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung - den Angaben in der Literatur entsprechend - relativ große Streuungen. Dennoch lässt sich anhand der Versuchsergebnisse deutlich eine schädigungsbedingte Änderung des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung erkennen.

Der Schlupf bei maximaler Verbundkraft verringert sich aufgrund der oben geschilderten Zusammenhänge zunächst in Abhängigkeit vom Schädigungsgrad. Ist mit steigendem Schädigungsgrad auch der Beton im direkten Lasteinleitungsbereich der Verbundkräfte erreicht, wird das Verbundverhalten deutlich weicher, ausgedrückt durch das Ansteigen der Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung.

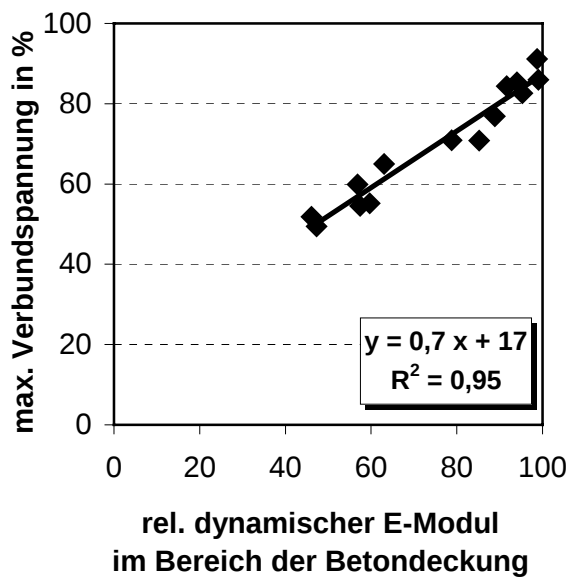
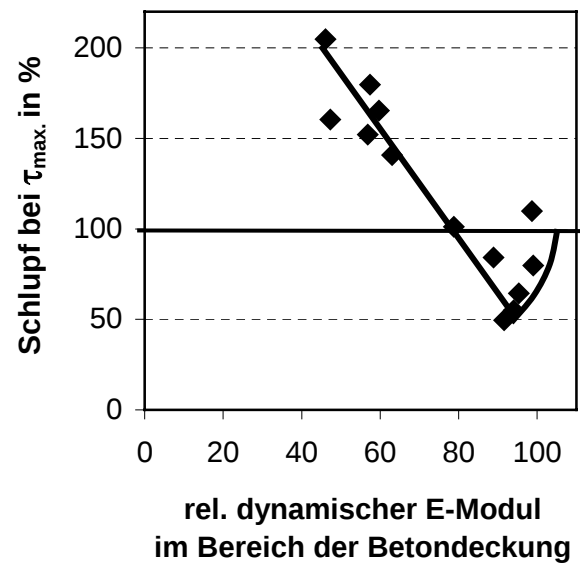
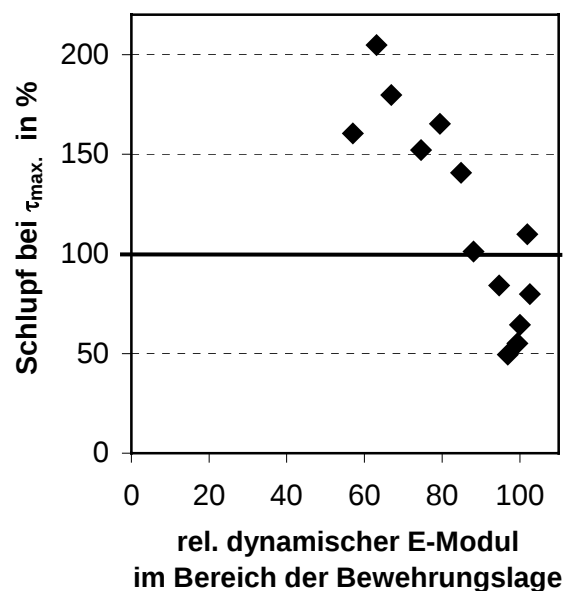
Bild. 4-15,a**Bild. 4-15,b****Bild 4-15:** Gegenüberstellung der maximalen Verbundspannungen sowie des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung zum relativen dynamischen E-Modul

Bild 4-16 zeigt die Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung im Zusammenhang zum relativen dynamischen Elastizitätsmodul in der Bewehrungslage (35 mm Abstand von der Prüffläche). Diese Darstellung der Versuchsergebnisse soll nochmals das Ansteigen der Schlupfwerte verdeutlichen, das eintritt, sobald die innere Schädigung die Bewehrungslage erreicht. Solang noch nicht die Bewehrungslage erfasst ist, verringern sich die Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung in Abhängigkeit des Schädigungsgrades innerhalb der Betondeckung (s.o.). Sobald auch der relative dynamische E-Modul im Bereich der Bewehrungslage auf die Schädigung reagiert, tritt ein Umkehreffekt ein und die Schlupfwerte steigen an.

**Bild 4-16:** Gegenüberstellung des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung zum relativen dynamischen E-Modul

4.5.3 Ergebnisse der Versuchsserie zum Probekörpertyp B

Die Verbunduntersuchungen mit dem Probekörpertyp B, der das Verbundverhalten im Einflussbereich eines Primärrisses simuliert (vgl. Abschnitt 2.2.6), zeigen prinzipiell die gleichen frostinduzierten Veränderungen wie die bereits diskutierten Ergebnisse des Probekörpers A.

In Bild 4-17 sind die Ergebnisse des Probekörpertyps B denen des Probekörpertyps A gegenübergestellt. Dieser Vergleich wurde sowohl für die Veränderung der maximalen Verbundspannungen (vgl. Bild 4-17,a), als auch für die Veränderung des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung (vgl. Bild 4-17,b) vorgenommen. Dabei zeigen sich keine signifikanten Unterschiede zwischen den beiden Probekörpern, die ein unterschiedliches Verhalten in Abhängigkeit vom Abstand zum Primärriss vermuten ließen.

Die prozentuale frostinduzierte Veränderung der maximalen Verbundspannung sowie des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung zeigte sich somit unabhängig vom Abstand zum Primärriss.

Bild. 4-17,a

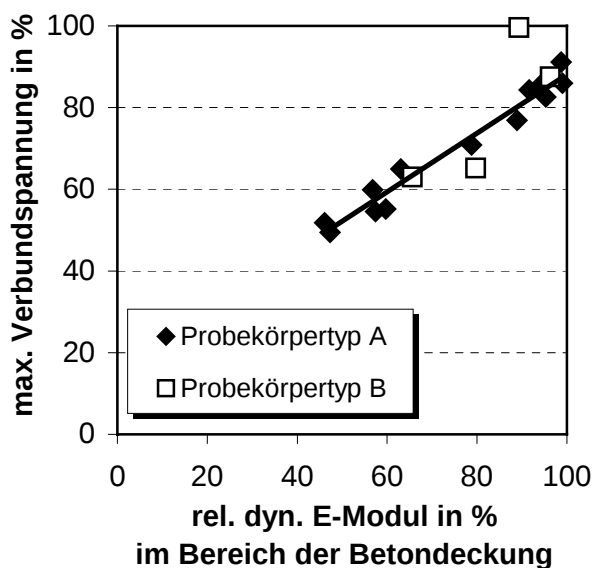


Bild. 4-17,b

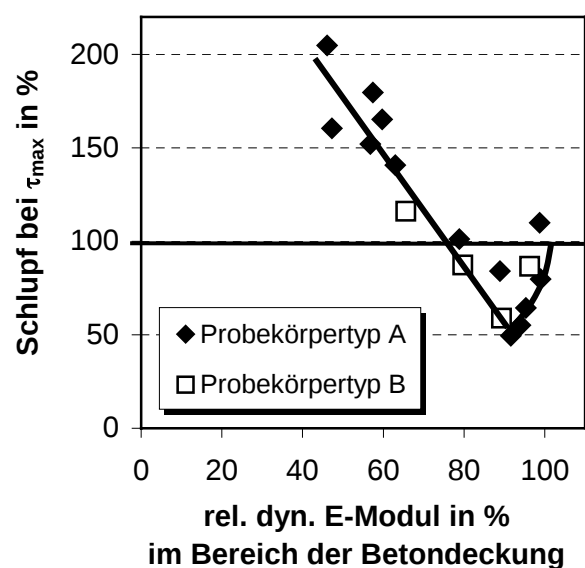


Bild 4-17: Vergleich der frostinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens bei den unterschiedlichen Probekörpertypen A und B

4.5.4 Ergebnisse der Versuchsserie mit einer weiteren Betonrezeptur

Die ergänzend durchgeführten Verbunduntersuchungen zur Betonrezeptur B (vgl. Tabelle 4-1) sind in Bild 4-18 den Untersuchungen zu der Rezeptur A2 gegenübergestellt. Für die Veränderungen des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung (Bild 4-18,b) ist eines der vier Versuchsergebnisse in der Auswertung nicht berücksichtigt, da bei diesem Versuch Probleme bei der Wegmessung auftraten.

Ebenso wie für die unterschiedlichen Probekörpertypen lassen sich auch für die unterschiedlichen Betonrezepturen keine Unterschiede in der frostinduzierten Veränderung des Verbundverhaltens feststellen.

Die mögliche Übertragung der anhand der Untersuchungen zur Betonrezeptur A gefundenen Zusammenhänge auf andere Betonzusammensetzungen konnte somit unter Beweis gestellt werden.

Bild. 4-18,a

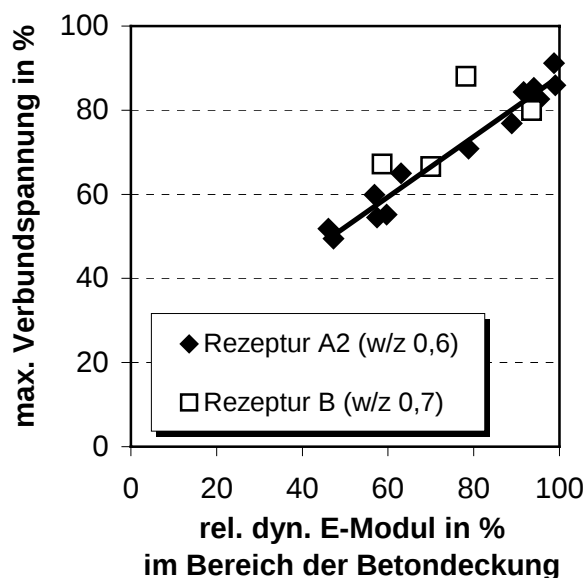


Bild. 4-18,b

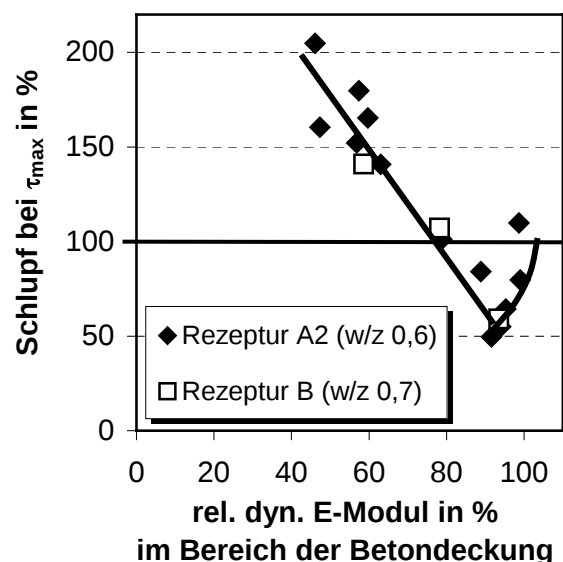


Bild 4-18: Vergleich der frostinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens bei unterschiedlichen Betonrezepturen

4.6 Entwicklung eines schädigungsorientierten Verbundmodells

Die im Abschnitt 4.5 erfassten schädigungsbedingten Veränderungen des Verbundverhaltens infolge einer Frost-Tauwechselbeanspruchung werden im Rahmen dieser Arbeit exemplarisch in das Verbundmodell von KRELLER [Kre1], das in Abschnitt 2.2.6 bereits ausführlich beschrieben wurde, eingearbeitet. Dabei werden die schädigungsbedingten Veränderungen der maximalen Verbundspannung sowie des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung berücksichtigt. Als äquivalente Schädigung wird für beide Größen die innere Schädigung in der Betondeckung bzw. die Veränderung des dynamischen E-Moduls in der Durchschallungsachse 13 mm über der befestigten Fläche (vgl. Bild 4-19) als Bezugswert herangezogen.

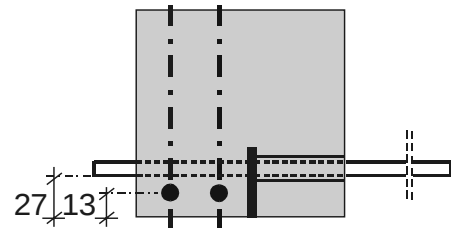


Bild 4-19: herangezogene Durchschallungsachse

Das Verbundmodell von KRELLER [Kre1] berücksichtigt das unterschiedliche Verbundverhalten in Abhängigkeit vom Abstand zu einem Primärriss. Zu diesem Zweck wurden vom Primärriss bis zum Abstand von $5 \cdot d_s$ entlang der Stabachse sechs τ -s-Beziehungen formuliert (vgl. Bild 4-20). Über den Abstand von $5 \cdot d_s$ hinaus bleibt nach [Kre1] das Verbundverhalten vom Primärriss unbeeinflusst, so dass ab diesem Abstand durchgehend das Gesetz 6 gilt.

Dieses ortsabhängige Verbundverhalten wurde aus den unterschiedlichen Probekörpern (Typ A: kein Einfluss des Primärrisses; Typ B: Einfluss des Primärrisses) abgeleitet. Die eigenen Untersuchungen zu diesen beiden Probekörpern zeigen kein signifikant unterschiedliches Verhalten bezüglich der Auswirkungen der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung. Es werden daher die gefundenen schädigungsinduzierten Veränderungen auf alle sechs Verbundgesetze [Kre1] gleichermaßen angewendet.

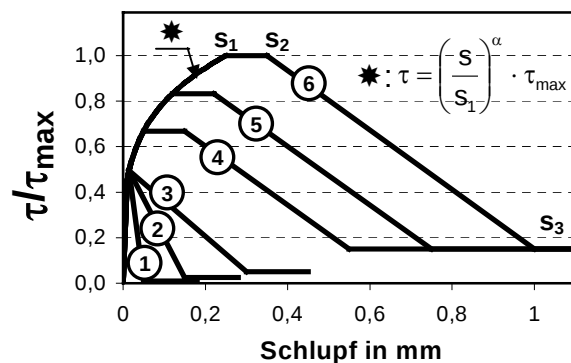


Bild 4-20: Prinzipskizze des Verbundmodells von KRELLER [Kre1] (vgl. Abs. 2.2.6)

Die Änderung der maximalen Verbundspannung bezogen auf den relativen dynamischen E-Modul in der Betondeckung lässt sich mit einer linearen Beziehung, Gleichung 4-6, beschreiben (vgl. Bild 4-15,a).

$$\tau_{\max}^s = (0,17 + 0,007 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn}}) \cdot \tau_{\max} \quad (4-6)$$

In Abhängigkeit des relativen dynamischen E-Moduls in der Betondeckung lässt sich somit ein Abminderungsfaktor

$$A = 0,17 + 0,007 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn}} \quad (4-7)$$

formulieren, so dass sich die folgende Beziehung ergibt:

$$\tau_{\text{max}}^s = A \cdot \tau_{\text{max}} \quad (4-8)$$

Die schädigungsinduzierte Veränderung des Schlupfes bei maximaler Verbundspannung lässt sich dagegen nicht mit nur einem Zusammenhang beschreiben. Wie unter Abschnitt 4.5.2 erläutert (vgl. Bild 4-15,b), verringert sich bei geringen Schädigungsgraden zunächst der Schlupf bei maximaler Verbundspannung. Der Abfall dieser Schlupfwerte wird so angesetzt, dass er auf der Kurve der ungeschädigten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

$$\tau = \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \cdot \tau_{\text{max}} \quad (4-9)$$

verläuft. Für den Schädigungsbereich bis zu einem relativen dynamischen E-Modul von 90 % ergibt sich somit ein nichtlinearer Zusammenhang. Dabei werden die Änderungen auf s_1 und s_2 gleichermaßen übertragen, so dass die Breite des Bereiches der maximalen Verbundspannung unverändert bleibt. Die geschädigten s_1 - und s_2 -Werte lassen sich somit bis zu einem relativen dynamischen E-Modul von 90 % wie folgt berechnen:

$$s_{1,2}^s = \sqrt[\alpha]{\left(\frac{\tau_{\text{max}}^s}{\tau_{\text{max}}} \right)} \cdot s_{1,2} \quad (4-10)$$

Mit zunehmender Schädigung, ab einem relativen dynamischen E-Modul $< 90 \%$, steigen die Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung wieder an. Für diesen Anstieg stellt sich ein linearer Zusammenhang dar (vgl. Bild 4-15,a), der sich mit folgender Gleichung 4-11 beschreiben lässt:

$$s_{1,2}^s = (335 - 0,03 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn}}) \cdot s_{1,2} \quad (4-11)$$

Der schädigungsbedingte Verlauf der Verbundspannung vor Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit ergibt sich durch Einsetzen der Größen τ_{max}^s und s_1^s .

$$\tau^s = \left(\frac{s}{s_1^s} \right)^\alpha \cdot \tau_{\text{max}}^s \quad (4-12)$$

Die Restfestigkeit τ_R , die sich im Anschluss an den abfallenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung einstellt, wird von der Frostschädigung nicht nennenswert verändert. Gleiches gilt für den Schlupfwert s_3 , bei dem diese Restfestigkeit erreicht wird. Für diese Größen wird demnach auch keine schädigungsinduzierte Veränderung angesetzt.

Die prinzipiellen Veränderungen, die sich durch die inneren Schädigungen infolge der Frostbeanspruchung ergeben, sind nochmals in Bild 4-21 skizziert.

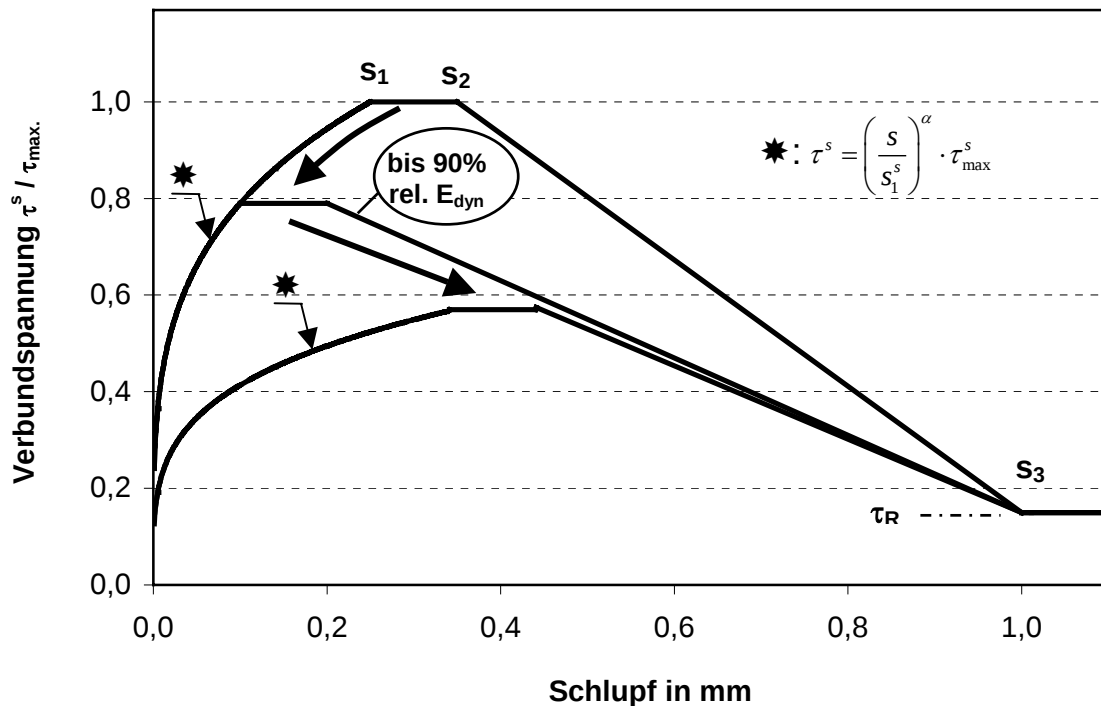


Bild 4-21: Prinzipskizze des schädigungsorientierten Verbundverhaltens angewendet auf das Verbundmodell von KRELLER [Kre1]

Über die schädigungsbedingte Veränderung des Exponenten α (vgl. Gleichung 2-9 und 4-9), der u.a. in dem Modell von KRELLER [Kre1] zur Beschreibung des Verbundverhaltens vor Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit dient, können keine Aussagen getroffen werden. Dieser wird daher als von der Schädigung unbeeinflusst angesetzt. Weiterhin wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit lediglich Untersuchungen zum Verbundbereich I durchgeführt. Inwieweit sich diese Ergebnisse auch auf den Verbundbereich II übertragen lassen, wurde nicht überprüft.

