

DISS. ETH Nr. 14837

Steigerung der Dauerhaftigkeit selbstverdichtender
Betone durch den Einsatz von
Polymerfaserkurzschnitt

ABHANDLUNG
zur Erlangung des Titels
DOKTOR DER TECHNISCHEN WISSENSCHAFTEN
der
EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZÜRICH

vorgelegt von:

Martin Franz Bäuml
dipl. Bau-Ingenieur ETH
geboren am: 1. März 1975
von: Deutschland

Angenommen auf Antrag von:

Prof. Dr. F.H. Wittmann, Referent
Prof. Dr. H. Böhni, Korreferent
Dr. R. Wolfseher, Korreferent

2002

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner zweieinhalbjährigen Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe der ETH Zürich. Ihr Gelingen innerhalb dieser kurzen Zeit war nur dank der Unterstützung vieler Mitglieder der Forschergruppe unter der Leitung meines Doktorvaters Prof. Wittmann möglich. An erster Stelle gilt ihm daher mein Dank für die Möglichkeit, an einem aktuellen Thema mit grosser Eigenverantwortung und Raum für Kreativität gearbeitet haben zu dürfen. Neben ihm waren es aber auch seine Mitarbeiter, die mir mit ihrer jahrelangen Erfahrung auf unterschiedlichen Gebieten jederzeit sowohl mit Ratschlägen, Diskussionsbereitschaft und tatkräftiger Unterstützung zur Seite standen. Vor allen anderen möchte ich an dieser Stelle Herrn Martinola erwähnen, der sowohl die Konzeption als auch die Durchführung meiner Arbeit bereicherte und bei vielen Entscheidungen sein Wissen zur Verfügung stellte.

Herrn Sadouki gilt mein aufrichtiger Dank für die Unterstützung bei der Durchführung der numerischen Simulationen, deren Gelingen ich unter anderem ihm verdanke. Da die beste Simulation jedoch ohne gewissenhaft bestimmte Inputparameter und ohne den Vergleich mit experimentell bestimmten Ergebnissen einen Teil ihres Wertes einbüsst, danke ich den Herren Richner, Jaggi, Schildknecht und Inhelder für deren wertvolle Hilfe im Labor.

Herrn Prof. Böhni danke ich für die Übernahme des Korreferates ebenso wie Herrn Wolfseher, der ausserdem als federführende Person der Sponsorengruppe dieses Forschungsprojekt finanziell ermöglichte und dank der ständigen Bereitschaft, das erarbeitete Wissen in die Praxis umzusetzen, den Wert dieser Arbeit mitträgt.

Zürich, im August 2002

Martin Bäuml

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	V
Abstract	VII
1 Einführung	1
2 Literaturübersicht	5
2.1 Einleitung	5
2.2 Rheologische Eigenschaften des Frischbetons	5
2.3 Verfahren zum Mischungsentwurf (Mix-Design-Methoden)	7
2.4 Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften von SCC	9
3 Theoretische Grundlagen	13
3.1 Einleitung	13
3.2 Hygrisches Verhalten zementgebundener Werkstoffe	14
3.2.1 Feuchtehaushalt	14
3.2.2 Mechanisches Verhalten infolge hygrisch induzierter Verformungen	16
3.3 Mechanisches Verhalten zementgebundener Werkstoffe	19
3.3.1 Nicht-Lineare Bruchmechanik (NLBM)	19
3.3.2 Kriechen	21
3.4 Faserverstärkte zementgebundene Werkstoffe	23
3.4.1 Beschreibung des Einzelfaserauszugverhaltens	23
3.4.2 Rissüberbrückung in faserverstärkten Werkstoffen	27
3.5 Rheologie zementgebundener Werkstoffe	33
3.5.1 Rheologische Modelle	33
3.5.2 Rheologie disperser Systeme	38
3.5.3 Rheologisches Verhalten konzentrierter Zementsuspensionen	43
3.5.4 Wirkung von Hochleistungsverflüssigern	45
3.5.5 Rheologische Eigenschaften von Fasersuspensionen	48
3.5.6 Einfluss der Zuschläge auf die Rheologie des Frischbetons	51

4	Gezielte Beeinflussung der Werkstoffeigenschaften - - - - -	54
4.1	Ausgangsstoffe und Messverfahren - - - - -	54
4.1.1	Einleitung - - - - -	54
4.1.2	Beschreibung der Komponenten und Betone - - - - -	54
4.1.3	Beschreibung der Messverfahren - - - - -	58
4.1.3.1	Frischbetoneigenschaften - - - - -	58
4.1.3.2	Hygrische Eigenschaften - - - - -	59
4.1.3.3	Mechanische Eigenschaften - - - - -	62
4.2	Ergebnisse und Diskussion - - - - -	65
4.2.1	Frischbetoneigenschaften - - - - -	65
4.2.2	Hygrische Eigenschaften - - - - -	67
4.2.2.1	Globaler Feuchtetransportkoeffizient - - - - -	67
4.2.2.2	Hygrischer Ausdehnungskoeffizient - - - - -	75
4.2.3	Mechanische Eigenschaften - - - - -	81
4.2.3.1	Festigkeiten und E-Modul - - - - -	81
4.2.3.2	Kriechen - - - - -	83
4.2.3.3	Bruchenergie und Dehnungsentfestigungsverhalten - - - - -	85
4.3	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen - - - - -	89
5	Optimierung der Faserbewehrung - - - - -	92
5.1	Messverfahren, Materialien und Versuchsprogramm - - - - -	92
5.1.1	Rheologische Eigenschaften - - - - -	92
5.1.2	Mechanische Eigenschaften - - - - -	93
5.1.2.1	Einzelfaserauszugversuch - - - - -	93
5.1.2.2	Direktzugversuche - - - - -	94
5.1.3	Verwendete Materialien und Versuchsprogramm - - - - -	96
5.2	Ergebnisse und Diskussion - - - - -	98
5.2.1	Rheologische Eigenschaften - - - - -	98
5.2.2	Mechanische Eigenschaften - - - - -	109
5.2.2.1	Einzelfaserauszugversuche - - - - -	109
5.2.2.2	Direktzugversuche - - - - -	111
5.2.2.3	Keilspaltversuche - - - - -	115
5.3	Schlussfolgerungen - - - - -	119

6	Konstitutives Modell der Mehrfachrissbildung	130
6.1	Einleitung	130
6.2	Finite-Elemente-Netz und Input-Parameter	130
6.3	Definition der Entfestigungsfunktion der Finiten Elemente	133
6.4	Heterogenität des Werkstoffes	135
6.5	Validierung	138
7	Anwendung in der Praxis	141
7.1	Einleitung	141
7.2	Identifikation der massgebenden Beanspruchung	142
7.3	Definition der Anforderungen	143
7.4	Mischungsentwurf der Betone	145
7.5	Werkstoffeigenschaften der Betone	148
7.6	Rissbildung und numerische Simulationen	150
8	Schlussfolgerungen und Ausblick	157
	Literaturverzeichnis	161

Zusammenfassung

Das Ziel der Technologie des selbstverdichtenden Betons (SCC) besteht in einer Steigerung der häufig ungenügenden Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken. Durch die Eliminierung des Arbeitsschrittes der Verdichtung soll eine Ursache für die die Dauerhaftigkeit wesentlich beeinflussende Gefügeinhomogenität unterbunden werden. Die hierfür nötige Selbstverdichtbarkeit wird durch einen hohen Feinanteil, die Reduktion des Zuschlaggehaltes und den Einsatz moderner Hochleistungsverflüssiger erreicht. Hierdurch steigt unter anderem das Risiko der durch Trocknungsschwinden verursachten Oberflächenrissbildung.

In dieser Arbeit werden an gezielt modifizierten selbstverdichtenden Betonen, die den Prozess der hygrisch induzierten Oberflächenrissbildung beeinflussenden Werkstoffeigenschaften bestimmt und daraus Massnahmen abgeleitet, wie dieses Risiko reduziert werden kann. Hierbei wird ein sowohl die entsprechenden Einwirkungen als auch die Rissentstehung und Rissfortpflanzung realistisch beschreibendes Werkstoffmodell zu Grunde gelegt. Es wird festgestellt, dass durch diese Massnahmen das Rissbildungsrisiko selbstverdichtender Betone nicht auf das Mass konventioneller Betone reduziert werden kann, da die Anforderungen an die rheologischen Frischbetoneigenschaften die Beeinflussungsmöglichkeiten stark einschränken.

Der Einsatz von Polymerfasern, deren E-Modul höher als der von Beton ist, erlauben hingegen eine wirkungsvolle Erhöhung der die Rissbildung infolge verformungsgesteuerter Prozesse primär beeinflussenden Bruchenergie des Betons. Es wird ein empirischer Zusammenhang zwischen den Eigenschaften der Fasermodifikation und den Fliesseigenschaften des faserverstärkten Betons in frischem Zustand hergeleitet, der, im Gegensatz zu den in der Literatur zu findenden Zusammenhängen, die Viskosität der Bindemittelmatrix mit berücksichtigt. Ausserdem wird basierend auf bestehenden Arbeiten zum Thema faserverstärkter Werkstoffe, ein Modell vorgeschlagen, das es erlaubt in Abhängigkeit der Werkstoffeigenschaften der Fasern, des Betons und deren Grenzfläche das Dehnungsentfestigungsverhalten und die Bruchenergie zu bestimmen. Dieses Modell erfährt im Rahmen eines eigenen Kapitels ausserdem die Verallgemeinerung für den Fall, dass die infolge der Faserbewehrung erreichbare

Rissüberbrückungsspannung die Erstrissfestigkeit des Werkstoffes um ein Mass übersteigt, das das Phänomen der Mehrfachrissbildung ermöglicht.

Die Kombination der erarbeiteten Beziehungen bezüglich bruchmechanischen und rheologischen Eigenschaften erlaubt es schliesslich, ausgehend von bestehenden Bemessungsverfahren, die Leistungsfähigkeit der untersuchten Polyvinylalkoholfasern in Bezug auf die Reduktion des Rissbildungsrisikos zu beurteilen. Es wird festgestellt, dass diese in Kombination mit anderen Massnahmen, die Steigerung der Dauerhaftigkeit bezüglich des Einflusses der Rissbildung ermöglichen.

Das vorgeschlagene Vorgehen wird anhand zweier an realen Bauwerken durchgeführter Sanierungsmassnahmen, in deren Rahmen selbstverdichtende Betone als Beschichtungswerkstoffe zum Ersatz chlorigkontaminierter Überdeckungsbetone zum Einsatz kamen, in die Praxis umgesetzt. In einem Fall kamen hierbei die untersuchten Kurzfasern zum Einsatz, während die zweite Massnahme lediglich mit konventionellen Methoden in Bezug auf ihre Dauerhaftigkeit optimiert wurde. Ausserdem wird die Rissbildung infolge Trocknungsschwinden mit Hilfe der Methode der finiten Elemente simuliert und die Ergebnisse mit dem realen Rissbild verglichen.

Abstract

The original objective of using Self-Compacting Concrete is to improve durability of concrete structures, which is unsatisfactory in many cases. This is caused by a highly inhomogeneous microstructure of concrete, that has undergone insufficient or exaggerated vibrating compaction. Hence improving durability should be possible by means of avoiding this kind of consolidation. Self-compactability is realized by reducing content of coarse aggregates, increasing amount of fines and using modern superplasticizers, which, in turn, increase the risk of surface cracking due to hygral shrinkage.

Specifically modified SCCs are characterised by measuring their material parameters, which influence the process of hygrally induced surface cracking. As a result measures can be derived, which enable one to reduce this deteriorating process. The derivation is based on realistic material laws, which precisely describe the effect of external physical loads such as drying as well as crack formation. It can be shown that the performance of the suggested measures is limited as it is not possible to reduce risk of surface cracking to an extent which can be compared to normal concrete. This is due to strict boundary conditions given by rheological requirements that can not be circumvented.

The addition of high-modulus polymer fibers, whose stiffness exceeds that of plain concrete provides the possibility to multiply the fracture energy of concrete by several times. As fracture energy mainly influences the crack formation due to deformation controlled processes proper fiber reinforcement enables one to seriously reduce the probability of surface cracking. An empirical correlation is derived which describes the connection between properties of fiber reinforcement and the flowability of fiber reinforced concrete. Compared to existing correlations, which neglect the influence of the viscosity of the plain matrix on their rheological behaviour in case of the addition of fibers, the correlation derived shows that this influence has to be taken into account in case of highly concentrated suspensions such as cement paste. Based on existing works in the field of fiber reinforced composites a model is proposed, which allows to determine strain softening behaviour and magnitude of fracture energy of fiber reinforced concretes as a function of the properties of fibers, matrix and fiber-matrix inter-

face. A separate chapter deals with the generalization of this model, which allows the numerical simulation of the phenomenon known as multiple cracking, which occurs under the condition that the magnitude of fiber bridging stress exceeds the first crack strength of the matrix. This becomes possible by implementing the probabilistic nature of concrete properties.

The procedure proposed is applied to two real cases, where self compacting concrete is used to replace parts of the old covercrete of a tunnel, which is deteriorated and contaminated by chlorides. In one case high-modulus polymer fibers are used to enhance crack resistance of the new protective layer, while the other job is done only by using conventional optimization techniques to guarantee sufficient durability. In addition to this the evolution of cracks is monitored and compared to the results of a finite-element simulation determining the crack formation due to drying shrinkage.

1 Einführung

Die Betontechnologie hat neben ihrer Funktion als Bestandteil der Projektierung und Ausführung von Beton- und Stahlbetonbauwerken eine viel weitreichendere Bedeutung.

In den industrialisierten Volkswirtschaften beträgt der Wiederbeschaffungswert der Tiefbauinfrastruktur in etwa das ein- bis zweifache des jeweiligen Bruttoinlandproduktes. Entsprechend spielen Unterhalt und Instandsetzung dieser Infrastruktur in den Budgets dieser Volkswirtschaften eine wesentliche Rolle. In der Schweiz beträgt das Instandsetzungsvolumen im Tiefbau zur Zeit in etwa 8 Mrd. CHF jährlich. Dies entspricht ca. 50% der gesamten Tiefbautätigkeit [SBV 97].

Die Ursachen für die meist kürzer als geplant andauernde instandsetzungsfreie Nutzungsdauer von Beton- und Stahlbetonbauwerken liegen sowohl bei den dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen, als auch beim Widerstand der beanspruchten Betonbauteile gegenüber diesen Einwirkungen. Der Widerstand wird hierbei primär von der Bemessung des Bauteils, der Ausbildung konstruktiver Details und den Eigenschaften der verwendeten zementgebundenen Werkstoffe beeinflusst.

Die dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen sind hierbei primär physikalischer und chemischer Natur. Physikalische Beanspruchungen sind beispielsweise durch Temperatur- oder Feuchtegradienten verursachte Zwängungsspannungen in der oberflächennahen Zone, die zur Bildung von Oberflächenrissen führen können. Dies erhöht lokal das kapillare Saugvermögen im Vergleich zum ungerissenen Beton um ein Vielfaches, so dass der Zutritt von beton- und stahlaggressiven Substanzen erleichtert wird, was chemische Beanspruchungen initialisiert.

Was den Widerstand zementgebundener Kompositwerkstoffe, wie beispielsweise Betone, gegen diese Beanspruchungen betrifft, so muss beachtet werden, dass hierfür nicht der Mittelwert einer relevanten Werkstoffeigenschaft entscheidend ist, sondern der sich infolge der statistischen Verteilung dieser Eigenschaft über das Bauteil erge-

bende schlechteste Wert. Der Mittelwert muss also durch eine Extremwertverteilung ersetzt werden.

Diese Schwankungen (Gefügeinhomogenitäten) haben bei konventionell eingebrachten Betonen ihren Ursprung unter anderem in der beim Verdichten aufgewendeten Sorgfalt. Führt das Vibrieren lokal zu Entmischungen oder zu nicht vollständig verdichtetem Beton, so werden an diesen Stellen dauerhaftigkeitsrelevante Betoneigenschaften so stark von ihren Zielwerten abweichen, dass die Dauerhaftigkeit des gesamten Bauteils stark reduziert ist.

Ein Weg bei der Optimierung bestehender und der Entwicklung neuer zementgebundener Werkstoffe des Bauwesens (Betone), mit dem Ziel, deren Widerstand gegenüber dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen zu steigern, besteht also in der Eliminierung des manuellen Verdichtens, womit gleichzeitig eine der Ursachen für die Entstehung von Gefügeinhomogenitäten entfällt [Ozaw 89].

Diese Argumentation veranlasste Okamura im Jahr 1986, das Konzept eines Betons vorzustellen, der aufgrund seiner Fließfähigkeit in der Lage ist, Schalungen auch dicht bewehrter Bauteile lediglich infolge seines Eigengewichtes vollständig zu füllen und sich dabei entmischungsfrei selbst zu verdichten. Okamura gab diesem Betontyp den Namen „Self-Compacting High Performance Concrete“ oder abgekürzt „SCC“ (deutsch: selbstverdichtender Beton oder SVB). Der Namenszusatz „High Performance“ deutet darauf hin, dass sich dieser Betontyp von den bereits früher verwendeten Fließbetonen niedriger Qualität infolge der Verwendung moderner Hochleistungsbetonverflüssiger durch vergleichsweise niedrige Wasser-Bindemittelwerte auszeichnet und die Vermeidung der Entmischung wesentlicher Bestandteil des Entwurfs eines SCC ist [Okam 00].

Zusammenfassend lässt sich aus dieser Entstehungsgeschichte ein Zusammenhang ableiten, der den Schwerpunkt vieler Arbeiten zum Thema SCC bestimmt hat. Indem die Art des Einbringens konventioneller Betone als eine der Ursachen für mangelnde Dauerhaftigkeit identifiziert wurde, gewann die Rheologie des Frischbetons so stark an Bedeutung, dass die letztendlich für die Dauerhaftigkeit massgebenden Festbetoneigenschaften in vielen Arbeiten über SCC in den Hintergrund gedrängt wurden. Da aber die Gewährleistung der Selbstverdichtbarkeit Betonrezepturen nötig macht, die sich in

dauerhaftigkeitsrelevanten Punkten deutlich von denjenigen dauerhafter konventioneller Betone unterscheiden, birgt diese Konzentration auf die Rheologie Gefahren, die unter Umständen dazu führen, dass das ursprüngliche Ziel des Einsatzes von SCC, nämlich eine Erhöhung der Dauerhaftigkeit, dennoch nicht erreicht wird.

Hinzu kommt, dass häufig nicht Dauerhaftigkeitsüberlegungen den Ausschlag für die Verwendung von SCC geben, sondern andere Vorteile dieses Betontyps, die ihre Ursache im Wegfall der Verdichtungsarbeit haben. So ermöglicht beispielsweise die SCC-Technologie das Betonieren von Bauteilen, die mit Verdichtungsgeräten nicht oder nicht vollständig zugänglich sind. Ausserdem lässt sich infolge des Einsatzes von SCC die Anzahl der für die Erstellung eines Betonbauteils notwendigen Personen reduzieren, was Bauzeit und Baukosten zum Teil erheblich reduziert. Auch Gesundheitsschäden, die die Handhabung von vibrierenden Verdichtungsgeräten verursacht, wie beispielsweise die irreversible Zerstörung von Kapillarblutgefässen der Hände, können vermieden werden. Beim Bauen in oder nahe von bewohnten Gebieten lässt sich durch den Einsatz von SCC die Belastung durch Lärm und Vibrationen durch Verdichtungsgeräte vermeiden.

Diese Vorteile dürfen nicht darüber hinwegtäuschen, dass zwei Problemfelder, die den erfolgreichen Einsatz von SCC massgeblich mitbestimmen, noch nicht ausreichend geklärt sind. Zum einen bereitet die zuverlässige Herstellung von SCC den Fertigbetonwerken grosse Schwierigkeiten, da die für die Selbstverdichtbarkeit entscheidenden rheologischen Eigenschaften dieses Betontyps sehr sensibel auf Schwankungen der Eigenschaften der Ausgangsmaterialien und der Herstellung reagieren. Zum anderen ist noch nicht abschliessend geklärt, ob es möglich ist, mit SCC höhere Dauerhaftigkeiten zu erreichen als mit konventionellem Beton.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist daher, Grundlagen zu erarbeiten, die es erlauben, selbstverdichtende Betone zu entwickeln, die im Hinblick auf eine die Dauerhaftigkeit wesentlich mitbestimmende Eigenschaft, nämlich die Rissbildung infolge hygrischer Volumeninstabilität (Schwinden), eine deutliche Verbesserung gegenüber konventionellen Betonen ermöglichen. Grundsätzlich kann die Reduktion des Rissrisikos zementgebundener Werkstoffe durch zwei Ansätze erfolgen. Zum einen führt eine Verringerung des Schwindmasses zu einer Reduktion der die Rissbildung initialisieren-

den Verformung, zum anderen kann mittels Faserkurzschnitt die die Rissentwicklung massgebend beeinflussende Bruchenergie erhöht werden. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Entwicklung faserverstärkter SCC, die bezüglich ihres Risikos der Bildung von Oberflächenrissen optimiert sind.

Die Aufgabenstellung dieser Arbeit lässt sich wie folgt, kurz zusammenfassen:

- Wie unterscheiden sich SCC von konventionellen Betonen im Hinblick auf ihr Schwindverhalten und ihre Bruchenergie? Welche Auswirkungen hat dieser Unterschied auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften?
- Welche Möglichkeiten bestehen, diese Grössen gezielt zu beeinflussen?
- Welche Voraussetzungen muss eine Kurzfaserbewehrung erfüllen, damit die Entstehung schwindinduzierter Risse verhindert bzw. reduziert werden kann?
- Welche Voraussetzungen muss die Rezeptur eines Betons erfüllen, um trotz der die rheologischen Eigenschaften beeinflussenden Kurzfasern die Kriterien eines SCC zu erreichen?

2 Literaturübersicht

2.1 Einleitung

Die bestehende Literatur über SCC konzentriert sich zu einem grossen Teil auf die Entwicklung sogenannter Mix-Design-Methoden oder Herstellungsverfahren, die es ermöglichen, mit unterschiedlichen Ausgangsstoffen die an einen SCC gestellten Anforderungen bezüglich seiner Frischbetoneigenschaften zu erreichen. Die Konzentration auf diese Thematik ist damit zu erklären, dass das von Okamura in [Okam 94] beschriebene Gleichgewicht zwischen Fließfähigkeit (Verformungsvermögen des Frischbetons) und der Vermeidung von Entmischungserscheinungen (Segregation) bei der Herstellung und der Applikation von SCC die vorerst grösste Schwierigkeit darstellt.

Ziel der folgenden Literaturübersicht ist es, einige Arbeiten aus den für die Technologie des SCC wichtigen Themengebieten aufzugreifen, um schliesslich die noch offenstehenden Fragen zu eruieren, deren Behandlung Bestandteil dieser Arbeit ist. Demzufolge beinhaltet dieses Kapitel weniger Details der zitierten Arbeiten, sondern beschreibt vielmehr Beschäftigungsfelder und Ziele der einzelnen Autoren. Diejenigen theoretischen Grundlagen aus der bestehenden Literatur, die für die Bearbeitung der Fragestellungen der vorliegenden Arbeit nötig sind, werden in *Kapitel 3* detailliert dargestellt.

2.2 Rheologische Eigenschaften des Frischbetons

Eine der grundlegenden Arbeiten zur Rheologie des Frischbetons stammt von Tattersall und Banfill [Tatt 83]. In dieser Arbeit wird gezeigt, dass sich die rheologischen Eigenschaften konventionellen Frischbetons mit Hilfe des Bingham-Modells beschreiben lassen. Die Autoren erläutern Möglichkeiten, die entsprechenden Bingham-Parameter Schub-Fließspannung (Fließwiderstand) τ_0 und Viskosität η mit Hilfe des sogenannten „two-point-workability test“ experimentell zu bestimmen. Da es Tattersall und Banfill hierbei gelungen ist, die Bestimmung dieser Werkstoffparameter von versuchsbedingten Randbedingungen zu entkoppeln, leistet diese Arbeit einen we-

sentlichen Beitrag zur physikalisch eindeutigen Beschreibung des rheologischen Verhaltens konventionellen Frischbetons. Im Gegensatz hierzu arbeiten viele Autoren mit empirischen Verfahren, die zwar vergleichende Untersuchungen zulassen, deren Ergebnisse jedoch stark von der zum Teil nicht ausreichend exakt definierbaren Durchführung abhängen und ausserdem keine physikalischen Werkstoffparameter sondern lediglich Systemkenngrössen liefern. So beschreiben beispielsweise Glanville, Collins und Matthews [*Glan 47*] die hohe Standardabweichung und Sensitivität bei der Bestimmung des Ausbreitmasses oder Cusens [*Cuse 56*] den Unterschied zwischen stampfender und vibrierender Verdichtung bei der Bestimmung des Verdichtungsmasses.

Diese für konventionellen Beton erarbeiteten Zusammenhänge gelten grundsätzlich auch für selbstverdichtende Betone (SCC). Da sich deren Fließwiderstands- und Viskositätswerte jedoch stark von denjenigen konventioneller Betone unterscheiden, kamen zu den in zahlreichen Normen beschriebenen Frischbetonprüfverfahren (Ausbreitmass, Verdichtungsmass, etc.) neue empirische Methoden hinzu, die den Besonderheiten des SCC Rechnung tragen [*Ouch 98a*]. Hierzu zählen beispielsweise: U-Box, L-Box, Kajima-Box, V-Funnel und der vom deutschen Ausschuss für Stahlbeton in eine erste Richtlinie über die Verwendung von SCC aufgenommene J-Ring, der es erlaubt mit nur einem Versuch sowohl Fließfähigkeit als auch Blockierneigung zu beurteilen [*DAfS 01*]. Obwohl diese Verfahren für eine physikalisch eindeutige Charakterisierung der Rheologie von SCC ebenso wenig geeignet sind wie dies bei konventionellen Betonen der Fall ist, kommen sie beim Mischungsentwurf und bei der Qualitätsüberwachung von SCC häufig zur Anwendung. Da jedoch mit dem Aufkommen der SCC-Technologie die Bestimmung der rheologischen Eigenschaften auf der Basis physikalischer Modelle auf dem Gebiet der Betontechnologie zunehmend an Bedeutung gewinnt, finden sich in der neueren Literatur zahlreiche Arbeiten über die Bestimmung rheologischer Eigenschaften von Zementleim, Mörtel und Beton mit Hilfe sogenannter Rotationsrheometer. Die Funktionsweise dieser Rheometer beruht in allen Fällen auf einer von Wallevik und GjØrv [*Wall 90a*] [*Wall 90b*] vorangetriebenen Modifikation der von Tattersall vorgeschlagenen Methode des „two-point-workability test“ [*Tatt 91*]. Ziel der zahlreichen Arbeiten mit diesen Verfahren ist die Ermittlung eines quantitativen Zusammenhangs zwischen Rezeptur, Umgebungsbedingungen (primär Temperatur) und Herstellungsverfahren (primär Mischertyp und Mischzeit) einerseits und dem rheologischen Verhalten des Frischbetons andererseits. Eine Gegenüber-

stellung der von verschiedenen Autoren ermittelten Zusammenhänge zeigt jedoch, dass es zwar durchaus möglich ist, qualitative Aussagen über die rheologische Wirkung unterschiedlicher Betonbestandteile und anderer Einflüsse zu machen [Wall 98], eine Quantifizierung sich jedoch als schwierig erweist [Hu 95]. Dies ist auf die hohe Sensitivität der rheologischen Parameter auf Eigenschaften der Betonkomponenten zurückzuführen, die starken regionalen Schwankungen unterliegen, verursacht unter anderem durch die mineralogische Zusammensetzung der Zemente, die Partikelgrößenverteilung der verwendeten Füllstoffe, die Kornform der Zuschlagstoffe, etc.

2.3 Verfahren zum Mischungsentwurf (Mix-Design-Methoden)

Die zahlreichen Literaturstellen über SCC-Mix-Design-Methoden lassen sich stark vereinfacht in zwei Gruppen gliedern. Starke Verbreitung in Japan und Europa fand das auf Okamura und Ozawa [Okam 95] zurückgehende Verfahren, das von der japanischen Fertigbetonindustrie in Form einer Richtlinie als Standard definiert wurde. Beton wird hier als Fünf-Stoff-System bestehend aus Kies, Sand, Feinstoffen (Zement und Filler), Wasser und Hochleistungsbetonverflüssiger betrachtet. Zum Nachteil gereicht diesem Verfahren, dass der Einfachheit halber sowohl der Volumenanteil von Kies am Gesamtzuschlag als auch der Anteil von Sand am Mörtelvolumen (Wasser, Feinstoffe, Verflüssiger und Sand) a priori fixiert wird und lediglich das Verhältnis zwischen Verflüssiger, Wasser und Feinstoffen so lange variiert wird, bis die entmischungsfreie Selbstverdichtbarkeit des Betons erfüllt ist.

Obwohl dieses Vorgehen geeignet ist, um mit den unterschiedlichsten Ausgangsmaterialien erfolgreich SCC-Rezepturen zu entwerfen wird es beispielsweise von Sedran und De Larrard [Sedr 99] kritisiert, da es in den meisten Fällen zu einem Bindemittelgehalt führt, der höher ist als notwendig.

Dementsprechend verfolgt die zweite Gruppe das Ziel durch die Maximierung der Packungsdichte aller inerter Bestandteile (inkl. Füllstoffe wie beispielsweise Gesteinsmehle), den Bindemittelgehalt zu minimieren. Während Roshavelov [Rosh 99] versucht die Packungsdichte im trockenen Zustand mittels geometrischer Betrachtungen zu maximieren, schlagen Hwang, Lee, Lin und Liu [Hwan 96] vor, in jedem Einzelfall die maximale Packungsdichte in feuchtem Zustand experimentell zu ermitteln. Oh,

Noguchi und Tomosawa [Oh 99] hingegen ermitteln rechnerisch die minimal notwendige Dicke der die Zuschlagskörner umgebenden Bindemittelhülle, so dass Fließfähigkeit und Widerstand gegen Entmischung den Anforderungen entsprechen.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Einflussparameter auf die Frischbetoneigenschaften so vielfältig sind, dass Mix-Design-Methoden, die auf der theoretischen Quantifizierung möglichst vieler dieser Parameter aufbauen, bei der Anwendung auf die vom entsprechenden Entwickler der Methode verwendeten Materialien zwar zum Erfolg führen, bei der Überprüfung der Reproduzierbarkeit mit anderen Komponenten jedoch scheitern. Methoden, wie beispielsweise der in [Hwan 96] beschriebene Algorithmus hingegen, bedürfen zwar einer grossen Anzahl von Versuchen, lassen sich daher aber auf die unterschiedlichsten Ausgangsstoffe übertragen.