Zusammenfassend ergeben sich für die schädigungsbedingten Veränderungen des Verbundverhaltens, angewendet auf das Verbundgesetz nach KRELLER [Kre1], die in Tabelle 4-7 aufgelisteten Zusammenhänge. Diese Zusammenhänge

sind auf jedes der sechs Verbundmodelle nach KRELLER [Kre1] gleichermaßen anzuwenden.

Parameter	Zusammenhänge	Bemerkung
$\tau_{\max}^s$	$A \cdot \tau_{\max}$ $A = 0,17 + 0,007 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn}}$	rel. E_{dyn} in %
τ_R^s	$\tau_R^s = \tau_R$	
α^s	$\alpha^s = \alpha$	
$s_{1,2}^s$	$s_{1,2}^s = \sqrt{\left(\frac{\tau_{\max}^s}{\tau_{\max}}\right)} \cdot s_{1,2}$	für $90 \% \leq \text{rel. } E_{\text{dyn}} \leq 100 \%$
$s_{1,2}^s$	$s_{1,2}^s = (335 - 0,03 \cdot \text{rel. } E_{\text{dyn}}) \cdot s_{1,2}$	für $\text{rel. } E_{\text{dyn}} < 90 \%$
s_3^s	$s_3^s = s_3$	

Tabelle 4-7: Parameter für ein schädigungsorientiertes Verbundgesetz auf Grundlage des Verbundmodells von KRELLER [Kre1]

In Bild 4-22 sind die schädigungsbedingten Veränderungen des Verbundverhaltens auf alle sechs Verbundgesetze exemplarisch für die Schädigungsgrade:

- rel. dynamischer E-Modul in der Betondeckung = 90 % und
- rel. dynamischer E-Modul in der Betondeckung = 60 %,

für eine Betondruckfestigkeit von $f_{c, \text{cube } 150} = 40 \text{ N/mm}^2$ angewendet worden.

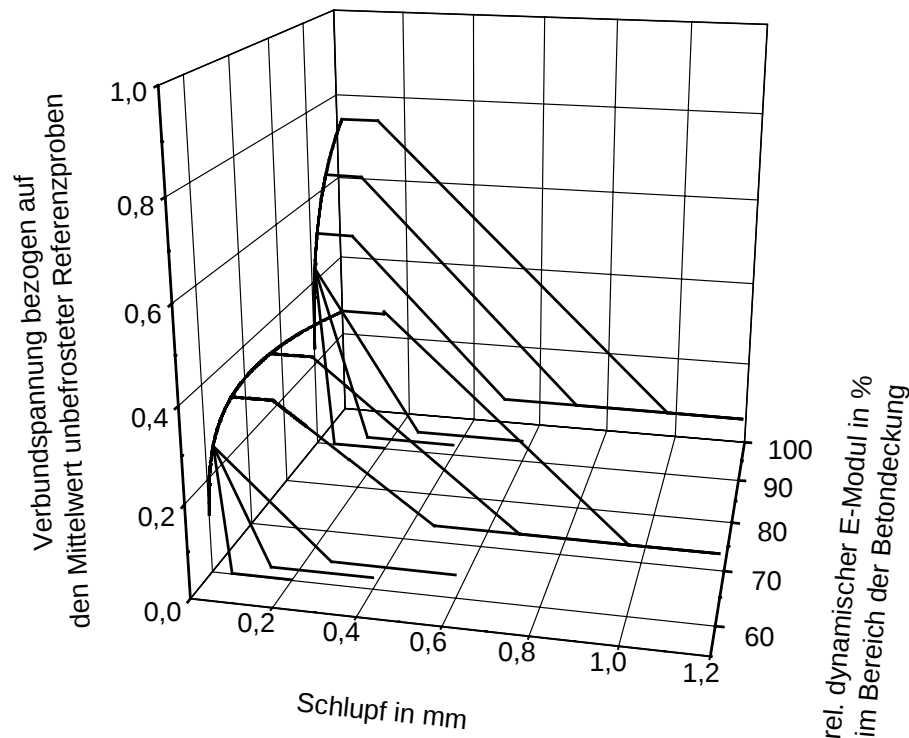


Bild 4-22: Exemplarische Anwendung des schädigungsorientierten Verbundverhaltens auf das Verbundmodell von KRELLER [Kre1], für $f_{c, cube 150} = 40 \text{ N/mm}^2$

4.7 Zusammenfassung

Auch für das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton konnte deutlich der Einfluss der Frostschädigung nachgewiesen werden. Vor dem Hintergrund, dass Verbunduntersuchungen immer mit relativ großen Streuungen behaftet sind, überrascht der gute Zusammenhang zwischen der Veränderung des Verbundverhaltens und der Veränderung des dynamischen E-Moduls. Eine Quantifizierung dieser Zusammenhänge war somit möglich.

Bei den frostinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens ist es besonders bemerkenswert, dass die inneren Gefügeschädigungen, die von der befestigten Betonoberfläche ins Betoninnere voranschreiten, nicht bis zur Bewehrung gelangen müssen, um das Verbundverhalten wesentlich zu beeinflussen. Bereits bei kleinen Gefügeschädigungen innerhalb der Betondeckung wird die maximale Verbundspannung um einen nennenswerten Teil herabgesetzt. Dies kann mit dem Auftreten von Ringzugkräften im Beton um den Bewehrungsstahl erklärt werden. Wird bei weiterem Voranschreiten der inneren Schädigung auch der Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton von der Frostschädigung erfasst, stellt sich das Verbundverhalten zunehmend weicher dar.

Durch Untersuchungen an zwei unterschiedlichen Probekörpertypen, die das Verbundverhalten in unterschiedlichen Abständen zu einem Primärriss simulieren, konnte nachgewiesen werden, dass die prozentualen frostinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens unabhängig vom Abstand zum Primärriss sind. Darüber hinaus zeigten sich die schädigungsbedingten Veränderungen des Verbundverhaltens auch bei Versuchen zu einer zweiten Betonrezeptur in analoger Weise. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit erfassten Zusammenhänge können somit auch auf weitere Betonrezepturen übertragen werden.

Der im vorangegangenen Kapitel 3 erfasste Abfall der mechanischen Kenngrößen des Betons, der infolge der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung lediglich im randnahen Bereich auftritt, ist für das Tragverhalten einer Stahlbetonkonstruktion mit ausreichenden Querschnittsabmessungen sicherlich von untergeordneter Bedeutung. Dagegen kann eine Veränderung des Verbundverhaltens das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen erheblich beeinflussen. Auf diese Weise kann die innere Gefügeschädigung einen verhältnismäßig großen Einfluss auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen nehmen, auch wenn lediglich die Randbereiche des Querschnitts von der Schädigung erfasst worden sind.

Die schädigungsinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens wurden im Rahmen dieser Arbeit exemplarisch in das Verbundmodell von KRELLER [Kre1] eingearbeitet. Prinzipiell können die formulierten schädigungsorientierten Zusammenhänge aber auch auf andere Verbundmodelle übertragen werden.

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit werden die im Rahmen dieser Arbeit bislang erfassten schädigungsbedingten Veränderungen der Betonkenngrößen sowie des Verbundverhaltens sowohl experimentell (Kapitel 5) als auch rechnerisch (Kapitel 6) auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen übertragen. Es werden zu diesem Zweck aus der Literatur bekannte computergestützte Modellvorstellungen durch die erfassten schädigungsbedingten Effekte erweitert. Eine Gegenüberstellung der durchgeführten Versuche mit den entsprechenden Modellrechnungen wird in Kapitel 7 vorgenommen.

5. Einfluss der Frostschädigung auf das Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen

Mit den im Rahmen der vorliegenden Arbeit bislang dargestellten Ergebnissen der Betonkennwerte (Kapitel 3) und der Verbunduntersuchungen (Kapitel 4) sind die wesentlichen für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen relevanten Größen bezüglich ihrer frostinduzierten Veränderungen untersucht. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit gilt es, diese erfassten Gesetzmäßigkeiten zu einem schädigungsorientierten Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen zusammenzufassen.

Dabei besitzen biegebeanspruchte Bauteile eine besondere Relevanz bei einem von der Oberfläche aus ins Bauteil vorschreitenden Schädigungsmechanismus, wie die Frost-Tau-Wechselbeanspruchung. Die Randbereiche, in denen die stärksten Schädigungen auftreten, stellen gleichzeitig auch die am stärksten beanspruchten Bereiche des Querschnitts dar. Darüber hinaus besitzt das Verbundverhalten, das, wie bereits nachgewiesen, erhebliche schädigungsbedingte Veränderungen aufweisen kann, für Biegetragglieder einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden daher die schädigungsbedingten Veränderungen des Biegetragverhaltens untersucht.

In diesem Kapitel sollen zunächst durch Bauteilversuche die frostinduzierten Veränderungen des Biegetragverhaltens experimentell erfasst werden. Dabei wird die Veränderung des Tragverhaltens über die frostinduzierte Veränderung der Momenten-Krümmungslinien von Stahlbetonbiegebalken erfasst. Die Biegeversuche dienen im Rahmen der vorliegenden Arbeit in erster Linie der Überprüfung der zuvor erfassten schädigungsorientierten Gesetzmäßigkeiten. Zu diesem Zweck werden im darauffolgenden Kapitel 6 Programmrechnungen zum Biegetragverhalten unter Berücksichtigung der frostinduzierten Veränderungen der Betonkenngrößen sowie des Verbundverhaltens durchgeführt und im Kapitel 7 den Biegeversuchen gegenübergestellt.

Es ist nicht das Ziel, anhand der Biegeversuche schädigungsorientierte Gesetzmäßigkeiten zu formulieren. Für derartige Aussagen ist die Anzahl der Probekörper mit drei befrosten und einem unbefrosten Balken zu gering.

5.1 Konzeption der Versuche

Neben der Veränderung des Biegetragverhaltens im ungerissenen Zustand I, die sich aus den zuvor aufgenommenen Veränderungen des statischen E-Moduls ergibt, gilt es vor allem auch die Veränderungen des Tragverhaltens im Zustand II zu erfassen. Dabei soll die durch die Mikrorissbildung hervorgerufene Veränderung des Tension-Stiffening Effektes bzw. des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen erfasst werden. Zu diesem Zweck werden Momenten-Krümmungslinien von Stahlbetonbalken unterschiedlicher Schädigungsgrade ermittelt und dem Verhalten ungeschädigter Balken gegenübergestellt.

Die Balken werden im 4-Punkt-Biegeversuch geprüft, um einen großen Bereich konstanten Biegemoments bzw. konstanter Krümmung zu untersuchen, der keine zusätzliche Querkraftbeanspruchung besitzt. Längs der Balken werden im Biegezugbereich die Durchbiegungen über induktive Wegaufnehmer gemessen, wobei die Krümmungen aus den Relativverschiebungen der Wegaufnehmer zueinander ermittelt werden.

Abgesehen von einigen Modifikationen (vgl. Abschnitt 5.3) werden die Stahlbetonbalken der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung gemäß dem CIF-Verfahren ausgesetzt. Die Abmessungen der Balken wurden durch die Innenmaße der Frosttruhe begrenzt. Ebenso wie bei den Verbunduntersuchungen oder den Untersuchungen zu den Betonkennwerten wird die Verteilung der inneren Schädigung durch zusätzliche Durchschallungsachsen über den gesamten Probekörper ermittelt.

Die zu wählende Bewehrungsführung muss unterschiedliche Anforderungen erfüllen, die sich teilweise widersprechen. Zum einen sollen sich in der relativ kurzen Biegezugzone möglichst viele Risse einstellen, da sich die Aussagen über den mittleren Rissabstand so aus mehreren Einzelabständen zusammensetzen. Diese Bedingung spricht für einen hohen Bewehrungsgrad. Zum anderen soll der Tension-Stiffening Effekt möglichst ausgeprägt sein, damit ein schädigender Einfluss eines baustofflichen Schädigungsprozesses möglichst gut zu erkennen ist. Diese Bedingung macht einen möglichst geringen Bewehrungsgrad erforderlich. Da die Risse vornehmlich im Bereich der Bügel auftreten, ist der Bügelabstand im biegebeanspruchten Bereich möglichst dem maximalen Rissabstand im abgeschlossenen Rissbild anzupassen, damit durch die Bügel nicht unnötig Risse hervorgerufen werden, die das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen vermindern. Des Weiteren ist die Schubbewehrung so zu wählen, dass keine Schubrisse im Auflagerbereich auftreten. Durch Vorversuche mit unterschiedlichen Bewehrungsführungen wurde die Bewehrungsführung unter den oben genannten Kriterien optimiert.

5.2 Versuchsprogramm

5.2.1 Probekörper

Die Stahlbetonbiegebalken wurden mit den Abmessungen 12 x 15 x 152 cm³ hergestellt. Die Bewehrungsführung der Balken ist in Bild 5-1 abgebildet. Für die Zug- und Bügelbewehrung wurde BSt 500 S eingesetzt, während für die Druckbewehrung BSt 420 S verwendet wurde. Die Endverankerung der Längsbewehrung wurde durch Winkelhaken und einen zusätzlich angeschweißten Stab sichergestellt. Die Dimensionierung der Probekörper erfolgte zum einen nach den Abmessungen der Frosttruhe, zum anderen aber auch nach der Maximallast der verwendeten Prüfmaschine von 50 kN (vgl. Abschnitt 5.4). Dabei war es das Ziel, die Balken so zu dimensionieren, dass die maximal aufnehmbare Last – bis zum Einsetzen des Stahlfließens – gerade über der Maximallast der Prüfmaschine liegt. Auf diese Weise wird mit den Versuchen nahezu die gesamte Momenten-Krümmungslinie aufgenommen, ohne den Messaufbau durch ein Versagen der Balken zu gefährden.

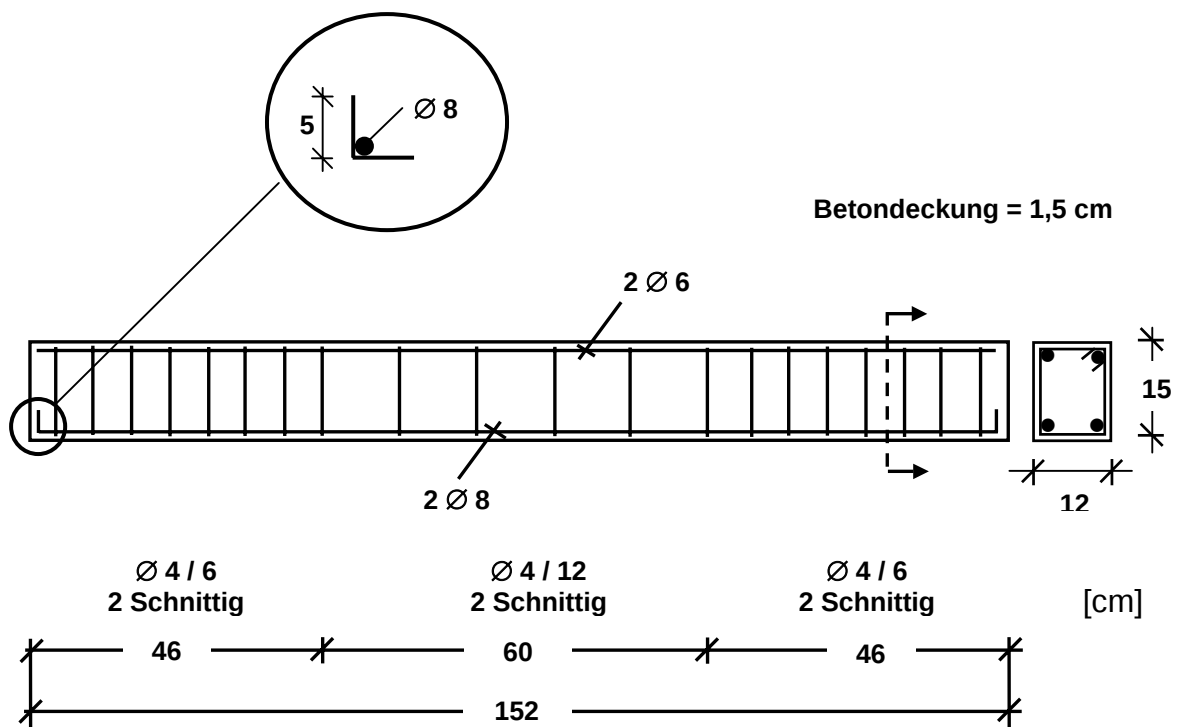


Bild 5-1: Bewehrungsführung

5.2.2 Herstellung und Lagerung

Die Balken wurden auf einem Rütteltisch mit den Abmessungen 750 x 1500 cm² verdichtet. Nach einem Tag wurden die Probekörper ausgeschalt und bis zum siebten Tag unter Wasser gelagert. Anschließend lagerten die Probekörper bis zur Befrostung im Laborklima (20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte). Sieben Tage vor Beginn der Befrostung wurden die Balken, der Prüfanweisung des CIF-Verfahrens entsprechend, in ein 1 cm hohes Wasserbad zur kapillaren Wasseraufnahme gestellt. Der unbefrosthete Referenzprobekörper blieb während der Befrostung der übrigen Probekörper in diesem Wasserbad, um, abgesehen von den Frost-Tau-Wechseln, für diesen Probekörper die gleichen Randbedingungen zu schaffen.

5.2.3 Betonzusammensetzung

Die Versuche wurden mit der gleichen Zusammensetzung durchgeführt, die für die Untersuchungen zum Einfluss einer Frosthchädigung auf das Verbundverhalten (vgl. Abschnitt 4.2.3, Tabelle 4-1) eingesetzt wurde.

5.2.4 Umfang der Versuche

Zu beiden Betonrezepturen wurden jeweils zwei Balken betoniert, die beide aus einer Mischerfüllung hergestellt wurden, so dass die Gleichartigkeit der Betonzusammensetzung gegeben war.

Für die Betonrezeptur A2 (Tabelle 4-1) ist einer der beiden Balken befrosth worden, wobei dieser Balken lediglich bis zu einem geringen Schädigungsgrad befrosth wurde. Somit wurde für Rezeptur A2 das Tragverhalten eines unbefrostheten und das eines geringfügig geschädigten Balken verglichen.