Die beim Mischungsentwurf zu Grunde gelegte Abstufung der Kornfraktionen wird in den meisten Veröffentlichungen von den auf dem Markt erhältlichen Kies- und Sandfraktionen übernommen. Hierdurch sind die Variationsmöglichkeiten der Korngrössenverteilung beim Mix-Design beschränkt. Zudem gibt es zum Teil relevante länder-typische Unterschiede bei den Grenzkorngrössen. Gerade bei der Entwicklung und Optimierung von Hochleistungsbetonen spielt diese Verteilung jedoch hinsichtlich des Fließverhaltens und der Festbetoneigenschaften eine grosse Rolle. Ihr Einfluss auf die Packungsdichte der Zuschläge und demzufolge auf den minimal notwendigen Bindemittelgehalt wirkt sich auch auf dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften wie Schwinden, Bruchenergie, Kriechen, etc. aus. Persson untersucht in [Pers 01] diesen Einfluss und schlägt eine Sieblinie der Zuschlagsstoffe für niedrigviskose SCC vor (siehe auch Kapitel 3.5.6). Diese Sieblinie lässt sich jedoch nur durch die Verwendung fein abgestufter Fraktionen realisieren, die jedoch lediglich in grossen Fertigteilwerken zur Verfügung stehen.

Die Bedeutung der Sieblinie wird auch in einer der ersten Richtlinien zur Herstellung und zum Einsatz von SCC deutlich ([DAfS 01]). Sowohl für den Durchmesser des Grösstkorns als auch die Anteile der Einzelfraktionen am Gesamtzuschlag wird ein Wert bzw. eine Bandbreite festgelegt, die die Erfüllung der zum Teil konträren Anforderungen an Fließfähigkeit und Festbetoneigenschaften ermöglichen soll.

2.4 Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften von SCC

Anlass für die Entwicklung selbstverdichtender Betone war die Steigerung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken [Ozaw 89]. In der Literatur finden sich nur sehr wenige Arbeiten, die sich gezielt mit der Modellierung dieses ebenso komplexen wie wichtigen Eigenschaftsvektors befassen. Die wohl umfangreichste Arbeit hierzu stammt von Maekawa und Ishida [Maek 01]. Mit Hilfe eines numerischen Verfahrens und der Implementierung einer Vielzahl realistischer Werkstoffgesetze, die das zeitabhängige Verhalten von Beton unter bestimmten Anfangs- und Randbedingungen beschreiben, wird versucht, das Verhalten eines Betonbauteils im Laufe seiner Nutzungsdauer zu simulieren. Die Aussagekraft der Resultate dieser Simulationen ist aus zwei Gründen zweifelhaft. Zum einen umfassen die Inputparameter lediglich Anfangsbedingungen (Temperatur, Chloridkonzentration, etc.), Eigenschaften der Betonkomponenten (Verhältnis der Klinkeranteile des verwendeten Zementes, Dichte und Anteil des Grobzuschlages, spez. Oberfläche der Feinanteile, etc.) und Angaben über die Art der Stahlbewehrung (Bewehrungsgehalt, etc.) jedoch keine experimentell bestimmten Werkstoffeigenschaften des Betons. Zum anderen steht die Validierung des Modells noch aus, die sich aufgrund der grossen Zeitspanne, über die die Simulation Aufschluss geben soll, als schwierig erweisen wird.

Die meisten Autoren jedoch beschäftigen sich mit einzelnen Werkstoffeigenschaften, die bekannterweise die Dauerhaftigkeit eines Betonbauteils massgebend beeinflussen. Grosse Aufmerksamkeit gilt dem endogenen und dem Trocknungsschwinden, da sich Bindemittelgehalt und Wasser-Bindemittel-Werte selbstverdichtender Betone stark von denjenigen konventioneller Betone unterscheiden. Ein quantitativer Vergleich der in der Literatur zu findenden Schwindmessungen ist schwierig, da sie in Anlehnung an unterschiedliche Standards durchgeführt sind und nicht in allen Fällen sowohl Trocknungs- als auch endogenes Schwinden bestimmt werden. Jacobs und Hermann [Jaco 00] bestimmen das Endmass des Trocknungsschwindens bei 60% relativer Feuchte an vier unterschiedlichen SCC und stellen fest, dass es abhängig von der Zusammensetzung des Bindemittels, des Gehaltes an künstlichen Luftporen und des Wasser-Bindemittel-Wertes um bis zu 35% höher ist als dasjenige konventioneller Betone. Hu und Barcelo [Hu 98] bestätigen diese Tendenz, stellen aber ausserdem fest, dass die von ihnen untersuchten SCC endogene Endschwindmasse zwischen

0.05 und 0.15mm/m aufweisen. Die zuletzt zitierten Autoren beschränken sich auf mehr oder weniger willkürlich gewählte SCC-Rezepturen (Standard-Rezepturen unterschiedlicher Fertigbetonwerke). Bui und Montgomery [Bui 99] hingegen variieren gezielt den Bindemittelgehalt, den Anteil inerten Füllstoffes (Kalksteinmehl) am Gesamtbindemittel, die Mahlfeinheit dieses Füllstoffes, den Anteil vom Grob- am Gesamtzuschlag, den Grösstkorndurchmesser und den Wasser-Bindemittel-Wert. Die Autoren ziehen unter anderem folgenden Schluss aus den umfangreichen Untersuchungen: Ist die Mahlfeinheit des inerten Füllstoffes kleiner als diejenige des verwendeten Zementes sinkt das Endmass des hygrischen Trocknungsschwindens um bis zu 25% verglichen mit gröberen Mahlfeinheiten. Betrachtet man als Ursache hierfür eine Steigerung der Packungsdichte des Bindemittelgefüges, ergibt sich zwangsläufig ein von den Autoren auch experimentell nachgewiesener optimaler Füllstoffanteil, dessen Überschreiten infolge des wachsenden Wasseranspruches zu einer Erhöhung des Endschwindmasses führt.

Zusammenfassend lässt sich bezüglich des Schwindens sagen, dass nur durch einen gewissenhaften Mischungsentwurf, der nicht nur das Erreichen bestimmter rheologischer Eigenschaften zum Ziel hat, SCC hergestellt werden können, deren Schwindmasse nur geringfügig über denen guter konventioneller Betone liegen. Obwohl dies von zahlreichen Autoren bestätigt wird, zeigt die Analyse unterschiedlicher SCC-Applikationen in der Praxis, dass Schäden an Betonbauteilen, die mit SCC hergestellt wurden, häufig auf Schwindphänomene zurückzuführen sind. Ouchi [Ouch 98b] beschreibt beispielsweise einen kurze Zeit nach seiner Fertigstellung infolge Schwindens vollständig gerissenen Brückenhohlkastenträger aus SCC. Obwohl solche Schadensfälle zu einer Sensibilisierung gegenüber der Problematik des Schwindens geführt haben, gibt es in jüngerer Zeit nur wenige Arbeiten, die sich fundiert mit den Ursachen, Mechanismen und der gezielten Beeinflussung des Schwindens moderner Hochleistungsbetone auseinandersetzen. Beltzung, Wittmann und Holzer [Belt 01] untersuchten den Einfluss der Ionendichte der Porenlösung von Zementstein auf das Trocknungsschwinden. Sie stellten fest, dass durch einen niedrigen Gehalt an Portlandit und eine Reduktion des Gehaltes an Alkaliionen, das Endmass des Trocknungsschwindens von Zementstein um bis zu 30% reduziert werden kann.

Da die durch das Schwinden verursachte hygri-sche Volumeninstabilität zementgebundener Werkstoffe erst dann zu Schäden führt, wenn es in deren Folge zur Rissbildung kommt, bedarf eine Beurteilung der Schadensmechanismen neben der Beobachtung des Schwindens (insbesondere des differentiellen Schwindens) einer detaillierten Auseinandersetzung mit dem Widerstand spröder Werkstoffe gegen die Bildung schädlicher Oberflächenrisse. In der Literatur über SCC finden sich kaum Arbeiten, die sich als Grundlage für eine gezielte Beeinflussung der Rissbildung in selbstverdichtenden Betonen infolge verformungsgesteuerter Prozesse eignen [Yasu 98].

Das folgende Kapitel beschäftigt sich demzufolge detailliert mit den Ursachen, Beeinflussungsmöglichkeiten und der Beschreibung dieses Schadensmechanismus, wobei vorwiegend auf Arbeiten verwiesen wird, die nicht in direktem Zusammenhang mit SCC stehen, deren Ergebnisse jedoch allgemeingültig sind und somit auf diesen Betontyp übertragen werden können.

3 Theoretische Grundlagen

3.1 Einleitung

Das im Rahmen dieser Arbeit entworfene Vorgehen zur Optimierung selbstverdichtender Betone mit dem Ziel, das Risiko der Bildung hygriech induzierter Oberflächenrisse zu reduzieren geht von folgendem Sachverhalt aus:

Führt die Behinderung einer Verformung infolge hygriecher Volumeninstabilität (Schwinden) zur verformungsgesteuerten Zugbelastung eines Betons, so kommt es immer dann zur Bildung eines realen, die Dauerhaftigkeit des Bauteils stark beeinträchtigenden Risses, wenn das Verformungsvermögen des Werkstoffes überschritten und keine Zugspannung mehr übertragen werden kann. Dieser Gefahr kann grundsätzlich auf zwei Arten begegnet werden:

- Durch eine Reduktion der aufgezwungenen Verformung kann das Risiko der Überschreitung des maximalen Verformungsvermögens reduziert werden (Reduktion der Belastung). Die Ursache der im Rahmen dieser Arbeit betrachteten hygriech induzierten Verformung ist das Trocknungsschwinden, das durch die im vorangegangenen Kapitel kurz beschriebenen Massnahmen beeinflusst werden kann. Für viele Anwendungsfälle ist dies jedoch nicht in ausreichendem Masse möglich, weshalb weitere Massnahmen getroffen werden müssen.
- Neben der Reduktion der Belastung kann zur Vermeidung von Schwindrissen auch der Widerstand des Betons gegen die Rissbildung erhöht werden. Dies geschieht durch eine Steigerung des Verformungsvermögens, die sowohl durch eine Reduktion des Elastizitätsmoduls, als auch durch eine Erhöhung der Bruchenergie erreicht werden kann. Die Bruchenergie kann nun beispielsweise durch den Einsatz von Kurzfasern um bis zu einer Grössenordnung gesteigert werden. Um dies zu erreichen, muss der E-Modul des Faserwerkstoffes und die Steifigkeit der Faserverankerung (Verbund zwischen Faser und Zementmatrix) hoch sein.

Neben elastischer Dehnung und Bruchdehnung tritt infolge behinderter Verformungen zusätzlich Kriechdehnung auf, die, wenn eine bestimmte Lastgrenze nicht überschrit-

ten wird, das Rissrisiko durch Spannungsumlagerungen reduziert. Geht man davon aus, dass durch die mechanischen Randbedingungen die gesamte hygrische Schwindverformung ε_{hyg} behindert ist und keine anderen Verformungen stattfinden, so reagiert der Werkstoff durch eine Umsetzung von ε_{hyg} in die drei erwähnten Verformungstypen, so dass zu jedem Zeitpunkt folgendes Gleichgewicht gilt:

$$|\varepsilon_{\text{hyg}}| = |\varepsilon_{\text{el}}| + |\varepsilon_{\text{cre}}| + |\varepsilon_{\text{cr}}| \quad (3.1)$$

ε_{el}	elastische Dehnung
ε_{cre}	Kriechdehnung
ε_{cr}	Rissdehnung

Diese Darstellung zeigt, dass die Reduktion des Rissbildungsrisikos unter anderem durch hohe Duktilität (grosses $\varepsilon_{\text{cr, max}}$) des Werkstoffes erreicht werden kann. Martino-la zeigt in *[Mart 00]*, dass dies zu einer Reduktion der Rissweiten führt, indem die aufgezogene Verformung auf eine grössere Anzahl feinerer Risse verteilt wird.

Dieses Kapitel dient der mathematischen Formulierung der zu Grunde liegenden Mechanismen (*Kapitel 3.2* und *Kapitel 3.3*). Ausserdem wird detailliert beschrieben, wie ausgehend von den Eigenschaften einer Kurzfaserbewehrung, deren quantitativer Einfluss auf die Bruchenergie des Betons bestimmt werden kann (*Kapitel 3.4*). Da die Verwendung von Kurzfasern, das Fliessverhalten des Betons wesentlich beeinflusst, wird ausserdem, ausgehend von den Grundlagen der Rheologie disperser Systeme abgeleitet, welche Parameter diese Eigenschaft bestimmen und wie diese gezielt beeinflusst werden kann (*Kapitel 3.5*).

3.2 Hygrisches Verhalten zementgebundener Werkstoffe

3.2.1 Feuchtehaushalt

Das hygrische Verhalten zementgebundener Werkstoffe wird von der Porengrössenverteilung des Gefüges und den klimatischen Umgebungsbedingungen beeinflusst. Feuchteaufnahme, -abgabe und -transport werden durch drei Mechanismen bestimmt *[Witt 92]*:

- Aufnahme von Wasserdampf im freien Porenraum (Wasserdampf-Luft-Gemisch)
- Anlagerung von Wassermolekülen an den Porenwänden durch Oberflächenkräfte (Sorption)
- Aufnahme ungebundenen Wassers durch Kapillarkondensation

Da die Quantifizierung des Beitrages der einzelnen Mechanismen nahezu unmöglich ist, kann zur Beschreibung des Phänomens auf Makroebene ein Transportkoeffizient definiert werden, der sowohl Flüssigkeits- als auch Dampftransport im Porensystem beschreibt [Mart 00]. Dieser Ansatz geht auf Pihlajavaara [Pihl 65], Bazant und Najjar [Baza 72] zurück und kann in Abhängigkeit des Wassergehaltes durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \operatorname{div}[D(w) \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad}}(w)] + \frac{\partial Q}{\partial t} \cdot f(w) \quad (3.2)$$

w	Feuchtegehalt [g/cm ³]
t	Zeit [d]
$D(w)$	Transportkoeffizient [cm ² /d]
$Q(t)$	endogene Trocknungsfunktion [g/cm ³]
$f(w)$	(siehe Gleichungen (3.3) und (3.4))

Gleichung (3.2) beschreibt sowohl den Feuchtetransport (1. Term) als auch den durch endogene Trocknung verursachten inneren Feuchteverlust (2. Term). Die in den Gleichungen (3.3) und (3.4) dargestellte Funktion trägt der Tatsache Rechnung, dass die Intensität der inneren Trocknung mit sinkendem Feuchtegehalt abnimmt und unterhalb einer bestimmten Grenzfeuchte zum Erliegen kommt [Powe 48].

$$f(w) = \left(2 \cdot \frac{w}{w_{\max}} - 1\right)^4 \quad \text{für } 0.6w_{\max} \leq w \leq w_{\max} \quad (3.3)$$

w_{\max}	maximaler Feuchtegehalt [g/cm ³]
w	Feuchtegehalt [g/cm ³]

$$f(w) \equiv 0 \quad \text{für } 0 \leq w < w_{\max} \quad (3.4)$$

Für die Berechnung des Feuchtetransportes müssen also folgende hygrische Werkstoffkenngrößen bestimmt werden [Mart 00]:

- Transportkoeffizient $D(w)$
- endogene Trochnungsfunktion $Q(t)$
- Sorptionsisotherme $w(h)$

Der Transportkoeffizient $D(w)$ wird hierbei von der in Gleichung (3.5) gegebenen Exponentialfunktion beschrieben ([Sado 97]).

$$D(w) = a + b \cdot e^{(c \cdot w)} \quad (3.5)$$

a, b, c zu bestimmende Parameter
w Feuchtegehalt [g/cm³]

Die Bestimmung der Sorptionsisotherme $w(h)$ dient der Beschreibung des Feuchtetransportes in Abhängigkeit des Feuchtepotentials h .

3.2.2 Mechanisches Verhalten infolge hygrisch induzierter Verformungen

Zementgebundene Werkstoffe reagieren auf Feuchtevariationen mit Volumenänderungen. Dieses hygrisch induzierte Schwinden bzw. Quellen hat unterschiedliche Ursachen. Hier soll lediglich auf das nach dem Erhärtungsbeginn auftretende Schwinden infolge äusserer und innerer Trocknung eingegangen werden, das auf eine Volumenreduktion infolge der Feuchteabgabe an die Umgebung bzw. der Bindung von Wasser in die Hydratationsprodukte zurückzuführen ist. Wittmann [Witt 77] beschreibt experimentelle Untersuchungen der zu Grunde liegenden Mechanismen und schlägt zu deren Erklärung das Münchner Modell vor:

Oberflächenspannungen verursachen in trockenem Zustand eine dichte Komprimierung der Teilchen des Zementgelgerüsts. Wird Wasser an die Oberflächen adsorbiert, nimmt in einem ersten Schritt diese Oberflächenspannung ab und das Gerüst dehnt sich aus. Steigt das Feuchtepotential über 0.4 werden in einem zweiten Schritt

die Oberflächen durch den infolge des Einbaus eines Wasserfilms entstehenden Spaltdruck getrennt, was zu einer weiteren Expansion des Gefüges führt. Dieser Quellvorgang ist reversibel und bei abnehmendem Feuchtegehalt makroskopisch als Schwinden messbar.

Diese hygri sche Verformung kann mit *Gleichung (3.6)* mit Hilfe eines feuchteabhängigen Ausdehnungskoeffizienten berechnet werden.

$$\Delta \varepsilon_{\text{hyg}} = \alpha_{\text{hyg}}(h) \cdot \Delta h \quad (3.6)$$

$\Delta \varepsilon_{\text{hyg}}$	hygrisch induzierte Dehnung [10^{-3}]
$\alpha_{\text{hyg}}(h)$	hygrischer Ausdehnungskoeffizient [$10^{-3}/h$]
Δh	Änderung des Feuchtepotentials [-]

Das Ausmass der hygri sch induzierten Dehnung ist vom Feuchtepotential abhängig. Dieses wiederum wird durch den im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Feuchtettransportprozess bestimmt und ist demzufolge orts- und zeitabhängig. Infolge dieser Ortsabhängigkeit kommt es in der oberflächennahen Zone eines trocknenden Bauteils aus zementgebundenem Werkstoff zu inkrementellem Schwinden, in dessen Folge Spannungen induziert werden. In *Abbildung 3.1* ist dargestellt, wie ein trocknungsbedingter Feuchtegradient zur Rissbildung führt. Für unterschiedliche Zeitpunkte t_i sind hierfür die qualitativen Verläufe des Feuchtepotentials h und der Spannungen angegeben.

Sobald die Oberfläche des betrachteten Bauteils einer Umgebungsluftfeuchte von kleiner 100% ausgesetzt wird, beginnt ein Trocknungsprozess, der zur Bildung eines Feuchtegradienten führt, der wiederum eine Volumenreduktion zur Folge hat.

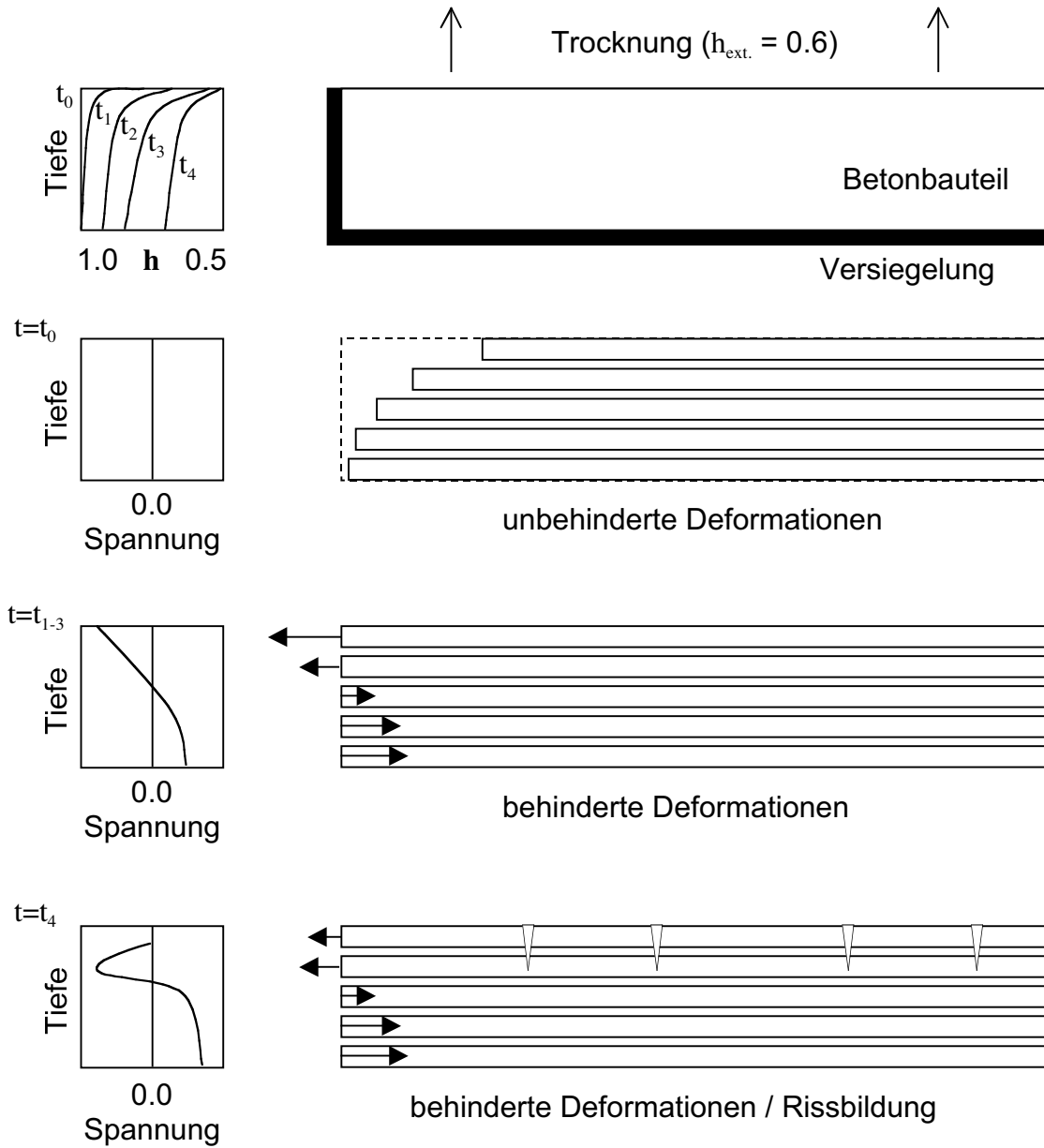


Abb. 3.1: Hygrisch induzierte Bildung von Oberflächenrissen (aus [Mart 00])

Der Feuchtefluss durch die austrocknende Oberfläche kann durch einen sogenannten Filmkoeffizienten beschrieben werden, der von verschiedenen Faktoren, wie Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit und Strömungsgeschwindigkeit der Umgebungsluft ab-

hängig ist. Der Betrag dieses Feuchteflusses wird unter Verwendung der *Gleichung (3.7)* berechnet ([Mart 00] und [Aalv 94]).

$$q_h = \varphi_h(h_a - h_s) \quad (3.7)$$

q_h	Betrag des Feuchteflusses
φ_h	Filmkoeffizient des Feuchteflusses
h_a	Feuchtepotential an der Bauteiloberfläche
h_s	Feuchtepotential der Umgebungsluft

Nimmt man an, dass das Bauteil aus untereinander unabhängigen Schichten besteht, findet eine spannungsfreie Verkürzung dieser Schichten statt. In Realität sind diese Schichten jedoch schubsteif miteinander verbunden, wodurch diese unterschiedlich grossen Verformungen behindert und Eigenspannungen induziert werden. Diese Zugspannungen sind dort am grössten, wo der Feuchtegradient am steilsten ist und können im Laufe des Trocknungsprozesses die Zugfestigkeit des Werkstoffes überschreiten und zur Bildung von Bruchprozesszonen und Oberflächenrissen führen, die im weiteren Verlauf der Trocknung ins Bauteilinnere fortschreiten.

Zur Beschreibung dieses Phänomens benötigt man den Wert des in *Gleichung (3.6)* verwendeten hygri-schen Ausdehnungskoeffizienten $\alpha_{\text{hyg}}(h)$ in Abhängigkeit des Feuchtepotentials.

3.3 Mechanisches Verhalten zementgebundener Werkstoffe

3.3.1 Nicht-Lineare Bruchmechanik (NLBM)

Wird ein Probekörper aus zementgebundenem Werkstoff einer verformungsgesteuerten Zugbelastung ausgesetzt, verhält er sich in einer ersten Phase linear elastisch. Wird an einer Stelle die Zugfestigkeit überschritten, nimmt dort die maximal übertragbare Spannung bei zunehmender Verformung (Rissbreite) ab. Diese zweite Phase bezeichnet man als Dehnungsentfestigung.

Dieses kohäsive Modell der NLBM kennt zwei Vertreter, die sich in der Art der Schadenslokalisierung unterscheiden. Beim diskreten Rissmodell wird die Bruchenergie in Bruchfläche umgewandelt, beim Rissbandmodell hingegen erfolgt die Umsetzung der Energie in einem Band bestimmter Breite. Ein Vertreter des diskreten Rissmodells ist das fiktive Rissmodell von Hillerborg [Hill 76], einer des Rissbandmodells das verschmierte Rissmodell [Litt 74].

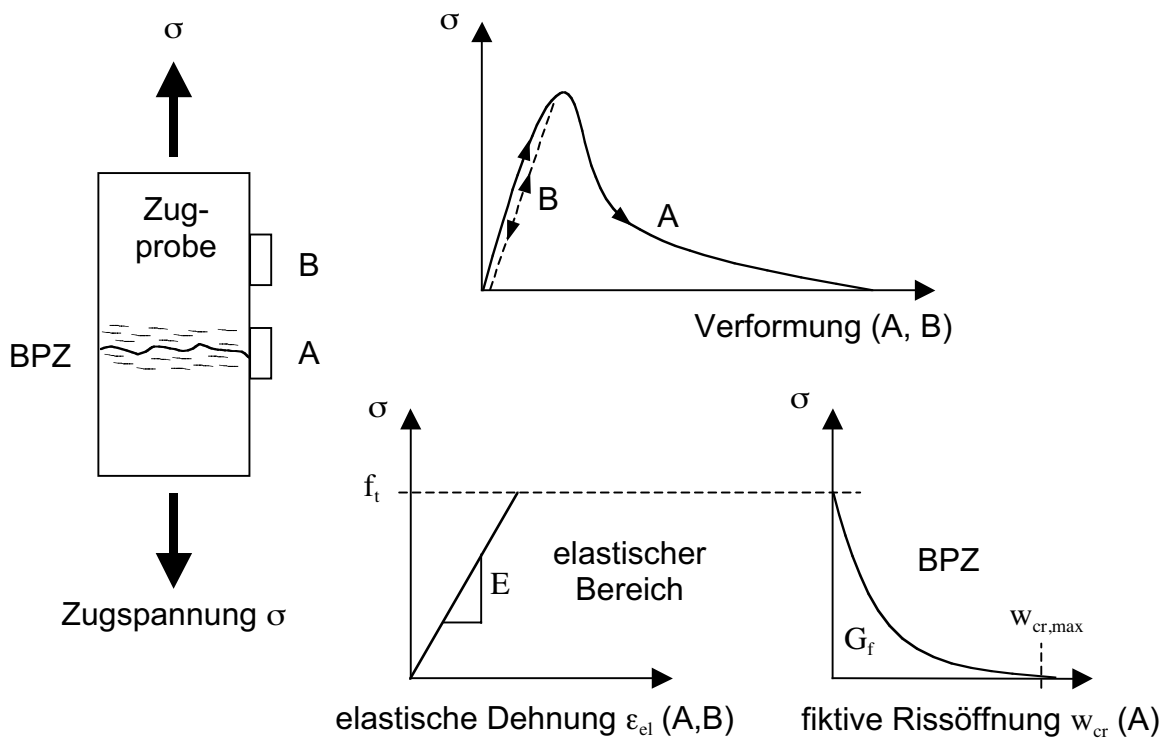


Abb. 3.2: Last-Verformungskurven beim verformungsgesteuerten Zugversuch

Abbildung 3.2 zeigt die zwei Last-Verformungskurven der beiden oben beschriebenen Phasen eines verformungsgesteuerten Zugversuchs in Anlehnung an das diskrete Rissmodell. Nachdem die maximale elastische Dehnung, deren Werte statistisch über das Probekörpervolumen verteilt sind, in einem Bereich (A) der Probe erreicht ist, entsteht an dieser Stelle eine Bruchprozesszone, deren weiteres Verhalten durch die Dehnungsentfestigung beschrieben wird (Zugspannung als Funktion der Rissöffnung). Die nun lokalisierte Verformung wird bis zum vollständigen Verlust des Spannungsübertragungsvermögens als fiktive Rissöffnung bezeichnet. Das Integral der Entfesti-

gungsfunktion wird als Bruchenergie des Werkstoffes bezeichnet. Alle anderen Bereiche (B) verhalten sich weiterhin linear elastisch und werden entlastet.

Die Dehnungsentfestigungsfunktion zur Beschreibung des Bruchverhaltens in Anlehnung an das verschmierte Rissmodell unterscheidet sich von der des diskreten dadurch, dass sie nicht als Funktion einer Rissöffnung (w_{cr}), sondern als Funktion der im betrachteten Rissband auftretenden Dehnung (ϵ_{cr}) dargestellt wird.

Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens unter verformungsgesteuerter Zugbelastung sind folgende Werkstoffparameter nötig:

- Elastizitätsmodul E
- Zugfestigkeit f_t
- Entfestigungsfunktion $k(w_{cr})$ bzw. $k(\epsilon_{cr})$ und Bruchenergie G_f

3.3.2 Kriechen

Unter Kriechen versteht man die zeitabhängige Verformung, bestehend aus einem reversiblen und einem irreversiblen Anteil, die sich zusätzlich zur rein elastischen Verformung einstellt, wenn ein Probekörper belastet wird. Eine Entlastung bewirkt den sofortigen Rückgang der elastischen Verformung, während der reversible Anteil der Kriechverformung langsam zurückgeht und der irreversible Anteil bestehen bleibt. Abhängig vom Verhältnis zwischen Belastung einerseits und Festigkeit des Werkstoffes andererseits wird zwischen Kriechverformungen, die zum Versagen des Werkstoffes führen, und solchen, deren Zunahme mit der Zeit abnimmt und kein Versagen zur Folge haben, unterschieden. Letzteres ist der Fall, wenn das Belastungsniveau unterhalb der sogenannten Dauerstandsgrenze liegt. Bei zementgebundenen Werkstoffen beträgt diese Grösse ca. 40% der jeweiligen Festigkeit. Eine Beschränkung der Betrachtung auf Belastungen unterhalb dieser Grenze erlaubt die Beschreibung des Kriechens zementgebundener Werkstoffe durch viskoelastisches Verhalten. Dies ermöglicht ausserdem, die zeitliche Variation der Belastung eines Bauteils durch deren Zerlegung in kurze, zeitlich konstante Beanspruchungsinckremente mit Hilfe des Superpositionsprinzips nach Boltzmann bei der Bestimmung des Kriechverhaltens zu berücksichtigen.

Die zeitabhängige Kriechverformung kann somit durch eine Summierung der infolge dieser Belastungssinkremente auftretenden Einzelverformungen für eine beliebige Belastungsgeschichte $\sigma(t)$ in Abhängigkeit der Zeit mit Hilfe des Volterra-Integrals (siehe Gleichung (3.8)) bestimmt werden.

$$\varepsilon_{\text{cre}}(t) = \left[\int_0^t J(t, \tau) \cdot d\sigma(\tau) \right] - \varepsilon_{\text{el}} \quad (3.8)$$

t	Zeit [d]
τ	Belastungsalter [d]
$\varepsilon_{\text{cre}}(t)$	Kriechdehnung [10^{-3}]
$J(t, \tau)$	Kriechfunktion [$10^{-3}/\text{MPa}$]
$d\sigma(\tau)$	Spannungssinkrement [MPa]
ε_{el}	elastische Dehnung [10^{-3}]

Bazant [Baza 76] schlägt für die Kriechfunktion zementgebundener Werkstoffe ein Double-Power-Law (Potenzansatz) vor.

Eine detailliertere Betrachtung der Abhängigkeit des Kriechens zementgebundener Werkstoffe von weiteren Einflüssen, wie Alter und Temperatur, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Im Vergleich zu diesen Einflüssen spielt bei den später betrachteten Applikationen der Einfluss der relativen Feuchte jedoch eine wesentliche Rolle. Experimentelle Untersuchungen [Witt 82] haben gezeigt, dass die Verformung infolge gleichzeitig stattfindenden Kriechens und Trocknens grösser sind als die Summe der an unterschiedlichen Proben separat gemessenen Kriechverformung bei konstanter relativer Feuchte einerseits und Trocknungsschwinden ohne äussere Belastung andererseits. Diesem Phänomen kann bei der Bestimmung der Kriechfunktion insofern Rechnung getragen werden, als von der an einer trocknenden Probe gemessenen Kriechverformung die Verformung infolge Trocknungsschwinden subtrahiert und damit das sogenannte Grundkriechen ermittelt wird.

Ausserdem zeigt Neville [Nevi 70], dass das Trocknungskriechverhalten unter Zug- und Druckbeanspruchung vergleichbar ist.

3.4 Faserverstärkte zementgebundene Werkstoffe

3.4.1 Beschreibung des Einzelfaserauszugverhaltens

Im folgenden wird das Verhalten beschrieben, das beim Auszug einer Einzelfaser aus einer Matrix beobachtet wird. Das zu Grunde liegende Modell geht von folgenden, vereinfachenden Annahmen aus:

- Der Verbund zwischen Faser und Matrix beruht bis zum Erreichen der Maximallast auf dem Phänomen der Haftreibung.
- Die elastische Verformung der Grenzflächenübergangszone zwischen Faser und Matrix ist vernachlässigbar klein.
- Der Fasergehalt ist klein, so dass die Dehnung der Matrix im Vergleich zur Verformung der Faser vernachlässigbar ist.
- Sowohl die Schubfestigkeit zwischen Faser und Matrix als auch die Einbindelänge der Faser sind so gewählt, dass ein Reißen der Faser infolge Zugbelastung ausgeschlossen werden kann.
- Der Faserwerkstoff verhält sich linear elastisch.
- Die Last-Verschiebungs-Kurve setzt sich aus zwei Bereichen zusammen. Der erste Bereich beschreibt das Verhalten bis zum Erreichen der Maximallast (Debonding). Der zweite Bereich beschreibt den Auszug der Faser aus der Matrix, der dadurch gekennzeichnet ist, dass sich die Faser entlang ihrer gesamten Einbindelänge relativ zur Matrix verschiebt
- Die Verteilung der Schubspannung entlang der Faser wird als homogen angenommen.
- Für die Beschreibung der Haft- und der Gleitreibung (Debonding und Auszug) wird dieselbe maximale Verbundspannung zu Grunde gelegt.
- Die maximale Auszuglast ist neben den Eigenschaften des Faser- und Matrixwerkstoffes auch vom ursprünglichen Winkel zwischen Faser und Belastungsrichtung

(siehe *Abbildung 3.3*) abhängig. Die Erhöhung ihres Wertes in Abhängigkeit dieses Winkels lässt sich nach Morton und Grooves [*Mort 76*] durch eine Exponentialfunktion gemäss *Gleichung (3.9)* beschreiben.

$$P(\delta, \phi) = P(\delta, \phi = 0) \cdot e^{f\phi} \quad (3.9)$$

$P(\delta, \phi)$	Auszuglast [N]
δ	Verschiebung am Faseraustrittspunkt [mm]
ϕ	Winkel zw. Faser und Belastungsrichtung [rad]
f	Winkelfaktor [-]

Abbildung 3.3 illustriert die Situation des Faserauszugs bei zwei unterschiedlichen Einbindewinkeln ϕ .

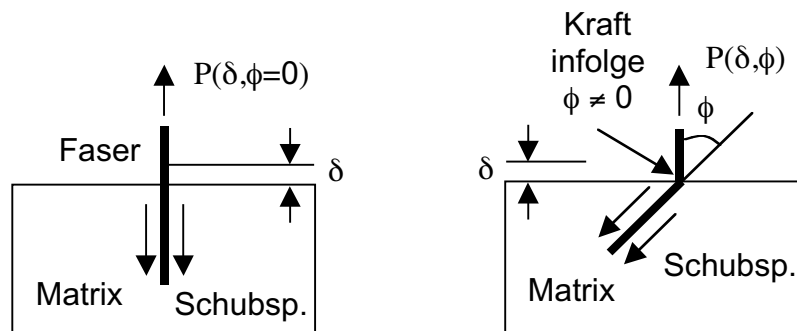


Abb. 3.3: Veranschaulichung zu *Gleichung (3.9)*

- Bei der Beschreibung des Auszugs (nach Abschluss des Debonding) wird die elastische Dehnung der Faser vernachlässigt, da sie im Vergleich zur Verschiebung zwischen Faser und Matrix klein ist.

Unter diesen Voraussetzungen kann nun der Zusammenhang zwischen Einzelfaser-
auszuglast und Verschiebung des ursprünglichen Faseraustrittspunktes hergeleitet
werden. *Abbildung 3.4* veranschaulicht die Situation an einem Faser-Matrix-Element.

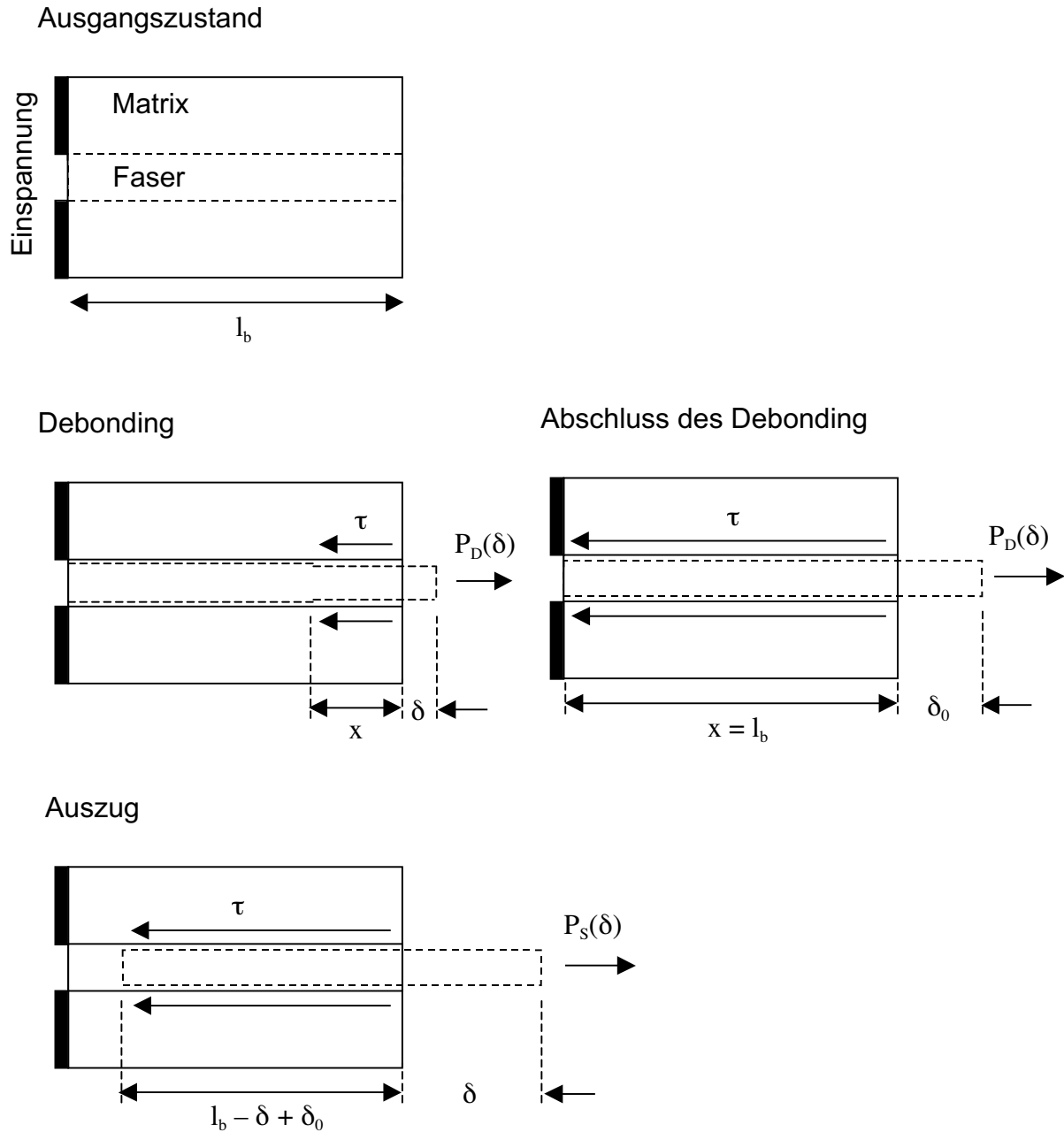


Abb. 3.4: Schematische Darstellung des Einzelfaserauszugsversuchs

Für den Prozess des Debonding gilt an der Faser folgendes Kräftegleichgewicht:

$$P_D = d_f \pi x \cdot \tau \quad (3.10)$$

P_D	Auszuglast (Debonding) [N]
d_f	Faserdurchmesser [mm]
x	Faserabschnitt mit aktivem Verbund [mm]
τ	Verbund-Festigkeit zwischen Faser und Matrix [MPa]

Die elastische Dehnung des Faserabschnittes mit aktivem Verbund beträgt

$$\delta = \frac{4P_D}{d_f^2 \pi E_f} x \quad (3.11)$$

E_f	E-Modul der Faser [MPa]
-------	-------------------------

Kombiniert man die *Gleichungen (3.9), (3.10) und (3.11)*, ergibt sich der gesuchte Zusammenhang zu

$$P_D(\delta) = \frac{\pi}{2} \sqrt{d_f^3 E_f \tau \delta} \cdot e^{f\phi} \quad \text{für } \delta \leq \delta_0 \quad (3.12)$$

Gleichung (3.12) gilt bis zu derjenigen Verschiebung, bei der der Prozess des Debonding abgeschlossen ist und der Faserauszug beginnt. Dies ist der Fall, wenn der Verbund entlang der ganzen Einbindelänge aktiv ist ($x = l_b$) und δ folgenden Wert erreicht:

$$\delta_0 = \frac{4\tau l_b^2}{E_f d_f} \quad (3.13)$$

l_b	Einbindelänge der Faser [mm]
-------	------------------------------

Im Anschluss an den Prozess des Debonding beginnt der Faserauszug, dessen Last-Verschiebungs-Funktion unter den oben beschriebenen Voraussetzungen von der sukzessiven Reduktion der Kontaktfläche zwischen Faser und Matrix bestimmt wird. *Gleichung (3.14)* beschreibt dieses Verhalten.

$$P_S(\delta) = d_f \pi \tau [l_b - (\delta - \delta_0)] \cdot e^{f\phi} \quad \text{für } \delta_0 < \delta \leq l_b \quad (3.14)$$

P_S Auszuglast (Auszug) [N]

Die hergeleiteten Beziehungen entsprechen den von Li und Leung in [Li 92a] und [Li 92b] dargestellten Ergebnissen.

3.4.2 Rissüberbrückung in faserverstärkten Werkstoffen

Ausgehend von dem im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Verhalten einer Einzelfaser beim Auszugversuch kann die Spannungs-Rissöffnungs-Funktion hergeleitet werden, die nach dem Zugversagen der Matrix eines faserverstärkten Werkstoffes dessen Verhalten im weiteren Verlauf einer Zugbelastung beschreibt. Dies geschieht durch eine Superposition des Beitrages aller einen Riss überbrückenden Fasern. Diese Superposition bedarf der Berücksichtigung der statistischen Verteilung sowohl der Einbindelänge l_b als auch des Einbindewinkels ϕ . Ausgehend von einer dreidimensionalen Verteilung schlagen Li, Wang und Backer [Li 90] die in den Gleichungen (3.15) und (3.16) gegebenen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen für diese zwei Zufallsgrößen vor.

$$p(\phi) = \sin\phi \quad (3.15)$$

$$p(z) = \frac{2}{L_f} \quad (3.16)$$

L_f Faserlänge [mm]

z Abstand zw. Fasermittelpunkt und Rissfläche [mm]

Ausserdem muss berücksichtigt werden, dass der Prozess des Debonding bei der Rissüberbrückung beiderseits des Risses auftritt und demzufolge die Rissöffnung bis zum Erreichen der Maximallast genau den zweifachen Wert der Verschiebung des ursprünglichen Faseraustrittspunktes beim Einzelfaserauszugversuch erreicht. Bei den Betrachtungen in diesem Kapitel kann demzufolge der Wert von δ während des Debonding (später als Bereich 1 bezeichnet) als die halbe Rissöffnung interpretiert werden.

Für einen faserverstärkten Werkstoff mit einem Faservolumenanteil V_f verlangt die Superposition des Beitrages aller einen Riss überbrückenden Einzelfasern zur Bestimmung der Rissüberbrückungsspannung die Lösung des folgenden Doppelintegrals [Li 92b]:

$$\sigma_B(\delta) = \frac{4V_f}{\pi d_f^2} \cdot \left[\int_{\phi=0}^{\pi/2} \int_{z=0}^{(L_f/2) \cdot \cos\phi} P(\delta)p(\phi)p(z)dzd\phi \right] \quad (3.17)$$

σ_B Rissüberbrückungsspannung [MPa]

V_f Faservolumenanteil [-]

Für eine normierte, vom Faservolumenanteil unabhängige Darstellung wird *Gleichung (3.17)* durch σ_0 dividiert. σ_0 kann als maximale Rissüberbrückungsspannung interpretiert werden, die sich ergibt, wenn alle den Riss überbrückenden Fasern senkrecht zur Rissfläche stehen und deren Einbindelänge $L_f/4$ (Mittelwert) beträgt. Werden ausserdem die Einbindelänge l_b einer Faser, der Abstand z des Fasermittelpunktes von der Rissfläche und die halbe Rissöffnung δ auf die maximal mögliche Einbindelänge $L_f/2$ normiert, wird *Gleichung (3.17)* zu

$$\sigma'_B(\delta') = \frac{4}{\pi d_f \tau L_f} \cdot \left[\int_{\phi=0}^{\pi/2} \int_{z=0}^{\cos\phi} P(\delta')p(\phi)dz'd\phi \right] \quad (3.18)$$

$\sigma'_B = \sigma_B / \sigma_0$ normierte Rissüberbrückungsspannung [-]

$\sigma_0 = V_f \tau (L_f / d_f)$ maximale Rissüberbrückungsspannung [MPa]

$\delta' = \delta / (L_f / 2)$ normierte halbe Rissöffnung [-]

$z' = z / (L_f / 2)$ normierter Abstand zwischen Fasermittelpunkt und Rissfläche [-]

Bei der Integration ist zu beachten, dass das Auszugverhalten einer Einzelfaser in zwei Bereiche unterteilt ist (siehe oben). Entsprechend kann auch die Rissüberbrückungsspannung als Funktion der Rissöffnung in einen ersten und einen zweiten Bereich unterteilt werden. Der erste Bereich wird sowohl vom Prozess des Debonding als auch von dem des Auszugs bestimmt, da das Verhalten von Fasern, die infolge ihrer Einbindelänge den Prozess des Debonding vor denjenigen Fasern mit maximaler Einbindelänge abgeschlossen haben, vom Debonding in den Auszug übergeht. Erreicht

diejenige Faser mit maximaler Einbindelänge diesen Punkt δ_0 , wird bei zunehmender Rissöffnung die Überbrückung nur noch durch den Auszug der Einzelfasern bestimmt (zweiter Bereich).

Die Rissüberbrückungsspannung σ'_{B1} für den ersten Bereich lässt sich also durch folgende Summe beschreiben:

$$\sigma'_{B1}(\delta') = \sigma'_{BD}(\delta') + \sigma'_{BS1}(\delta') \quad \text{für } 0 \leq \delta' \leq \delta'_0 \quad (3.19)$$

Wobei es sich bei

$$\delta'_0 = \frac{2\tau L_f}{E_f d_f} \quad (3.20)$$

um die auf $L_f/2$ normierte obere Grenze des Gültigkeitsbereiches von *Gleichung (3.12)* für $l_b = L_f/2$ handelt. (siehe auch *Gleichung (3.13)*)

Die beiden Summanden aus *Gleichung (3.19)* sind

$$\sigma'_{BD}(\delta') = \frac{4}{\pi d_f \tau L_f} \cdot \left[\int_{\phi=0}^{\pi/2} \int_{z'=0}^{z_0 \cos \phi} P_D(\delta') p(\phi) dz' d\phi \right] \quad (3.21)$$

und

$$\sigma'_{BS1}(\delta') = \frac{4}{\pi d_f \tau L_f} \cdot \left[\int_{\phi=0}^{\pi/2} \int_{z'=z_0 \cos \phi}^{(1-\delta') \cos \phi} P_S(\delta') p(\phi) dz' d\phi \right] \quad (3.22)$$

Die Grenzen der Integration über z' lassen sich aus den Gültigkeitsbereichen der *Gleichungen (3.12)* und *(3.14)* herleiten. Wird die Einbindelänge l_b in Abhängigkeit der Faserlänge L_f und des Abstandes z ausgedrückt, so erhält man für den Gültigkeitsbereich von P_D

$$\delta \leq \delta_0 \equiv \frac{4\tau l_b^2}{E_f d_f} = \frac{4\tau}{E_f d_f} \left(\frac{L_f}{2} - \frac{z}{\cos \phi} \right)^2 \quad (3.23)$$

Löst man diese Ungleichung nach z auf und normiert das Ergebnis auf $L_f/2$, erhält man

$$z' \leq z_0 \cos \phi \quad (3.24)$$

mit

$$z_0 \equiv 1 - \sqrt{\frac{E_f d_f \delta'}{2\tau L_f}} \quad (3.25)$$

und damit die obere Grenze des inneren Integrals in *Gleichung (3.21)*, die sicherstellt, dass bei der Superposition nur diejenigen Fasern berücksichtigt werden, die, abhängig von ihrer Einbindelänge, den Prozess des Debonding noch nicht abgeschlossen haben.

In gleicher Weise erhält man für den Gültigkeitsbereich von P_S

$$\delta_0 < \delta \leq l_b = \frac{L_f}{2} - \frac{z}{\cos \phi} \quad (3.26)$$

und nach Umformung und Normierung auf $L_f/2$ die Grenzen des inneren Integrals in *Gleichung (3.22)*:

$$z_0 \cos \phi < z' \leq (1 - \delta') \cos \phi \quad (3.27)$$

Die untere Grenze gewährleistet, dass nur Fasern berücksichtigt werden, deren Debonding-Prozess bereits abgeschlossen ist, während die obere Grenze sicherstellt, dass vollständig ausgezogene Fasern nicht mehr an der Überbrückung beteiligt sind.

Die Integration der *Gleichungen (3.21)* und *(3.22)* ergibt

$$\sigma'_{BD}(\delta') = g \left(\sqrt{\frac{\delta'}{\delta'_0}} - \frac{\delta'}{\delta'_0} \right) \quad (3.28)$$

und

$$\sigma'_{BS1}(\delta') = g \left(\frac{\delta'}{2\delta'_0} - \frac{\delta'^2}{2} - \frac{2\sqrt{\delta'^3}}{3\sqrt{\delta'_0}} - \frac{\delta'_0\delta'^3}{3} \right) \quad (3.29)$$

wobei sich mit dem Faktor g der Einfluss der statistischen Verteilung des Einbindewinkels ϕ zusammenfassen lässt.

$$g = \frac{2}{4+f^2} (1 + e^{\pi f/2}) \quad (3.30)$$

Bis zum Wert δ'_0 der normierten halben Rissöffnung ergibt sich die Rissüberbrückungsspannung für den ersten Bereich aus der Summe der Gleichungen (3.28) und (3.29) zu

$$\sigma'_{B1}(\delta') = g \left(\sqrt{\frac{\delta'}{\delta'_0}} - \frac{\delta'}{2\delta'_0} - \frac{\delta'^2}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{\delta'^3}{\delta'_0}} - \frac{\delta'_0\delta'^3}{3} \right) \quad (3.31)$$

und die Vernachlässigung derjenigen Terme, deren Ordnung in δ' grösser eins ist, führt zu folgender einfachen Funktion:

$$\sigma'_{B1}(\delta') = g \left(\sqrt{\frac{\delta'}{\delta'_0}} - \frac{\delta'}{2\delta'_0} \right) \quad \text{für } 0 \leq \delta' \leq \delta'_0 \quad (3.32)$$

Wie bereits erwähnt, wird der zweite Bereich nur noch vom Phänomen des Auszugs der Einzelfasern bestimmt. Im Gegensatz zum Prozess des Debonding im ersten Bereich, der beiderseits des Risses auftritt, findet der Auszug einer Einzelfaser lediglich auf derjenigen Seite des Risses statt, auf der die Einbindelänge der Faser kleiner als die halbe Faserlänge ist. Aus diesem Grund entspricht im zweiten Bereich die Verschiebung des ursprünglichen Faseraustrittspunktes δ der effektiven Rissöffnung. Demzufolge ist die Funktion der Rissüberbrückungsspannung σ'_{B2} dieses Bereiches

$$\sigma'_{B2}(\delta') = \sigma'_{BS2}(\delta') \quad (3.33)$$

und wird durch folgendes Doppelintegral beschrieben:

$$\sigma'_{B2}(\delta') = \frac{4}{\pi d_f \tau L_f} \cdot \left[\int_{\phi=0}^{\pi/2} \int_{z'=0}^{(1-\delta')\cos\phi} P_S(\delta') p(\phi) dz' d\phi \right] \quad (3.34)$$

Die obere Grenze des inneren Integrals stellt sicher, dass Fasern, die bereits vollständig aus der Matrix ausgezogen sind, keinen Beitrag zur Rissüberbrückung mehr leisten.

Die Lösung des Doppelintegrals in *Gleichung (3.34)* ergibt

$$\sigma'_{B2}(\delta') = g \left(\frac{1}{2} + \frac{\delta'_0}{3} - \delta' + \frac{\delta'^2}{2} - \frac{\delta'_0 \delta'^3}{3} \right) \quad (3.35)$$

und lässt sich auf die einfache Form in *Gleichung (3.36)* reduzieren, da die Werte von δ'_0 im Vergleich zu denjenigen von δ' in diesem zweiten Bereich klein sind.

$$\sigma'_{B2}(\delta') = \frac{g}{2} (1 - \delta')^2 \quad \text{für } \delta'_0 < \delta' \leq 1 \quad (3.36)$$

Wird nun die Normierung der Verformung rückgängig gemacht, mit σ_0 multipliziert und für den ersten Bereich berücksichtigt, dass es sich bei δ um die halbe Rissöffnung handelt, lassen sich die *Gleichungen (3.32)* und *(3.36)* folgendermassen darstellen:

$$\sigma_{B1}(\delta) = \sigma_0 g \left(\sqrt{\frac{\delta}{2\delta_0}} - \frac{\delta}{4\delta_0} \right) \quad \text{für } 0 \leq \delta \leq 2\delta_0 \quad (3.37)$$

$$\sigma_{B2}(\delta) = 2\sigma_0 g \left(\frac{1}{2} - \frac{\delta - 2\delta_0}{L_f} \right)^2 \quad \text{für } 2\delta_0 < \delta \leq L_f/2 \quad (3.38)$$

Die für die Rissbildung infolge verformungsgesteuerter Prozesse in zementgebundenen Werkstoffen primär entscheidende Bruchenergie, die durch die Faserüberbrückung absorbiert wird, kann nun in Abhängigkeit der Rissöffnung berechnet werden. Die hierfür nötige Integration ist in den *Gleichungen (3.39)* und *(3.40)* dargestellt.

$$G_{f,B1}(\delta) = \int_0^{\delta} \sigma_{B1}(\delta) d\delta \quad \text{für } 0 \leq \delta \leq 2\delta_0 \quad (3.39)$$

$$G_{f,B2}(\delta) = \int_0^{2\delta_0} \sigma_{B1}(\delta) d\delta + \int_{2\delta_0}^{\delta} \sigma_{B2}(\delta) d\delta \quad \text{für } 2\delta_0 < \delta \leq L_f/2 \quad (3.40)$$

Man erhält

$$G_{f, B1}(\delta) = \sigma_0 g \left(\frac{1}{3} \sqrt{\frac{2}{\delta_0}} \delta^{3/2} + \frac{1}{8\delta_0} \delta^2 \right) \quad \text{für } 0 \leq \delta \leq 2\delta_0 \quad (3.41)$$

und

$$G_{f, B2}(\delta) = \sigma_0 g \left(\frac{5\delta_0}{6} + \frac{L_f}{12} - \frac{4\delta_0 + L_f - 2\delta^3}{12L_f^2} \right) \quad \text{für } 2\delta_0 < \delta \leq L_f/2 \quad (3.42)$$

Mit Hilfe dieser Zusammenhänge ist es nun möglich, die Bruchenergie faserverstärkter zementgebundener Werkstoffe gezielt zu beeinflussen und ebenso Anforderungen an die Faserwerkstoffe zu formulieren, die es erlauben mit minimalen Fasergehalten der Rissbildung einen maximalen Widerstand entgegenzusetzen.

3.5 Rheologie zementgebundener Werkstoffe

3.5.1 Rheologische Modelle

Zur Beschreibung des Fließverhaltens von Flüssigkeiten, kolloidalen Systemen und Festkörpern bedient man sich rheologischer Modelle, die die Verformung solcher Systeme unter der Wirkung äusserer Kräfte beschreiben. Da diese Verformung durch relative Verschiebungen der Systemteilchen gegeneinander verursacht wird, quantifizieren die rheologischen Modelle den Zusammenhang zwischen Schergeschwindigkeit und Scherbelastung. Abhängig von der chemischen und physikalischen Struktur eines Stoffes, verursacht die innere Reibung infolge äusserer Kräfte einen Widerstand, der das Ausmass der Verformung begrenzt. Die dieses Verhalten beschreibenden rheologischen Eigenschaften werden häufig mittels Rotationsrheometern gemessen, die die sich bei unterschiedlichen Rotationsgeschwindigkeiten ergebenden Drehmomentwerte erfassen. Lässt die Geometrie der verwendeten Versuchseinrichtung eine Bestimmung der sich infolge der Rotation im untersuchten Stoffsystem einstellenden Schubspannungsverteilung in Abhängigkeit der Schergeschwindigkeit zu, können aus den experimentell bestimmten Daten die rheologischen Eigenschaften berechnet werden. Abhängig vom Typ des untersuchten Werkstoffes kann das Verhalten mit einem der drei im folgenden erwähnten Modelle beschrieben werden.

Einfache Flüssigkeiten verhalten sich nach dem Modell von Newton, weshalb sie auch als Newtonsche Flüssigkeiten bezeichnet werden. Ihr Verhalten lässt sich durch lediglich einen Parameter beschreiben, der als Proportionalitätsfaktor des Verhältnisses zwischen Schubspannung und Schergeschwindigkeit interpretiert werden kann und eine Grösse der inneren Reibung darstellt. Das rheologische Verhalten von Wasser kann beispielsweise mit guter Näherung durch das Modell von Newton (*Gleichung (3.43)*) beschrieben werden.

Im Unterschied dazu weisen zum Beispiel kolloidale Systeme eine zusätzliche Eigenschaft auf, die einen weiteren Werkstoffparameter zur Charakterisierung des Fliessverhaltens nötig macht. Diese Eigenschaft äussert sich dadurch, dass eine minimale Schubspannung existiert, unterhalb derer keine Verformung auftritt. Oberhalb dieser sogenannten Fliessschubspannung jedoch entspricht das Verhalten solcher Stoffe qualitativ demjenigen einer Newton-Flüssigkeit. Das rheologische Verhalten dieser Materialien kann mit dem Bingham-Modell (*Gleichung (3.44)*) beschrieben werden.