Bei der zweiten Betonrezeptur B (Tabelle 4-1) sind beide Balken bis zu unterschiedlichen Schädigungsgraden befrosth worden. Es wurde für diese Betonrezeptur das Tragverhalten bei einem mittleren Schädigungsgrad dem bei starker Schädigung gegenübergestellt. Bild 5-2 gibt einen Überblick über den Umfang des durchgeführten Versuchsprogramms.

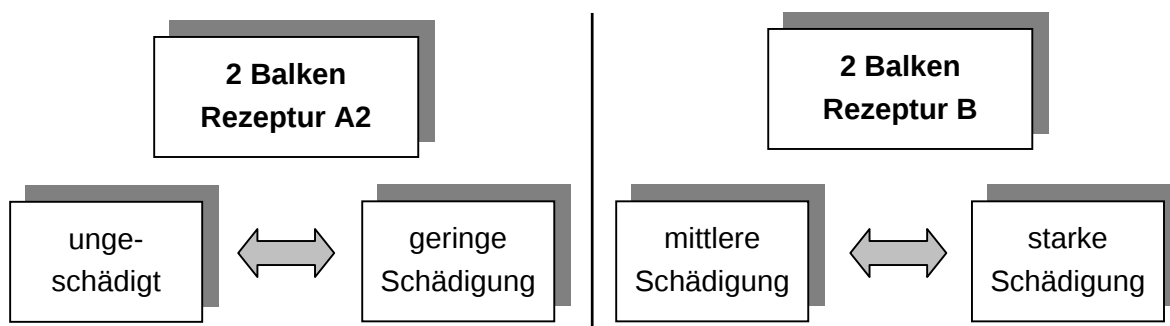


Bild 5-2: Überblick über den Umfang der Balkenversuche

5.3 Aufbringen der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung

Die Befrostung erfolgte prinzipiell nach den Vorgaben des CIF-Verfahrens, wobei sich, wie schon für die zuvor durchgeführten Versuche, einige Modifikationen ergaben. Für die Befrostung der Balken wurde eine Edelstahlwanne angefertigt, die den gesamten Innenraum der Frosttruhe ausfüllt, so dass drei Biegebalken gleichzeitig befroren werden konnten (vgl. Bild 5-3). Mittels eines Krans über der Frosttruhe konnten die Balken bewegt werden.



Bild 5-3: Befrostung der Biegebalken in der CIF-Frosttruhe

Die Ultraschalllaufzeiten wurden über die Balkenlänge in drei Achsen und je Achse in sechs Höhenlagen aufgenommen (vgl. Bild 5-4), um auf diese Weise die Verteilung der inneren Schädigung möglichst genau zu erfassen.

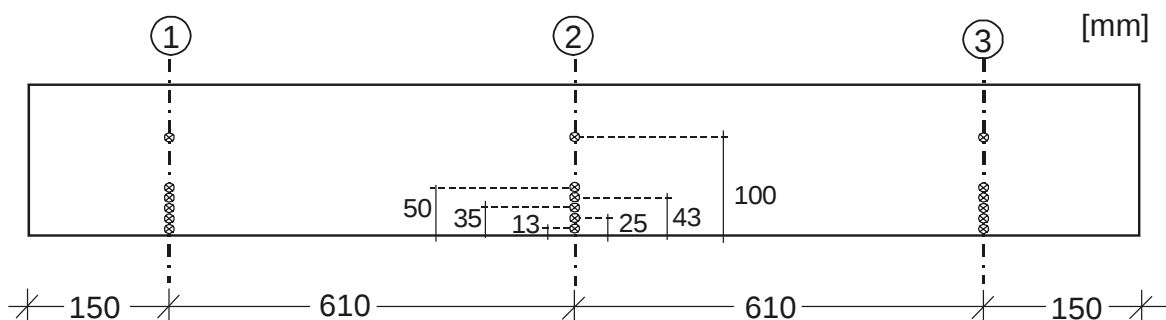


Bild 5-4: Lage der Ultraschallmessstellen

Bild 5-5 zeigt eine Ultraschallmessung der Balken. Für diese Messungen wurde ein Plexiglasbad eingesetzt, das an zwei Achsen Bohrungen für Ultraschallprüfköpfe besitzt. Es konnten somit zwei der drei Achsen gemessen werden, ohne den Probekörper zu bewegen. Für die Messung der dritten Achse wurde der Balken um 180° gedreht. Durch unterschiedlich hohe Abstandhalter, die unter die Balken gelegt wurden, konnten die unterschiedlichen Höhenlagen der Durchschallung eingestellt werden. Auch für die Balken wurde, ebenso wie für alle zuvor durchgeführten Ultraschallmessungen, die Vorlaufstrecke im Ankopplungsmedium auf ca. 2 mm reduziert. Die Ausbreitung des Signals im Ankopplungsmedium wurde dadurch reduziert, um somit die Ultraschallwellen möglichst genau in den jeweiligen Höhenlagen durch den Beton zu leiten.

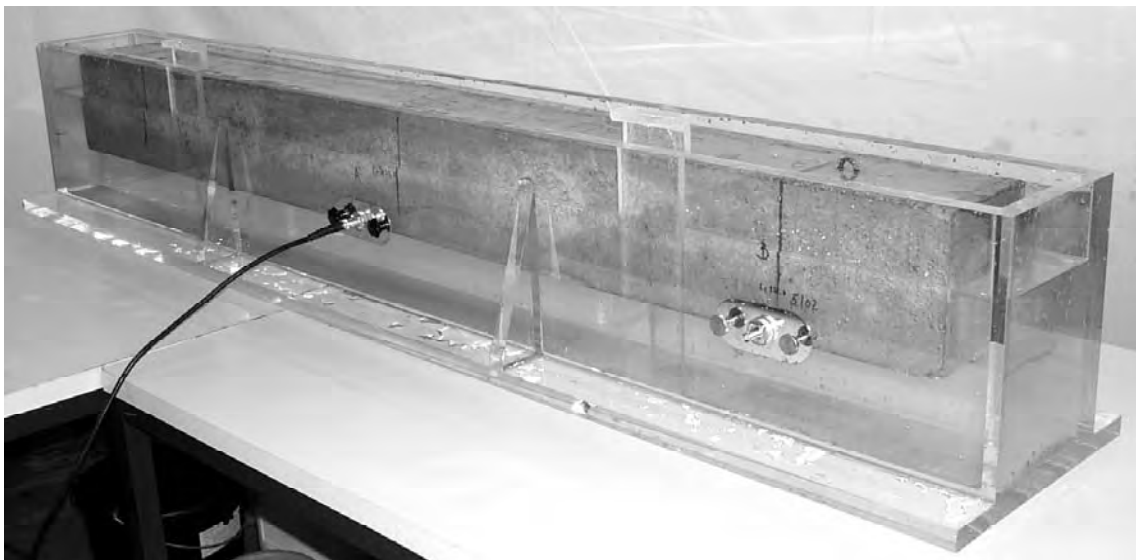


Bild 5-5: Messbad für die Ultraschallmessung

Vor der Befrostung erfolgte in den Bereichen der Durchschallungsachsen die genaue Ortung der Bügelbewehrung mittels eines Profometers. Die Durchschallungsachsen wurden anschließend so gewählt, dass sie zwischen zwei Bügeln liegen (vgl. Bild 5-6). Die Schädigung des Betons sollte auf diese Weise nicht von einer Schädigung in der Grenzfläche Bügelbewehrung und Beton überlagert werden.

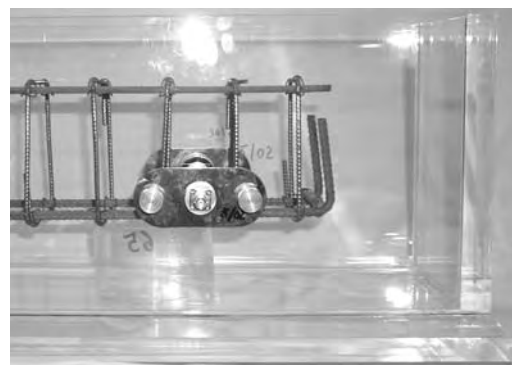


Bild 5-6: Lage der Bewehrung während der Durchschallung

Da die Balken aufgrund ihrer großen Masse bei dem Zyklus des CIF-Verfahrens, der lediglich eine Stunde bei $+20^{\circ}\text{C}$ verweilt, nicht komplett auftauten, konnte die Mikroeislinsepumpe nicht ihre volle Leistungsfähigkeit erreichen. Daher wurde eine Veränderung der Frost-Tau-Zyklen vorgenommen. Die Verweildauer in der Warmphase wurde von einer Stunde auf vier Stunden verlängert. Die Ultraschallmessungen sind nur in der letzten Stunde dieser Warmphase vorgenommen worden, damit die Durchschallungsgeschwindigkeit nicht durch noch gefrorene Porenwasseranteile verfälscht wurde. In [Set7] beschreibt SETZER, dass die Mikroeislinsepumpe ihre größte Wirkung erreicht, wenn keine nennenswerten Anteile des Gelwassers gefrieren, wobei erste Phasenübergänge dieses Wassers nach [Bed1] erst bei -23°C eintreten. Die Amplituden des Temperaturzyklus wurden daher auf $\pm 22^{\circ}\text{C}$ angehoben. Der komplette Zyklus ist Bild 5-7 zu entnehmen.

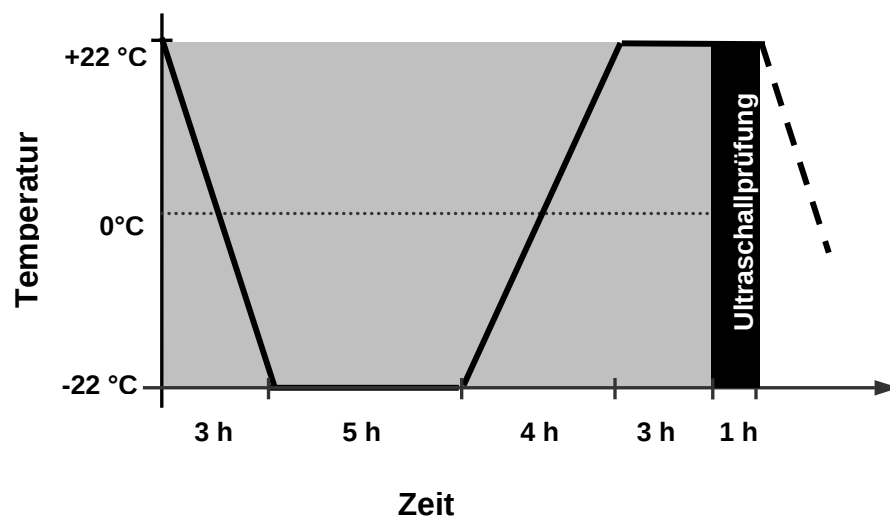


Bild 5-7: Temperaturzyklus eines Frost-Tau-Wechsels

5.4 Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsdurchführung

Die 4-Punkt-Biegeversuche wurden an einem hydraulisch betriebenen Biegeprüfer mit einer Höchstbelastung von 50 kN durchgeführt. Ein Foto des Versuchsstandes ist in Bild 5-8 abgebildet.

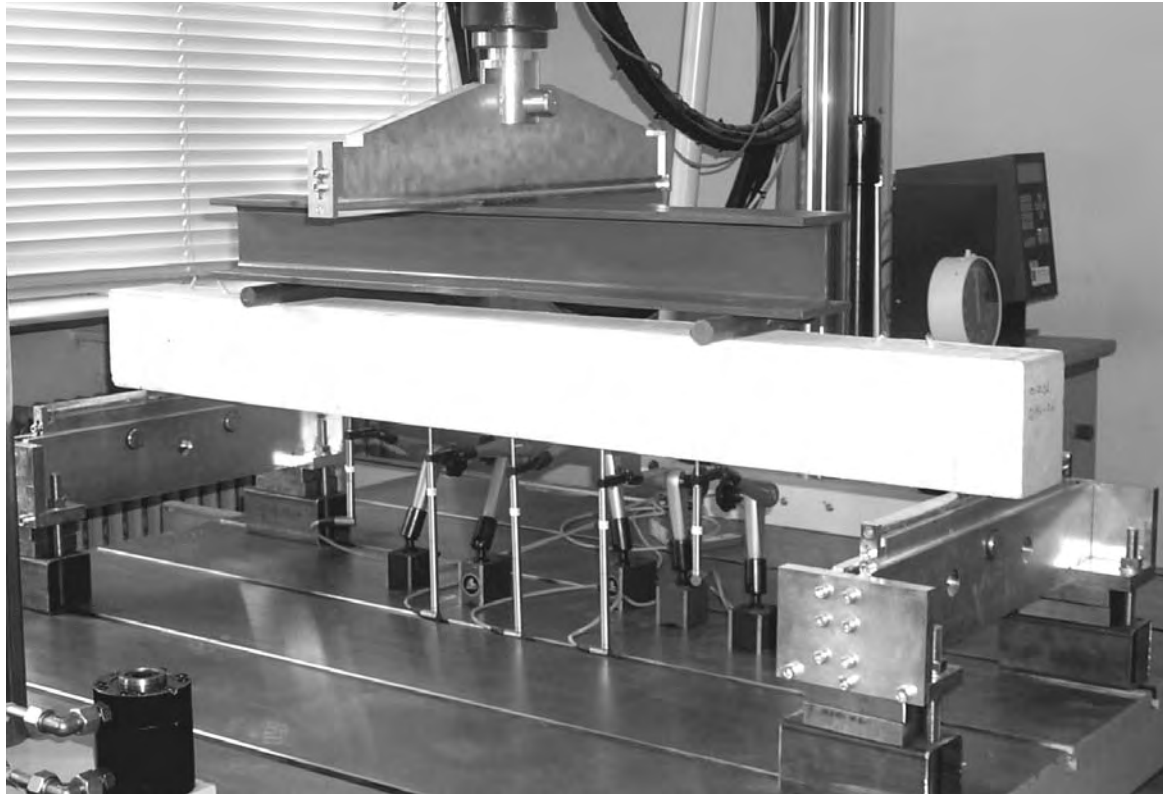


Bild 5-8: Foto des Versuchsaufbaus

Zwischen dem Hydraulikzylinder und dem Schwert des Biegeprüfers wurde eine zusätzliche Kraftmessdose eingebaut, um auf diese Weise ein „externes“ Kraftsignal zu erhalten. Die durch den Hydraulikzylinder aufgebrachte Belastung ist über zwei Walzen unter einer Stahltraverse in zwei Einzellasten aufgeteilt und in den Balken eingeleitet worden.

Die Durchbiegung des Balkens wurde längs der Balkenachse im Biegezugbereich an fünf Messstellen durch induktive Wegaufnehmer, die mit Magnethaltern platziert wurden, aufgenommen (vgl. Bild 5-9). Durch Kalibrierung der Wegaufnehmer wurde eine Auflösung von 1 μm erreicht. An den Messstellen wurden Aluminiumplättchen auf den Balken aufgeklebt, wodurch Messungenauigkeiten infolge Poren oder Rissen an der Betonoberfläche vermieden werden sollten (vgl. Bild 5-10).

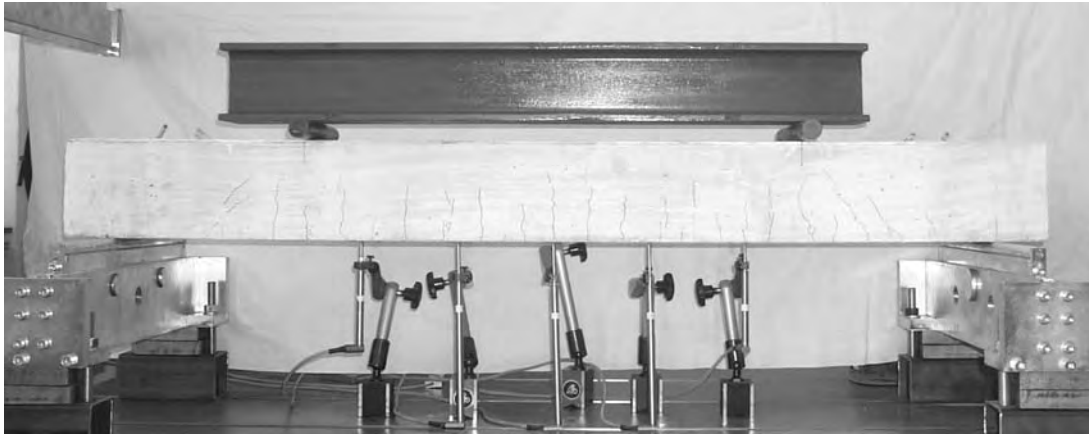


Bild 5-9: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer



Bild 5-10: Messstellen der Wegaufnehmer

Die Signale der Wegaufnehmer, sowie das Signal aus der zusätzlichen Kraftmessdose wurden von einer externen Messbrücke (MGC plus, Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM)) aufgenommen. Über einen mit der Messbrücke verbundenen Rechner wird die Datenerfassungen mittels der Messsoftware Catman (HBM) gesteuert sowie die Messdaten angezeigt und verwaltet. Eine schematische Darstellung des gesamten Versuchsstandes ist Bild 5-11 zu entnehmen.

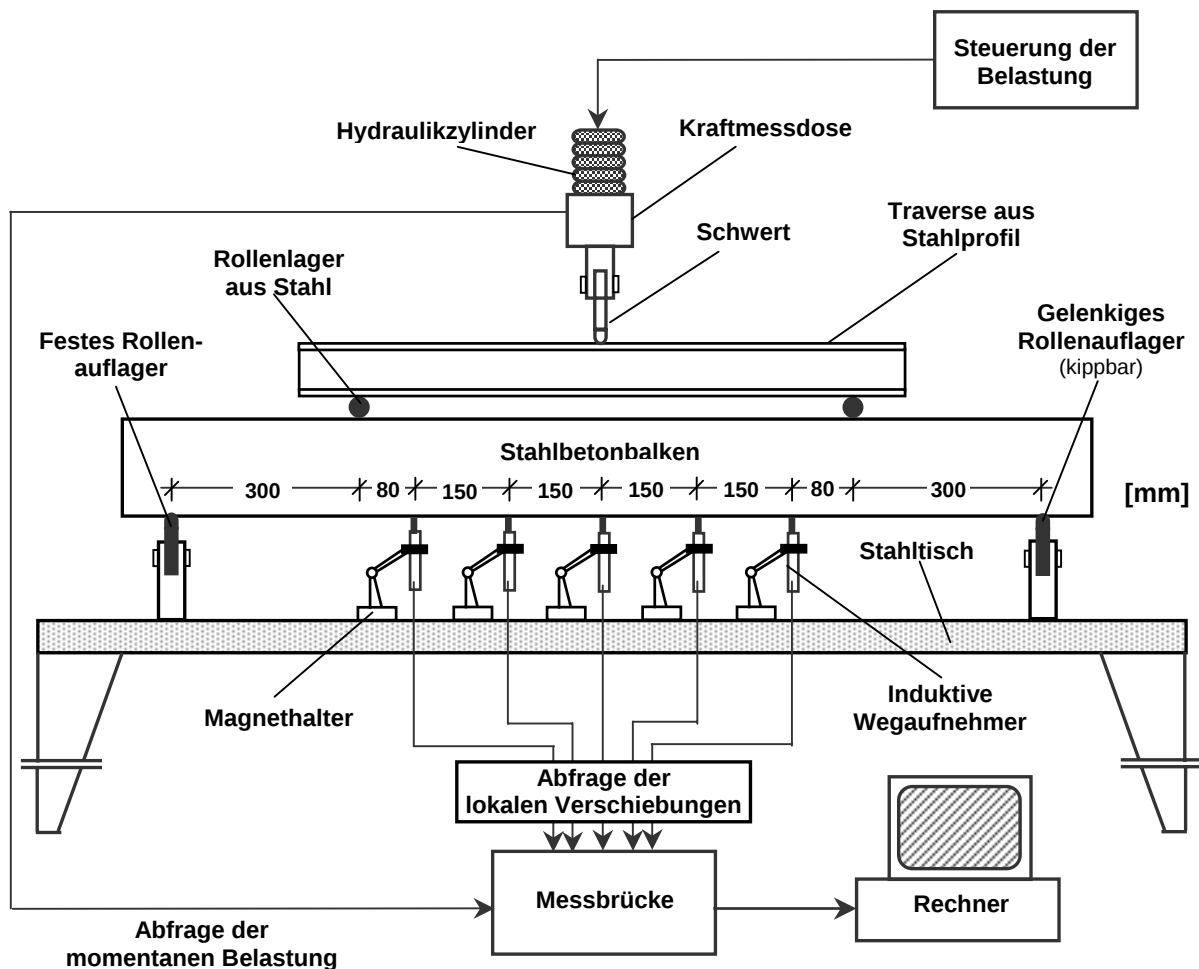


Bild 5-11: Schematische Darstellung des Versuchsstandes

Die Maximallast des Biegeprüfers von 50 kN wurde in 50 Belastungsstufen von 1 kN angefahren. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug dabei 0,05 kN/s. Nach dem Erreichen der jeweiligen Laststufe wurde die Belastung automatisch gestoppt und 3 Minuten konstant gehalten, bis die nächste Laststufe angefahren wurde. Diese Haltezeit von 3 Minuten wurde für die Ausbildung der Rissstruktur bzw. für die Stabilisierung des inneren Gleichgewichtszustandes vorgesehen. Die Wartezeit von drei Minuten wurde gewählt, da nach [Gri1] bei geringeren Wartezeiten mit instabilen Messwerten zu rechnen ist.