Ist das Verhältnis zwischen Schubspannung und Schergeschwindigkeit über- bzw. unterproportional spricht man vom Effekt der sogenannten Scherverdickung bzw. -verdünnung. Scherverdickung tritt also auf, wenn der Widerstand infolge innerer Reibung eines Systems mit steigender Schergeschwindigkeit überproportional zunimmt, wie dies zum Beispiel bei in Wasser dispergiertem Getreidemehl auftritt. Im Falle der Scherverdünnung verhält es sich entsprechend umgekehrt. Das Modell von Hershel-Bulkley (*Gleichung (3.45)*) berücksichtigt dieses Phänomen durch die Einführung eines Exponenten der Schergeschwindigkeit. Häufig äussert sich dieses Verhalten erst bei höheren Schergeschwindigkeiten, weshalb viele Hershel-Bulkley-Flüssigkeiten im Bereich kleiner Verformungsgeschwindigkeiten ausreichend genau mit dem Bingham-Modell beschrieben werden können.

$$\tau = \eta \dot{\gamma} \quad (3.43)$$

$$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\gamma} \quad (3.44)$$

$$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\gamma}^n \quad (3.45)$$

τ	Schubspannung [MPa]
$\dot{\gamma}$	Schergeschwindigkeit [1/s]
τ_0	Fliessschubspannung [MPa]
η	Viskosität [Pa s]
n	Konstante [-]

Abhängig vom Typ des zur Untersuchung des rheologischen Verhaltens verwendeten Messgerätes ist eine Bestimmung der in den *Gleichungen (3.43) bis (3.45)* eingeführten Parameter schwierig oder sogar unmöglich, da die Schubspannungsverteilung innerhalb des Werkstoffes infolge der Rotationsbewegung nicht bestimmt werden kann. Für vergleichende Untersuchungen wird demzufolge eine andere Darstellung gewählt, die das Drehmoment der Rotationsgeschwindigkeit gegenüberstellt. Die entsprechenden Gleichungen für das Modell nach Newton (3.46), Bingham (3.47) und Hershel-Bulkley (3.49) lauten für diesen Fall:

$$T = hN \quad (3.46)$$

$$T = g + hN \quad (3.47)$$

$$T = g + hN^m \quad (3.48)$$

T	Drehmoment [Nm]
N	Rotationsgeschwindigkeit [1/s]
h	Viskositätskoeffizient [Nm s]
g	Fliesswiderstand [Nm]
m	Konstante [-]

Abbildung 3.5 zeigt eine schematische Darstellung der drei beschriebenen Modelle. Für zementgebundene Werkstoffe (Bindemittelleime, Mörtel und Betone) sind vor allem das Modell nach Bingham und Hershel-Bulkley relevant. Streng genommen gelten diese Zusammenhänge nur für homogene Stoffsysteme, was bei Bindemittelleimen, die als disperse Systeme mit sehr hohem Anteil feiner Partikel (Partikelgrösse kleiner 0.1 mm) betrachtet werden können, näherungsweise zutrifft. Im Fall von Mörteln und Betonen (Partikelgrösse kleiner 4 bzw. 16 mm) ist die Beschreibung des rheologischen

Verhaltens mit den hier beschriebenen Modellen nur möglich, wenn das betrachtete Stoffvolumen so gross ist, dass die Annahme der Homogenität als erfüllt betrachtet werden kann.

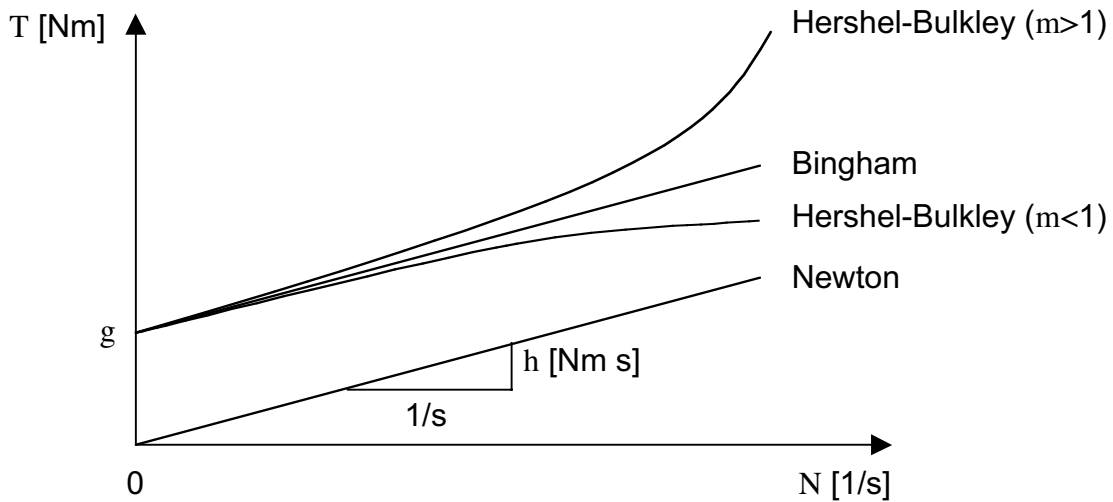


Abb. 3.5: Schematische Darstellung der rheologischen Modelle

Einen massstäblichen Vergleich zwischen den Fließkurven von konventionellem und selbstverdichtendem Beton zeigt *Abbildung 3.6*. Der Wert des Fließwiderstandes g selbstverdichtender Betone beträgt nur ca. ein Fünftel desjenigen von Normalbeton. Dies ist Voraussetzung dafür, dass SCC lediglich unter der Wirkung seines Eigengewichtes fließt. Der höhere Wert des Viskositätskoeffizienten h ist auf den hohen Feststoffanteil des Bindemittels zurückzuführen, der durch den Einsatz von Hochleistungsverflüssigern erreicht wird. Als Folge der Art und Weise, wie derartige Fließkurven ermittelt werden (siehe *Kapitel 5.1.1*), geben sie keine Auskunft über die Thixotropie des Betons [*Tatt 83*]. Während des Fließens muss der innere Widerstand des Betons gegen Verformung auch bei sehr kleinen Fließgeschwindigkeiten minimal sein. In seiner endgültigen Position jedoch muss die Bindemittelmatrix das Absinken der Zuschlagsstoffe verhindern. Dies ist nur möglich, indem während und nach dem Abklingen der Fließbewegung der Verformungswiderstand der Matrix zunimmt. Dieser Widerstand ist eine Funktion des gegenseitigen Abstandes der Feststoffpartikel des Bindemittels, da aufgrund der elektrochemischen Natur von Zementsuspensionen ein energetisch optimaler Abstand existiert, der nur in ruhendem Zustand vorliegt.

Während einer Verformung der Suspension ändert sich dieser Abstand ständig, da für eine Relativbewegung zweier Partikel die energetisch optimale Lage verlassen werden muss.

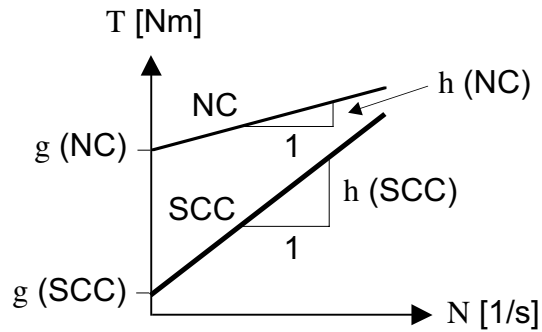


Abb. 3.6: Fließkurven von Normalbeton (NC) und SCC [Wall 98]

Dieser Unterschied zwischen der für eine Steigerung der Verformungsgeschwindigkeit nötigen und bei der Reduktion zurückgewonnenen Energie (Hysterese) kann als Mass für die Thixotropie herangezogen werden [Barn 89]. Es handelt sich hierbei nicht um einen mit Viskosität oder Fließgrenze vergleichbaren Werkstoffparameter, da der Wert der Energiedifferenz von der Belastungsgeschichte der Suspension abhängt. *Abbildung 3.7* zeigt die sich infolge unterschiedlich lang andauernder Zyklen von Steigerung und Reduktion der Schergeschwindigkeit N ergebenden Hysterese-Schleifen.

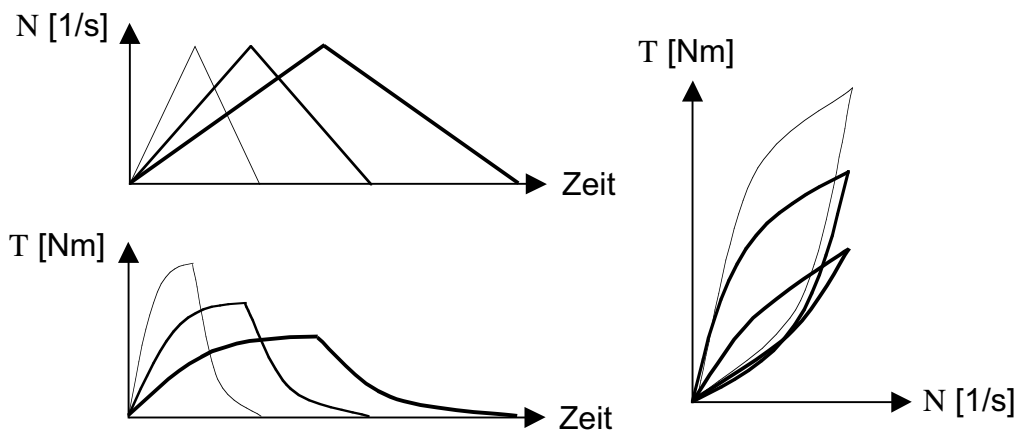


Abb. 3.7: Schematische Darstellung thixotropen Materialverhaltens

Die unterschiedlich grosse, von den T-N-Schleifen eingeschlossene Fläche repräsentiert das mit sinkender Beschleunigung der Scherverformung schwächer ausgeprägte thixotrope Verhalten. Da diese Hysterese auf eine Reduktion der in einer Zement-Wasser-Suspension vorliegenden Anzahl an Partikelagglomeraten, deren Teilchen den energetisch optimalen Abstand voneinander einnehmen, zurückzuführen ist, spricht man auch vom sogenannten Strukturversagen. Je nach Anteil agglomerierter Partikel am Gesamtvolumen der Suspension existiert für jede Schergeschwindigkeit eine Gleichgewichtsscherbelastung, die sich nach einer gewissen Zeit einstellt. Wie *Abbildung 3.8* zeigt, kann es demzufolge nach einer Reduktion der Scherbelastung auch zu einem Wiederaufbau dieser Agglomerat-Struktur kommen.

In Zementsuspensionen hängt das Ausmass dieses Verhaltens neben dem Feststoffanteil primär von Menge und Art der enthaltenen Substanzen ab, die durch Anlagerung an die Oberfläche der Partikel Stabilität und Konzentration der Agglomerate beeinflussen, wie z.B. Verflüssiger und Stabilisatoren (siehe *Kapitel 3.5.4*).

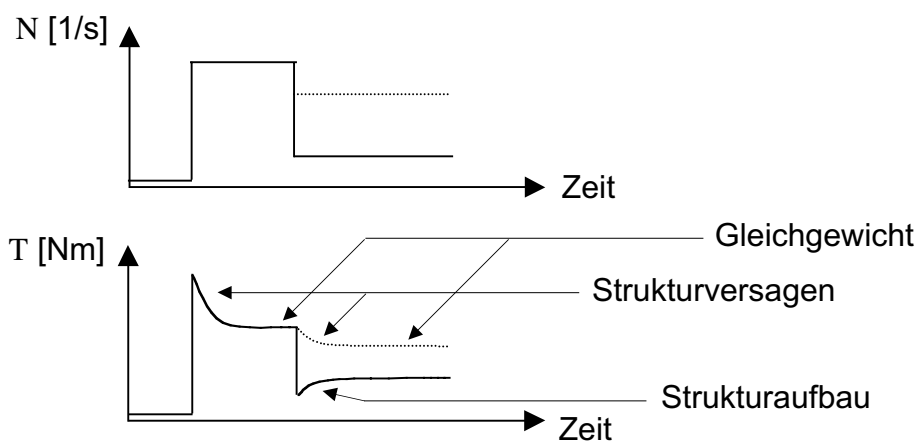


Abb. 3.8: Thixotropes Materialverhalten infolge Belastungsänderung

3.5.2 Rheologie disperser Systeme

In der Literatur zum rheologischen Verhalten des Frischbetons, wird dieser häufig als Zweiphasensystem bestehend aus einem Zement- bzw. Bindemittelleim und den Zuschlägen (Sand und Kies) betrachtet. Eingehende rheologische Untersuchungen werden meist lediglich an der Leim-Komponente durchgeführt. Dieses Vorgehen ist

durchaus sinnvoll, da das rheologische Verhalten von Betonen primär von deren Bindemittleigenschaften beeinflusst wird. Ausserdem kann im Rahmen eines Mischungsentwurfes, die Rezeptur des Bindemittels in viel grösseren Grenzen variiert werden als dies bei den Zuschlägen der Fall ist.

Beschränkt man sich aber auf die Betrachtung der Leim-Komponente, ist es möglich, das rheologische Verhalten zementgebundener Werkstoffe in Analogie zu demjenigen von Teilchensuspensionen zu erklären, wobei es sich beim flüssigen Medium um Wasser und bei den Teilchen um Zement- bzw. Füllstoffpartikel handelt. Zu diesem Zweck definiert man eine relative Viskosität gemäss *Gleichung (3.49)*.

$$\eta_r = \frac{\eta}{\eta_0} \quad (3.49)$$

η_r	relative Viskosität [-]
η	Viskosität der Suspension [Pa s]
η_0	Viskosität des flüssigen Mediums [Pa s]

Die älteste Arbeit zur Viskosität verdünnter Feststoffsuspensionen stammt von Einstein, der in [*Eins 06*] folgenden Ausdruck zur Bestimmung der relativen Viskosität der Suspension eines Monokorns in einer Newton-Flüssigkeit angibt.

$$\eta_r = 1 + 2.5\phi \quad (3.50)$$

ϕ	Volumenanteil des Feststoffes [-]
--------	-----------------------------------

Gleichung (3.50) gilt nur für verdünnte Systeme ungeladener, sphärischer Partikel, deren mittlerer Durchmesser klein ist im Vergleich zum mittleren Partikelabstand. Untersuchungen haben gezeigt, dass dies für $\phi < 0.05$ zutrifft. In der Literatur finden sich zahlreiche weitere empirische und semiempirische Gleichungen zur Bestimmung der relativen Viskosität. Krieger [*Krie 72*] schlägt für Feststoffanteile bis zur maximalen Packungsdichte folgenden Ausdruck vor.

$$\eta_r = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^{-A\phi_m} \quad (3.51)$$

A	Formfaktor [-]
ϕ_m	Feststoffvolumenanteil bei maximaler Packungsdichte [-]

Hier wird allerdings vorausgesetzt, dass sich die betrachtete Suspension entsprechend dem Newton-Modell verhält, also keine Fließschubspannung aufweist, was nur dann gilt, wenn zwischen den Partikeln in ruhendem Zustand keine Kräfte wirken. Für zementöse Materialien trifft diese Voraussetzung nicht zu. Form und Volumenanteil der Feststoffpartikel alleine reichen also nicht aus, um Aussagen über das Fließverhalten dieser dispersen Systeme zu machen. Tattersall und Banfill erläutern in [Tatt 83] einige Aspekte, die die Wechselwirkung der in Wasser dispergierten Zementteilchen beeinflussen:

Die Oberfläche von in Wasser dispergierten Zementpartikeln ist elektrisch geladen. Diese Oberflächenladung ist eine der Ursachen für die die Viskosität stark beeinflussende Teilchenwechselwirkung. Grundsätzlich sind zwei sogenannte elektroviskose Phänomene möglich.

Bei einer Scherbelastung müssen die ein mit Oberflächenladungen versehenes Teilchen umgebenden Ionen innerhalb des Elektrolyten verschoben werden. Dies setzt der Scherbewegung einen Widerstand entgegen und erhöht demzufolge die Viskosität der Suspension. Dieser Effekt ist allerdings nur für niedrige Feststoffanteile relevant.

Kommt es während des Fließvorganges zur Kollision zwischen zwei Partikeln, so findet vor deren Trennung eine Rotation statt. Tragen die Partikel jedoch Oberflächenladungen gleichen Vorzeichens, so bleibt zwischen ihnen infolge der elektrischen Abstossungskräfte ein Abstand bestehen, der dazu führt, dass die Rotation grössere Verschiebungen zur Folge hat. Auch damit ist eine Steigerung der Viskosität verbunden.

Will man diese Effekte berücksichtigen, müsste ein Ausdruck zur Bestimmung der relativen Viskosität folgendermassen formuliert werden:

$$\eta_r = 1 + (k_1 + k_2)\phi \quad (3.52)$$

Die Funktionen k_1 und k_2 beschreiben die Wirkung der elektroviskosen Effekte, konnten bisher jedoch nicht theoretisch hergeleitet werden.

Ebenfalls unberücksichtigt bleibt bei Betrachtungen in Form der Gleichungen (3.50) und (3.51) das Phänomen der Schubfliessspannung τ_0 , die eine Bingham- oder Herschel-Bulkley- von einer Newton-Flüssigkeit unterscheidet. Gerade bei SCC jedoch ist diese Grösse entscheidend, da ihr Wert für eine lediglich durch das Eigengewicht des Betons verursachte Fliessbewegung entscheidend ist. Die Ursache dafür, dass eine minimale Scherbelastung überschritten werden muss, um eine Scherverformung zu erreichen, liegt darin, dass zwischen den Teilchen einer Suspension in ruhendem Zustand eine Bindung besteht, die vor dem Auftreten einer Scherverformung gelöst werden muss. Diese Bindung lässt sich erklären, wenn man die Ionenverteilung in einem Elektrolyten betrachtet, in dem geladene Teilchen suspendiert sind. Die Konzentration der im Vergleich zur Oberfläche des Teilchens entgegengesetzt geladenen Ionen nimmt mit abnehmender Distanz zur Teilchenoberfläche zu und umgekehrt. Die Schicht, in der demzufolge An- und Kationenkonzentrationen ungleich gross sind, nennt man elektrochemische Doppelschicht. Nähern sich zwei Teilchen einander, so kommt es zur Überschneidung der beiden Doppelschichten und damit zu einer gegenseitigen Abstossung, deren Wirkung mit abnehmender Distanz zwischen den Oberflächen zunimmt. Dieser Abstossung wirken anziehende van-der-Waals-Wechselwirkungen entgegen. Trägt man die Resultierende der abstossenden und anziehenden Wirkung als Energie, die notwendig ist, um eine bestimmte Distanz zweier Teilchen in einem Elektrolyten aufrecht zu erhalten, gegen den Abstand auf, so ergibt

sich ein Energieminimum für denjenigen Abstand, den die Teilchen in ruhendem Zustand einnehmen (siehe *Abbildung 3.9*).

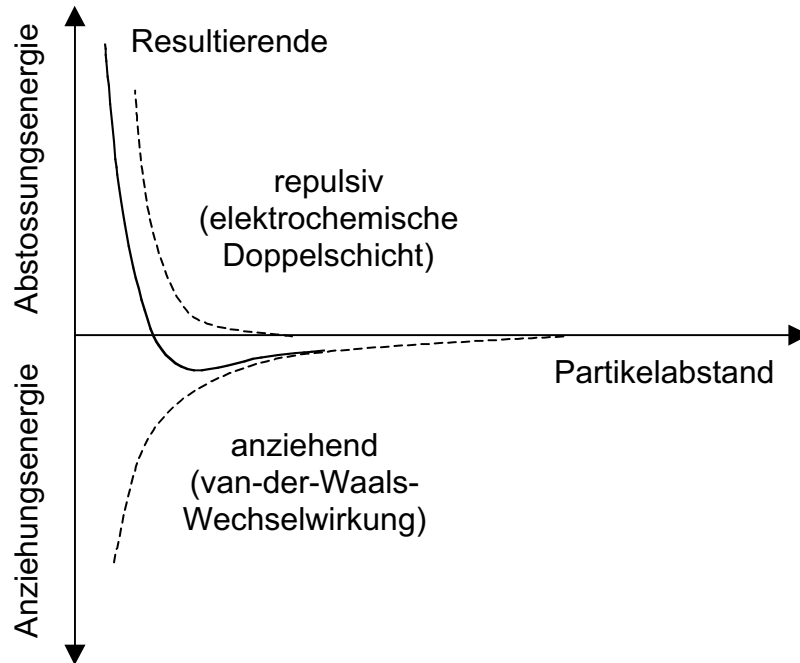


Abb. 3.9: Abstossende und anziehende Wechselwirkung zwischen zwei geladenen Partikeln in einem Elektrolyten, aus [Tatt 83]

Um nun eine Suspension solcher Teilchen durch Scherbeanspruchung zu verformen, ist Energie notwendig, um die aneinander gebundenen Teilchen voneinander zu trennen. Die Höhe dieser Energie ist abhängig vom Betrag des sich für die betrachtete Suspension ergebenden Energieminimums und ist Ursache für die makroskopisch messbare Fließschubspannung, die überschritten werden muss, um Scherverformung in einem Bingham-Material zu verursachen.

Hunter und Nicol behandeln in [Hunt 68] das Bingham-Verhalten von in Wasser dispergierten Tonmineralien und schlagen vor, die Fließschubspannung als Mass für die Intensität und Anzahl derjenigen Bindungen zu interpretieren, die durch Scherbeanspruchung gelöst werden. Das makroskopisch als Viskosität messbare Phänomen hingegen wird als Mass für die Anzahl und Grösse der Teilchenagglomerate beschrieben, in die eine Bingham-Struktur unter Scherbeanspruchung zerfällt.

3.5.3 Rheologisches Verhalten konzentrierter Zementsuspensionen

In trockenem Zustand enthält Zement keine einzelnen Teilchen, sondern Agglomerate, die durch schwache Oberflächenkräfte zwischen den Partikeln gebildet werden. Kommt Zement mit Wasser in Berührung bildet sich sowohl an den Kontaktflächen als auch auf der Oberfläche der Agglomerate innert kürzester Zeit eine Schicht aus gelartigem Calcium-Silicat-Sulphoaluminat-Hydrat. Dieses Hydrat verstärkt die Bindung der bereits in trockenem Zustand aneinander haftenden Partikel. Bewirkt nun eine Scherbeanspruchung, dass die Teilchen voneinander getrennt werden, bildet sich an der ursprünglichen Kontaktfläche ebenfalls eine Hydratschicht, die dazu führt, dass bei einem Wegfall der Scherbeanspruchung, die ursprüngliche Form der Packung nicht mehr erreicht werden kann. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die nun getrennten Partikel infolge ihrer Oberflächenladungen die oben beschriebene Distanz zueinander einnehmen.

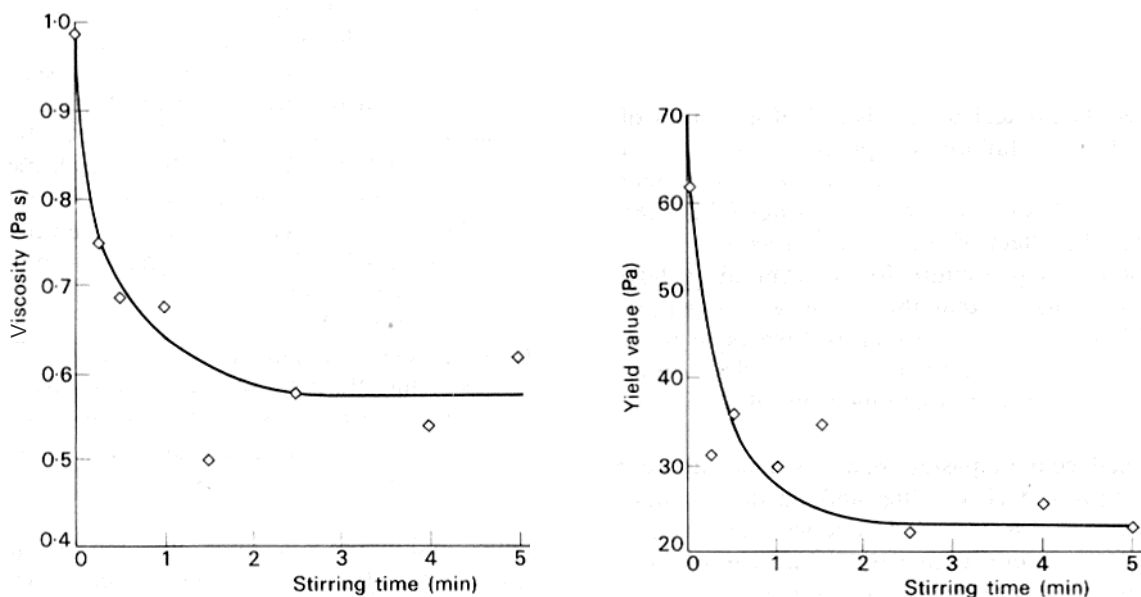


Abb. 3.10: Bingham-Parameter als Funktion der Mischzeit, aus [Banf 81]

Dieser Prozess wird als Strukturversagen bezeichnet und ist im Gegensatz zu den oben beschriebenen Phänomenen in einem Bingham-Material irreversibel. Entscheidend bei der Messung rheologischer Eigenschaften ist demzufolge die Art und Weise, wie die zu untersuchende Zementsuspension vorgängig gemischt wird. Wird der

Mischvorgang vor dem vollständigen Strukturversagen beendet, werden bei der anschließenden Messung die Werte sowohl der Flie遝schubspannung als auch der Viskosität unter Umständen um ein Vielfaches überschätzt. Banfill bestätigt diese Vermutung, indem er an unterschiedlich lang gemischten Zementsuspensionen diese beiden rheologischen Parameter bestimmt [Banf 81]. *Abbildung 3.10* zeigt die ermittelten Werte als Funktion der Mischzeit. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Werte mit zunehmender Mischzeit je einer Asymptote nähern, deren Wert dem jeweiligen tatsächlichen Bingham-Parameter entspricht.

Ein Nachweis der das Strukturversagen verursachenden Partikelagglomeration findet sich bei Paillère und Briquet [Pail 80], die mittels Sedimentationsverfahren die Partikelgrößenverteilung sowohl von in Wasser als auch in Alkohol dispergiertem Zement bestimmen. Die kumulative Darstellung der ermittelten Verteilung in *Abbildung 3.11* zeigt deutlich den höheren Anteil grösserer Partikel bei der Verwendung von Wasser als Dispergierungsmittel. Ursache hierfür ist, dass der oben beschriebene Prozess der Agglomeration in Alkohol nicht stattfindet und demzufolge davon ausgegangen werden kann, dass die Partikelgrößenverteilung der Messung mit Alkohol derjenigen in trockenem Zustand entspricht.

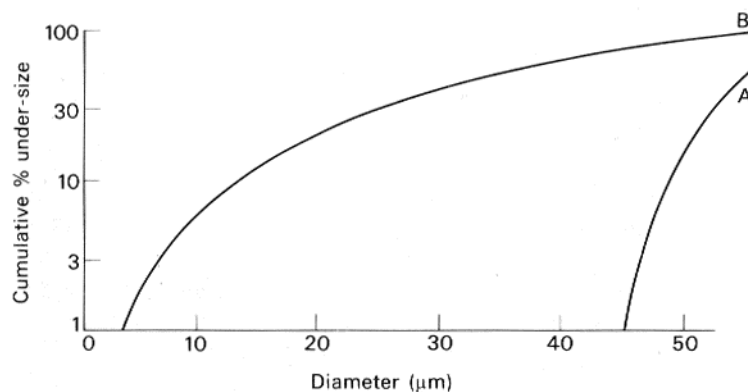


Abb. 3.11: Partikelgrößenverteilung von Zement in Wasser (A) und Alkohol (B), aus [Pail 80]

Die bisher beschriebenen Phänomene dienen als Grundlage zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens reiner hochkonzentrierter Zementsuspensionen. Diese un-

terscheiden sich jedoch zum Teil erheblich von den in der Praxis zur Herstellung von Betonen verwendeten Bindemittelleimen. Ursache hierfür ist der Einsatz unterschiedlicher Zemente, Zusatzstoffe und Zusatzmittel, die sowohl zur Beeinflussung der Festbetoneigenschaften als auch zur gezielten Veränderung des Fließverhaltens verwendet werden. Ausserdem unterscheiden sich die Feststoffvolumenanteile der Bindemittelleime unterschiedlicher Betone infolge des gewählten Wasser-Bindemittelwertes. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit betrachteten Bindemittelleime wurden lediglich bezüglich ihres Verflüssigergehaltes und, da die für deren Verwendung in SCC notwendigen Fliesseigenschaften erfüllt sein müssen, ihres Wasser-Bindemittelwertes variiert. Zudem kam Polymerfaserkurzschnitt zum Einsatz. Im folgenden soll deshalb die Betrachtung der Einflussgrößen auf die rheologischen Eigenschaften auf diese zwei Punkte beschränkt werden.

3.5.4 Wirkung von Hochleistungsverflüssigern

Beweggrund für den Einsatz von verflüssigenden Zusatzmitteln war ursprünglich die Reduktion des Wasseranspruches und die damit verbundene Möglichkeit sowohl Druckfestigkeit (niedrige Wasser-Zement-Werte) als auch dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften, wie Dichtigkeit und Schwinden positiv zu beeinflussen. Neben diesen Einsatzgebieten erlaubt deren Verwendung jedoch auch das Erreichen rheologischer Eigenschaften zementgebundener Werkstoffe, die deren Fließverhalten so beeinflussen, dass sie als Bindemittel für selbstverdichtende Betone (SCC) geeignet sind. Dies erfordert zum einen eine niedrige Fließschubspannung, damit die Kräfte infolge Gravitation ausreichen, das Bindemittel und damit den Beton zu verformen und auch bei niedrigem Fließgefälle eine maximal mögliche Selbstnivellierung zu gewährleisten. Zum anderen muss die Viskosität des verwendeten Bindemittels ausreichend hoch sein, um Entmischungen (Segregation der Zuschläge) zu verhindern. Dieses Gleichgewicht zwischen den das Fließverhalten beschreibenden Parametern ist mit Wasser alleine nicht zu erreichen, da eine Änderung des Wassergehaltes stets die Werte beider Größen erniedrigt bzw. erhöht. Beispiele zahlreicher Messungen, die das bestätigen, finden sich unter anderem bei Ish und Greenberg [Ish 62], vom Berg [Berg 79] und Banfill [Banf 81]. Dies ist der Grund dafür, dass die bereits in den 60er Jahren verwendeten sogenannten Fließbetone mit sehr hohen Wasser-Zement-Werten auf-

grund erheblicher Entmischungserscheinungen von niedriger Qualität und Festigkeit waren.