Eine Messwertabfrage erfolgte zum Beginn sowie zum Ende jeder Laststufe, wobei jede Messung die Daten Zeitpunkt der Abfrage, Kraft und die Verschiebungen der induktiven Wegaufnehmer beinhaltete (vgl. Bild 5-13). Die Versuchsdauer betrug ca. 3 Stunden.

Vor den Versuchen wurden die Balken mit Kalk bestrichen, um die auftretenden Risse optisch erkennbar zu machen. Während der Versuche wurden die Balken per Augenschein auf Rissbildung untersucht und die Risse farblich gekennzeichnet.

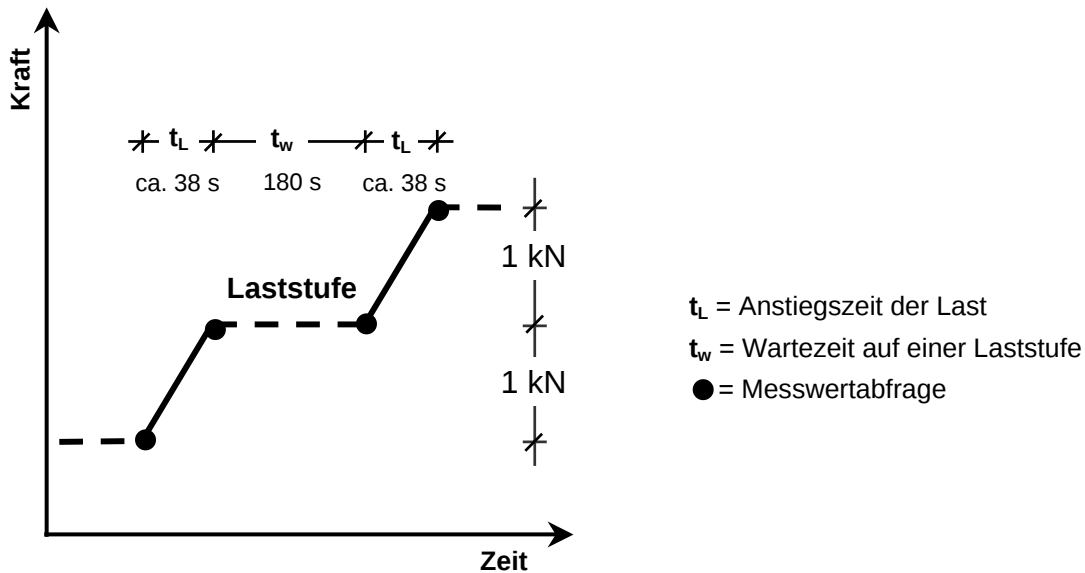


Bild 5-13: Belastungs- und Messabfolge

Nach Beendigung des geschilderten Versuchs wurden die Balken in einem zweiten Biegeprüfer (Maximallast 200 kN) bis zum Stahlfließen belastet. Mit Eintreten des Stahlfließens weiten sich die Primärrisse erheblich auf, so dass die Risse zur Erfassung des Rissabstands bei abgeschlossenem Rissbild deutlich sichtbar werden. Bild 5-12 zeigt exemplarisch einen bis zum Fließbereich beanspruchten Balken.

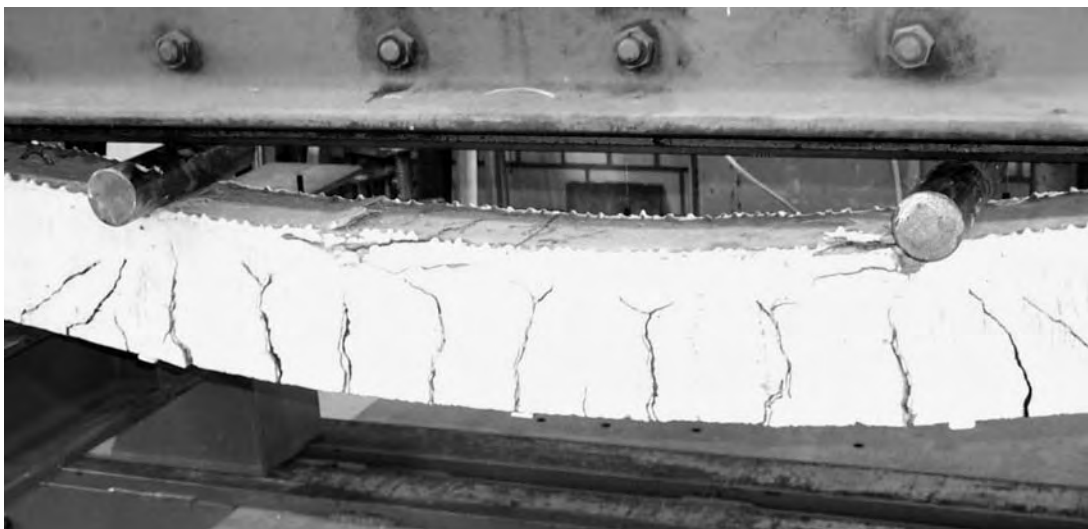


Bild 5-12: Bis zum Stahlfließen belasteter Biegebalken

5.5 Auswertung der Biegeversuche

5.5.1 Ergebnisse der Versuchsserie zur Rezeptur A2

Wie bereits unter Abschnitt 5.2.4 geschildert, soll mit den Balkenversuchen zur Rezeptur A2 der Vergleich zwischen dem Tragverhalten eines ungeschädigten und schwach geschädigten Balkens hergestellt werden. Mit diesem Vergleich soll überprüft werden, inwieweit sich bereits ein sehr geringer Schädigungsgrad auf das Tragverhalten auswirkt.

Das Schädigungsspektrum über die Höhe nach Beendigung der Befrostung ist in Bild 5-14 dargestellt. Die Werte der jeweiligen Durchschallungsachse stellen die Mittelwerte aus den in Abschnitt 5.3 beschriebenen drei Durchschallungsachsen dar, die entlang der Balkenlängsachse aufgenommen wurden. Der Balken ist bis zu einem relativen dynamischen E-Modul in der untersten Höhenlage von ca. 90 % befrosted worden. Die Höhenlage in 100 mm über der befrosteden Fläche zeigt bei diesem Schädigungsgrad noch keinen Abfall im relativen dynamischen E-Modul. Das Schädigungsspektrum über die Höhe stellt sich bei diesem geringen Schädigungsgrad noch nahezu linear dar (vgl. Abschnitt 3.2).

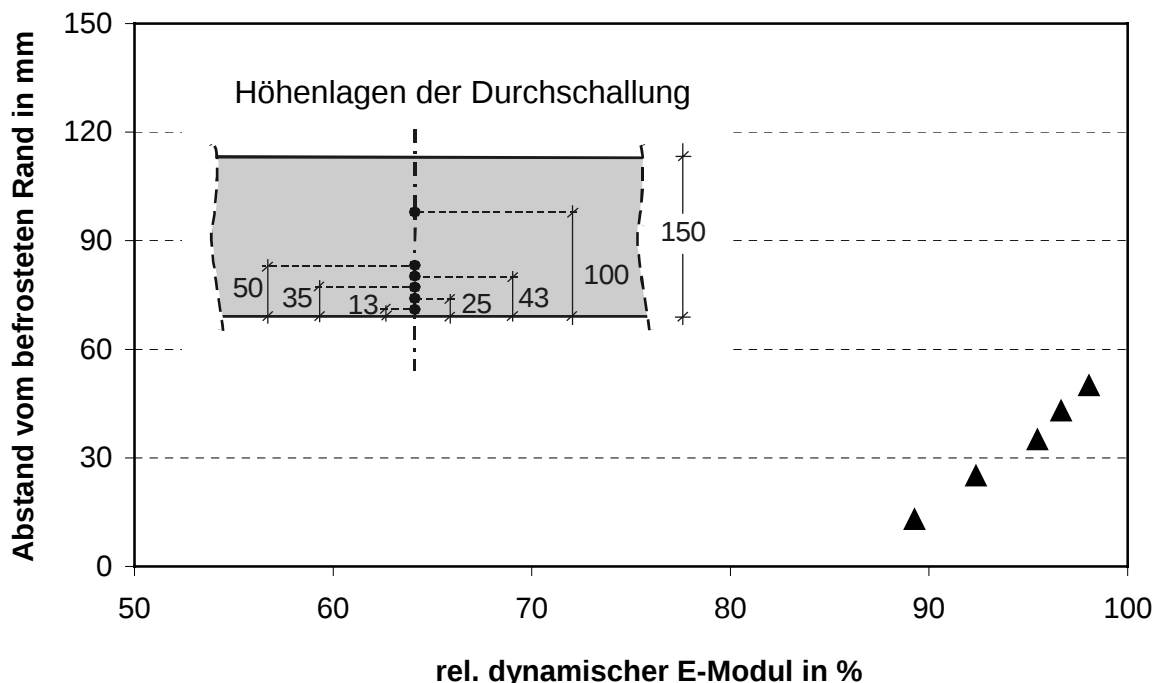


Bild 5-14: Verteilung der inneren Schädigung über die Höhe des befrosteden Balkens der Betonrezeptur A2

In Bild 5-15 ist die Momenten-Krümmungslinie des befrosteden Biegebalkens der Kurve des unbefrosteden Balkens gegenübergestellt. Trotz des relativ geringen Schädigungsgrades weisen die Momenten-Krümmungslinien und damit auch die Durchbiegungen der Balken überraschend deutliche Unterschiede auf. Bereits im

ungerissenen Zustand I ist der frostinduzierte Abfall des statischen E-Moduls bzw. der Biegesteifigkeit zu erkennen, da die Momenten-Krümmungslinie des befrosten Balkens von Beginn an flacher ansteigt.

Aber auch in dem darauf folgenden Zustand II liegt die Kurve des befrosten Balkens deutlich unter der des unbefrosten. Dabei verlaufen die Kurven nahezu parallel zueinander. Lediglich das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen bzw. der Tension-Stiffening Effekt ist für den geschädigten Beton weniger ausgeprägt, so dass die gesamte Momenten-Krümmungsbeziehung deutlich unterhalb der Kurve des unbefrosten verläuft. Der Abfall des Tension-Stiffening Effektes ist dabei auf die frostinduzierte Veränderung des Verbundverhaltens zurückzuführen.

Neben den Momenten-Krümmungslinien sind in Bild 5-15 die Druckfestigkeit sowie der statische E-Modul des ungeschädigten Betons angegeben. Diese Kennwerte wurden an gesondert hergestellten Probekörper ermittelt, die aus derselben Betoniercharge betoniert wurden. Die E-Modulprüfungen erfolgten in Anlehnung an DIN 1048-5:1991-06 [N2].

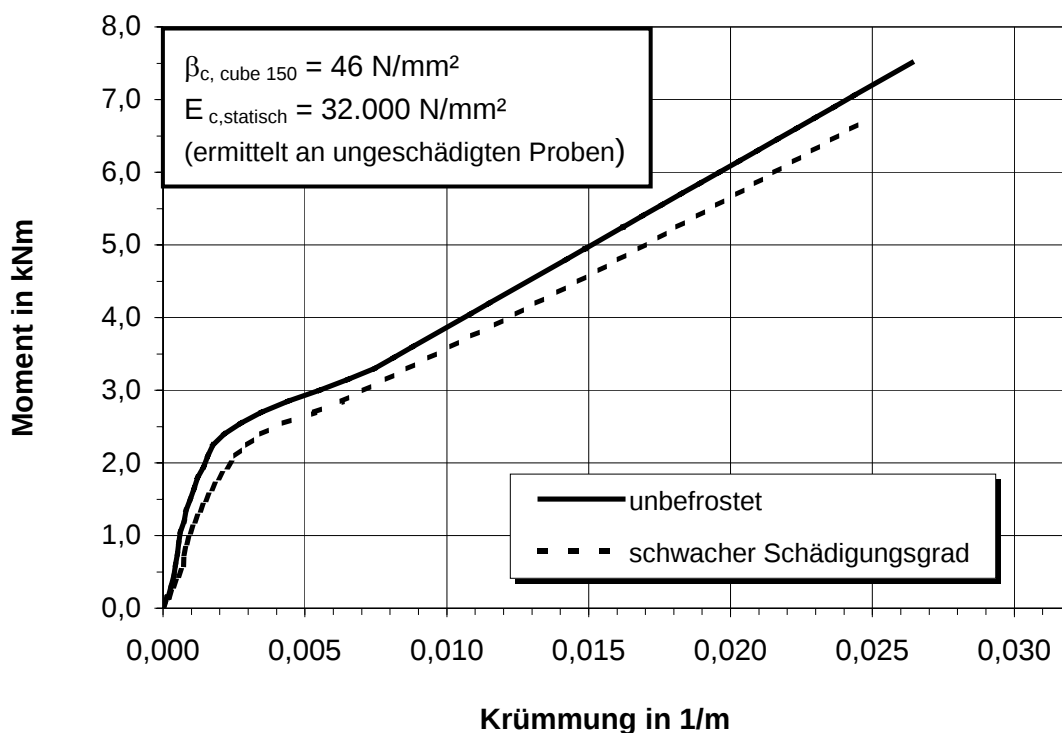


Bild 5-15: Momenten-Krümmungslinie des schwach befrosten sowie des stark befrosten Balkens der Rezeptur A

Die anschließend durch einen zweiten Versuch (vgl. Abschnitt 5.4) ermittelten Kenngrößen: „*Last bei Stahlfließen*“ und „*Rissabstand bei Stahlfließen*“ sind in Tabelle 5-1 angegeben. Im Gegensatz zu den anhand der Momenten-

Krümmungslinien diskutierten Durchbiegungen lässt sich für diese Größen keine schädigungsbedingte Veränderung feststellen.

Balken	Last bei Stahlfließen in kN	Rissabstand bei Stahlfließen in mm
ungeschädigt	50	74
geringer Schädigungsgrad	51	75

Tabelle 5-1: Nachträglich ermittelte Kenngrößen des Biegeversuches der Versuche zur Betonrezeptur A2

5.5.2 Ergebnisse der Versuchsserie mit Rezeptur B

Nachdem für die Betonrezeptur A2 der Unterschied zwischen einem unbefrostenen und einem schwach geschädigten Balken hergestellt wurde, wird bei den Versuchen zur Betonrezeptur B das Biegetragverhalten zweier unterschiedlich stark geschädigter Balken miteinander verglichen. Dabei wird das Tragverhalten eines Balkens mit einem mittleren Schädigungsgrad mit dem eines stark geschädigten Balkens verglichen. Die jeweiligen Schädigungsverläufe über die Höhe nach Beendigung der Befrostung sind in Bild 5-16 dargestellt. Bei beiden Balken ist bereits die Durchschallungsachse 100 mm über der Beanspruchungsfläche von der Schädigung erfasst. Die Schädigungsverläufe stellen sich mit steigendem Schädigungsgrad zunehmend nichtlinearer dar, was den Aussagen in Abschnitt 3.2 bzgl. des Eindringens der Schädigungsfront in den Beton entspricht.

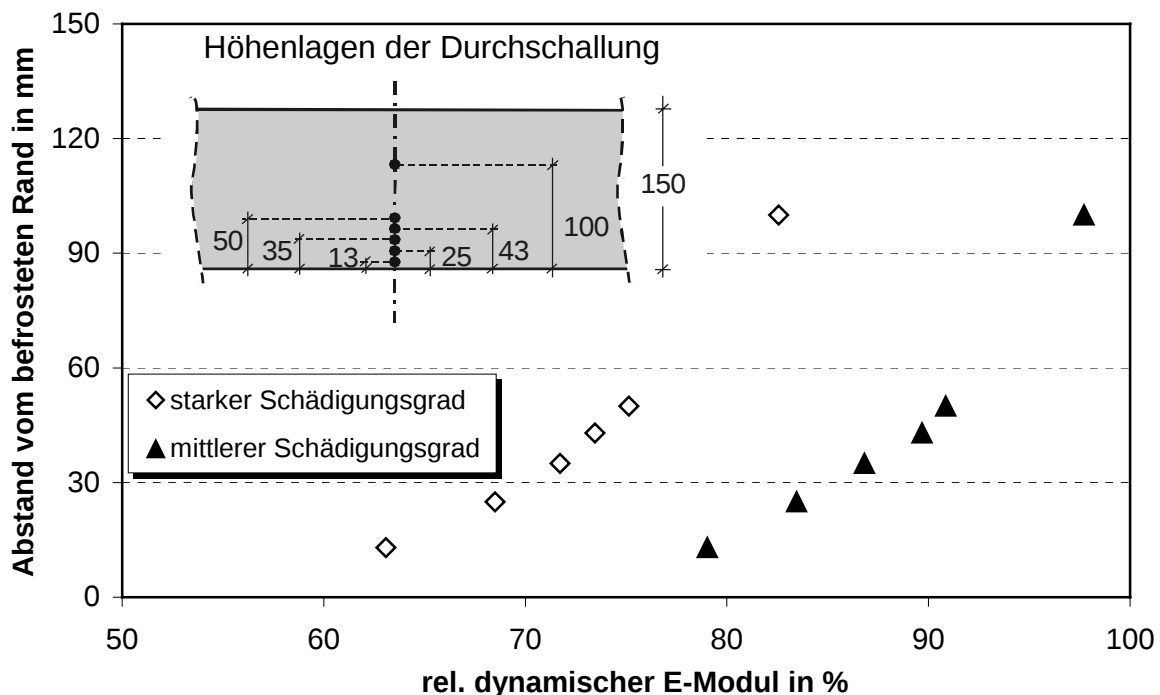


Bild 5-16: Verteilung der inneren Schädigung über die Höhe des stark sowie des schwach befrosten Balkens der Betonrezeptur B

Die in Bild 5-17 abgebildeten Momenten-Krümmungsbeziehungen der beiden Balken zeigen, wie schon die Versuche zu der Betonrezeptur A2, einen deutlichen Einfluss der inneren Schädigung. Bereits im ungerissenen Bereich ist der unterschiedliche Schädigungsgrad durch die differierenden Biegesteifigkeiten zu erkennen. Auch in dem daran anschließenden gerissenen Bereich zeigt sich erwartungsgemäß als Folge der unterschiedlichen Verbundschädigung für den stark befrosten Balken eine stärkere Reduzierung des Tension-Stiffening Effektes.