Moderne Hochleistungsverflüssiger auf Polycarboxylatbasis ermöglichen es, im Gegensatz zu Wasser, die rheologischen Parameter getrennt voneinander zu beeinflussen. Wird der Wasser-Bindemittel-Wert reduziert entspricht dies einer vertikalen Translation und einer Rotation um den Abszissen-Abschnitt der Fließkurve zu höheren Schubspannungen τ , wobei die Werte der Fließschubspannung τ_0 und der Viskosität η steigen. Entsprechend umgekehrt wirkt sich eine Erhöhung des Wasser-Bindemittel-Wertes aus. Im Gegensatz dazu verursacht die Zugabe von Hochleistungsverflüssiger lediglich eine vertikale Translation der Fließkurve bei konstanter Viskosität η und variabler Fließschubspannung τ_0 . *Abbildung 3.12* zeigt diese Einflüsse schematisch und verdeutlicht, wie es im Rahmen eines Mischungsentwurfes möglich ist, ein bestimmtes Fließverhalten eines Bindemittels zu erreichen.

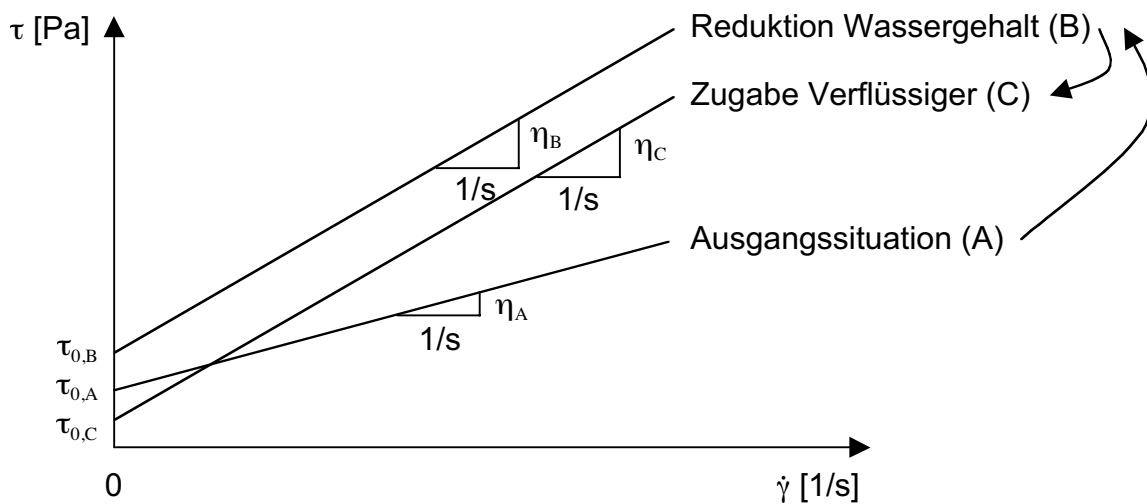


Abb. 3.12: Qualitative Änderung der Fließkurve infolge der Variation des Wasser- bzw. Verflüssigergehaltes

Die Wirkungsweise der Hochleistungsverflüssiger beruht auf der Verhinderung der Partikelagglomeration, die das Fließverhalten negativ beeinflusst und in unverflüssigten Betonen nur durch eine Erhöhung des Wassergehaltes kompensiert werden kann. Dieses Verhalten beruht auf zwei Phänomenen:

- Beeinflussung der elektrochemischen Abstossung zwischen geladenen Partikeln in einem Elektrolyten
- Verhinderung der Partikelagglomeration durch sterische Effekte

Die elektrochemische Wechselwirkung wird nach Derjaguin, Landau, Verwey und Overbeek unter dem Begriff „DLVO-Theorie“ behandelt und von Tanaka, Matsuo, Ohta und Ueda auf die Beschreibung der Wirkungsweise von Hochleistungsbetonverflüssigern angewendet [Tana 96]. Wie in *Abbildung 3.9* dargestellt, beruht die Wechselwirkung zwischen zwei in Wasser dispergierten Zementpartikeln auf dem Verhältnis zwischen anziehender und abstossender Wirkung. Durch die Adsorption bestimmter organischer Moleküle an der Partikeloberfläche ist es möglich, den Verlauf der Abstossungsenergie so zu beeinflussen, dass eine Energiebarriere entsteht, die die Partikelagglomeration verhindert (siehe *Abbildung 3.13*). Die Wirkung von β -Naphthalen- und Melamin-Sulfonaten beruht auf diesem Effekt.

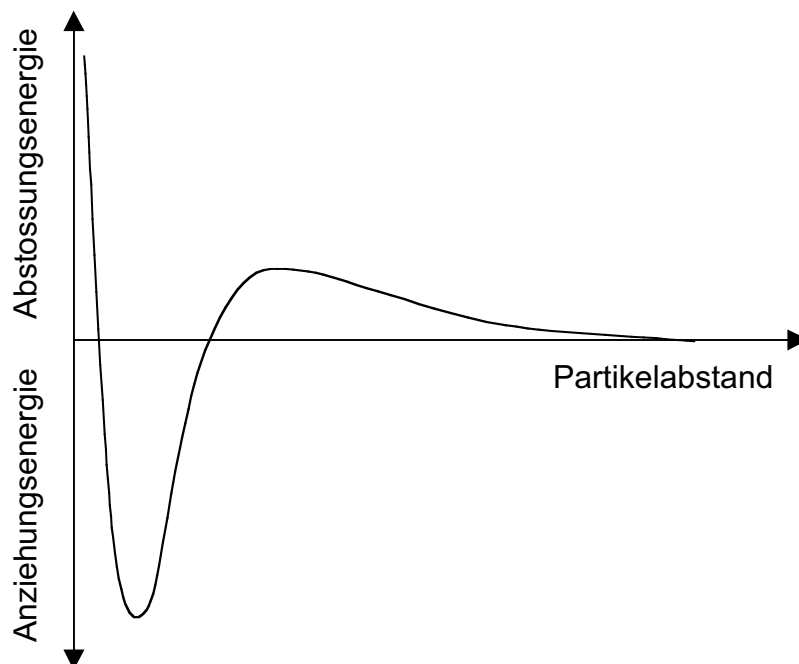


Abb. 3.13: Energiebarriere infolge Adsorption organischer Moleküle an der Partikeloberfläche

Die jüngste Generation der Hochleistungsverflüssiger basiert auf Polycarboxylaten, deren Wirkung im Gegensatz zu derjenigen der Sulfonate auf zwei gegensätzlichen Mechanismen beruht. Durch Adsorption der Polycarboxylat-Ether-Moleküle auf der Partikeloberfläche wird die Intensität der elektrochemischen Abstossung reduziert, wodurch der Gleichgewichtsabstand der Partikel kleiner wird. Die Agglomeration wird dadurch verhindert, dass die an den Ester-Teil des Verflüssigermoleküls (Ether) gebundenen Polycarboxylatketten sterische Wirkung haben [Tana 96]. Vorteil dieses Mechanismus ist, dass der Abstand zwischen den Zementpartikeln bei gleicher Verflüssigerwirkung kleiner und demzufolge eine stärkere Reduktion des Wassergehaltes möglich ist. Infolgedessen steigern die Polycarboxylate das hygrische Endschwindmass der Betone im Gegensatz zu den Sulfonaten kaum.

Unabhängig von der Wirkungsweise beeinflussen sowohl sulfonat- als auch polycarboxylat-basierte Verflüssiger das rheologische Verhalten in der oben beschriebenen Art und Weise [Faro 99].

3.5.5 Rheologische Eigenschaften von Fasersuspensionen

Das Fliessverhalten von Fasersuspensionen unterscheidet sich aus folgenden Gründen stark von demjenigen mono- oder polydisperser Kugelsuspensionen, wie beispielsweise Zementleim [Serv 00]:

- Bei der Verwendung spröder Faserwerkstoffe (Glas, Kohlenstoff) kann während einer Scherbelastung der Suspension Faserbruch auftreten, der zu einer Veränderung des für das rheologische Verhalten entscheidenden Längen-Durchmesser-Verhältnisses führt. Die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Polymerfasern jedoch weisen auch unter Querszugbeanspruchung ein äusserst duktilen Verhalten auf. Aus diesem Grund kann das Brechen der Fasern ausgeschlossen werden.
- Im Gegensatz zu kugelförmigen Partikeln beeinflussen Fasern das Fliessverhalten in Abhängigkeit ihrer Orientierung relativ zur Fliessrichtung. Ausserdem kommt es während des Fliessprozesses zu Faserrotationen, wodurch die Fasern in Längsrichtung parallel zur Richtung der Fliessbewegung gedreht werden. Aus diesem Grund ist das Fliessverhalten zu Beginn zeitabhängig (vergleiche Strukturversagen *Abbildung 3.10*).

- Die im Vergleich zu sphärischen Partikeln um ein Vielfaches grössere Längenausdehnung der Fasern muss bei der Bestimmung des rheologischen Verhaltens im Hinblick auf die Wahl eines repräsentativen Volumens berücksichtigt werden, da die Reichweite der Wechselwirkung zwischen den Fasern bei zufälliger Verteilung der Faserorientierung bis zu einer Faserlänge betragen kann.

Hauptinflussparameter des Fliessverhaltens von Fasersuspensionen sind die Volumenkonzentration und das Längen-Durchmesser-Verhältnis (aspect ratio) der Fasern. Advani [Adva 94] setzt diese beiden Einflussgrössen in Relation und definiert drei Konzentrationsbereiche, in denen die gegenseitige Wechselwirkung der Fasern unterschiedlich intensiv ist (siehe *Abbildung 3.14*).

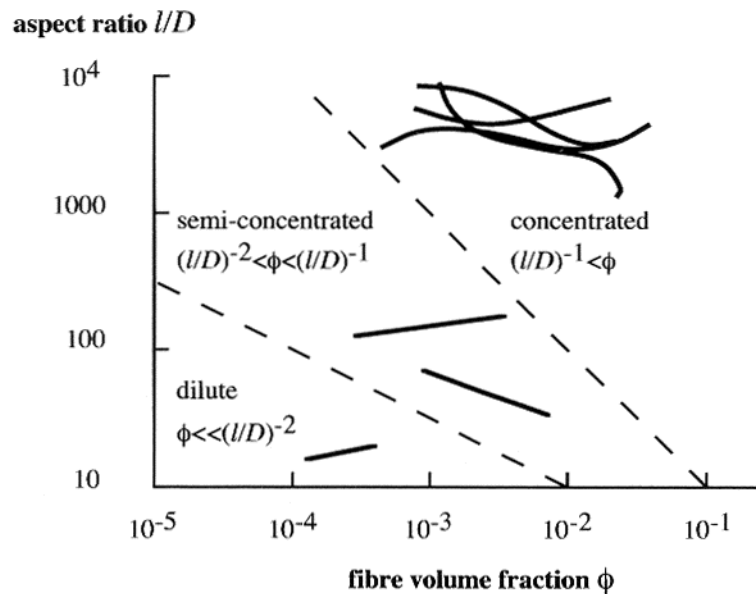


Abb. 3.14: Bereiche unterschiedlicher Faservolumenkonzentration, aus [Serv 00]

Für den Fall verdünnter Suspensionen können Wechselwirkungen zwischen Fasern ausgeschlossen werden. In halbkonzentrierten Suspensionen kommt es zu hydrodynamischen Wechselwirkungen, indem sich die Fliessbereiche der Einzelfasern überschneiden. Im Fall hoher Konzentrationen kommt es zusätzlich zu direktem Kontakt zwischen den Fasern, da ihr Abstand in der Grössenordnung des Faserdurchmessers

liegt [Serv 00]. Nach dieser Aufteilung handelt es sich bei den in der vorliegenden Arbeit betrachteten Materialien um halbkonzentrierte und konzentrierte Suspensionen.

In Anlehnung an den Fall der Kugelsuspensionen werden in der Literatur zahlreiche empirische Formeln zur Bestimmung der relativen Viskosität vorgeschlagen. Die Faserwechselwirkungen werden hierbei meist durch einen Fit-Parameter berücksichtigt, dessen physikalische Bedeutung ungeklärt bleibt und dessen Wert experimentell bestimmt werden muss [Hoch 97]. Brodnyan schlägt in [Brod 59] beispielsweise folgende Beziehung vor:

$$\eta_r = e^{\left(\frac{2.5V_f + 0.4(L_f/d_f - 1)^{1.48}V_f}{1 - KV_f}\right)} \quad (3.53)$$

K Fit-Parameter [-]

Eine sehr detaillierte Analyse der Faserwechselwirkungen findet sich bei Servais [Serv 00], dem es gelingt, diese zu quantifizieren und demzufolge eine Bestimmung der Fließschubspannung als auch der Viskosität aufgrund physikalischer Werkstoffparameter vorzunehmen. Eine Anwendung auf die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit scheitert, da für die Anwendung des vorgeschlagenen Modells, die genaue Kenntnis einer Vielzahl von Eigenschaften nötig ist, die nicht ohne weiteres von dem von Servais verwendeten Faser- und Matrix-Typ (Polypropylen) auf andere übertragen werden können.

Eine zentrale Aussage der Arbeit von Servais konnte jedoch im Rahmen der eigenen Messungen qualitativ bestätigt werden. In allen gefundenen Gleichungen nach dem Muster von Gleichung (3.53) wird eine Abhängigkeit der relativen Viskosität von derjenigen des Matrixfluids ausgeschlossen. Unabhängig von dieser Eigenschaft beeinflusst also eine Faserverstärkung die Rheologie der sich ergebenden Suspension in gleichem Umfang. Beachtet man jedoch, dass bei hochkonzentrierten Fasersuspensionen, das Fließverhalten primär durch den direkten Kontakt zwischen Einzelfasern beeinflusst wird, und dass die Häufigkeit und Intensität dieser Wechselwirkung von der Viskosität des Trägermediums abhängt, ist dies eine unter bestimmten Bedingungen unzulässige Vereinfachung. Servais stellt fest, dass der Einfluss der Fasern auf die relative Viskosität mit zunehmender Viskosität der Matrix abnimmt.

3.5.6 Einfluss der Zuschläge auf die Rheologie des Frischbetons

Beim Mischungsentwurf eines SCC wird nach der Festlegung der Bindemittelzusammensetzung (evtl. inkl. Fasern) in Abhängigkeit der geforderten rheologischen und mechanischen Eigenschaften die Korngrößenverteilung und der Gehalt der Zuschlagstoffe (Sand und Kies) experimentell festgelegt. Betrachtet man den Frischbeton als eine Suspension polydisperser Kugeln (Zuschläge) in einer viskosen Matrix (Bindemittel), so kann man zur Abschätzung der Flieseigenschaften grundsätzlich dieselben Überlegungen anstellen wie bei Suspensionen von Zement in Wasser bzw. Fasern in viskoser Matrix. Auf diese Art und Weise kann die Viskosität eines Betons in Abhängigkeit der Viskosität des Bindemittels sowie der Korngrößenverteilung des Zuschlages und des Zuschlaggehaltes formuliert werden. Hu, De Larrard und Gjörv verfolgen in [Hu 95] diesen Ansatz, der im folgenden kurz wiedergegeben werden soll.

Wie in den Gleichungen (3.50) und (3.51) bereits erläutert, kann die relative Viskosität als Funktion $H(\phi)$ der Feststoffvolumenkonzentration dargestellt werden, wobei $\phi = V_S / (V_0 + V_S)$ gilt mit Feststoff- und Matrix-Volumenanteil V_S und V_0 .

Sollen nun mehrere Zuschlagsfraktionen 1, ..., i, ..., n unterschiedlichen Korndurchmessers berücksichtigt werden und geht man davon aus, dass sich die jeweils feinere Fraktion als viskose Matrix in den Freiräumen der gröberen verhält, kann die relative Viskosität nach Gleichung (3.54) berechnet werden.

$$\eta_r = \prod_{i=1}^n H(\phi_i) \quad (3.54)$$

wobei

$$\phi_i = V_i / \sum_{j=0}^i V_j \quad (3.55)$$

Farris zeigt in [Farr 68], dass die Funktionen $H(\phi_i)$ folgende Form haben:

$$H(\phi_i) = (1 - \phi_i)^{-k} \quad \text{für } \phi_i \leq 0.25 \quad (3.56)$$

$$H(\phi_i) \geq (1 - \phi_i)^{-k} \quad \text{für } \phi_i > 0.25 \quad (3.57)$$

Für eine Bestimmung der Funktion $H(\phi_i)$ muss also die Konstante k in Abhängigkeit des jeweiligen Feststoffvolumenanteils ϕ_i der Fraktion i bestimmt werden. Da für stark verdünnte Suspensionen (kleine Werte von ϕ_i) *Gleichung (3.56)* die Form der Einstein-*Gleichung (3.50)* annehmen muss, gilt für $\phi_i \leq 0.25$: $k = 2.5$

Erreicht die Feststoffkonzentration ihren höchsten Wert, also die maximale Packungsdichte α_i , nimmt die relative Viskosität sehr hohe Werte an. Hu, De Larrard und Gjörv [Hu 95] schlagen daher vor, die Variable ϕ_i durch ϕ_i/α_i zu ersetzen und, um für den verdünnten Fall die Gesetzmässigkeit nach Einstein zu erhalten, den Exponenten k mit α_i zu multiplizieren, wodurch *Gleichung (3.56)* folgende Form annimmt:

$$H(\phi_i/\alpha_i) = (1 - \phi_i/\alpha_i)^{-k\alpha_i} \quad (3.58)$$

Die genannten Autoren betrachten nun einen hochfesten SCC, der drei unterschiedliche Feststoffkomponenten enthält. Einen Silikastaub (Index 1), einen Zement (Index 2) und eine Zuschlagsfraktion (Index 3), mit Maximalkorndurchmessern von ca. 10, 100 und 10'000 μm . Zusätzlich kommt ein Hochleistungsverflüssiger zum Einsatz. Der Gehalt an Silikastaub übersteigt den Gültigkeitsbereich der *Gleichung (3.56)* im Gegensatz zu demjenigen des Zementes und des Zuschlages nicht. Für die letzten beiden muss der Exponent k demzufolge als Fit-Parameter experimentell bestimmt werden. Unter diesen Voraussetzungen ergeben sich folgende Funktionen $H(\phi_i)$ für den beschriebenen Fall.

$$H(\phi_1/\alpha_1) = (1 - \phi_1/\alpha_1)^{-2.5\alpha_1} \quad (3.59)$$

$$H(\phi_2/\alpha_2) = (1 - \phi_2/\alpha_2)^{-k_2\alpha_2} \quad (3.60)$$

$$H(\phi_3/\alpha_3) = (1 - \phi_3/\alpha_3)^{-k_3\alpha_3} \quad (3.61)$$

Die maximalen Packungsdichten α_i lassen sich nach dem Modell von Caquot [Caqu 35] mit Hilfe der Korndurchmesser d_i und D_i bestimmen, die von 10 bzw. 90% der Partikel der betrachteten Fraktion unterschritten werden.

$$\alpha_i = 1 - 0.45(d_i/D_i)^{0.19} \quad (3.62)$$

Wird nun die Dosierung des Verflüssigers so gewählt, dass der Sättigungspunkt nicht überschritten und somit durch dessen vollständige Adsorption an vorhandene Partikeloberflächen die Viskosität des Wassers nicht beeinflusst wird, beträgt die relative Viskosität des Betons:

$$\eta_r = (1 - \phi_1/\alpha_1)^{-2.5\alpha_1} (1 - \phi_2/\alpha_2)^{-k_2\alpha_2} (1 - \phi_3/\alpha_3)^{-k_3\alpha_3} \quad (3.63)$$

Mit diesem Zusammenhang erreichen die Autoren zwischen berechneten und experimentell bestimmten Werten der Beton-Viskosität eine Korrelation von 0.9, die bei einer feineren Aufteilung der Zuschlagsfraktionen mit entsprechend hohem experimentellem Aufwand zur Bestimmung der Werte von k noch gesteigert werden kann.

Die sich aus dieser Untersuchung ergebende Einflussmöglichkeit auf die Viskosität von Frischbeton ist folgende: Da die Zuschläge meist in einigen Fraktionen unterschiedlichen Maximaldurchmessers zur Verfügung stehen, kann durch deren Kombination die maximale Packungsdichte des Gesamtzuschlages variiert werden. Hierbei gibt es in Abhängigkeit der Korngrößenverteilung und Kornform ein Maximum, das bezüglich Dichtigkeit, Festigkeit und Schwinden des Betons ein Optimum darstellt. Wird dieses Optimum zu Gunsten der Menge an feineren Zuschlagskomponenten (Sand) verlassen, kommt es zu einer Reduktion der maximal möglichen Packungsdichte α_3 und demzufolge gemäss *Gleichung (3.63)* zu einer niedrigeren relativen Viskosität des Betons. Die Feinheit des verwendeten Zuschlages beeinflusst also das Fließverhalten des Betons. Die Viskosität selbstverdichtender Betone kann auf diese Weise um bis zu 50% reduziert bzw. 100% erhöht werden. Zu beachten ist jedoch, dass jede Abweichung vom Optimum der Packungsdichte eine Reduktion der Betonqualität zur Folge hat.

4 Gezielte Beeinflussung der Werkstoffeigenschaften

4.1 Ausgangsstoffe und Messverfahren

4.1.1 Einleitung

Dieses Kapitel dient der Beurteilung von Möglichkeiten, die Werkstoffeigenschaften selbstverdichtender Betone gezielt zu beeinflussen. Zu diesem Zweck werden sieben Betone, die die an einen SCC gestellten Anforderungen bezüglich des Fließverhaltens erfüllen, mit zwei konventionellen Betonen verglichen. Die Rezepturen der SCC wurden bezüglich ihres Wasser-Bindemittel-Wertes und ihres Verflüssigergehaltes sowie der Zusammensetzung und Menge des Füllstoffanteils variiert. Drei Betone wurden ausserdem mit Polyvinylalkoholfaserkurzschnitt modifiziert, um zu überprüfen, ob die in *Kapitel 3.4* beschriebenen Gesetzmässigkeiten auf diesen Fall anwendbar und für eine Optimierung geeignet sind. Bei den konventionellen Betonen handelt es sich um einen Normal- und einen hochfesten Beton.

An allen neun Betonen wurden die in *Kapitel 3.2* und *Kapitel 3.3* beschriebenen hygrischen und mechanischen Werkstoffeigenschaften bestimmt, die für eine Beurteilung der Dauerhaftigkeit bezüglich des Rissbildungsrisikos infolge Trocknungsschwinden relevant sind und sämtliche Inputparameter für die in *Kapitel 7* durchgeführten numerischen Simulationen liefern.

4.1.2 Beschreibung der Komponenten und Betone

Einige ausgewählte Eigenschaften der für die Herstellung der untersuchten Betone verwendeten Komponenten sind in *Tabelle 4.1* beschrieben.

Tab. 4.1: Ausgewählte Eigenschaften der Betonkomponenten

Komponente	Beschreibung
Zement (Z)	Portlandzement: CEM I 42.5
Flugasche (F)	Partikelform: sphärisch; mittl. Partikeldurchmesser [μm]: 80

Tab. 4.1: Ausgewählte Eigenschaften der Betonkomponenten

Komponente	Beschreibung
Kalksteinmehl (K)	Partikelform: gebrochen; mittl. Partikeldurchmesser [μm]: 95
Mikrosilika (M)	Partikelform: sphärisch; mittl. Partikeldurchmesser [μm]: 10
Zuschlag (A)	Partikelform: rund; Körnungen [mm]: 0/4, 4/8, 8/16
Wasser (W)	Trinkwasser
Verflüssiger (v)	Typ: Polycarboxylatether; Verdünnung: 50% in Wasser
Stabilisierer (s)	Typ: Hydroxypropylmethylcellulose; Form: reines Pulver
Fasern (f)	Typ: Polyvinylalkohol; Form: zylindrisch

Die Fasern (f) stehen in Längen L_f von 6, 12, 18 und 24mm sowie in unterschiedlichen Durchmessern d_f zur Verfügung. Abhängig von ihrem Durchmesser variieren Zugfestigkeit $f_{t,f}$ und E-Modul E_f , da der Herstellungsprozess für verschiedene Durchmesser unterschiedlich ist (siehe *Tabelle 4.2*). Im Vergleich zu herkömmlichen Polymerfasern (Polypropylen), die in der Betontechnologie Verwendung finden, ist der E-Modul um etwas mehr als eine Grössenordnung höher.

Tab. 4.2: Geometrische und Mechanische Eigenschaften der PVA-Fasern

Durchmesser d_f [mm]	Zugfestigkeit $f_{t,f}$ [MPa]	E-Modul E_f [MPa]
0.014	1'510	41'100
0.044	1'470	41'000
0.100	1'390	40'700
0.200	1'290	39'500
0.400	1'180	38'150
0.660	1'090	37'860

Die Zusammensetzungen der untersuchten Betone sind in *Tabelle 4.3* dargestellt und im folgenden kurz erläutert. Die Korngrössenverteilung der Zuschläge entspricht bei allen Betonen der Fuller-Kurve. Der Durchmesser des Grösstkorns beträgt 16mm. Eine

Ausnahme stellt M9 dar. Bei dieser Mischung handelt es sich um einen faserverstärkten Feinstmörtel, der keinen Zuschlag enthält.

- **Normalbeton (M1):** Festigkeitsklasse B40/30
- **Hochfester Beton (M2):** Die angestrebte Festigkeitsklasse B90/80 wurde durch einen hohen Zementgehalt, den Einsatz eines Mikrosilikas und durch einen tiefen Wasser-Bindemittel-Wert realisiert.
- **Standard-SCC (M3):** Der gesamte Füllstoff dieses Betons besteht aus Flugasche. Diese Zusammensetzung entspricht einem grossen Teil der in der Schweiz von Fertigbetonwerken angebotenen Standard-Rezeptur.
- **SCC mit zwei Füllstoffkomponenten (M4):** Bis auf die Zusammensetzung des Füllstoffes entspricht dieser Beton der Mischung M3. Mit dem Ziel, den Anteil an puzzolanisch aktiver Flugasche und damit das Endschwindmass zu reduzieren, wurde die Hälfte des Füllstoffes durch Kalksteinmehl ersetzt.
- **SCC mit tiefem Wasser-Bindemittel-Wert (M5):** Abgesehen von der Verflüssigerdosierung entspricht dieser Beton der Mischung M3. Hierdurch wurde der Wassergehalt auf dasjenige Minimum reduziert, das gerade noch die Erfüllung der Anforderungen an die Fliesseigenschaften eines SCC erlaubt.
- **SCC mit stabilisierendem Zusatzmittel (M6):** Um den Bindemittelgehalt zu reduzieren oder eine eventuelle Feinanteilarmut der Sandkomponente des Zuschlages zu kompensieren, kommen stabilisierende Zusatzmittel zum Einsatz. Weit verbreitet ist die Verwendung von Hydroxypropylmethylcellulose (HPMC), die durch sterische Effekte (siehe *Kapitel 3.5.4*) die Viskosität des Bindemittels erhöht. In diesem Fall wurde der Füllstoffanteil auf 50% desjenigen der Mischung M3 reduziert. Eine Reduktion des Zementgehaltes ist ebenfalls möglich.
- **SCC mit niedrigem Fasergehalt (M7):** Mit dem Ziel, die Bruchenergie ohne Variation der Grundrezeptur M3 zu erhöhen, kamen bei diesem SCC Polymerfasern des oben beschriebenen Typs zum Einsatz. Einziges Kriterium für die Wahl des Fasergehaltes und der Fasergeometrie war die Einhaltung der geforderten Fliesseigenschaften.

- **SCC mit hohen Fasergehalten (M8):** Um ausreichend Bindemittelvolumen für die Realisierung höherer Fasergehalte und den Einsatz feinerer Fasern bereitzustellen, wurde der Anteil sowohl an Flugasche als auch an Kalksteinmehl im Vergleich zu M4 erhöht.
- **Selbstverdichtender Feinstmörtel mit Dehnungsverfestigung (M9):** In Anlehnung an die Arbeit von Li, Kong und Bike [Li 01] wurde mit M9 ein Werkstoff charakterisiert, der das Phänomen der Pseudo-Dehnungsverfestigung unter Zugbelastung aufweist. Dieses Verhalten äussert sich dadurch, dass nach Erreichen der Zugfestigkeit der Matrix, die Kurzfaserbewehrung in der Lage ist, das Lasttragvermögen über die Erstrissfestigkeit hinaus zu steigern, so dass die weitere Öffnung des ersten Risses gestoppt wird und mit zunehmender Verformung weitere Risse entstehen. Die dafür nötigen Fasergehalte sind so hoch, dass das Erreichen der Selbstverdichtbarkeit den Einsatz von Zuschlagstoffen nicht erlaubt.

Tab. 4.3: Zusammensetzung der untersuchten Betone [kg/m³], Abkürzungen siehe *Tabelle 4.1*

	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
Z	325	400	325	325	325	325	325	325	567
F			100	50	100	50	100	163	567
K				50				163	567
M		15							
W	179	120	170	170	153	150	170	165	311
A	1'871	1'933	1'787	1791	1823	1885	1885	1500	
v		10.0	4.25	4.25	8.08	5.63	4.25	6.87	34.60
s						0.10			
f							5.2	6.5 - 13	13 - 26
L _f /d _f							12/0.4	*	6/0.044
* unterschiedliche Fasertypen									

4.1.3 Beschreibung der Messverfahren

4.1.3.1 Frischbetoneigenschaften

Es wurden die in *Tabelle 4.4* beschriebenen Parameter bestimmt.

Tab. 4.4: Gemessene Frischbetoneigenschaften

Mischung	Eigenschaft/Verfahren
M1 bis M9	Luftporengehalt LP mittels Druckausgleichsverfahren [%] Frischbetonrohddichte ρ_0 mittels Wägung [kg/dm ³]
M1 und M2	Verdichtungsmass nach Walz VM [-]
M3 bis M9	Ausbreitmass S_f mit Setzmasstrichter [cm] Trichterlaufzeit V_t [s] (Trichter: siehe <i>Abbildung 4.1</i>)

Da für die Bestimmung der Trichterlaufzeit noch keine einheitliche Normung vorliegt zeigt *Abbildung 4.1* die Abmessungen des zu deren Bestimmung verwendeten Trichters. Der Trichter wird bei verschlossener unterer Öffnung mit Beton gefüllt und schliesslich die Zeit gemessen, die zwischen Öffnen und vollständiger Leerung des Trichters vergeht.

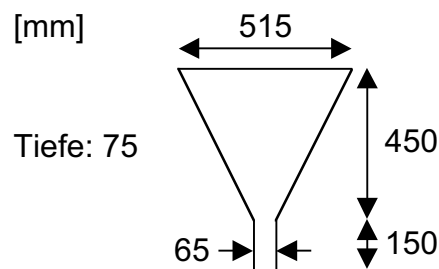


Abb. 4.1: Abmessungen des Trichters zur Bestimmung der Trichterlaufzeit V_t

Bei der Bestimmung des Ausbreitmasses von SCC ist zu beachten, dass die hierfür verwendete Plattform, nicht wie bei konventionellem Beton auf und ab bewegt wird.

Gemessen wird der grösste und kleinste aufeinander senkrecht stehende Durchmesser der sich ergebenden Fliessform, deren Mittelwert das Ausbreitmass ergibt. An den Mischungen M1 und M2 wurde im Gegensatz zu den selbstverdichtenden Mischungen das Verdichtungsmass nach Walz bestimmt.

4.1.3.2 Hygrische Eigenschaften

Globaler Feuchtetransportkoeffizient

Um in der Lage zu sein, für eine beliebige Bauteilgeometrie die Feuchteverteilung bestimmen zu können, benötigt man den in *Kapitel 3.2.1* beschriebenen globalen Feuchtetransportkoeffizienten $D(h)$.

Zu diesem Zweck werden prismatische Betonproben der Dimension 50/50/200mm an den Stirnflächen und zwei gegenüberliegenden Mantelflächen diffusionsdicht versiegelt und drei Tage nach Herstellung (Lagerung bei 100% relativer Feuchte) unterschiedlichen Umgebungsluftfeuchten (0/12/60/75/86/94/100%) ausgesetzt. Die Versiegelung ermöglicht einen linearen Trocknungsprozess. Dieser wird durch Wägung in sukzessive grösseren Zeitabständen gemessen und der Feuchteverlust in g/cm^3 in Abhängigkeit der Zeit bestimmt. Die sich ergebenden Trocknungskurven werden durch Anpassung einer hyperbolischen Funktion mit zwei Termen (*Gleichung (4.1)*) bis zur Gewichtskonstanz extrapoliert.

$$\Delta w(t) = \frac{at}{b+t} + \frac{ct}{d+t} \quad (4.1)$$

$\Delta w(t)$ Feuchteverlust [g/cm^3]

t Zeit [d]

a, b, c, d Fit-Parameter

Aus der Differenz zwischen dem so bestimmten Gleichgewichtswert bei einer Umgebungsluftfeuchte von 0% und demjenigen bei 12/60/75/86/94/100% kann nun der sich bei unterschiedlichen Feuchtepotentialen h ergebende Gleichgewichtswassergehalt bestimmt werden. Die resultierende Kurve wird als Sorptionsisotherme bezeichnet und kann durch ein Polynom beschrieben werden, das es erlaubt zu jedem Gleichgewichtswassergehalt das entsprechende Feuchtepotential zu bestimmen.

Um den durch innere Trocknung stattfindenden Feuchteverlust bei der Bestimmung von $D(h)$ berücksichtigen zu können, wird ausserdem an vollständig diffusionsdicht versiegelten Betonwürfeln der Kantenlänge 100mm mit einer kapazitiven Feuchtemesssonde auch die ohne Wechselwirkung mit der Umgebung ablaufende Reduktion des Feuchtepotentials bestimmt. Die Werte der so bestimmten endogenen Trocknungsfunktion $Q(t)$ können mit Hilfe der Sorptionsisotherme als Feuchtegehaltsreduktion in g/cm^3 ausgedrückt werden.

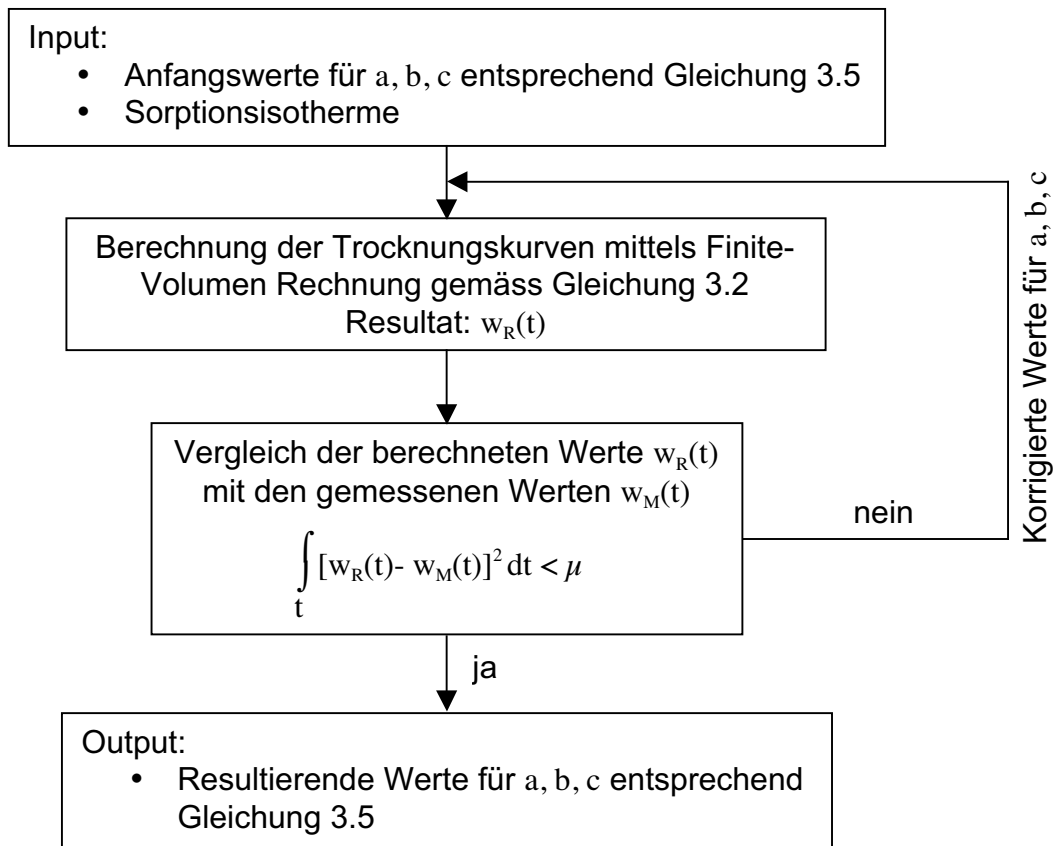


Abb. 4.2: Rechenvorgang zur Bestimmung von $D(w)$

Die Bestimmung von $D(h)$ ist anhand dieser Werte durch eine inverse Analyse mit einem Finite-Volumen Simulationsprogramm namens FITDH möglich [Mart 00]. In diesem Fall erfolgte zuerst die Bestimmung von $D(w)$, der in einem zweiten Schritt mit Hilfe der Sorptionsisotherme in $D(h)$ umgerechnet werden kann. Es wird angenom-

men, dass der Verlauf von $D(w)$ einer Exponentialfunktion gemäss *Gleichung (3.5)* folgt. *Abbildung 4.2* zeigt schematisch den Rechenvorgang.

Hygrischer Ausdehnungskoeffizient

Diejenigen Proben, die bei der Durchführung der Trocknungsmessungen (siehe *Kapitel*) in Umgebungsluftfeuchten von 60/75/86/94/100% gelagert wurden, werden an den Stirnflächen zentrisch mit Messbolzen versehen, die es erlauben, die achsiale Längenänderung mit einem Messtaster zu bestimmen. Somit lässt sich das hygri-sche Schwindmass $\varepsilon_{\text{hyg}}(t)$ als Quotient der Längenänderung und der Ausgangslänge bestimmen. Die sich ergebenden Schwindkurven werden durch Anpassung einer hyperbolischen Funktion (*Gleichung (4.2)*) bis zur Längenkonstanz extrapoliert.

$$\varepsilon_{\text{hyg}}(t) = \frac{at}{b+t} + \frac{ct}{d+t} \quad (4.2)$$

Die erhaltenen Endwerte können nun als Funktion der relativen Feuchte aufgetragen und deren Verlauf durch ein Polynom fünften Grades beschreiben werden, indem die Konstanten der Polynomfunktion durch Minimierung der Fehlerquadrate bestimmt werden.

Der in *Gleichung (3.6)* eingeführte hygri-sche Ausdehnungskoeffizient in Abhängigkeit der relativen Feuchte ist

$$\alpha_{\text{hyg}}(h) = \frac{\Delta\varepsilon_{\text{hyg}}(h)}{\Delta h} \quad (4.3)$$

und kann entsprechend durch die Ableitung des genannten Polynoms bestimmt werden.

Unter bestimmten Bedingungen tritt neben dem Trocknungsschwinden auch endogenes Schwinden auf. Um dieses Phänomen separat zu bestimmen, wird zusätzlich die Längenänderung auf die oben beschriebene Art und Weise an vollständig versiegelten Betonprismen gemessen.

4.1.3.3 Mechanische Eigenschaften

Abgesehen vom Kriechverhalten wurden die mechanischen Werkstoffparameter im Alter von 7, 28 und 90 Tagen bestimmt. Während 3 Tagen wurden die Proben bei 100% danach bei 75% relativer Feuchte gelagert. Die Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit f_c erfolgte an Proben der Kantenlänge 150mm, die der Querkzugfestigkeit f_s mittels Brasilianerversuch und des Elastizitätsmoduls E an Zylindern mit 300mm Höhe und 150mm Durchmesser.

Im folgenden sind die Bestimmung des Druckkriechens und des Dehnungsentfestigungsverhaltens gemäss *Abbildung 3.2* genauer erläutert.

Druckkriechen

Der Belastungsbeginn bei der Bestimmung des Druckkriechens findet im Alter von 3 bzw. 28 Tagen statt. Für jeden Belastungsbeginn wurden 2 Betonprismen der Dimension 120/120/360mm mit einem Drittel der zum Belastungsbeginn gemessenen Druckfestigkeit belastet. Die Belastung wurde während 90 Tagen konstant aufrecht erhalten. Gemessen wurde die Längenänderung an je zwei gegenüberliegenden Mantelflächen. Da während der Dauer des Kriechversuchs auch Verformung infolge Trocknungsschwinden auftritt, wird diese im Rahmen der Schwindmessungen ermittelte Verformung von der gemessenen Kriechverformung subtrahiert und so vom Trocknungskriechen auf das Grundkriechen geschlossen. Zur Ermittlung des spezifischen Grundkriechens wird schliesslich die gemessene Verformung durch die applizierte Druckspannung dividiert. Wie in *Kapitel 3.3.2* erläutert, lässt sich aus diesen Werten die Kriechfunktion J ermitteln und durch einen Potenzansatz mit den Fit-Parametern a und n beschreiben:

$$J(t) = at^n \tag{4.4}$$

Bruchenergie und Dehnungsentfestigungsverhalten

Die spezifische Bruchenergie wird aus den Ergebnissen von verformungsgesteuerten Keilspaltversuchen bestimmt. Das Verfahren ist in der RILEM Technical Recommendation AAC 13.1 beschrieben [*RILE 92*]. Die bei diesem Versuch in Abhängigkeit der zunehmenden Öffnung einer Kerbe des Probekörpers ermittelte Spaltkraft, erlaubt die

Integration dieser Kraft über die Verformung (Öffnung der Kerbe, Rissöffnung) und damit die Ermittlung der zur vollständigen Trennung der Probe notwendigen Energie. Wird der Betrag dieses Wertes durch die sogenannte Ligamentfläche (Rissfläche) dividiert erhält man die spezifische Bruchenergie. Die Probendimension beträgt 150/150/70mm und die Höhe der Ligamentfläche 67.5mm.

Für die Ermittlung des Dehnungsentfestigungsverhaltens aus den Daten des Keilspaltversuches ist eine inverse Analyse notwendig. Hiermit wird unter der Annahme einer Zugfestigkeit f_t , eines E-Moduls E und einer Entfestigungsfunktion $k(w_{cr})$, die abhängig von ihrem Typ durch bestimmte Parameter eindeutig beschrieben werden kann, mit Hilfe einer Finite-Elemente-Rechnung der Verlauf des Keilspaltversuches numerisch simuliert. Die Parameter werden so lange variiert, bis die Übereinstimmung zwischen Experiment und Simulation zufriedenstellend ist. *Abbildung 4.3* zeigt schematisch das Berechnungsverfahren der inversen Analyse.

In der Literatur finden sich unterschiedliche Entfestigungsfunktionen k sowohl für das diskrete als auch das verschmierte Rissmodell. Vom reinen Festigkeitskriterium mit vollständigem Verlust des Lasttragvermögens nach Erreichen der maximalen elastischen Dehnung abgesehen, stellt die lineare Entfestigung das einfachste Modell dar und wird durch die Werte der Zugfestigkeit f_t und maximalen fiktiven Rissöffnung $w_{cr, max}$ eindeutig beschrieben. Seine Anwendung eignet sich für homogene zementgebundene Werkstoffe wie Zementstein oder Feinstmörtel [*Trun 99*] und für die Beschreibung des Zugversagens einer Grenzfläche zwischen zwei Betonen/Mörteln (z.B. Untergrundbeton und Beschichtungsmörtel) [*Mart 01*]. Die bilineare Entfestigungsfunktion nach Hillerborg wird häufig auf Betone und Mörtel angewendet, da es der Ambivalenz des Bruchprozesses Rechnung trägt. Der erste Ast der Funktion kann hierbei als Beschreibung der fortschreitenden Mikrorissbildung und deren Zusammenschluss interpretiert werden, wohingegen der zweite Ast das Phänomen der Zuschlagskornverzahnung vor dem vollständigem Verlust des Lasttragvermögens repräsentiert [*Hill 76*]. Eine Verfeinerung dieses Modells stellt die multilineare Entfestigungsfunktion dar. Dies ermöglicht beispielsweise die Berücksichtigung eines Plateaus unmittelbar nach Erreichen der Zugfestigkeit oder eines sich durch eine Faserbewehrung ergebenden reduzierten Spannungsverlusts. Reinhardt hingegen schlägt eine Potenzfunktion als Modifikation der linearen Entfestigungsfunktion vor [*Rein 84*], während Hordijk, Corne-

lissen und Reinhardt eine kombinierte Polynom- und Exponentialfunktion zur Beschreibung der Entfestigung einführen [Corn 86].

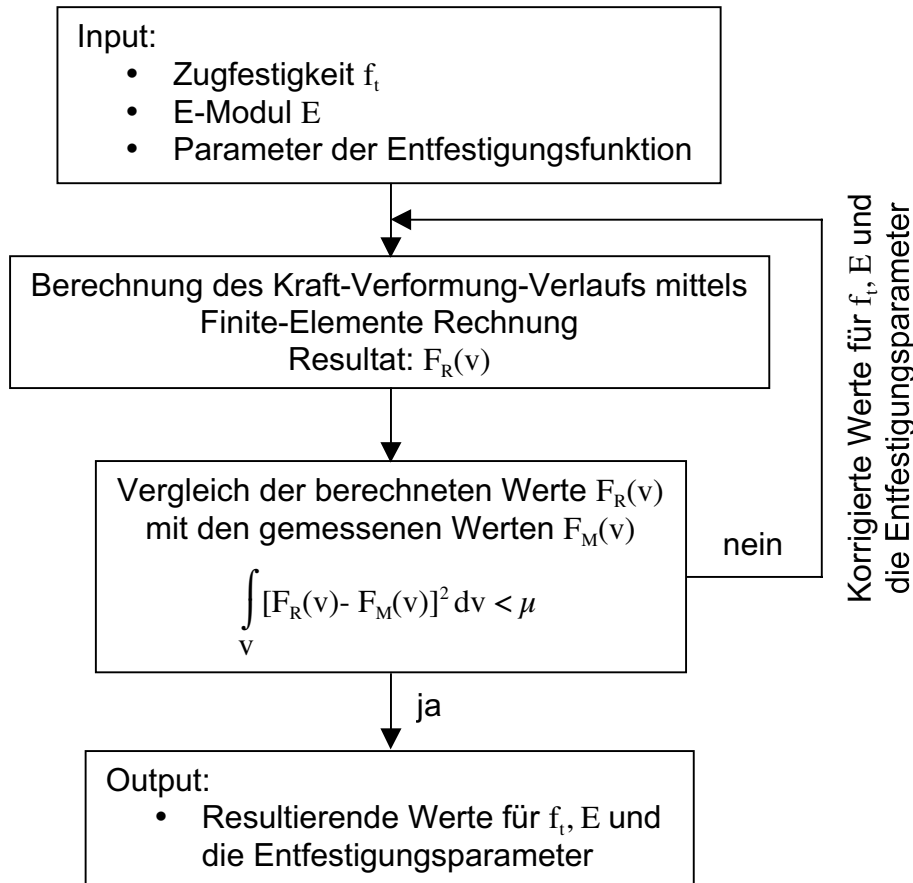


Abb. 4.3: Berechnungsverfahren zur inversen Analyse des Keilspaltversuchs

Hier wird für die inverse Analyse das diskrete Rissmodell und eine bilineare Entfestigungsfunktion gewählt. Für den Fall der faserbewehrten Betone M7 bis M9 findet sich in *Kapitel 5* eine detailliertere Diskussion der Möglichkeiten, das Entfestigungsverhalten zu beschreiben.

Abbildung 4.4 zeigt die Entfestigungsparameter bei Verwendung des bilinearen Ansatzes. Die Fläche unterhalb der Entfestigungskurve ergibt den numerisch ermittelten

Wert der spezifischen Bruchenergie, der mit demjenigen aus der Fläche unterhalb des Spaltkraft-Rissöffnungsdiagramms des Keilspaltversuchs übereinstimmen muss.

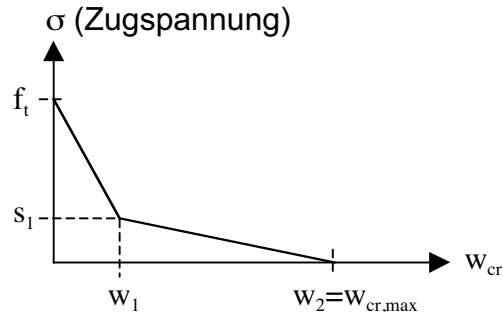


Abb. 4.4: Parameter der bilinearen Entfestigungsfunktion

4.2 Ergebnisse und Diskussion

Wenn nicht anders erwähnt, wurden sämtliche Messwerte an je 5 Probekörpern bestimmt. Im folgenden ist jeweils das arithmetische Mittel dieser Werte angegeben.

4.2.1 Frischbetoneigenschaften

Ein Studium der in der Literatur zu findenden Grenzwerte für die Fliesseigenschaften von SCC ergibt folgende Bandbreite für das Ausbreitmass S_f [cm] und die Trichterlaufzeit V_t [s].

$$65 \leq S_f \leq 75 \quad (4.5)$$

$$4 \leq V_t \leq 20 \quad (4.6)$$

In *Tabelle 4.5* sind die Resultate der Frischbetonkontrollen zusammengefasst. Ein Vergleich der ermittelten Werte für den Normal- und den hochfesten Beton (M1 und M2) zeigt die Auswirkung des Mikrosilikas und des tiefen Wasser-Bindemittel-Wertes auf die Packungsdichte und den Luftporengehalt, die sowohl zur steifen Konsistenz als auch zur hohen Festigkeit der Mischung M2 führen. Obwohl der Bindemittelgehalt

(Z+M) des hochfesten Betons 25% über demjenigen des Normalbetons liegt, führt die Reduktion des Wasseranspruchs infolge des Verflüssigers zu einem niedrigeren Bindemittelvolumen der Mischung M2 und bedingt dessen höhere Rohdichte.

Tab. 4.5: Ergebnisse der Frischbetonprüfungen

	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
S_f	-	-	73	70	75	69	68	70	65
V_t	-	-	6	9	11	13	11	13	15
VM	1.14	1.25	-	-	-	-	-	-	-
LP	1.25	0.85	1.50	2.10	1.40	3.40	1.80	2.50	4.50
ρ_0	2.370	2.458	2.356	2.350	2.371	2.348	2.330	2.305	1.950

Ein Vergleich der Mischungen M3 und M4 erlaubt Aussagen über den unterschiedlichen Einfluss von Flugasche und Kalksteinmehl als Füllstoff. Fließfähigkeit und -geschwindigkeit werden durch den Ersatz von Flugasche durch Kalksteinmehl ebenso reduziert wie die Rohdichte, deren Wert infolge des höheren Luftporengehaltes trotz der im Vergleich zur Flugasche (2.23 kg/dm^3) höheren Dichte des Kalksteinmehls (2.7 kg/dm^3) sinkt. Der auf die sphärische Form der Flugasche zurückzuführende Kugellagereffekt kann von der durch den Mahlprozess des Kalksteins gebrochenen Partikeloberfläche nicht in gleicher Form gewährleistet werden. Da die mittleren Partikelgrößen von Zement, Flugasche und Kalksteinmehl zudem in etwa identisch sind, können die durch die gebrochene Kalksteinoberfläche geschaffenen Hohlräume nicht durch Feststoffe gefüllt werden, weshalb der Luftporengehalt der Mischung M4 über derjenigen der Mischung M3 liegt.

Die Reduktion des Wasseranspruches durch eine Erhöhung des Verflüssigergehaltes zeigt die in *Kapitel 3.5.4* beschriebene Wirkung des Polycarboxylatethers. Während die Fließgeschwindigkeit sinkt, steigt die Fließfähigkeit des Betons M5. Obwohl der Wasser-Bindemittel-Wert gegenüber M3 reduziert ist, steigt der Luftporengehalt, was auf eine durch die höhere Viskosität (niedrigere Fließgeschwindigkeit) erschwerte Selbstentlüftung schliessen lässt. Dennoch steigt die Rohdichte im Vergleich zu M3, da

durch den um 12% reduzierten Wassergehalt mehr Zuschlagstoffe pro Volumeneinheit enthalten sind. Der Einsatz eines stabilisierenden Zusatzmittels (M6) erlaubt zwar eine Reduktion des Bindemittelgehaltes, führt in deren Folge jedoch zu einer reduzierten Stärke der die Zuschlagstoffe umgebenden Schmierschicht und so zu einer die Fließfähigkeit einschränkenden Häufung interpartikulärer Wechselwirkungen der Zuschläge. Um bei einem zu M3 identischen Wasser-Bindemittel-Wert die Grenzen der *Relation (4.5)* einzuhalten, musste der Verflüssigeranteil gesteigert werden, weshalb wiederum die Fließgeschwindigkeit von M6 im Vergleich zu M3 wesentlich niedriger ist.

M7 zeigt die durch den Faserkurzschnitt verursachte Beeinflussung der Frischbetoneigenschaften im Vergleich zu M3. Die in *Kapitel 3.5.5* beschriebene Faser-Faser-Wechselwirkung spielt hierbei die entscheidende Rolle, da die Faserlänge (12 mm) kleiner ist als der Grösstkorndurchmesser der Zuschläge (16 mm). Fließfähigkeit und Fließgeschwindigkeit werden reduziert, wohingegen Luftporengehalt und Rohdichte nur geringfügig beeinflusst werden. Die Wirkung höherer Bindemittel- und Fasergehalte zeigen die Werte der Mischung M8. Bezüglich der Fließfähigkeit kompensieren sich die Wirkungen des niedrigen Zuschlagstoff- und hohen Fasergehaltes, wohingegen die Fließgeschwindigkeit sinkt, was ebenfalls durch den hohen Anteil an Kalksteinmehl bedingt ist. Hoher Luftporengehalt und niedrige Rohdichte sind auf den hohen Gesamtbindemittelgehalt zurückzuführen. Mischung M9 wurde so konzipiert, dass das in *Kapitel 6* genauer beschriebene Phänomen der multiplen Rissbildung auftritt, dies ist nur mit hohen Gehalten feiner Fasern möglich, die, obwohl keine Zuschlagstoffe zum Einsatz kommen, die Flieseigenschaften so stark beeinträchtigen, dass das Ausbreitmass die Grenze der Selbstverdichtbarkeit erreicht. Eine detailliertere Auseinandersetzung mit der Wirkung der Fasern auf die Flieseigenschaften findet sich in *Kapitel 5*.

4.2.2 Hygrische Eigenschaften

4.2.2.1 Globaler Feuchtetransportkoeffizient

Abbildung 4.5 zeigt die Trocknungskurven der Mischungen M1 bis M3. Deutlich ist zu erkennen, dass für den Gesamtwassergehalt $w(M1)_{\max} > w(M3)_{\max} > w(M2)_{\max}$ gilt

und dass die Trocknungsgeschwindigkeit in derselben Reihenfolge abnimmt. Obwohl

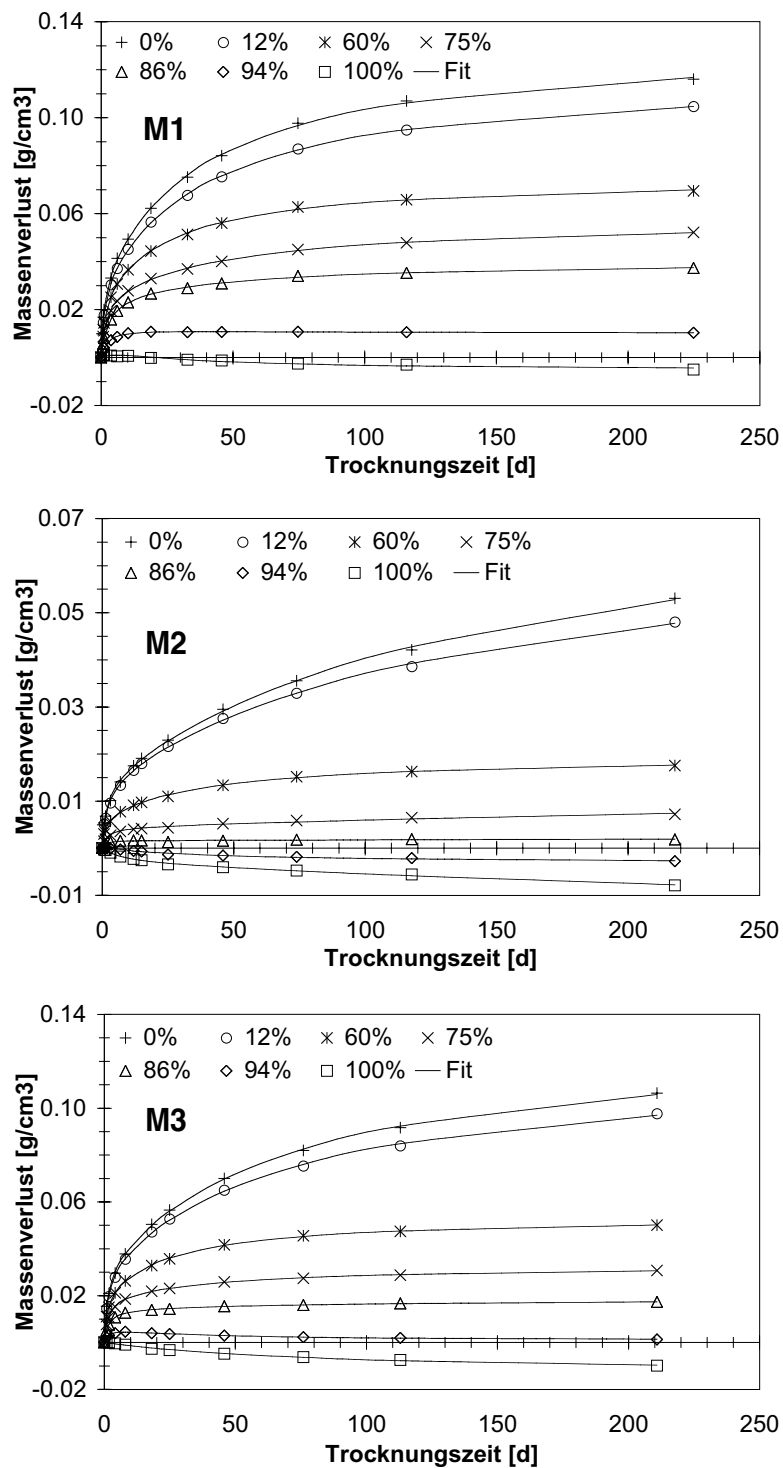


Abb. 4.5: Austrocknungskurven M1, M2 und M3

die Probekörper zwischen Herstellung und Messbeginn in einer Umgebungsluftfeuchte von 100% gelagert wurden, zeigt sich bei M2 und M3 bei hohen relativen Feuchten statt eines Austrocknungsprozesses eine Massenzunahme. Bei M3 ist zu beobachten, dass dieser Prozess bei 94% erst nach einer Zeit von ca. 10 Tagen beginnt. Dieses Phänomen besagt, dass ein Feuchtetransport in der der Austrocknung entgegengesetzten Richtung auftritt, was nur möglich ist, wenn im Innern der Probe eine Reduktion des Feuchtepotentials stattfindet. Ursache hierfür ist die bei niedrigen Wasser-Bindmittel-Werten auftretende endogene Trocknung (siehe *Kapitel 3.2.1*), deren Verläufe weiter unten diskutiert werden.

Da sich M3 und M7 nur durch eine niedrige Menge Polymerfasern unterscheiden, sind bei der Bestimmung der hygrischen Eigenschaften keine Unterschiede feststellbar, weshalb im folgenden auf die Darstellung der Werte für M7 verzichtet wird.