Wie schon für die Untersuchungen zur Rezeptur A2 wurden parallel zu den Biegebalken Probekörper für die Bestimmung der Druckfestigkeit und die E-Modulbestimmung hergestellt. Die Ergebnisse dieser Prüfungen sind ebenfalls Bild 5-17 zu entnehmen.

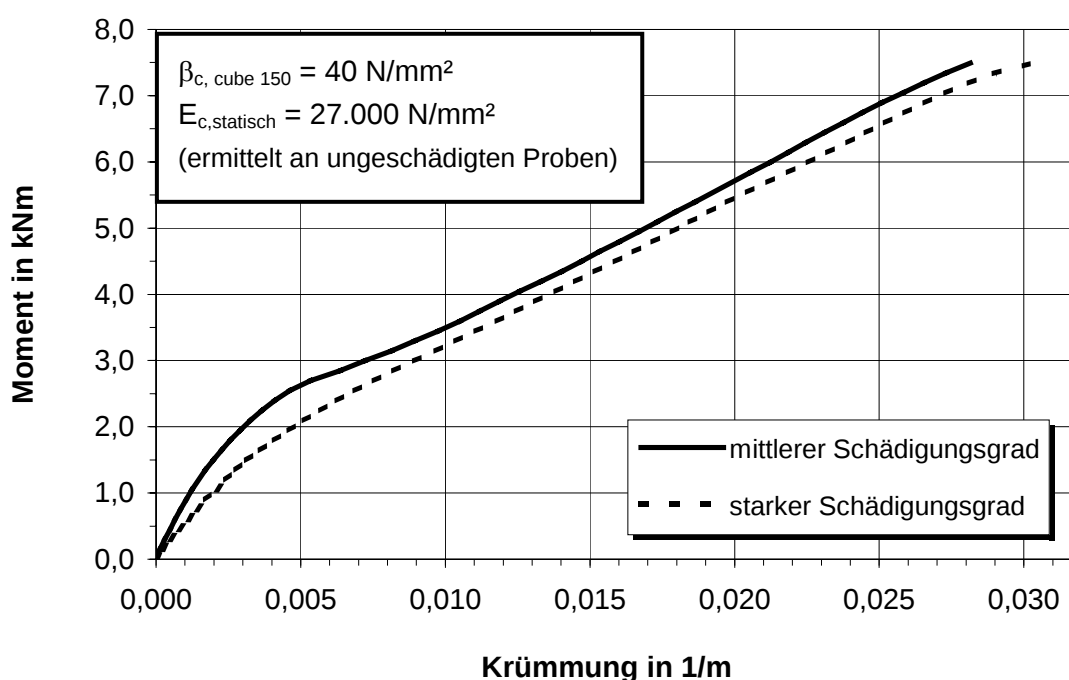


Bild 5-17: Momenten-Krümmungslinie des schwach befrosten sowie des stark befrosten Balkens der Rezeptur B

Der Rissabstand sowie die Last bei Stahlfließen sind in Tabelle 5-2 zusammengestellt. Wie bereits für die Versuche zur Betonrezeptur A2 lassen diese Größen keine schädigungsbedingte Veränderung erkennen.

Balken	Last bei Stahlfließen in kN	Rissabstands bei Stahlfließen in mm
mittlerer Schädigungsgrad	50	81
starker Schädigungsgrad	49	79

Tabelle 5-2: Nachträglich ermittelte Kenngrößen des Biegeversuches der Versuche zur Betonrezeptur B

Auch wenn die Balken der beiden untersuchten Rezepturen quantitativ nicht miteinander verglichen werden können, zeigen bereits die qualitativen Kurvenverläufe deutlich den Einfluss der inneren Schädigung. Bei dem unbefrosten Balken (Rezeptur A2) sind noch deutlich die unterschiedlichen Bereiche des Biegetragverhaltens zu erkennen: „Zustand I, progressive Rissbildung und abgeschlossenes Rissbild“ (vgl. Abschnitt 2.3.1). Mit wachsender Schädigung verlaufen die Momenten-Krümmungslinien zunehmend flacher, so dass die genannten unterschiedlichen Bereiche des Biegetragverhaltens kaum noch abzugrenzen sind und sich die Kurven zunehmend dem reinen Zustand II annähern.

5.6 Zusammenfassung

Alle untersuchten Biegebalken wiesen Unterschiede im Tragverhalten in Abhängigkeit vom Schädigungsgrad auf, wobei mit zunehmender Schädigung ein weiches Biegetragverhalten einher ging. Dabei zeigten sich sowohl der Zustand I als auch der daran anschließende gerissene Bereich durch die Schädigung beeinflusst.

Für die Last sowie den Rissabstand bei Erreichen des Stahlfließens konnte dagegen kein signifikanter Einfluss der Schädigung festgestellt werden. Diese Größen standen jedoch nicht im Focus der Untersuchungen. Für allgemeingültige Aussagen zu diesen Versuchsparametern ist zum einen die Zahl der untersuchten Biegebalken zu gering und zum anderen sind die Abmessungen der Balken zu klein.

6. Modellierung des schädigungsorientierten Biegetragverhaltens

Nach der in Kapitel 5 dargestellten experimentellen Bestätigung des Einflusses einer baustofflich induzierten inneren Schädigung auf das Biegetragverhalten, wird das schädigungsorientierte Beton- (vgl. Kapitel 3) und Verbundverhalten (vgl. Kapitel 4) rechnerisch zu einem schädigungsorientierten Biegetragverhalten zusammengeführt. Zu diesem Zweck werden die schädigungsbedingten Effekte in ein Computermodell zur Berechnung des Biegetragverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen eingearbeitet.

Für diese schädigungsorientierte Erweiterung wurden die bereits unter Abschnitt 2.3.2 ausführlich beschriebenen Modellvorstellungen von POLAK et al. ausgewählt, mit denen sich Momenten-Krümmungslinien von Stahlbetonbalken unter konstanter Biege- und Normalkraftbeanspruchung errechnen lassen.

6.1 Allgemeines

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden zunächst auf Grundlage der Modellvorstellungen von POLAK et al. [Pol1] ein C++ Code zur Berechnung des Lastverformungsverhaltens biegebeanspruchter Stahlbetonbalken programmiert. Anschließend wurde dieses Programm durch die Berücksichtigung des schädigungsorientierten Beton- und Verbundverhalten erweitert. Da im ersten Arbeitsschritt im Wesentlichen die Berechnungsansätze von POLAK et al. verwendet wurden, wird an dieser Stelle auf die Abschnitt 2.3.2 zu entnehmende ausführliche Beschreibung der einzelnen Modellvorstellungen verwiesen.

Im Folgenden wird daher lediglich auf die Modelle eingegangen, die ergänzend zu den genannten Berechnungsansätzen verwendet werden. Dabei handelt es sich in erster Linie um die schädigungsbedingten Gesetzmäßigkeiten. Darüber hinaus werden jedoch auch Teile der von POLAK et al. verwendeten Modelle durch aktuellere Berechnungsansätze ersetzt. Die nachfolgende Beschreibung der Modellvorstellungen zur Berechnung des schädigungsorientierten Biegetragverhaltens lässt sich somit in die Aktualisierung der Modellvorstellungen sowie in die Implementierung der schädigungsbedingten Veränderungen unterteilen.

6.2 Aktualisierung der Modellvorstellungen nach POLAK

Als wesentlichste Weiterentwicklung der Modellvorstellungen von POLAK et al. ist die Implementierung eines neuen Verbundmodells zu nennen. Das bislang verwendete Verbundmodell (vgl. Abschnitt 2.3.2) wurde durch das Modell von KRELLER [Kre1] ersetzt, auf das in Abschnitt 2.2.6 ausführlich eingegangen wurde.

Diese Änderung wurde vorgenommen, da das bislang eingesetzte Verbundmodell nicht mit τ -s-Beziehungen arbeitet, sondern die Pressung an den Rippen in Abhängigkeit des lokalen Schlupfes betrachtet. Um aber die im Rahmen der vorliegenden Arbeit aus τ -s-Beziehungen abgeleiteten schädigungsbedingten Veränderungen des Verbundverhaltens berücksichtigen zu können, musste ein Verbundmodell verwendet werden, das auf der Grundlage von τ -s-Beziehungen arbeitet.

Bild 6-1 zeigt die Rechenabläufe zur Berechnung der Verbundkräfte innerhalb des neu entwickelten Programms. Der Abstand zwischen den Rissen wird wie in dem Programm von POLAK et al. nach Gleichung (2-17) berechnet, wobei als Eingabewert ebenfalls der Abstand zwischen den Rissen bei Eintreten des Stahlfließens erforderlich ist.

Auch der Verlauf bzw. die Berechnung des Schlupfes wird aus [Pol1] übernommen (vgl. Gleichung 2-18). Die verwendete Vereinfachung eines linearen Schlupfverlaufes ist dabei zu tolerieren, da sich beispielsweise in Untersuchungen von GÜNTHER und MEHLHORN [Gün1] der Verlauf des Schlupfes zwischen zwei Rissen als nahezu linear darstellt. Unter Verwendung des Verbundmodells von KRELLER [Kre1] werden aus dem Schlupf entlang des Bewehrungsstabes Verbundspannungen errechnet. Dabei wird zwischen den unterschiedlichen τ -s-Beziehungen, die KRELLER in Abhängigkeit vom Abstand zum Riss definiert hat, linear interpoliert.

Die Längsachse des Bewehrungsstabes wird in Inkremente unterteilt. Gemäß dem Mittelwertsatz der Integrationsrechnung bildet das Programm zwischen zwei aufeinanderfolgenden Verbundspannungswerten τ_x und τ_{x+1} das Integral (vgl. Bild 6-1). Aus den Teilintegralen entlang des Bewehrungsstahls ausgehend vom Rissufer bis zum Mittelpunkt zwischen zwei Rissen wird anschließend durch Multiplikation mit dem Umfang der Stäbe des Zugbereichs die Verbundkraft ermittelt.

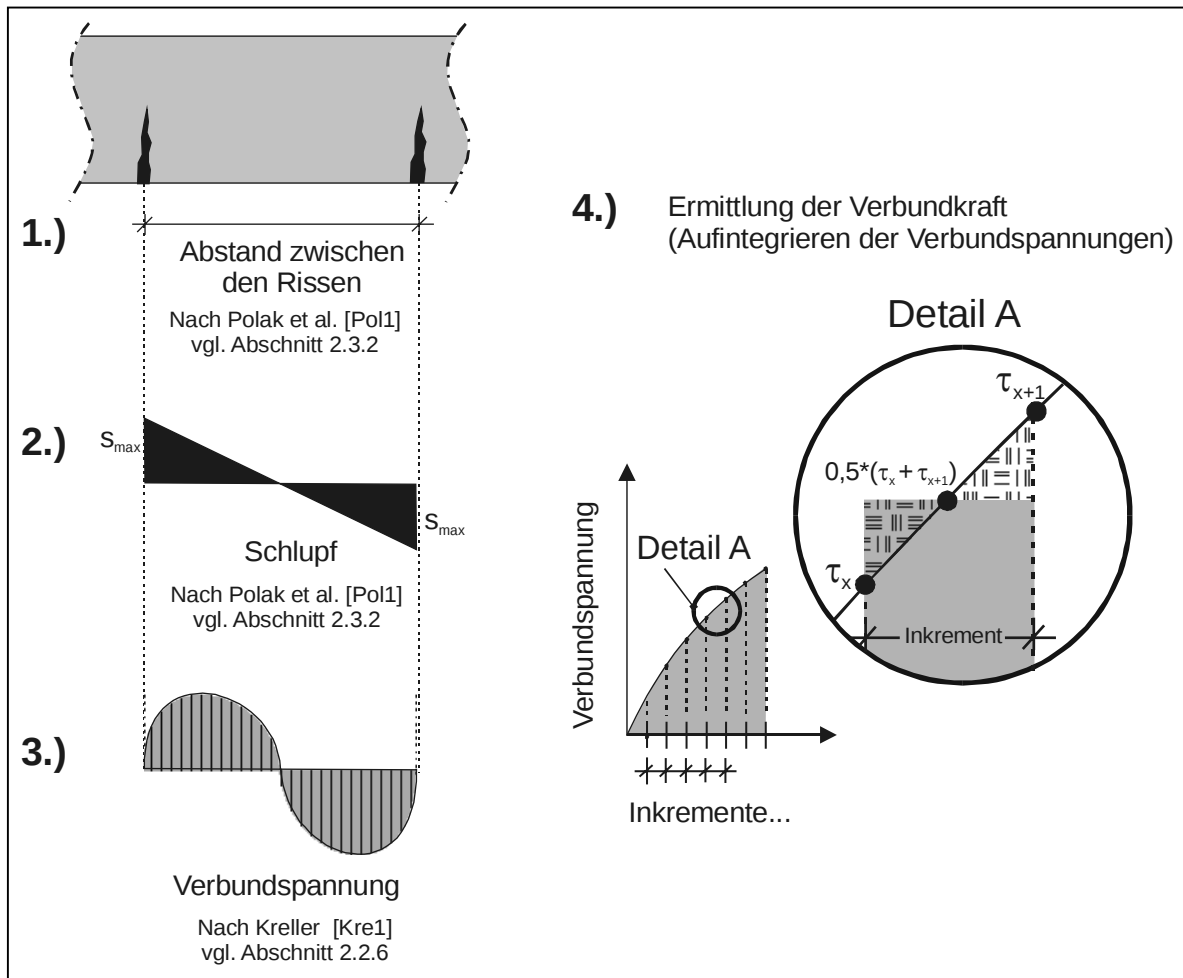


Bild 6-1: Schematischer Rechenablauf zur Berechnung der Verbundkräfte

Neben der Berechnung der Verbundkräfte wurde für das im Rahmen der vorliegenden Arbeit erstellte Programm die bislang von POLAK et al. verwendete Spannungs-Dehnungsbeziehung im Druckbereich ersetzt. Statt des Zusammenhangs nach COLLINS und PORASZ [Col1] wurde der im ModelCode90 [Ceb3] und in der DIN 1045-1:2001-7 [N4] verankerte nichtlineare Zusammenhang eingesetzt. Dabei handelt es sich um eine unter einaxialer Druckbeanspruchung experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehung, die Bild 6-2 zu entnehmen ist. Gleichung 6-1 stellt die zugehörige mathematische Approximationsformel dar. Die Stauchung bei Erreichen der Druckfestigkeit wird für die im Abschnitt 6.2 diskutierten Berechnungen entsprechend [Ceb3] und [N4] zu $\varepsilon_{c1} = 2,2 \text{ ‰}$ und die Bruchdehnung zu $\varepsilon_{c1u} = 3,5 \text{ ‰}$ gewählt. Die Betondruckfestigkeit stellt dagegen einen Eingabewert des Programms dar.

Im Zugbereich wird auch in dem neu erstellten Programm weiterhin linear-elastisch gerechnet, wobei der statische E-Modul einen Eingabewert darstellt. Für die vorliegenden Untersuchungen wurde der statische E-Modul aus Versuchen

gemäß DIN 1048-5:1991-06 [N2] ermittelt. Als Bruchdehnung im Zugbereich wird für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Berechnungen 0,01 ‰ angesetzt.

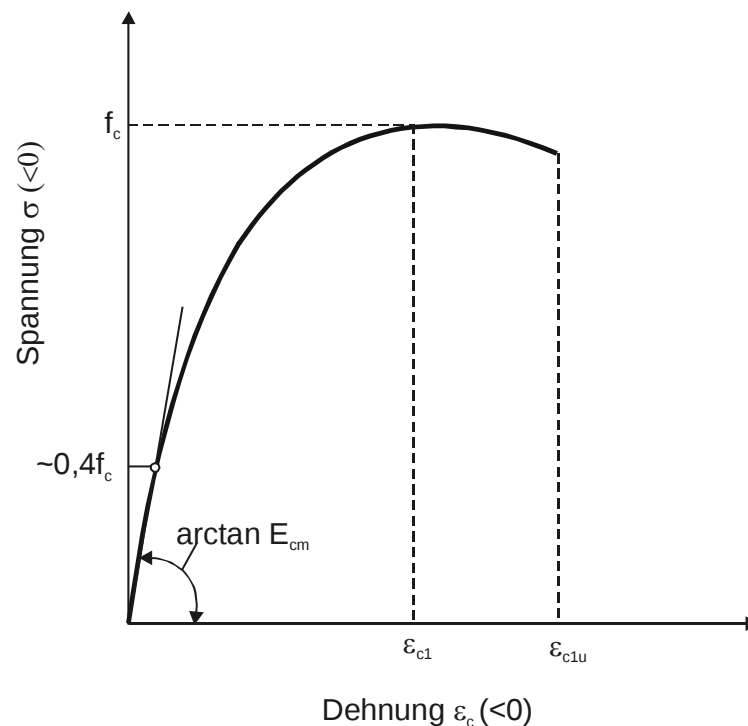


Bild 6-2: Spannungs-Dehnungsbeziehung für axialen Druck nach ModelCode90 [Ceb3] und DIN 1045-1:2001 [N4]

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_c}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad \text{für } |\varepsilon| < |\varepsilon_{cu}| \quad (6-1)$$

mit: E_c : Tangentenmodul im Ursprung = $1,1 \cdot 9500 \cdot (-f_{cm})^{1/3}$

σ_c : Druckspannung

ε_c : Druckstauchung

ε_{c1} : Stauchung bei $\sigma_c = \sigma_{max.} = f_{cm}$, laut ModelCode 90
gilt: $\varepsilon_{c1} = 0,22\text{‰}$

E_{c1} : Sekantenmodul an der Stelle $\varepsilon_c = \varepsilon_{c1} \Rightarrow E_{c1} = f_{cm} / 0,0022$

6.3 Implementierung der schädigungsorientierten Gesetzmäßigkeiten

Zur Modellierung des schädigungsorientierten Biegetragverhaltens wird das unter Abschnitt 6.1.1 beschriebene Programm durch die zuvor im Rahmen der vorliegenden Arbeit formulierten schädigungsorientierten Gesetzmäßigkeiten erweitert. Das Programm berücksichtigt die frostinduzierte innere Schädigung durch:

- die Veränderungen des statischen E-Moduls und
- die Veränderung des Verbundverhaltes.

Da es sich bei der Frostschädigung um eine von außen nach innen fortschreitende Schädigung handelt die ein Schädigungsprofil hervorruft (vgl. Abschnitt 3.2), muss auch die **schädigungsbedingte Veränderung des statischen E-Moduls** über die Höhe veränderlich erfolgen. Dabei eignet sich die vom Programm verwendete „layer“-Diskretisierung des Querschnitts sehr gut, das von außen nach innen verlaufende Schädigungsprofil eines befestigten Balkens einzuarbeiten.

Aus den im Rahmen der Befrostung aufgenommenen Ultraschallmessungen stehen bis zu einer Höhe von 100 mm über der befestigten Grundfläche sechs Messungen des relativen dynamischen E-Moduls zur Verfügung (z.B. vgl. Bild 5-16). Das aus diesen Ultraschallmessungen abgeleitete Schädigungsprofil wird zunächst als ein Profil des relativen dynamischen E-Moduls in das Programm eingegeben und anschließend durch den in Abschnitt 3.6 angegebenen Zusammenhang zwischen der Veränderung des statischen und dynamischen E-Moduls umgerechnet. Bild 6-3 zeigt die prinzipielle Vorgehensweise des Programms zur Berücksichtigung der frostinduzierten Veränderung des statischen E-Moduls.