Aus den extrapolierten Endwerten der Trocknungskurven können nun die Sorptionsisothermen bestimmt werden, die den für einen Werkstoff charakteristischen funktionalen Zusammenhang zwischen Gleichgewichtswassergehalt und relativer Feuchte angeben und die zentrale Aussage der Trocknungsversuche darstellen. Aus diesem Grund werden die Trocknungskurven der Mischungen M4 bis M9 nicht dargestellt und lediglich der Verlauf der Sorptionsisothermen (siehe *Abbildung 4.6*) diskutiert. Für den Normal- und den hochfesten Beton (M1 und M2) ist deutlich ein S-förmiger Verlauf zu erkennen, der darauf zurückzuführen ist, dass die Feuchteadsorption im porösen Gefüge des Betons durch zwei unterschiedliche Prozesse gesteuert wird. Bei niedrigen relativen Feuchten (im unteren Bereich der Kurve) wird eine erste Molekülschicht Wasser auf der inneren Werkstoffoberfläche angelagert, indem Wasserdampf in den freien Porenraum aufgenommen wird. Bei höheren Feuchten werden weitere Wassermolekülschichten durch Oberflächenkräfte an den Porenwänden angelagert. Die Aufnahme dieser sogenannten Sorptionsfeuchte wurde von Brunauer, Emmett und Teller mit Hilfe der BET-Gleichung beschrieben, die bis zu einer relativen Feuchte von ca. 70% den Zusammenhang beschreibt. Steigt die relative Feuchte auf Werte über 70%, beginnt in den feinen Poren Kapillarkondensation, die mit weiter wachsendem Feuchtepotential auch in immer grösseren Poren stattfindet, da der relative Dampfdruck, bei dem dieser Prozess beginnt, vom Porenradius abhängig ist. In diesem Bereich ist der Zusammenhang durch die Kelvin-Gleichung gegeben. Das durch Kapillarkondensation aufgenom-

mene Wasser ist im Gegensatz zur Sorptionsfeuchte nicht durch Oberflächenkräfte gebunden und wird deshalb auch als ungebundenes Wasser bezeichnet.

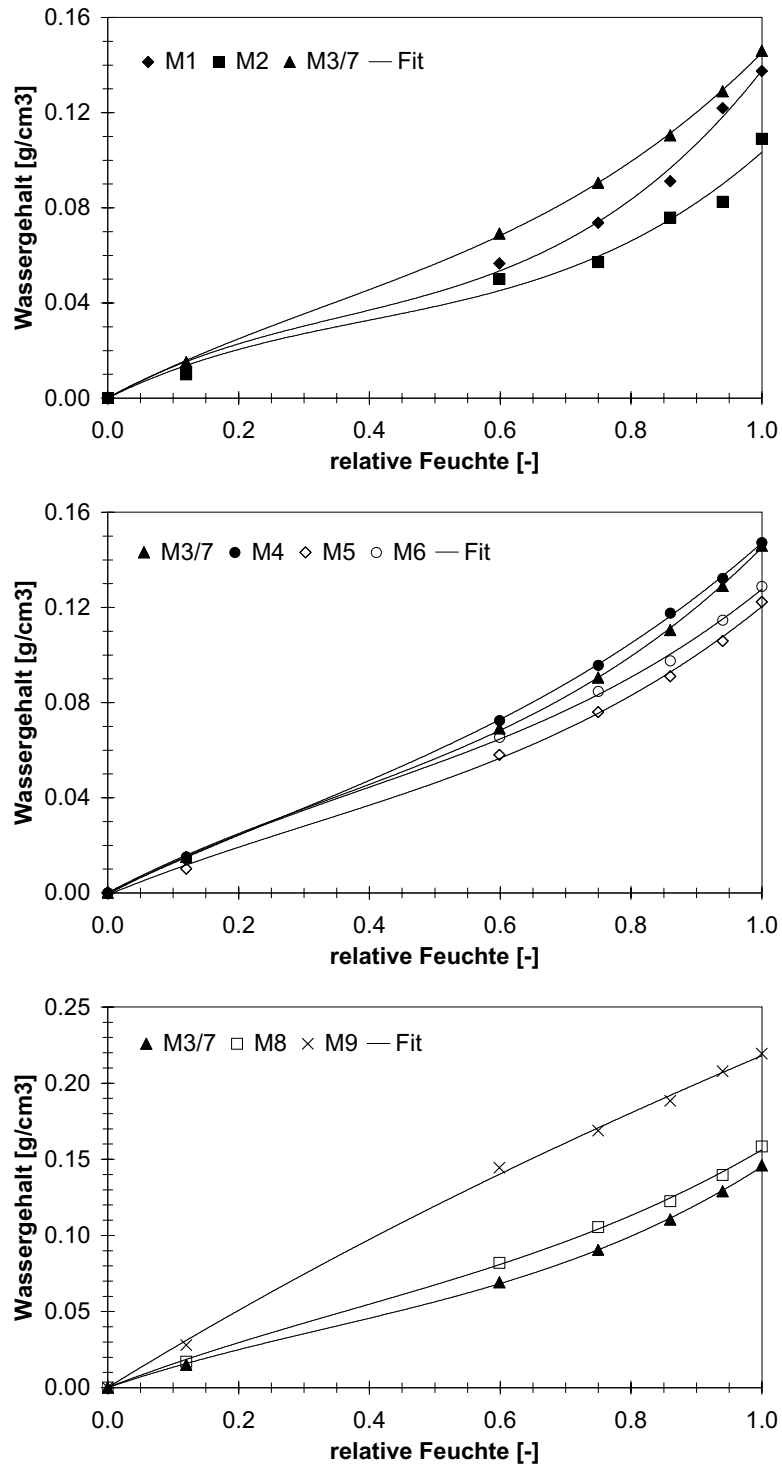


Abb. 4.6: Sorptionsisothermen (Gleichgewichtswassergehalte)

Bei den Sorptionsisothermen der Mischungen M3 bis M9 fällt auf, dass deren Verlauf weniger S-förmig ausgeprägt ist, sondern vielmehr linear verläuft und der infolge Kapillarkondensation zu erwartende steilere Anstieg der Kurve überhalb 70% kaum erkennbar ist. Dies lässt darauf schliessen, dass die Porengrössenverteilung der SCC sich von derjenigen konventioneller Betone unterscheidet. Verantwortlich hierfür ist deren hoher Anteil an puzzolanisch reagierender Flugasche, die ein im Vergleich zum hydratisierten Zement wesentlich dichteres CSH-Gel-Gefüge bildet. Da der Wasseranspruch der Flugasche bezüglich der Verarbeitbarkeit jedoch mit derjenigen des Zementes vergleichbar, der Wasserverbrauch durch die puzzolanische Reaktion aber im Vergleich zur Hydratationsreaktion niedrig ist, weisen SCC einen hohen Anteil an Kapillarporen auf. Die Kelvin-Gleichung ergibt nun, dass bei 99% relativer Feuchte alle Poren bis zu einem Durchmesser von $0.1 \mu\text{m}$ mit ungebundenem Wasser gefüllt sind. Dies legt die Vermutung nahe, dass der Anteil an Poren, deren Durchmesser darüber liegt, bei SCC hoch ist. Rougeau, Maillard und Dippe bestätigen diese Vermutung, indem sie die Porengrössenverteilung an hochfesten und selbstverdichtenden Betonen bestimmen [Roug 99]. Wird ein Teil der Flugasche durch inertes Kalksteinmehl ersetzt, wird die lineare Ausprägung der Isotherme noch deutlicher (M4 und M8). Eine Reduktion des Wasser-Bindemittelwertes (M5) hingegen bewirkt erwartungsgemäss das Gegenteil. Der Einsatz von HPMC-Stabilisatoren bei gleichem W/B-Wert bewirkt abgesehen vom niedrigeren Maximalwassergehalt keine messbaren Änderungen. Die Mischung M9 hingegen zeigt das beschriebene Verhalten sehr deutlich, was auf den hohen Anteil inertes Kalksteinmehls (33 Massen-%) zurückzuführen ist.

Die Reduktion des Feuchtepotentials infolge endogener Trocknung und der dadurch verursachte innere Wasserverbrauch der Mischungen M2, M5 und M9 sind in Abbildung 4.7 dargestellt und bestätigen die Abhängigkeit dieses Phänomens vom Massenverhältnis zwischen Wasser und reaktivem Bindemittel (Zement, Mikrosilika und Flugasche) W/B. Die Werte des Wasserverbrauchs werden durch Umrechnung der mit kapazitiven Sonden bestimmten Feuchtepotentialen mit Hilfe der Sorptionsisothermen ermittelt. Bei den Mischungen M1, M3, M4, M6, M7 und M8 liegen diese Werte zwischen 0.99 und 1.0 und damit an der Messbereichsgrenze des verwendeten Sondentyps. Endogene Trocknung wird bei selbstverdichtenden Betonen (M5 und M9) demzufolge nur durch hohe Verflüssigergehalte erreicht, die im Bereich des

Sättigungspunktes liegen und ist bezüglich ihres Ausmasses nicht mit demjenigen hochfester Betone (M2) vergleichbar.

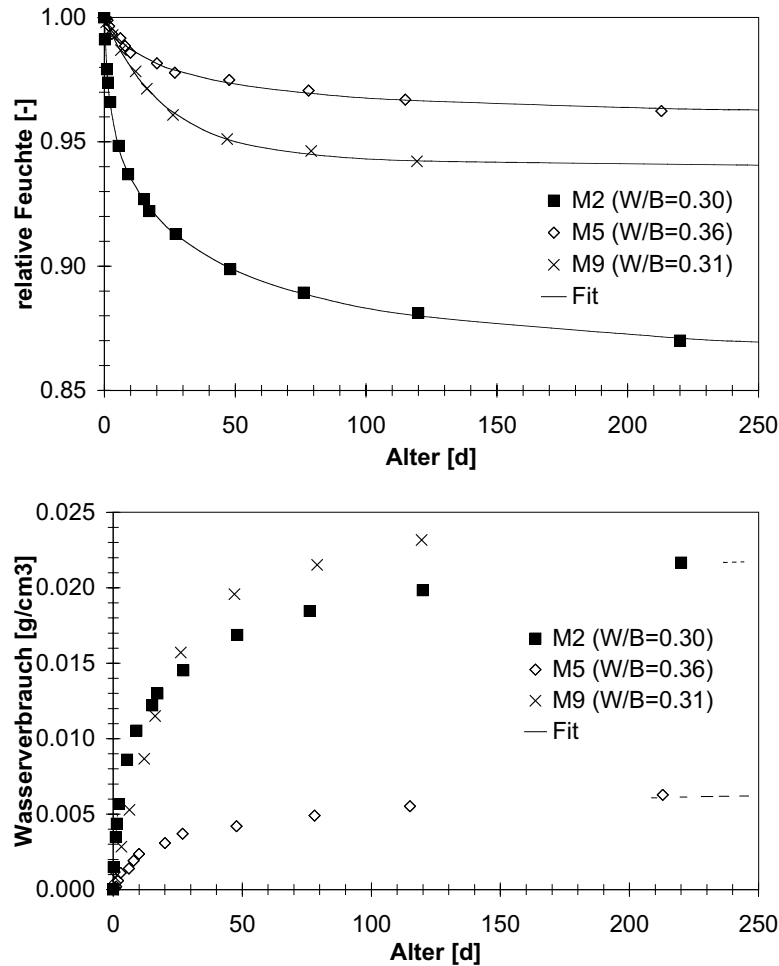


Abb. 4.7: Endogene Trocknung

Mit den bisher dargestellten Ergebnissen sind die Input-Größen zur Bestimmung des globalen Feuchtetransportkoeffizienten $D(w)$ nach *Abbildung 4.2* gegeben. Die endogene Trocknungsfunktion $Q(t)$ entspricht hierbei dem in *Abbildung 4.7 (unten)* dargestellten Verlauf. Die so für $D(w)$ erhaltenen Funktionen erlauben die Berechnung der experimentell bestimmten Austrocknungskurven. Selbst die durch endogene Trocknung verursachten Massenzunahmen der Probekörper der Mischungen M2, M5 und M9 bei hohen Feuchten werden zufriedenstellend wiedergegeben. Mit Hilfe der Sorptionsisotherme kann der Transportkoeffizient schliesslich als Funktion des Feuchtepo-

tentials angegeben werden. Die entsprechenden Exponentialfunktionen in der Form von Gleichung (3.5) sind in Abbildung 4.8 dargestellt.

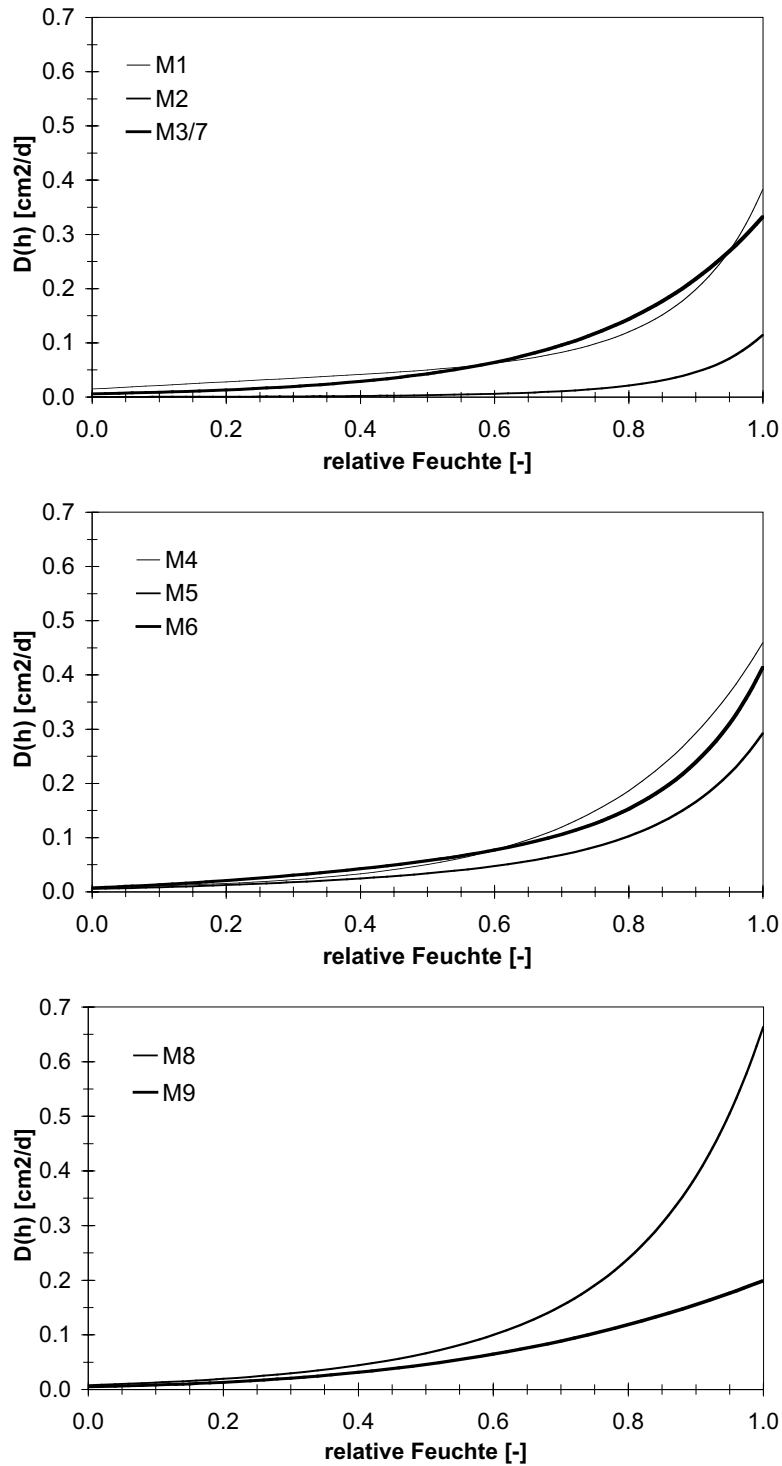


Abb. 4.8: Globale Feuchtetransportkoeffizienten $D(h)$

Beim Vergleich der Transportkoeffizienten von M1, M2 und M3 fällt auf, dass derjenige des hochfesten Betons (M2) niedrig ist, jedoch eine ausgeprägte Abhängigkeit vom Feuchtepotential aufweist. Der infolge des Mikrosilikas und des tiefen W/B-Wertes dieses Betons hohe Anteil an Gel- und Mikroporen bei niedriger Gesamtporosität und die ausgeprägte endogene Trocknung reduzieren die Geschwindigkeit der Feuchtediffusion bei relativen Feuchten bis ca. 80% auf einen Bruchteil derjenigen von Normal- und selbstverdichtendem Beton, wohingegen bei höheren Feuchtepotentialen der relative Unterschied abnimmt. Die Mischungen M1 und M3 unterscheiden sich im Gegensatz dazu nur wenig, wobei die Abhängigkeit vom Feuchtepotential bei M3 sogar weniger deutlich ausgeprägt ist. Dies bestätigt den nahezu linearen Verlauf der Sorptionsisotherme von M3 und den hohen Anteil an Poren, die auch bei hohen Feuchten infolge ihres Durchmessers nicht durch Kapillarkondensation füllbar sind. Der Ersatz von Flugasche durch Kalksteinmehl bei konstantem Wassergehalt (M4) erhöht den Transportkoeffizienten im gesamten Feuchtebereich, wohingegen eine Reduktion der Flugasche bei identischem W/B-Wert (M6) zu einer Reduktion bei hohen Feuchtepotentialen führt. Eine Reduktion des W/B-Wertes (M5) bestätigt die auch bei M2 festgestellte höhere Abhängigkeit des Transportkoeffizienten von der relativen Feuchte mit steigendem Feuchtepotential. Für hohe Bindemittel- und Fasergehalte (M8) ergeben sich deutlich höhere Maximalwerte, was auf einen hohen Anteil an Makro- Meso- und Mikroporen schließen lässt. Eine Besonderheit ist bei M9 festzustellen, dessen Transportkoeffizient auch bei hohen Feuchten keine überproportionale Steigerung aufweist. Im wesentlichen handelt es sich bei diesem Beton um ein faserverstärktes Bindemittel ohne Zuschläge, das demzufolge keine Grenzflächenübergangszonen zwischen Matrix und Zuschlagskörnern aufweist, deren Porosität im Vergleich zum ungestörten Bindemittel höher ist.

Auf eine detailliertere Diskussion der Feuchtetransportmechanismen anhand der gemessenen Daten wird verzichtet, da es für den weiteren Verlauf der Arbeit ausreichend ist, mit den bestimmten Diffusionskoeffizienten, die Feuchteverteilung in trocknenden Betonbauteilen berechnen zu können. Die zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Austrocknungskurven soll als Rechtfertigung hierfür ausreichen. Eine tiefergehende Auseinandersetzung mit diesem Thema findet sich z.B. bei Pleinert [Plei 98] und deren Anwendung auf zementgebundene Werkstoffe unter anderem bei Martinola [Mart 00].

4.2.2.2 Hygrischer Ausdehnungskoeffizient

Um anhand der orts- und zeitabhängigen Feuchteverteilung, die sich nun mit Hilfe der *Gleichung (3.2)* bestimmen lässt, die dadurch verursachten Verformungen berechnen zu können, wurde anhand der Schwindkurven der Verlauf des hygrischen Ausdehnungskoeffizienten für Feuchtepotentiale zwischen 50 und 100% bestimmt.

Exemplarisch sind in *Abbildung 4.9* die zeitabhängigen Schwindverformungen der Mischungen M1 bis M3 dargestellt. Vergleichbar mit der bei den Austrocknungskurven zu beobachtenden Massenzunahme der Mischung M2 zeigt sich hier bei hohen Umgebungsluftfeuchten ein Quellvorgang, der auf eine Feuchtigkeitsaufnahme infolge endogener Trocknung zurückzuführen ist. Messungen des endogenen Schwindens bestätigen diesen Prozess für die Mischungen M2, M5 und M9. Da die endogene Trocknung und damit auch das endogene Schwinden ortsunabhängig stattfinden, verursacht dieser Teil der Schwindverformung keine Verformungsgradienten und reduziert demzufolge das Risiko der Oberflächenrissbildung. In selbstverdichtenden Betonen jedoch kann endogenes Schwinden nur durch hohe Verflüssiger- und niedrige Wassergehalte erreicht werden (M5). Wie in Kapitel 3.5.4 beschrieben, führt dies jedoch zu hohen Viskositätswerten und damit zu niedrigen Fließgeschwindigkeiten, was nicht für alle Applikationen geeignet ist.

Den Schwindkurven der Mischung M3 bei Umgebungsluftfeuchten von 100% zu Folge, sollte auch hier endogenes Schwinden messbar sein. Da dies nicht bestätigt werden konnte, ist der leichte Quellprozess in diesem Fall auf einen Feuchteverlust der Probekörper bei deren Vorbereitung zurückzuführen.

Die aus den Schwindkurven ermittelten Endwerte des Schwindmasses werden nun in Abhängigkeit der relativen Feuchte aufgetragen. Die resultierende Kurve, deren Verlauf in etwa demjenigen eines Polynoms fünften Grades entspricht, ist für die Mischungen M2, M5 und M9, die zusätzlich endogen schwinden, in *Abbildung 4.10* dargestellt. Die Koordinaten der dicht beieinander liegenden Messpunkte (M9) bei hohen Feuch-

tegehalten stammen hierbei von den Ergebnissen der Bestimmung des endogenen Trocknens (Abszissenwerte) und des endogenen Schwindens (Ordinatenwerte).

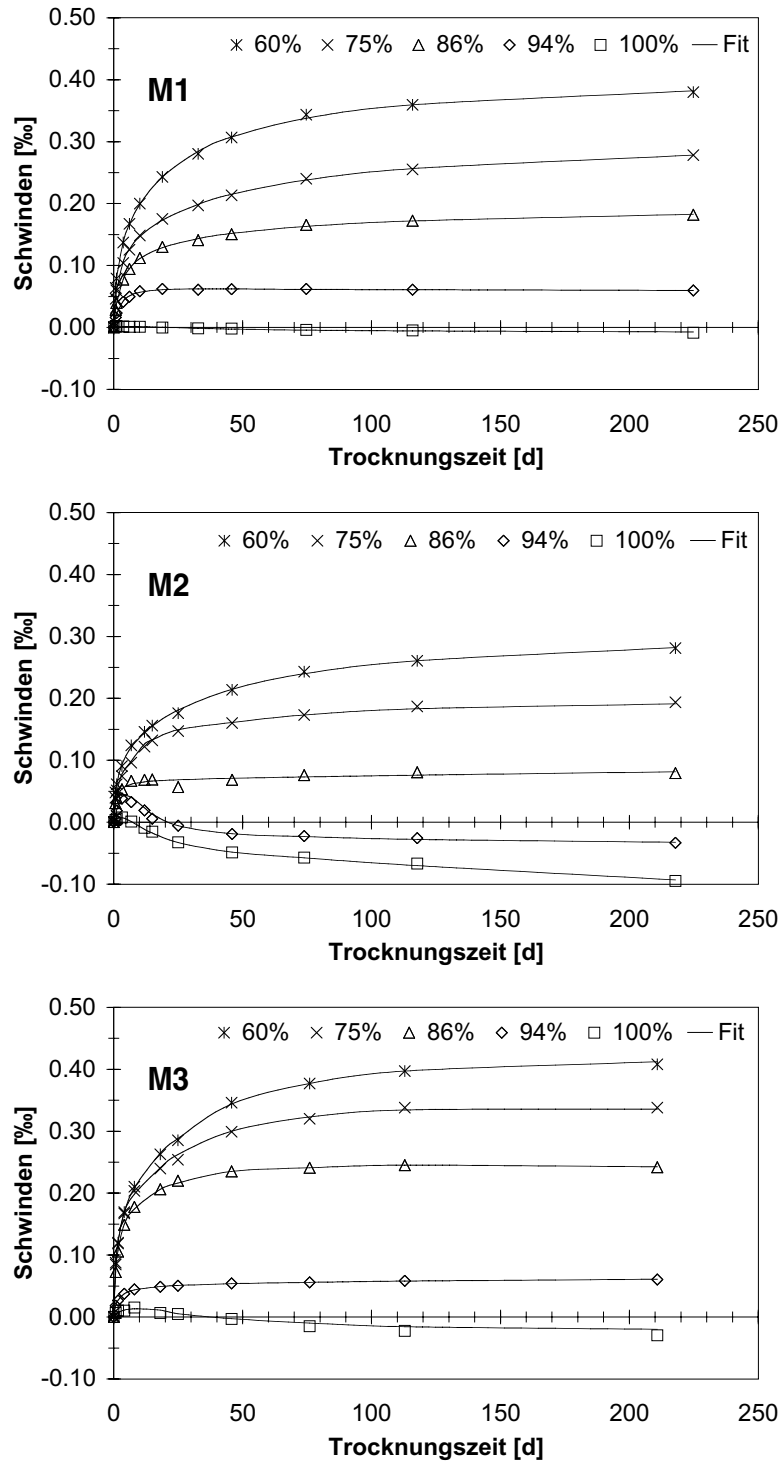


Abb. 4.9: Schwindkurven M1, M2 und M3

Es ist zu erkennen, dass sie dem Verlauf der Endschwindmasskurve exakt folgen. Der Verlauf dieser Kurven ist im betrachteten Bereich zweiteilig. Während sie im Bereich zwischen 40 und 70% relativer Feuchte flach verläuft, wird ihre Steigung bei höheren Feuchtepotentialen grösser. Dies entspricht dem aufgrund des Münchner Modells zu erwartenden Verlauf (siehe *Kapitel 3.2.2*).

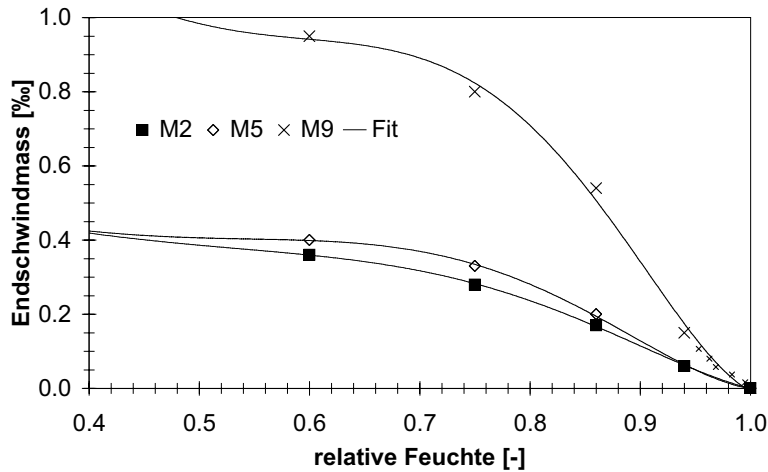


Abb. 4.10: Endschwindmasskurven für M2, M5 und M9

In *Tabelle 4.6* sind die Endwerte des endogenen ($\varepsilon_{\text{end}}^{\infty}$) und des Trocknungsschwindens ($\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(h)$) für unterschiedliche Gleichgewichtsfeuchtepotentiale zusammengefasst:

Tab. 4.6: Endschwindmasse [Promille]

	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.6)$	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.75)$	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.86)$	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.94)$	$\varepsilon_{\text{end}}^{\infty}$
M1	0.421	0.323	0,208	0.068	-
M2	0.363	0.281	0.168	0.060	0.081
M3/7	0.452	0.375	0.275	0.092	-
M4	0.440	0.381	0.237	0.079	-
M5	0.420	0.328	0.207	0.071	0.042
M6	0.460	0.400	0.253	0.090	-

Tab. 4.6: Endschwindmasse [Promille]

	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.6)$	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.75)$	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.86)$	$\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.94)$	$\varepsilon_{\text{end}}^{\infty}$
M8	0.532	0.452	0.285	0.081	-
M9	0.950	0.800	0.541	0.149	0.350

Wie nun der Werkstoff während eines Trocknungsprozesses auf die entsprechende Änderung des Feuchtepotentials reagiert, lässt sich besser an den in *Abbildung 4.11* dargestellten hygri-schen Ausdehnungskoeffizienten ablesen, die aus diesen Werten ermittelt werden können. Es ist deutlich die starke Abhängigkeit von der relativen Feuchte zu erkennen.

Anhand der dargestellten Verläufe wird ersichtlich, wie durch ein hohes Mass an endogenem Schwinden eine weitere Reduktion des Rissbildungsrisikos erreicht werden kann. Es bewirkt nicht nur einen flacheren Gradienten der Schwindverformung im oberflächennahen Bereich, sondern führt auch dazu, dass der Beton durch innere Trocknung ein Feuchtepotential erreicht, in dessen Bereich die durch weiteren Feuchteverlust verursachte Schwindverformung gegenüber hohen Feuchtepotentialen kleinere Werte erreicht.

Beachtet man, dass die Fläche unterhalb der Kurve mit der unteren Grenze x dasjenige Endschwindmass darstellt, das bei einer Austrocknung vom gesättigten Zustand bis zur Feuchte x erreicht wird, lassen sich die wesentlichen Unterschiede des Schwindverhaltens der untersuchten Betone diskutieren. Das hygri-sche Schwinden zwischen 100 und 80% relativer Feuchte liegt bei allen SCC sowohl über demjenigen des Nor-

mal- als auch des hochfesten Betons. Unterhalb von 80% verhält es sich umgekehrt.