Wie die in Abschnitt 3.2 dargestellten Untersuchungen gezeigt haben, stellt sich bei starken Schädigungsgraden ein nichtlinearer Schädigungsverlauf über die Höhe ein. Die Berücksichtigung eines derartigen Schädigungsverlaufes erfolgt vereinfachend durch die Möglichkeit, ein bilineares Schädigungsprofil einzugeben. Die zur Eingabe dieses Schädigungsverlaufes erforderlichen Eingabewerte sind Bild 6-3 zu entnehmen. In Abhängigkeit des eingegebenen Schädigungsprofils wird der statische E-Modul jedes geschädigten „layers“ verändert.

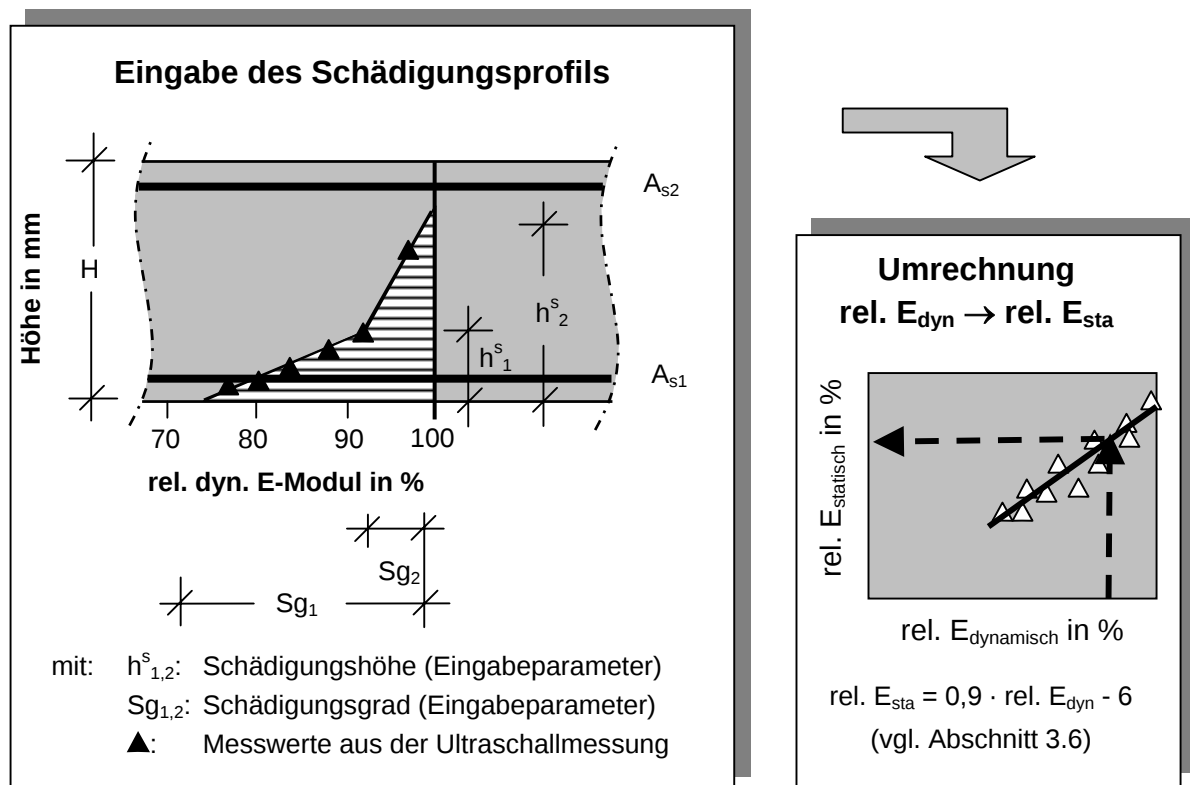


Bild 6-3: Schaubild zur Berücksichtigung der schädigungsinduzierten Veränderung des statischen E-Moduls

Die Berücksichtigung der **schädigungsbedingten Veränderungen des Verbundverhaltens** erfolgt mittels der in Abschnitt 4.6 erarbeiteten schädigungsorientierten Erweiterung des Verbundgesetzes von KRELLER [Kre1]. Für eine genauere Beschreibung des schädigungsorientierten Verbundverhaltens wird an dieser Stelle auf den Abschnitt 4.6 verwiesen. Die formulierten Gesetzmäßigkeiten verändern das Verbundverhalten in Abhängigkeit des Schädigungsgrades innerhalb der Betondeckung. Diese Vorgehensweise wird in das Programm übertragen.

Zusammenfassend ist in Bild 6-4 nochmals die Funktionsweise des neu entwickelten Programms zur Berechnung des schädigungsorientierten Biegetragverhaltens von biegebeanspruchten Stahlbetonkonstruktionen dargestellt.

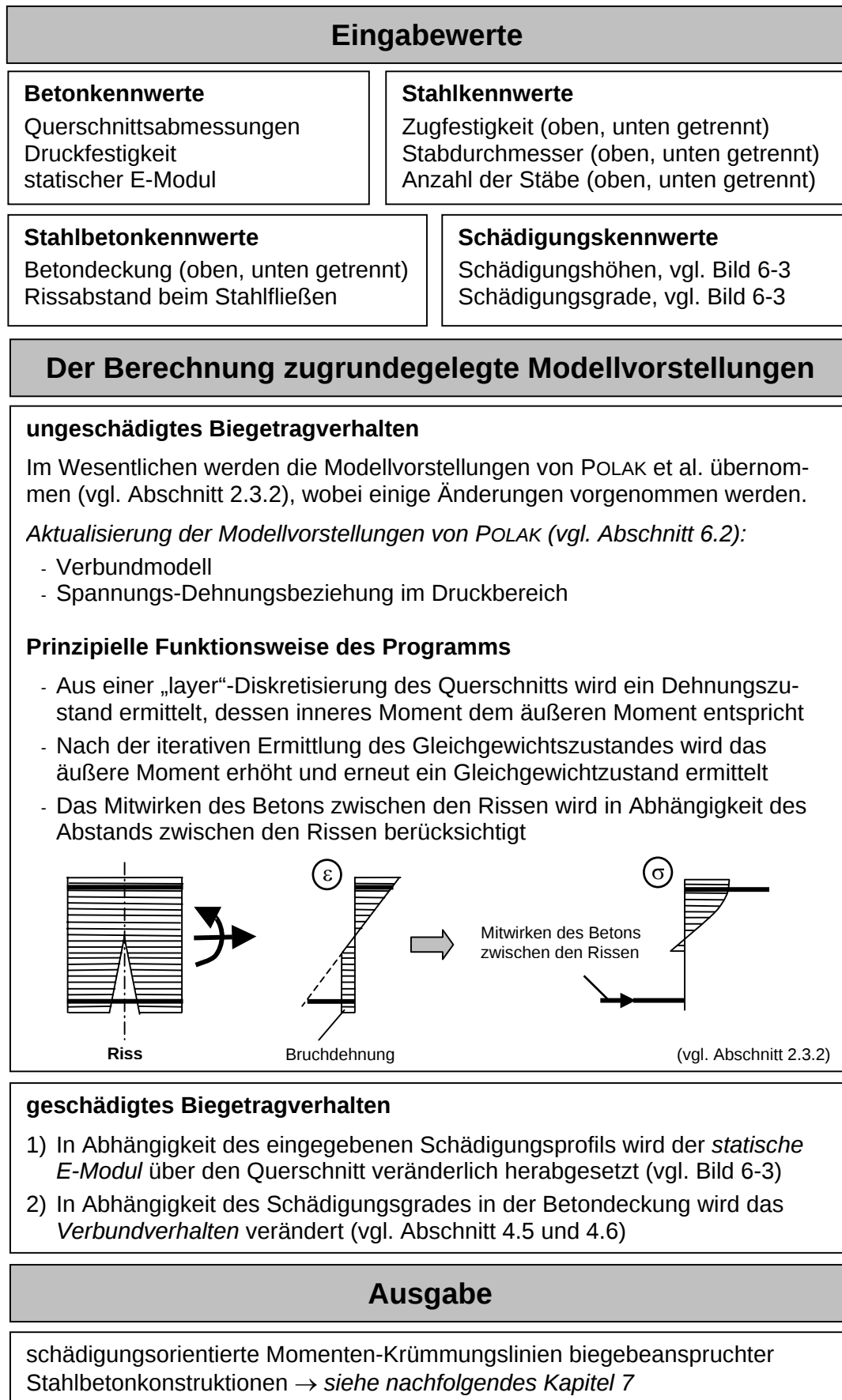


Bild 6-4: Funktionsweise des neu entwickelten Programms

6.4 Zusammenfassung

Zunächst wurden die prinzipiellen Modellvorstellungen von POLAK et al. zur Berechnung des Lastverformungsverhaltens biegebeanspruchter Stahlbetonbalken neu programmiert. Dabei wurden jedoch einige veraltete Modelle wie beispielsweise das verwendete Verbundmodell oder die Spannungsdehnungslinie des Betons durch neuere Modelle ausgetauscht. Anschließend wurde das Programm durch die zuvor im Rahmen der vorliegenden Arbeit aufgenommenen schädigungsbedingten Veränderungen des statischen E-Moduls und des Verbundverhaltens erweitert. Dabei wurde der statische E-Modul in Abhängigkeit eines Schädigungsprofils über die Balkenhöhe veränderlich und das Verbundverhalten in Abhängigkeit der Schädigung im Bereich der Betondeckung verändert.

In dem nachfolgenden Kapitel 7 werden die zuvor in Kapitel 5 dargestellten Biegeversuche an unterschiedlich stark befestigten Biegebalken nachgerechnet und den experimentell aufgenommenen Momenten-Krümmungslinien gegenübergestellt.

7. Gegenüberstellung von Versuch und Rechnung

In den beiden vorangegangenen Kapiteln wurden die Biegeversuche an unterschiedlich stark befestigten Stahlbetonbalken dargestellt sowie die Modellvorstellungen zur rechnerischen Berücksichtigung der Frostschädigung im Biegetragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen formuliert. In diesem Kapitel 7 werden mit den in Kapitel 6 erläuterten Modellvorstellungen die zuvor in Kapitel 5 durchgeführten Biegeversuche nachgerechnet und den experimentell ermittelten Momenten-Krümmungslinien gegenübergestellt.

Anschließend wird im Abschnitt 7.3 ein abschließendes Fazit über die im Rahmen der vorliegenden Arbeit erzielten Ergebnisse gezogen. Es werden dabei zukünftige Anwendungsbereiche der erzielten Ergebnisse diskutiert sowie der weitere Forschungsbedarf dargestellt, der sich aus den Ergebnissen ableiten lässt.

7.1 Vergleich Versuch – Rechnung für die Rezeptur A2

Wie bereits unter Abschnitt 5.5.1 beschrieben wurde für die Rezeptur A2 die Momenten-Krümmungslinie eines unbefrosten und eines schwach befestigten Balkens experimentell bestimmt. Für die Berechnung der Momenten-Krümmungslinie wurde für den geschädigten Balken das in Bild 7-1 dargestellte lineare Schädigungsprofil eingegeben, das an die aufgenommenen Messwerte des relativen dynamischen E-Moduls (vgl. Bild 5-14) angepasst wurde. Die weiteren Eingabeparameter wie Querschnittsabmessungen sowie Beton- und Stahlkennwerte sind den jeweiligen Kapiteln zu entnehmen.

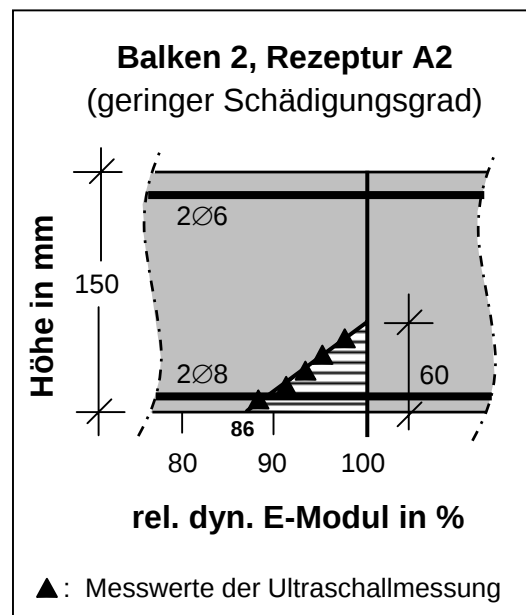


Bild 7-1: Eingabeparameter der Schädigung des Balkens der Rezeptur A2

In Bild 7-2 sind die experimentell gewonnenen Momenten-Krümmungslinien den errechneten Kurven gegenübergestellt.

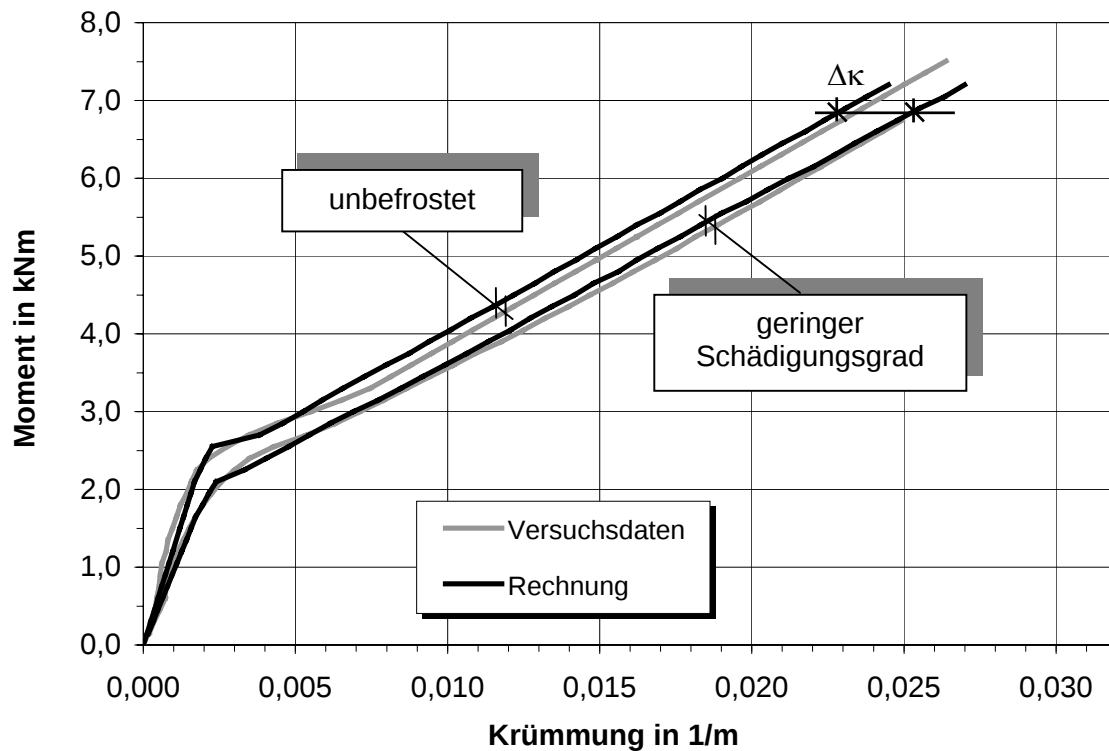


Bild 7-2: Gegenüberstellung der errechneten und experimentell gewonnenen Momenten-Krümmungsbeziehungen der Rezeptur A2

Es zeigt sich für beiden Balken eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung. Der experimentell aufgenommene verhältnismäßig große Einfluss, den bereits ein geringer Schädigungsgrad auf das Biegetragverhalten ausübt, konnte somit rechnerisch bestätigt werden.

Die schädigungsbedingten Rechenmodelle bilden sowohl im Zustand I als auch nach Überschreiten des Erstrissmomentes das experimentell aufgenommene geschädigte Tragverhalten gut ab. Die Schädigung im Zustand I ist auf die Verminderung des statischen E-Moduls zurückzuführen. Die Änderungen im gerissenen Bereich sind dagegen den Veränderungen des Verbundverhaltens zuzuordnen.

7.2 Vergleich Versuch – Rechnung für die Rezeptur B

Für die Rezeptur B wurde das Biegetragverhalten eines Balkens mit einem mittleren Schädigungsgrad dem Tragverhalten eines stark befestigten Balkens experimentell gegenübergestellt (vgl. Abschnitt 5.5.2). Die aus den Ultraschallmessungen abgeleiteten bilinearen Schädigungsverläufe zur Eingabe in das Programm sind Bild 7-3 zu entnehmen.

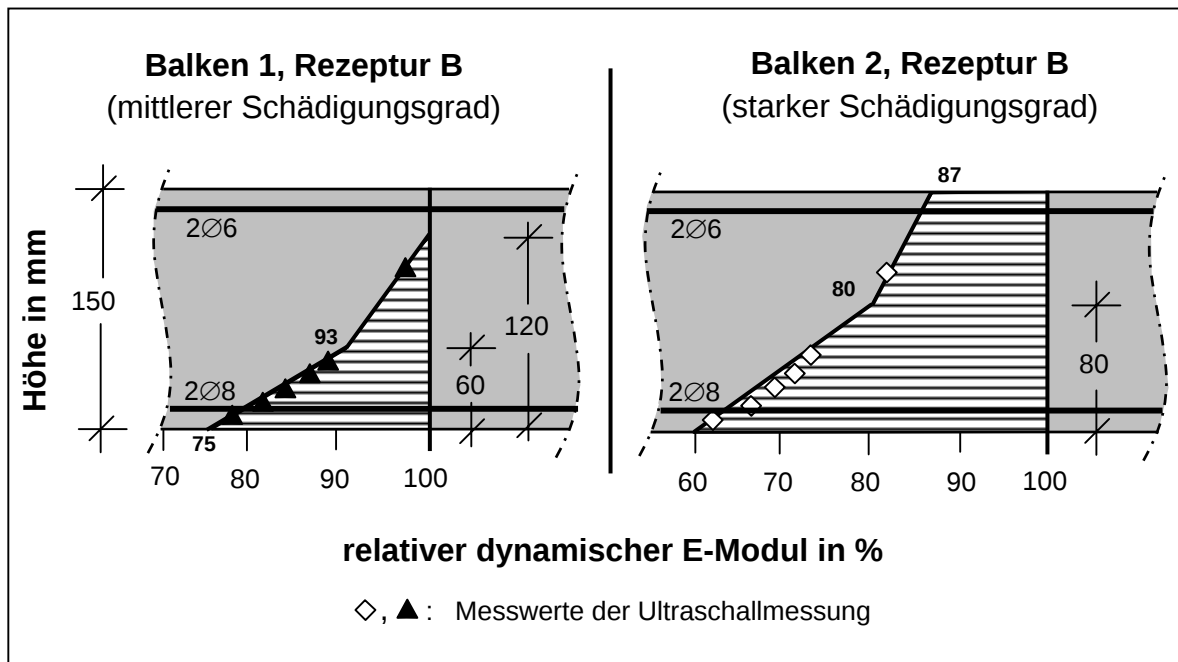


Bild 7-3: Eingabeparameter der Schädigung der Balken der Rezeptur 2

In Bild 7-4 sind die errechneten Momenten-Krümmungslinien den experimentell gewonnenen Kurven gegenübergestellt. Darüber hinaus wurde eine ungeschädigte Momenten-Krümmungslinie rechnerisch ermittelt, die ebenfalls Bild 7-4 zu entnehmen ist.

Auch für diese Rezeptur zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentell aufgenommenen und den errechneten Momenten-Krümmungslinien. Für den stark geschädigten Balken verläuft die experimentell aufgenommene Kurve im Zustand I geringfügig unter der errechneten. Die tatsächliche Schädigung der Biegesteifigkeit fällt somit etwas stärker aus, als durch die rechnerische Verminderung des statischen E-Moduls hervorgerufen.

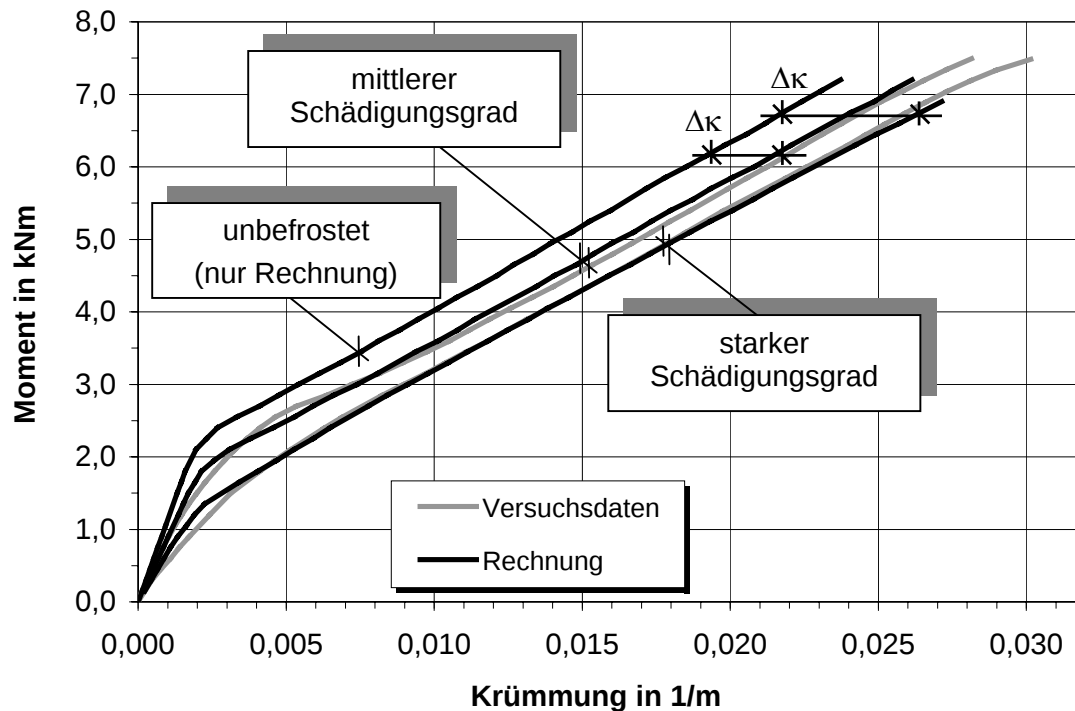


Bild 7-4: Gegenüberstellung der errechneten und experimentell gewonnenen Momenten-Krümmungsbeziehungen der Rezeptur B

7.3 Fazit

Die Gegenüberstellung von Versuch und Rechnung führte bei allen untersuchten Balken zu einer guten Übereinstimmung. Auf diese Weise konnte nachgewiesen werden, dass die in den Modellvorstellungen zugrundegelegten schädigungsbedingten Veränderungen des statischen E-Moduls und des Verbundverhaltens mit einer hinreichenden Genauigkeit erfasst wurden. Die Veränderung der Biegesteifigkeit im Zustand I wird durch die Verringerung des statischen E-Moduls hervorgerufen. Der Einfluss, den die Schädigung des statischen E-Moduls für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche besitzt, ist relativ groß. Dabei muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Versuche aufgrund der Abmessungen der Truhe an Balken mit einer Höhe von 15 cm durchgeführt wurden. Da die innere Schädigung infolge der Frost-Tau-Wechselbelastung lediglich im randnahen Bereich auftritt, wird der Einfluss der schädigungsbedingten Verringerung des statischen E-Moduls auf die Biegesteifigkeit mit wachsender Querschnittshöhe zunehmend geringer.

In den an den Zustand I anschließenden Bereichen nach Überschreiten des Erststissmoments werden die Schädigungen im Wesentlichen durch die Verminderung der Verbundspannungen hervorgerufen. Dabei erzeugt die Verbundschädigung eine relativ starke Verminderung des Tension-Stiffening Effekts (vgl. Bild 7-2 und 7-4). Bereits bei sehr geringen Schädigungsgraden wird infolge der Verbundschä-

digung das Biegetragverhalten eines Stahlbetonbauteils wesentlich weicher (vgl. Bild 7-2). Auch wenn nur die Randbereiche eines Querschnitts von der Schädigung erfasst werden, kann sich infolge der Verbundschädigung das Biegetragverhalten eines Stahlbetonbauteils nennenswert verändern. Dieses gilt auch für größere Querschnittsabmessungen als sie in dieser Arbeit untersucht werden konnten.

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit experimentell erfassten schädigungsbedingten Veränderungen wurden aus der experimentellen Gegenüberstellung des Verhaltens unterschiedlich stark geschädigter Probekörper zu den ungeschädigten Referenzprobekörpern abgeleitet. Die Schädigungen infolge der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung wurden dabei durch die Befrostung gemäß dem CIF-Verfahren (vgl. Abschnitt 2.1.2) erzeugt. Für eine praktische Anwendung der aus dieser Betrachtungsweise abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten in lebensdauerorientierten Bemessungskonzepten ist jedoch die Kenntnis über den zeitlichen Schädigungsfortschritt unter Praxisbedingungen erforderlich. Wie in Abschnitt 2.1.3 bereits ausführlich diskutiert, ist bislang aber der Zusammenhang zwischen der unter Laborbedingungen hervorgerufenen Schädigung und dem Verhalten am realen Bauwerk noch nicht abschließend geklärt. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit können somit bislang noch nicht in einen für die Lebensdauerbetrachtung erforderlichen zeitlichen Zusammenhang gebracht werden.

In dem Schwerpunktprogramm „Übertragbarkeit von Frostlaborprüfungen auf Praxisverhältnisse“ vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) wird derzeit untersucht, welcher realen Beanspruchung die im Labor aufgebrachten Frost-Tau-Wechsel entsprechen. Dabei steht u.a. das im Rahmen der vorliegenden Arbeit eingesetzte CIF-Verfahren im Fokus dieser Untersuchungen. Des Weiteren wird im Schwerpunktprogramm der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG): „Vorhersage des zeitlichen Verlaufs von physikalisch-chemischen Schädigungsprozessen an mineralischen Baustoffen“ direkt der Frage nach dem zeitlichen Verlauf der Frostschädigung nachgegangen. Liegen Ergebnisse aus den genannten Schwerpunktprogrammen vor, können sie in die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit eingearbeitet werden, so dass die frostinduzierte Veränderung des Tragverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen zeitabhängig formuliert werden kann.

Eine derartige zeitabhängige Formulierung der frostinduzierten Veränderungen des Tragverhaltens ermöglicht eine Erweiterung der bislang entwickelten lebensdauerorientierten Stoffgesetze, die im Allgemeinen lediglich eine Degradation infolge der Lastgeschichte beschreiben. In Bild 7-5 ist eine Prinzipskizze für eine solche Erweiterung abgebildet. Die Veränderungen des Tragverhaltens können dann nicht mehr allein in Abhängigkeit der mechanischen Schädigungen, sondern darüber hinaus auch in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer der baustofflichen Schädigungsprozesse erfasst werden.

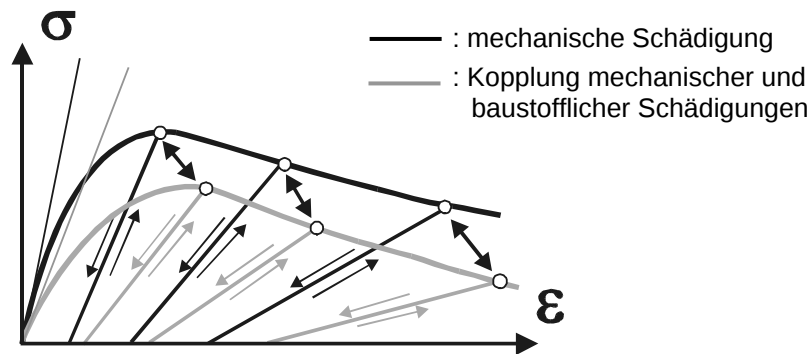


Bild 7-5: Schematische Gegenüberstellung mechanischer Schädigung zu mechanisch und baustofflich gekoppelter Schädigung

Die Anwendung der in der vorliegenden Arbeit erfassten frostinduzierten Veränderungen des Tragverhaltens ist jedoch keineswegs von dem Erfolg der genannten Schwerpunktprogramme zur Erfassung des zeitlichen Schädigungsfortschrittes abhängig. Neben der sehr aufwendigen Quantifizierung des zeitlichen Schädigungsfortschrittes (vgl. Abschnitt 2.1.3) ist es vermutlich viel naheliegender, die relevanten Schädigungsdaten aus den direkten Messungen mittels Bauwerksmonitoring zu erhalten. Beispielsweise könnten – ähnlich dem Vorgehen im CIF-Verfahren – die zeitlichen Verläufe des relativen dynamischen E-Moduls mittels Ultraschallprüfung erfasst werden. Diese Informationen können direkt als Eingabeparameter für die in der vorliegenden Arbeit entwickelten schädigungsorientierten Modellvorstellungen zur Quantifizierung der schädigungsbedingten Veränderungen des Tragverhaltens verwendet werden. Auf diese Weise ließen sich die in dieser Arbeit formulierten Modellvorstellungen zur Berücksichtigung der Frostschädigung auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen direkt anwenden.

In der vorliegenden Arbeit wurde exemplarisch für einen baustofflichen Schädigungsprozess die Frostschädigung gewählt. Die guten Zusammenhänge, die dabei zwischen innerer Schädigung und Veränderung des Tragverhaltens erfasst werden konnten, werfen die Frage auf, inwieweit sich auch andere physikalisch-chemische Schädigungsprozesse, wie beispielsweise die Alkali-Kieselsäurereaktion oder das Sulfattreiben, nach diesem Vorbild in schädigungsorientierten Stoffgesetzen formulieren lassen. Eventuell bestehen zu einigen dieser Schädigungsprozesse, zwar nicht in ihren Mechanismen, jedoch in ihren Auswirkungen auf das makroskopische Verhalten von Stahlbetonbauteilen, Parallelen zu der behandelten Frost-Tau-Wechselbeanspruchung. In diesen Fällen wäre eine Übertragung in prinzipiell gleiche Materialmodelle denkbar, was durch nachfolgende Forschungsarbeiten zu überprüfen ist.

8. Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit untersucht die Auswirkungen einer baustofflich induzierten Gefügeschädigung des Betons auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen, wobei als baustofflicher Schädigungsmechanismus exemplarisch die Frostschädigung ausgewählt wurde. Es wird eine systematische Quantifizierung der schädigungsbedingten Veränderungen des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen vorgenommen.

Es wurden zunächst die schädigungsbedingten Veränderungen ausgewählter Betonkennwerte sowie des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton aus der experimentellen Gegenüberstellung unterschiedlich stark geschädigter Probekörper zu ungeschädigten abgeleitet.

Anschließend wurden aus der Literatur bekannte Modellvorstellungen für das Biegetragverhalten von Stahlbetonbauteilen um die erfassten frostinduzierten Veränderungen der Betonkennwerte und des Verbundverhaltens erweitert und so zu einem schädigungsorientierten Biegetragverhalten erweitert. Durch die Gegenüberstellung des experimentell aufgenommenen Tragverhaltens unterschiedlich stark befroster Biegebalken mit den Ergebnissen der computergestützten Modellrechnungen konnte dargestellt werden, dass die schädigungsbedingten Effekte durch die formulierten Modellvorstellungen mit hinreichender Genauigkeit erfasst werden.

Mit den durchgeführten Untersuchungen zu den Veränderungen des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen infolge baustofflicher Schädigungsprozesse konnten im Rahmen der vorliegenden Arbeit für das Beispiel der Frost-Tau-Wechselbeanspruchung im einzelnen folgende Ergebnisse erarbeitet werden:

- Das Eindringen der Schädigungsfront und somit die **Ausbildung eines Schädigungsprofils** ausgehend von der befrosten Prüffläche ins Probeninnere konnte erfasst werden. Dieses Schädigungsprofil wurde durch Messungen des Gesamtporenvolumens und der Porenradienverteilung mittels Quecksilber-Druck-Porosimetrie bestätigt und präzisiert.

(Kapitel 3.2)

- Der Einfluss der Frostschädigung konnte bei allen untersuchten **Betonkenngrößen** nachgewiesen und quantifiziert werden:
 - Diffusionswiderstand
 - Druckfestigkeit
 - Biegezugfestigkeit
 - statischer E-Modul*(Kapitel 3.3 bis 3.6)*
- Auch für das **Verbundverhalten** zwischen Stahl und Beton konnte deutlich der Einfluss der Frostschädigung nachgewiesen werden. Dabei wurde zum einen die Veränderung der maximal aufnehmbaren Verbundspannung sowie die Veränderung der Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung als Parameter erfasst.
(Kapitel 4.1 bis 4.5)
- Die schädigungsinduzierten Veränderungen des Verbundverhaltens wurden exemplarisch in ein bereits bestehendes Verbundmodell eingearbeitet und hinsichtlich eines **schädigungsorientierten Verbundgesetzes** für Berechnungen im Stahlbetonbau aufbereitet.
(Kapitel 4.6)
- Durch die Gegenüberstellung des Tragverhaltens befroster und unbefroster Biegebalken wurde das Zusammenwirken der zuvor erfassten frostinduzierten Veränderungen der einzelnen Kenngrößen **anhand von Bauteilversuchen experimentell bestätigt**.
(Kapitel 5)
- Darüber hinaus wurde das schädigungsorientierte Verhalten der einzelnen Kennwerte in ein Modell zur Berechnung des Biegetragverhaltens von Stahlbetonbalken eingearbeitet. Auf diese Weise konnte das Zusammenwirken der einzelnen schädigungsorientierten Gesetzmäßigkeiten auch theoretisch zu einem **schädigungsorientierten Biegetragverhalten** von Stahlbetonbalken überführt werden.
(Kapitel 6)
- Durch die **gute Übereinstimmung von Rechnungen und Experimenten** zur Ermittlung der Momenten-Krümmungslinien wurde die Gültigkeit für die entwickelten Gesetzmäßigkeiten zum Einfluss der frostinduzierten Schädigung demonstriert.
(Kapitel 7)

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit formulierten schädigungsorientierten Zusammenhänge wurden zunächst aus Versuchen zu einer Betonrezeptur abgeleitet. Zusätzlich wurden jedoch ergänzende Untersuchungen zu einer weiteren Betonrezeptur durchgeführt. Dabei ließen sich keine signifikanten Unterschiede in den relativen schädigungsbedingten Veränderungen der Untersuchungsparameter in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung ableiten. Man kann somit erwarten, dass sich die formulierten schädigungsorientierten Zusammenhänge auch auf weitere Betonrezepturen übertragen lassen.

Die im Rahmen dieser Arbeit im Labor aufgebrachte Frostschädigung kann derzeit noch nicht zielsicher in einen für eine Anwendung in lebensdauerorientierten Bemessungskonzepten erforderlichen zeitlichen Schädigungsfortschritt unter Praxisbedingungen übertragen werden. Der Quantifizierung des zeitlichen Schädigungsfortschritts wird derzeit aber mit einem großen Forschungsaufwand nachgegangen. Liegen aus diesen Untersuchungen Ergebnisse vor, können sie in die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit eingearbeitet werden, so dass die frostinduzierte Veränderung des Tragverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen zeitabhängig formuliert werden kann.

Die Anwendung der in der vorliegenden Arbeit erfassten frostinduzierten Veränderungen des Tragverhaltens ist jedoch keineswegs von dem Erfolg der Forschungsvorhaben zur Quantifizierung des zeitlichen Schädigungsfortschritts abhängig. Neben dieser sehr aufwendigen Quantifizierung ist es vermutlich viel naheliegender, die relevanten Schädigungsdaten aus den direkten Messungen mittels Bauwerksmonitoring zu erhalten. Auf diese Weise ließen sich die in dieser Arbeit formulierten Modelvorstellungen zur Berücksichtigung der Frostschädigung auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen direkt anwenden.

8.2 Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde exemplarisch für einen baustofflichen Schädigungsprozess die Frostschädigung gewählt. Die guten Zusammenhänge, die dabei zwischen innerer Schädigung und Veränderung des Tragverhaltens erfasst werden konnten, werfen die Frage auf, inwieweit sich auch andere physikalisch-chemische Schädigungsprozesse, wie beispielsweise die Alkali-Kieselsäurereaktion oder das Sulfattreiben, nach diesem Vorbild in schädigungsorientierten Stoffgesetzen formulieren lassen. Eventuell bestehen zu einigen dieser Schädigungsprozesse, zwar nicht in ihren Mechanismen, jedoch in ihren Auswirkungen auf das makroskopische Verhalten von Stahlbetonbauteilen, Parallelen zu der behandelten Frost-Tau-Wechselbeanspruchung. In diesen Fällen wäre eine Übertragung in prinzipiell gleiche Materialmodelle denkbar, was durch nachfolgende Forschungsarbeiten zu überprüfen ist.

Des Weiteren bleibt es späteren Untersuchungen vorbehalten, Wechselwirkungseffekte bei gleichzeitiger Einwirkung von mechanischen Beanspruchungen und chemisch-physikalischen Schädigungsmechanismen zu erfassen. Da der Versagensfall von Stahlbetonbauteilen im Allgemeinen auf Interaktionen unterschiedlicher Schädigungsprozesse zurückzuführen ist, sind derartige Betrachtungen interessant.

Mit den nachgewiesenen baustofflich bedingten Veränderungen der ausgewählten Betonkennwerte und des Verbundverhaltens geht auch eine Veränderung des

dynamischen Verhaltens der Stahlbetonbauteile bzw. ganzer Bauwerke einher. Der durch die Schädigung hervorgerufene Steifigkeitsverlust ruft neben dem Ansteigen der Verformungen auch eine Verringerung der Eigenfrequenzen hervor. Ein geschädigtes Bauwerk kann somit mehr Energie, beispielsweise aus dem Windlastpotential, absorbieren. Die Schädigung kann somit bei dynamisch beanspruchten Bauwerken, beispielsweise bei großen Naturzugkühltürmen, gleichzeitig sowohl eine Degradation des Tragwerkswiderstandes als auch eine Erhöhung des Einwirkungspotentials bewirken. Die Auswirkungen der baustofflich bedingten Schädigungsprozesse auf das dynamische Verhalten windbeanspruchter Bauwerke könnte daher auch Gegenstand weiterer Untersuchungen sein.

Literaturverzeichnis

- [Aub1] Auberg, R. (1998): Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem CDF- und CIF-Test. Dissertation, Mitteilung aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Universität Essen, Heft 6.
- [Baz1] Bazant, Z.; Sener, S. (1987): Test of size effect in pull-out of reinforcing bars from concrete. Computational Mechanics of Concrete Structures – Advances and Applications. IABSE-Colloquium, Delft, 1987, S. 139-142 (IABSE Report, Vol. 54)
- [Ban1] F. Bangert, D. Kuhl, G. Meschke (2003): Modeling of concrete deterioration by alkali-silica reaction, Computational Modelling of Concrete Structures, N. Bicanic, R. de Borst, H. Mang, G. Meschke, 361-371, A. A. Balkema Publishers, Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo.
- [Bed1] Beddoe, R.E.; Setzer, M.J. (1990): Änderung der Zementsteinstruktur durch Chlorideinwirkung. Forschungsbericht aus dem Bereich Bauwesen der Universität-Gesamthochschule-Essen, H. 48.
- [Bra1] Brandes Ch. (2002): Streuungen der Ergebnisse von Frost- und Frost-Tausalz-Prüfverfahren (Literaturauswertung). TU-München, Institut für Baustoffe und Konstruktionen, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Fraunhofer IRB-Verlag.
- [Bre1] Breitenbücher, R. (2003): Probabilistische Lebensdauerbemessung – Umsetzung am Beispiel Westerscheldetunnel. Schriftenreihe Baustoffe cbm TU München, Heft 2/2003 (Festschrift Prof. Schießl), S. 381 - 388.
- [Bro1] Brooms, B. B. (1965): Technique for Investigation of Internal Cracks in Reinforced Concrete Members. Journal of the American Concrete Institut, S. 33-44.
- [Bru1] Brun, M.; Lallemand, A.; Quinson, J.F.; Eyraud, C. (1977): A new method for the simultaneous determination of the size and shape of pores: The thermoporometry. Thermochimica Acta 21, 59.
- [Ceb1] CEB (1982): Bond actions and bond behaviour of reinforcement (State-of-the-art report), CEB Bullentin d` Information, Nr. 151.
- [Ceb2] CEB Manual (1985): Cracking and Deformation, Lausanne.
- [Ceb3] CEB-FIB Model Code (1990): Teil I bis III. Comité Euro-International du Beton. London: Thomas Telford Ltd. 1991.
- [Col1] Collins, M.P.; Porasz, A. (1989): Shear strength for high strength concrete. Bulletin D'Information, No. 193, Design Aspects of High Strength Concrete, Paris, Rance; CEB, 75-83.
- [Eif1] Eifler, H. (1983): Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken, Forschungsbericht 96, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin.
- [Eli1] Eligehausen, R.; Popov, E. G.; Bertero, V. V. (1983): Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-83/23 Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley California.

- [Eli2] Eligehausen, R. ; Kreller, H. ; Langer, P. (1989): Untersuchungen zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Betondeckung, Institut für Werkstoffe im Bauwesen (Mitteilungen), 89/5, Universität Stuttgart.
- [Erf1] Erfurt, W. (2002): Erfassung von Gefügeveränderungen in Beton durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit. Dissertation, F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar.
- [Fag1] Fagerlund, G. (1997): Internal frost attack – state of the art. In: Frost resistance of concrete. M.J. Setzer und R. Auberg (eds.), RILEM Proc. Spon, London 1997, pp. 321-338.
- [Fag2] Fagerlund, G. (2002): Mechanical damage and fatigue effects associated with freeze-thaw of materials. Frost resistance of concrete, international RILEM Workshop, Essen.
- [Feh1] Fehling, E. (1990): Zur Energiedissipation und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen unter besonderer Berücksichtigung von Rissbildung und verschieblichem Verbund, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt.
- [Geh1] Gehlen, Ch. (2000): Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Dissertation, Rheinisch-Westfälische TH Aachen.
- [Got1] Goto, Y. (1971): Cracks formed in concrete around deformed tension bars, ACI-Journal, April 1971, Vol. 68, No. 4, S. 244-251.
- [Got2] Goto, Y.; Otsuka, K. (1979): Internal Experimental Studies on Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars, The Technology Reports of the Tohoku University, Vol. 44, S. 49-83.
- [Gra1] Graubner, C.-A. (1988): Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze. Dissertation, Technische Universität München.
- [Gra2] Grasenick, F. (1982): Beitrag der Elektronenmikroskopie zur Frost- und Frost-Tausalz-Forschung. Zement und Beton 27, H. 3, S. 120-122.
- [Gra3] Grasberger, S. (2002): Gekoppelte hygro-mechanische Meterailmodellierung und numerische Simulation langzeitiger Degradation von Betonstrukturen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- [Gri1] Griebenow, G. (1977): Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten gerissener Stahlbetonbalken und -platten im Vergleich mit nichtlinearen FE-Berechnungen. Dissertation, TU Braunschweig.
- [Gru1] Gruber, K. (1994): Nichtlineare Computersimulationen als Bestandteil eines Entwurfskonzeptes zur Steigerung der Sicherheit und Dauerhaftigkeit von Naturzugkühltürmen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- [Grü1] Grübl, P.; Sotkin, A. (1980): Rapid ice formation in hardened cement paste, mortar and concrete due to supercooling. Cement and Concrete Research 10, 333-345.
- [Grü2] Grübl, H. (1981): Über die Rolle des Eises im Gefüge zementgebundener Baustoffe. Beton 31, 54-58.
- [Gün1] Günther, G.; Mehlhorn, G. (1990): Lokale Verbunduntersuchungen zwischen Stahl und Beton. Forschungsbericht aus dem Fachgebiet Massivbau der Gesamthochschule Kassel, Nr. 14.

- [Har1] Harnik, A.B.; Meier, U.; Rösli, A. (1980): Combined influence of freezing and deicing salt on concrete – physical aspects. In: Durability of building materials and components. ASTM STP 691, P.J. Sereda and G.G. Litvan (eds.), American Society for Testing and Materials, 474-484.
- [Har2] Harte, R., Krätzig, W. B., Noh, S.-Y., Petryna, Y. S. (2000): On progressive damage phenomena of structures. Computational Mechanics 25, 404-412, Springer-Verlag 2000.
- [Har3] Harte, R., Krätzig, W.B. (2001): Lifetime - oriented analysis and design of large - scale cooling towers, Proc. Int. Conf. SEMC 2001, Cape Town, In: Zingoni, A.: Structural Engineering, Mechanics and Computation, Vol.1, Elsevier , 87-98.
- [Har4] Harte, R., Wörmann, R. (2002): Zur Modellierung thermischer und hygrischer Beanspruchungen von Stahlbetontragwerken. In: Dinkler, D. (Hrsg.) Baustatik-Baupraxis 8. Braunschweig, 365-377.
- [Hil1] Hilsdorf, H.K.; Günter, M. (1986): Einfluss von Nachbehandlung und Zementart auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3/86, Ernst & Sohn Verlag.
- [Hob1] Hobbs, D.W. (1988): Alkali-silica reaction in concrete. Thomas Telford, London.
- [Hou1] Huovinen, S. (1990): Abrasion of concrete by ice in arctic sea structures. Technical Research Centre of Finland, Publications 62, Espoo.
- [Jan1] Janovic, K. (1979): Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren zur Vermeidung von Längsdruckspannungen, Lehrstuhl für Massivbau, Nr. 1349/Ja/K, Technische Universität München.
- [Jan2] Janovic, K. (1986): Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in Normal- und Leichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 367, Berlin.
- [Jun1] Jungwirth, D.; Beyer, E.; Grübel, P. (1986): Dauerhafte Betonbauwerke. Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis. Beton-Verlag, Düsseldorf.
- [Kil1] Kiltz, D (2001): Simulation der Schädigungsevolution von Stahlbeton unter mechanischer Beanspruchung. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- [Kön1] König, G.; Tue, N. V. (1996): Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC 2 und Model Code 90, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466, Berlin.
- [Kön2] König, G.; Tue N. (1998): Grundlagen des Stahlbetonbaus. Stuttgart. Teubner-Verlag, Leipzig.
- [Kop1] Kopp, S. (1998): Nachweis, Beurteilung und Quantifizierung von Gefügeveränderungen im Beton mit energetischen Kenngrößen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- [Kob1] Kobarg, J. (1984): Verankerung axialbeanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton unter Querbeanspruchung, Teil 1, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe.
- [Kor1] Kordina, K.; Rostásy, F. S.; Svensik, B. (1982): Tragfähigkeit und Verformung von Stahlbetonbalken unter Biegung und gleichzeitigem Zwang infolge Auflagerverschiebung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 336 Berlin.

- [Kre1] Kreller, H. (1990): Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 409, Berlin.
- [Lan1] Lang, E. (2002): Frostwiderstand von Beton – Planung, Prüfung und Vergleich mit praktischen Erfahrungen. Abschlussbericht des AiF Forschungsvorhabens AiF-Nr. 1683N.
- [Lah1] Lahnert, B.; Gerstle, K. (1984): Direct measurement of slip between steel and concrete, Boulder, No. 8406, University of Colorado.
- [Leo1] Leonhardt, F. (1978): Vorlesungen über Massivbau, Teil 4: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin.
- [Leo2] Leonhard, F (1984): Vorlesung über Massivbau – Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Auflage, Springer-Verlag, Berlin.
- [Lit1] Litvan, G.G. (1972): Phase transition of adsorbates. III: Heat effects and dimensional changes in nonequilibrium temperature cycles. Journal of Colloid and Interface Science Vol. 38 (1972), S. 75-83.
- [Lit2] Litvan, G.G. (1972): Phase transition of adsorbates. IV: Mechanism of frost action in hardened cement paste. Journal of the Amer. Ceram. Soc. Vol. 55 (1972), S. 38-42.
- [Lit3] Litvan, G.G. (1975): Phase transition of adsorbates. VI: Effect of deicing agents on the freezing of cement paste. Journal of the Amer. Ceram. Soc. Vol. 58 (1975), S. 26-30.
- [Loh1] Lohaus, L.; Petersen, L. (2002): Einfluss der Frostschädigung auf Betoneigenschaften. Beton, Heft 12/02, Verlag Bau+Technik.
- [Loh2] Lohaus, L; Petersen, L (2003): Einfluss der Betonrandzone auf den Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. Beitragsnummer 3.17, 15. internationale Baustofftagung, ibausil, Weimar.
- [Loh3] Lohaus, L.; Setzer, M.-J. (2002): Untersuchung des Gefrierverhaltens und der Strukturänderung hochfester Zementsteine und hochfester Feinsandmörtel infolge der Temperatur- und Feuchteänderung, Abschlussbericht zu DFG-Vorhaben Se 336/48-1 und Lo 751/2-1.
- [Loh4] Lohaus, L.; Setzer, M.-J. (2000): Untersuchung der thermisch anormalen Eigenschaften der oberflächennahen gestörten Wasserschichten in Zementstein, Abschlussbericht zu DFG-Vorhaben Se 336/39-1 und Lo 751/1-1.
- [Lud1] Ludwig, H.-M. (1996): Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton. Dissertation, Weimar.
- [Lut1] Lutz, L.; Gergely, P. (1967): Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. ACI-Journal, Vol. 64/1967, S. 711-721.
- [Mai1] Mainz, J. (1993): Modellierung des Verbundtragverhaltens, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, 3/93, Technische Universität München.
- [Mar1] Martin, H. (1984): Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen. Gallus Rehm zum 60. Geburtstag: Fortschritt im konstruktiven Ingenieurbau. Hrsg. Elgehausen, R., S. 161-166.
- [Mar2] Martin, H. (1973): Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228, Berlin.

- [May1] Mayer, U. (2003): Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 537, Berlin.
- [Mei1] Meier, U.G. (1978): Die Entstehung und Auswirkung der Unterkühlung von Porenwasser in Zementstein und Beton. Material und Technik 6 (1978) H. 3, S. 132-135.
- [Mei2] Meier, U.G. (1979): Die physikalische Ursache der destruktiven Wirkung von Frost und Tausalz auf Beton und andere poröse Stoffe. Material und Technik 7 (1979) H. 1, S. 43-48.
- [Mei3] Meier, U.G.; Harnik, A. B. (1978): Über das Gefrieren von Wasser in Zementstein bei verhinderter Verdunstung. Cement and Concrete Research Vol. 8 (1978), S. 545-552.
- [Noa1] Noakowski, P.; Martin, H. (1981): Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319, Berlin.
- [Pet1] Petersen, L; Lohaus, L (2003): Einfluss der Frostschädigung auf Beton und Verbundeigenschaften. Beitragsnummer P3.15, 15. internationale Baustofftagung, ibausil, Weimar.
- [Pet2] Petersen, L; Lohaus, L. (2004): Beurteilung des Frostwiderstandes in Labor und Praxis. Kapitel 7 des Sachstandsberichts: Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (noch nicht erschienen).
- [Pöl1] Pölling, R. (2001): Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- [Pol1] Polak, M.; Blackwell, K. (1998): Modeling tension in reinforced concrete members subjected to bending and axial load, Journal of structural engineering, September 1998.
- [Pol2] Polak, M.; Blackwell, K. (1998): Reinforced Concrete Members Subjected to Bending and In-Plan Loading. ACI Structural Journal, Nov.-Dec./98.
- [Pol3] Polak, A. M.; Blackwell, K. (2001): Tension stiffening model based on bond, International Symposium on Connections between Steel and Concrete, University of Stuttgart, September'01.
- [Pow1] Powers, T.C. (1945): A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. Proceedings of the American Concrete Institute 41(4), 245-272.
- [Pow2] Powers, T.C. (1949): The air requirement of frost-resistant concrete. Highway Research Board Proceedings 29, 184-211.
- [Pow3] Powers, T.C.; Helmuth, R.A. (1953): Theory of volume changes in hardened Portland cement pastes during freezing. Highway Research Board Proceedings 32, 285-297.
- [Pow4] Powers, T.C. (1954): Void spacing as a basis for producing air-entrained concrete. ACI Journal Vol. 50, 1954, S. 741-759.
- [Pow5] Powers, T.C. (1955): Basic considerations pertaining to freezing and thawing tests. Proceedings of the American Society of Testing Materials 55, 1132-1155.
- [Pru1] Pruppach, H.R. (1967): Growth modes of ice crystals in supercooled water and aqueous solutions. Journal of Glaciology 6, S 651-661.

- [Rau1] Raupach, M.; Leißner, J. (2002): Einfluss der Rippengeometrie auf das Verbundverhalten von Betonstählen. Betonwerk + Fertigteilbau Technik, Heft 4/02.
- [Reh1] Rehm, G. (1961): Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin.
- [Ric1] Richter, Th. (1985): Untersuchungen zur Verankerung von Betonrippenstahl, Dissertation, Dresden.
- [Ril1] RILEM/CEB/FIP-Recommendation (1978): RC 6: Bond tests reinforcement steel, 2. Pull-out Test.
- [Ros1] Rostásy, F. S.; Svensvik, B. (1981): Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluss der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Abschlussbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig.
- [Ros2] Rostásy, F.; Hariri, K. (1996): Steifigkeitsermittlung von jungem Beton mittels Ultraschall. Baustoffe für Konstruktionen und Architektur, Festschrift Prof. N.V. Waubke, Nr. 9, S13-21.
- [Ros2] Rostásy, F.; Scheuermann, J. (1987): Verbundverhalten einbetonierter Betonrippenstähle bei extrem tiefer Temperatur. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 380, S. 43-105.
- [Sac1] Sachs, L. (1999): Angewandte Statistik – Anwendung statistischer Methoden. 9. Aufl. Springer Verlag Berlin.
- [Sag1] Sager, H. (1985): Zum Einfluss hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Dissertation, Braunschweig.
- [Sch1] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H. (1986): Einfluss der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 378, Berlin.
- [Sch2] Schießl, P. (1976): Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 255.
- [Sch3] Schießl, P.; Gehlen, C. (1999): Probability-based durability design for the Western Scheldt Tunnel. Structural Concrete, P1, No. 2, 06/99, S. 1-7.
- [Sei1] Seibel, P. (2001): Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation, Universität Gesamthochschule Kassel.
- [Set1] Setzer, M.J. (1977): Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 280.
- [Set2] Setzer, M.J. (1997): Basis of testing the freeze-thaw resistance: surface and internal deterioration. In: Frost resistance of concrete. M.J. Setzer und R. Auerg (eds.), E&FN Spon, 1997, pp 157-173.
- [Set3] Setzer, M.J.; Auerg, R. (1998): CIF-Test-Prüfverfahren des Frostwiderstandes von Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik, April 1998.
- [Set4] Setzer, M.J. (2000): Die Mikroeislinsepumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. 14. internationale Baustofftagung, ibausil, Weimar, 0691-0705, Band 1.
- [Set5] Setzer, M.J. (2000): Pore Solution in Hardened Cement Paste, Adificatio Publishers.

- [Set6] Setzer, M.J. (2001): RILEM Draft Recommendation, RILEM TC 176 IDC CIF-Test – Capillary suction, Internal damage and Freeze Thaw test – Reference method and alternative methods A and B. *Materials & Structures* 34, p. 515-525.
- [Set7] Setzer, M.J. (2002): Frostscha-den Grundlagen und Prüfung, Erst & Sohn, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 7.
- [Set8] Setzer, M.J. (2002): Development of the micro-ice-lens model. Frost resistance of concrete, international RILEM Workshop, Essen, 18.-19.04.2002.
- [Set9] Setzer, M.J.; Fagerlund, G.; Janssen, D.J. (1996): RILEM Recommendation, RILEM TC 117 FDC CDF-Test – Test Method for the Freeze-Thaw Resistance of Concrete with Sodium Chloride Solution (CDF), *Materials & Structures* 29, p. 523-528.
- [Set10] Setzer, M.J. (1999): Mikroeislin-senbildung und Frostscha-den. *Werkstoffe im Bauwesen – Theorie und Praxis*. Hrsg. Elige-hausen, R.; Stuttgart: Ibidem-Verlag.
- [Sta1] Stark, J.; Wicht, W. (2001): Dauerhaftigkeit von Beton, *Der Baustoff als Werkstoff*, Birkhäuser Verlag.
- [Sta2] Stark, J.; Wicht, W. (2001): Zement und Kalk, *der Baustoff als Werkstoff*. Birkhäuser Verlag.
- [Sto1] Stockhausen, N. (1981): Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung. Dissertation, Technische Universität München.
- [Thi] Thijssen, H.A.C.; Vorstman, M.A.G. (1968): Heterogeneous primary nucleation of ice in water and aqueous solutions. *Journal of crystal Growth* 3-4, S. 355-359.
- [Tep1] Tepfers, R. (1982): Lapped tensile reinforcement splices, *Proceedings of the ASCE, Journal of the Structural Division*, Vol. 108, No. ST1, S. 283-301.
- [Tue1] Tue, N. V. (1993): Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 435, Berlin.
- [Twe1] Twelmeier, (1982): Zusammenstellung von Messverfahren zur Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbetonbauteilen. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 330.
- [Vos1] Vos, E.; Reinhardt, H. (1982): Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands, *Materiaux et Construction (RILEM)*, No. 85, S. 3-10.
- [Wör1] Wörmann, R., Harte, R. (2003): Structural degradation of wind-turbine towers under combined wind and thermic action. In: Bathe, K.J. (ed.): *Second M.I.T. Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics*, MIT, Cambridge, U.S.A..
- [Zil1] Zilch, K.; Rogge, A. (1998): Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile. *Beton-Kalender 1998 Teil I*, Berlin: Ernst & Sohn Verlag. S 455-640.

Normenverzeichnis

- [N1] DIN 488-2, Ausgabe: 1986-6: Betonstahl; Betonstabstahl; Maße und Gewichte. Deutsches Institut für Normung.
- [N2] DIN 1048-5, Ausgabe: 1991-6: Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Deutsches Institut für Normung.
- [N3] DIN 1045, Ausgabe: 1988-7: Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung.
- [N4] DIN 1045-1, Ausgabe: 2001-7: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung.
- [N5] DIN 1045-2, Ausgabe: 2001-7: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Deutsche Anwendungsregeln (DAR) zu DIN EN 206-1:2000. Deutsches Institut für Normung.

Berichte aus dem Institut für Baustoffe

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus

- Heft 1 Thomas Freimann: „Einfluss von Steinkohlenflugaschen auf das rheologische Verhalten von Zementleimen und –mörteln“, 2002
- Heft 2 Susanne Thoke-Weidlich: „Alkaliionendiffusion in carbonatisierte und nicht carbonatisierte Betone“, 2002
- Heft 3 Lasse Petersen: „Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen“, 2003

Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung

Die Hefte der bis 1995 laufende Schriftenreihe: „Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung“ können ebenfalls über das Institut für Baustoffe der Universität Hannover bezogen werden. Eine Zusammenstellung der 67 Hefte dieser Schriftenreihe ist der unten aufgeführten Homepage des Instituts für Baustoffe zu entnehmen. Sie repräsentieren die Arbeiten des Instituts vor der Namensänderung in 2001.

Die Hefte sind zu beziehen von:
Institut für Baustoffe
Universität Hannover
Appelstraße 9A und Nienburger Straße 3
30167 Hannover

Tel.: 0511/762-3722
Fax: 0511/762-4736
www.institut-fuer-baustoffe.de