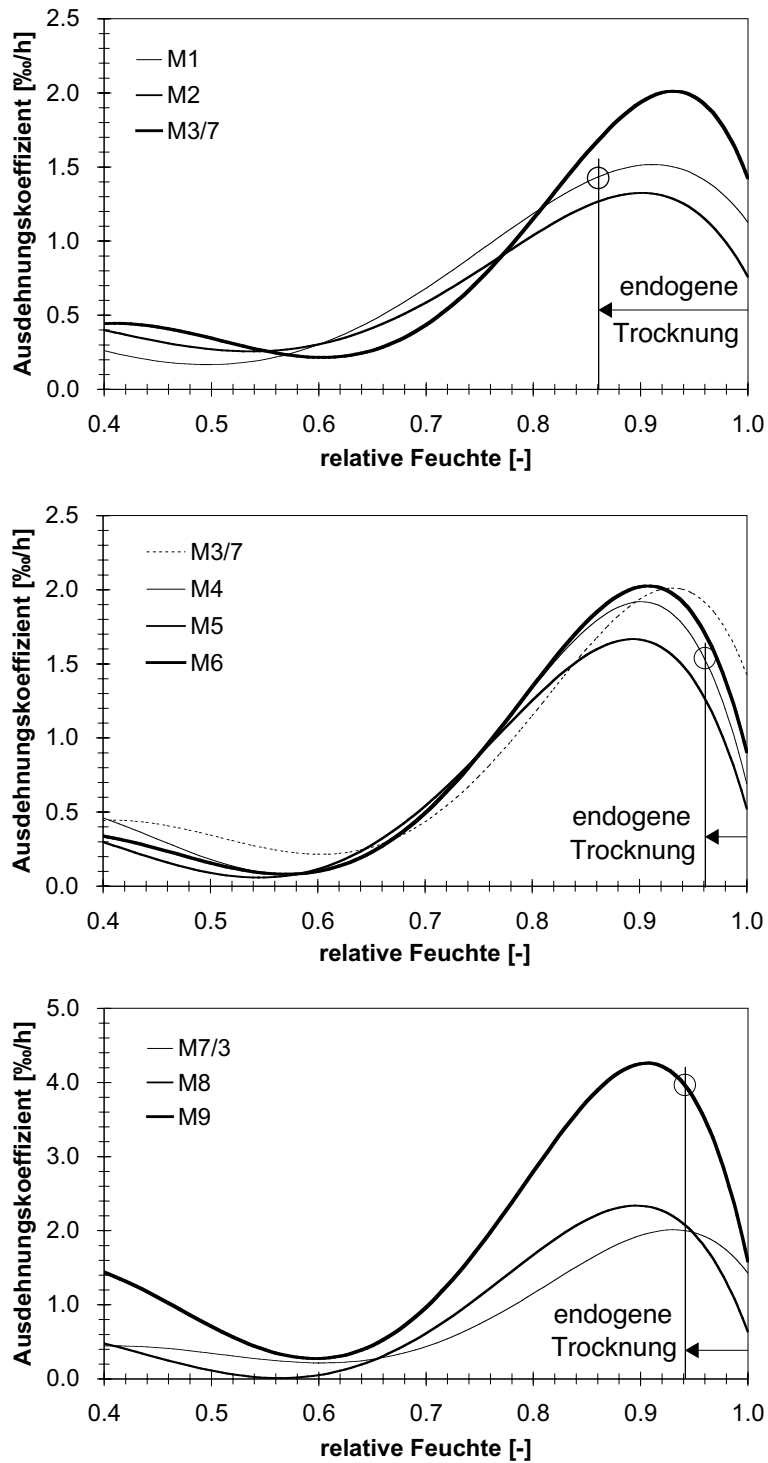


Abb. 4.11: Hygrische Ausdehnungskoeffizienten und Ausmass der endogenen Trocknung für

Dem Münchner Modell zur Folge beruht das Schwinden bei relativen Feuchten überhalb von 80% ausschliesslich auf einer Erhöhung des Spaltdrucks innerhalb des Xero-gels, während bei niedrigeren Feuchten, zusätzlich die durch den adsorbierten Wasserfilm reduzierte Oberflächenenergie Einfluss auf das Ausmass der Schwind- bzw. Quellverformung hat. Bei den selbstverdichtenden Betonen scheint der erste Prozess einen grösseren Anteil am Gesamtschwinden einzunehmen.

Allgemein ist festzustellen, dass die Endschwindmasse aller selbstverdichtenden Be- tone bei 60% relativer Feuchte über denjenigen des Normalbetons (M1) liegen. Eine Reduktion ist weder durch den Teilersatz der puzzolanisch reagierenden Flugasche durch einen inerten Füllstoff (Kalksteinmehl), noch durch die Reduktion des Fluga- scheanteils mittels stabilisierenden Zusatzmitteln möglich. Im ersten Fall (M4) ist dies darauf zurückzuführen, dass der Wassergehalt konstant gehalten werden musste, um die Verarbeitbarkeit zu gewährleisten, weshalb der effektive W/B-Wert steigt und der durch die Flugaschereduktion erzielte Effekt kompensiert wird. Im zweiten Fall (M6) sinkt zwar der Bindemittelgehalt bei konstantem W/B-Wert, die sterische Wirkungswei- se des HPMC-Stabilisators jedoch führt zu einem weniger dichten CSH-Gel-Gefüge. Auch hier findet eine Kompensation zweier gegenläufiger Einflüsse statt.

Die Mischungen M2 und M5 zeigen, dass unter den betrachteten Variationen lediglich eine Reduktion des W/B-Wertes durch den Einsatz hoher Verflüssigungsmengen eine messbare Reduktion des Endschwindmasses ermöglicht. Im Gegensatz zu den in der Literatur zu findenden Endschwindmassen selbstverdichtender Betone allerdings fal- len die hier bestimmten Werte vergleichsweise niedrig aus und liegen bis lediglich 10% über denen des konventionellen Betons. Grund hierfür ist ein häufig angewendetes Mix-Design-Verfahren, das einen relativ hohen Bindemittelgehalt zur Folge hat (siehe *Kapitel 2.3*). Mischung M8 entspricht einem so entworfenen Beton und weist ein End- schwindmass auf, das um 20% höher liegt als dasjenige von M3 und sogar 28% über dem des Normalbetons (M1). Wie erwartet, weist Mischung M9 (nur Zement und Füllstoffe) mit 0.95mm/m das mit Abstand höchste Schwindmass auf. Selbstverdicht- barkeit und hohe Fasergehalte machen also Rezepturen nötig, die zwangsläufig mit hohen Schwindwerten gekoppelt sind.

4.2.3 Mechanische Eigenschaften

4.2.3.1 Festigkeiten und E-Modul

Die Werte der mechanischen Werkstoffparameter sind in *Tabelle 4.7* für je drei Alter angegeben. Die Standardabweichung liegt für alle Messungen unterhalb von 3%. Die Bruchenergien der faserverstärkten Betone M7, M8 und M9 werden in *Kapitel 5* diskutiert.

Tab. 4.7: Werte der Druck- und Spaltzugfestigkeiten (f_c , f_s) und E-Moduli E

Alter	f_c [MPa]			f_s [MPa]			E [GPa]		
	7d	28d	90d	7d	28d	90d	7d	28d	90d
M1	30.2	39.7	45.6	2.45	2.58	2.78	30.1	31.5	32.2
M2	67.8	80.4	82.4	3.95	4.15	4.31	40.2	42.8	44.2
M3	41.2	52.1	63.2	3.11	3.41	3.76	30.9	33.1	34.8
M4	39.1	46.3	52.2	2.73	3.00	3.31	33.1	34.2	35.1
M5	47.9	59.6	74.6	3.28	3.60	3.97	35.3	36.1	36.9
M6	40.7	50.1	59.0	2.69	2.96	3.15	31.2	32.3	33.1
M7	41.0	50.9	61.8	3.05	3.36	3.80	27.6	30.7	33.7
M8	39.4	53.4	63.7	2.79	3.00	3.38	27.1	29.3	33.0
M9	39.7	59.9	75.2	2.90	3.18	3.6	15.4	18.5	20.5

Aufgrund der kleinen Anzahl untersuchter Betone ist es nicht möglich, einen statistisch abgesicherten Zusammenhang zwischen Rezeptur und mechanischen Kenngrößen zu ermitteln. Es lassen sich jedoch einige Tendenzen erkennen, die kurz aufgezeigt werden sollen:

Nimmt man an, dass eine Steigerung des Luftporengehaltes um 1% dieselbe Festigkeitsreduktion bewirkt wie eine Steigerung des W/B-Wertes um 0.02 und trägt man die 28-Tage-Druckfestigkeit über den so korrigierten Wert auf, so ergibt sich der in *Abbildung 4.12* dargestellte Zusammenhang mit guter Korrelation. Die zur Korrektur der W/B-Werte verwendeten Luftporengehalte stammen aus *Tabelle 4.4*. Da das Bindemittel

der SCC zwischen 15 und 50% Flugasche enthält, verläuft die Kurve verglichen mit der alleinigen Verwendung von Zement wesentlich flacher und im Bereich zwischen W/B-Werten von 0.36 und 0.56 beinahe linear. Während sich für die 3-Tage-Werte der Druckfestigkeit ein ähnliches Bild ergibt, liegen die 90-Tage-Werte für die selbstverdichtenden Betone relativ zu M1 und M2 höher. Dies ist auf die im Vergleich zur Zementhydratation langsamer verlaufende puzzolanische Reaktion der Flugasche zurückzuführen.

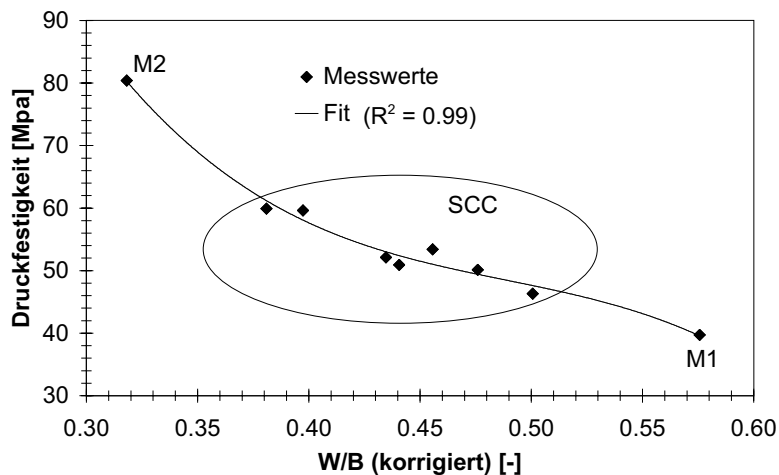


Abb. 4.12: 28-Tage-Druckfestigkeit als Funktion des W/B-Wertes

Die Werte der Spaltzugfestigkeiten liegen für alle Mischungen zwischen 5.3 und 6.5% der jeweiligen Druckfestigkeitswerte, wobei keine eindeutige Korrelation zur Betonzusammensetzung erkennbar ist. Lediglich die tiefen Werte der Mischung M9 lassen sich auf die infolge des hohen Fasergehaltes ebenfalls hohe Fehlstellendichte zurückführen. Der Beitrag der Fasern zum Lasttragvermögen wird bei der Bestimmung der Spaltzugfestigkeit nicht erfasst, da die Versuche kraftgesteuert ablaufen und infolge des plötzlichen Kraftabfalls beim Versagen der Matrix abgebrochen werden, unabhängig davon, ob bei grösseren Verformungen ein Beitrag der Fasern messbar wäre.

Da der E-Modul eines Kompositwerkstoffes wie Beton als gewichtete Summe der Steifigkeiten seiner Komponenten bestimmt werden kann, und der E-Modul der Bindemittelmatrix verglichen mit dem der Zuschlagstoffe klein ist, weist die Mischung M9 (keine Zuschläge) einen im Vergleich zu ihrer Druckfestigkeit kleinen E-Modul auf. Für die an-

deren selbstverdichtenden Betone ist, da ihr Volumenanteil an Bindemittel verglichen mit konventionellen Betonen hoch ist, auch das Verhältnis von Druckfestigkeit zu E-Modul grösser. In *Abbildung 4.13* liegen aus diesem Grund die Messpunkte der SCC unterhalb des in verschiedenen Normen als Zusammenhang zwischen diesen beiden Grössen angegebenen konkaven Bogens zwischen M1 und M2. Wie bei der Spaltzugfestigkeit ist auch beim E-Modul aufgrund der in vielen Punkten unterschiedlichen Rezepturen eine Quantifizierung des Zusammenhangs nicht möglich.

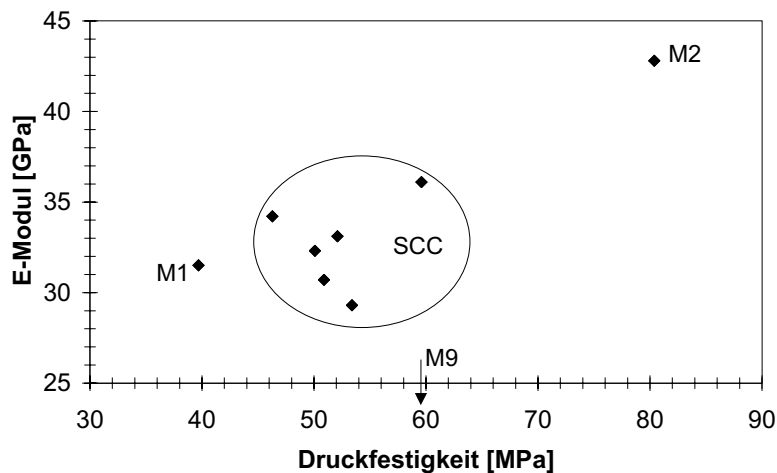


Abb. 4.13: Zusammenhang zwischen E-Modul und Druckfestigkeit (28d)

4.2.3.2 Kriechen

Abbildung 4.14 zeigt das in *Kapitel* beschriebene spezifische Grundkriechen der untersuchten Mischungen in doppelt-logarithmischer Darstellung. Da die relevanten Unterschiede an den Ergebnissen derjenigen Messungen, die bei einem Beton-Alter von 3 Tagen begonnen wurden, ausreichend deutlich werden, wird auf eine Darstellung der im Alter von 28 Tagen begonnenen Messungen verzichtet. Ausserdem erweist sich die Möglichkeit, als Kriechfunktion einen Potenzansatz zu wählen, als geeignet.

Wie andere zeitabhängige Verformungsparameter, wie beispielsweise das Schwinden, wird auch das Ausmass der Kriechverformung primär von der Beschaffenheit und dem Volumenanteil des Bindemittels beeinflusst. Der hochfeste Beton (M2) mit einem infolge seines tiefen W/B-Wertes und dem zur Anwendung gekommenen Mikrosilika

äußerst dichten Gefüge und einer niedrigen Gesamtporosität zeigt die mit Abstand kleinste Kriechverformung.

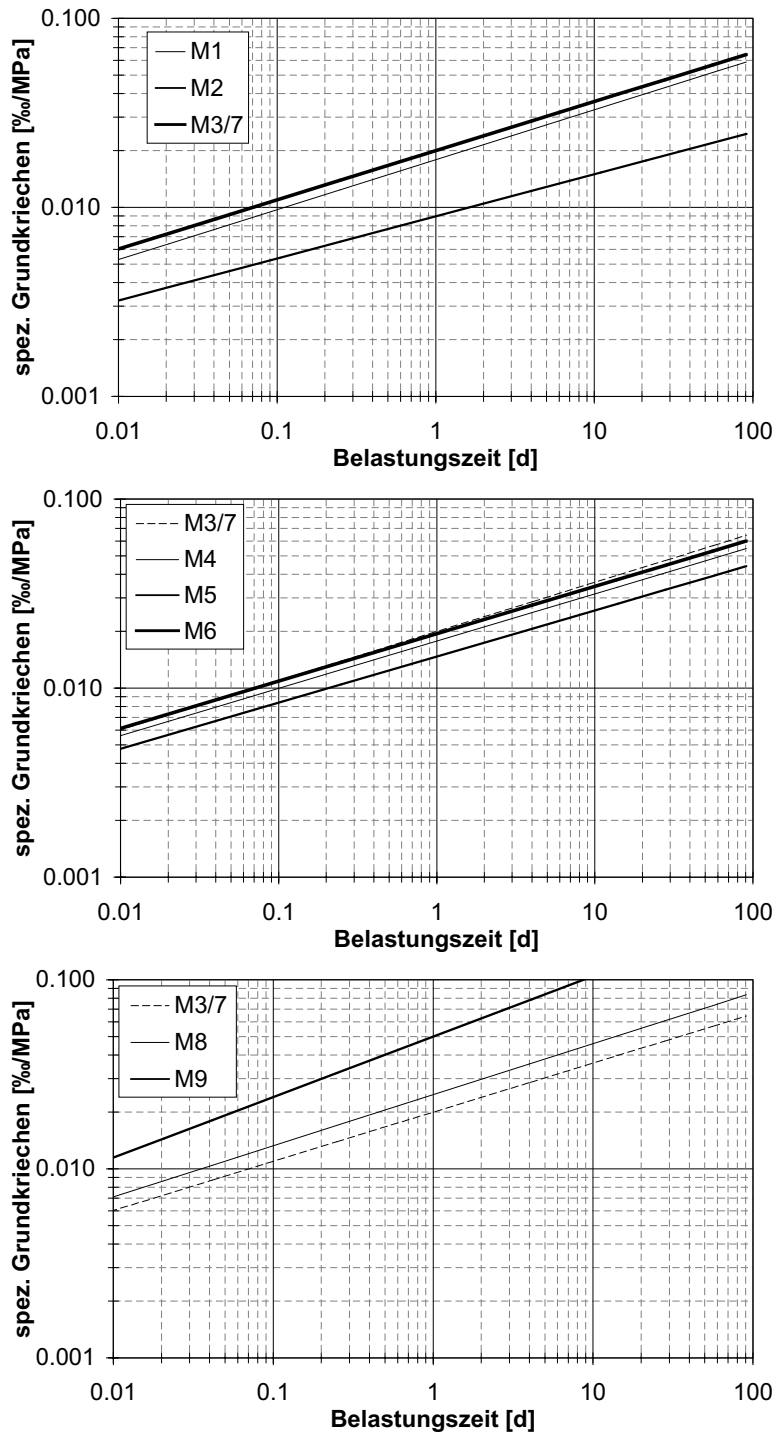


Abb. 4.14: Spezifisches Grundkriechen (Belastungsbeginn im Alter von 3d)

Die Kurven der Normal- und selbstverdichtenden Betone liegen ausnahmslos höher und unterscheiden sich, abgesehen von M9, untereinander weniger stark als von M2.

Die Zugabe geringer Fasermengen verursacht auch hier keine messbare Änderung (M3/7), wohingegen der Ersatz von Flugasche durch Kalksteinmehl eine leichte Reduktion der Kriechverformung bewirkt (M4). Eine Wirkung der Reduktion des Gesamtbindemittelgehaltes bei M6 bleibt aus, da eine Wirkung dieser Massnahme durch die höhere Gesamtporosität infolge des HPMC-Stabilisierers kompensiert wird. Bei konstantem Bindemittelgehalt bewirkt eine Reduktion des W/B-Wertes von 0.4 (M3) auf 0.36 (M5) hingegen eine Reduktion der Kriechverformung um etwa 15%.

Umgekehrt verhält es sich bei der Mischung M8, deren Bindemittelvolumenanteil um knapp 30% über demjenigen von M3 liegt und die infolgedessen eine um ca.15% höhere Kriechdehnung aufweist. Noch deutlicher wird der Zusammenhang bei M9, deren zeitabhängige Verformung unter konstanter Belastung nach 100 Tagen diejenige der anderen Betone um nahezu eine Grössenordnung übersteigt, was auf das Fehlen der Zuschlagstoffe zurückzuführen ist.

4.2.3.3 Bruchenergie und Dehnungsentfestigungsverhalten

Im Gegensatz zu den bisher dargestellten Ergebnissen weisen die Resultate der Bruchenergiebestimmung eine vergleichsweise hohe Standardabweichung von bis zu 20% auf. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass sich die Ligamentfläche der Probekörper mit einer Dimension von 67.5x70mm bezogen auf den Grösstkorndurchmesser von 16mm an der unteren Grenze der repräsentativen Probengrösse befindet, und dass die entstehende Bruchfläche nicht in jedem Fall vertikal verläuft, was dazu führt, dass ihre Grösse schwierig bestimmbar ist. Die zeitliche Veränderung der spezifischen Bruchenergie bewegt sich im betrachteten Zeitrahmen von 7 bis 90 Tagen in einem Bereich, der deutlich kleiner ist als derjenige der Standardabweichung, weshalb die Diskussion auf die im Alter von 28 Tagen bestimmten Werte beschränkt wird.

Neben der spezifischen Bruchenergie werden ausserdem mittels inverser Analyse die Parameter der bilinearen Entfestigungsfunktion bestimmt. Am Beispiel der Mischung M3 zeigt *Abbildung 4.15* einen Vergleich der experimentell und der numerisch bestimmten Kraft-Verformungskurve für diejenigen Entfestigungsparameter, die die bes-

te Übereinstimmung ergeben. Die 5 pro Mischung und Alter experimentell bestimmten Kurven wurden zu diesem Zweck gemittelt.

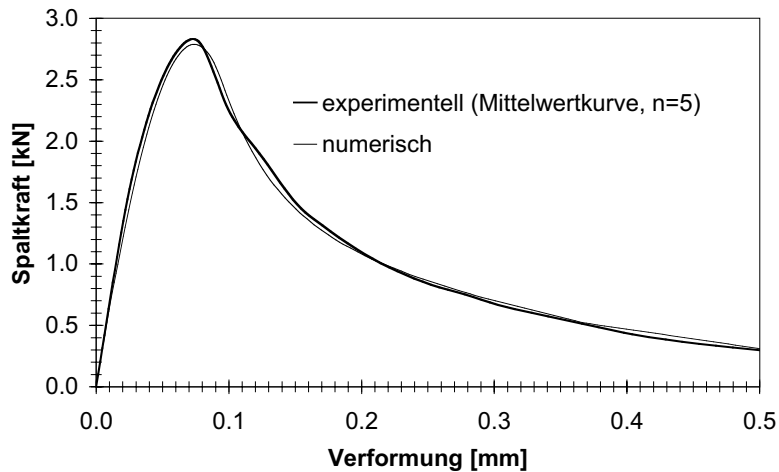


Abb. 4.15: Ergebnis des Keilspaltversuchs an M3 (28d)

Die so ermittelten Entfestigungsfunktionen und deren Parameter sind für die nicht faserverstärkten Betone M1 bis M6 in *Abbildung 4.16* dargestellt.

Die niedrige Bruchenergie und der flach verlaufende zweite Ast der entsprechenden Entfestigungsfunktion der Mischung M2 sind auf die im Vergleich zu den anderen Betonen deutlich weniger geschwächte Grenzflächenübergangszone zwischen Matrix und Zuschlägen zurückzuführen. Diese Schwächung ist auf eine im Vergleich zur sonstigen Matrix hohe Porosität dieser Zone zurückzuführen, die im Fall des Einsatzes von Mikrosilika stark reduziert wird. Dies hat zur Folge, dass die Festigkeit dieser Zone diejenige der Zuschläge übertrifft, weshalb es zum Bruch der Zuschläge kommt. Dies reduziert die Wirkung der Zuschläge als sogenannte „crack arrester“, die dazu führt, dass ein Matrixriss während seines Wachstums auf ein Zuschlagskorn trifft und für eine weitere Ausbreitung seine Richtung in der Art ändern muss, dass er entlang der Grenzflächenübergangszone weiterwachsen kann. Dieser Prozess absorbiert mehr Energie als das Brechen des Zuschlagskorns. Bricht nun infolge einer ungeschwächten Grenzflächenübergangszone ein grosser Anteil der Zuschläge, ist auch der Prozess der Zuschlagskornverzahnung überhalb von w_1 weniger stark ausgeprägt. Der dadurch

bedingte Unterschied im Dehnungsentfestigungsverhalten der Mischungen M1 und M2 ist deutlich zu erkennen.

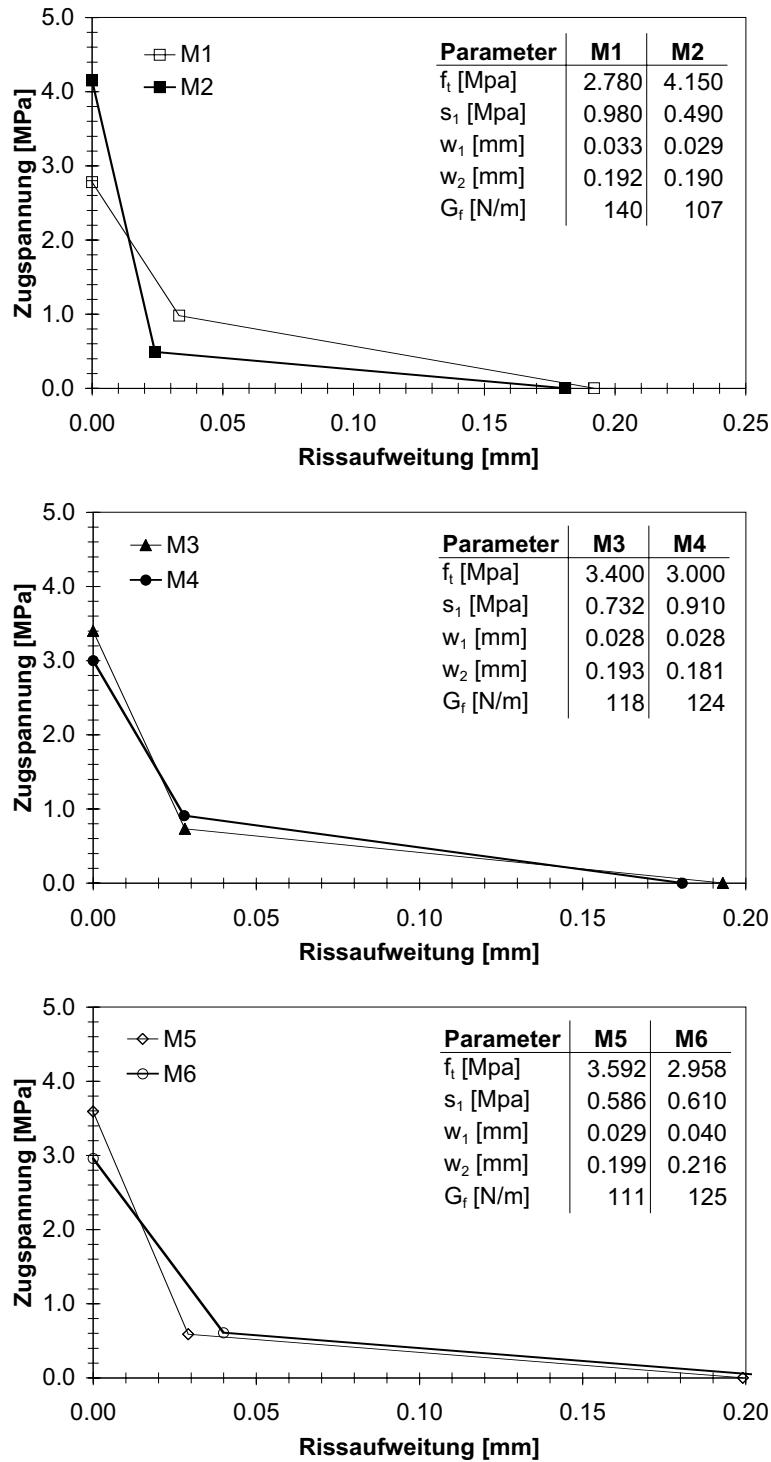


Abb. 4.16: Bilineare Entfestigungsdiagramme (28d)

Neben der Ausbildung der Grenzflächenübergangszone beeinflusst auch der Bindemittelvolumenanteil die Intensität des Phänomens des „crack arresting“. Je niedriger dabei der Zuschlagstoffanteil ist, desto weniger Energie wird durch die Rissbildung absorbiert. Die Ergebnisse für die Mischungen M3, M4 und M6 bestätigen diese Vermutung. Ihre Bruchenergie liegt zwischen derjenigen des Normal- und des hochfesten Betons. Relevante Unterschiede zwischen diesen selbstverdichtenden Betonen werden nicht deutlich.

Dass neben dem Mikrosilika auch der W/B-Wert Einfluss auf die Ausbildung der Grenzflächenübergangszone und damit die Sprödigkeit hat, wird am Ergebnis für M5 deutlich, dessen Bruchenergie nur wenig über derjenigen des hochfesten Betons liegt. Ursache hierfür ist ebenfalls eine Stärkung dieser Zone, wodurch der Bruch der Zuschläge begünstigt wird.

Tabelle 4.8 zeigt sämtliche Ergebnisse der durchgeführten inversen Analysen der Keilspaltversuche.

Tab. 4.8: Dehnungsentfestigungsparameter und spezifische Bruchenergie G_f

	Alter [d]	f_t [MPa]	s_1 [MPa]	w_1 [mm]	w_2 [mm]	G_f [N/m]
M1	7	2.580	0.710	0.040	0.182	133
	28	2.780	0.980	0.033	0.192	140
	90	2.850	0.988	0.038	0.213	147
M2	7	3.950	0.520	0.024	0.181	95
	28	4.150	0.490	0.029	0.190	107
	90	4.400	0.640	0.024	0.205	118
M3	7	3.100	0.704	0.031	0.183	112
	28	3.400	0.732	0.028	0.193	118
	90	3.764	0.610	0.036	0.203	129
M4	7	2.730	0.656	0.030	0.189	103
	28	3.000	0.910	0.028	0.181	124
	90	3.300	0.834	0.030	0.200	134

Tab. 4.8: Dehnungsentfestigungsparameter und spezifische Bruchenergie G_f

	Alter [d]	f_t [MPa]	s_1 [MPa]	w_1 [mm]	w_2 [mm]	G_f [N/m]
M5	7	3.275	0.431	0.035	0.177	95
	28	3.592	0.589	0.029	0.199	111
	90	3.970	0.500	0.033	0.221	120
M6	7	2.695	0.653	0.033	0.187	105
	28	2.958	0.610	0.040	0.216	125
	90	3.150	0.710	0.032	0.240	135

4.3 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Ein Vergleich der untersuchten Fest- und Frischbetoneigenschaften zeigt, dass eine Änderung der hygrischen bzw. mechanischen Werkstoffparameter durch Rezepturanpassungen immer auch eine daran gekoppelte Variation der Fliesseigenschaften mit sich bringt. Primär die die Viskosität und damit auch die Thixotropie repräsentierende Trichterlaufzeit, die durch die Verwendung des selbstverdichtenden Betons zum Teil vorgegeben ist, kann nicht immer mit den entsprechenden Festbetoneigenschaften in Einklang gebracht werden (siehe *Kapitel 7*). Die im Vergleich zu konventionellen Betonen möglichen Eigenschaftsklassen sind bei SCC aufgrund der notwendigerweise einzuhaltenden rheologischen Randbedingungen (siehe *Relationen (4.5) und (4.6)*) auf eine wesentlich engere Bandbreite beschränkt.

Abbildung 4.17 zeigt einen Vergleich derjenigen Werkstoffeigenschaften, die mit dem Ziel einer Dauerhaftigkeitssteigerung durch Reduktion des Rissbildungsrisikos infolge verformungsgesteuerter Belastungen (z.B. differentielles hygrisches Schwinden) relevant sind, mit der Trichterlaufzeit, die im Gegensatz zum Ausbreitmass um knapp eine Grössenordnung variiert werden kann. Als Mass für die Sprödigkeit dient hierbei die charakteristische Länge, die gemäss *Gleichung (4.7)* definiert ist. Grosse Werte deuten auf eine hohe Duktilität hin, die, bei identischem Schwindmass, das Rissbildungsrisiko reduziert.

$$l_{ch} = \frac{G_f E}{f_t^2} \quad (4.7)$$

Die Duktilität (l_{ch}) der faserverstärkten Varianten von M7, M8 und M9 wird in *Kapitel 5.2.2* diskutiert.

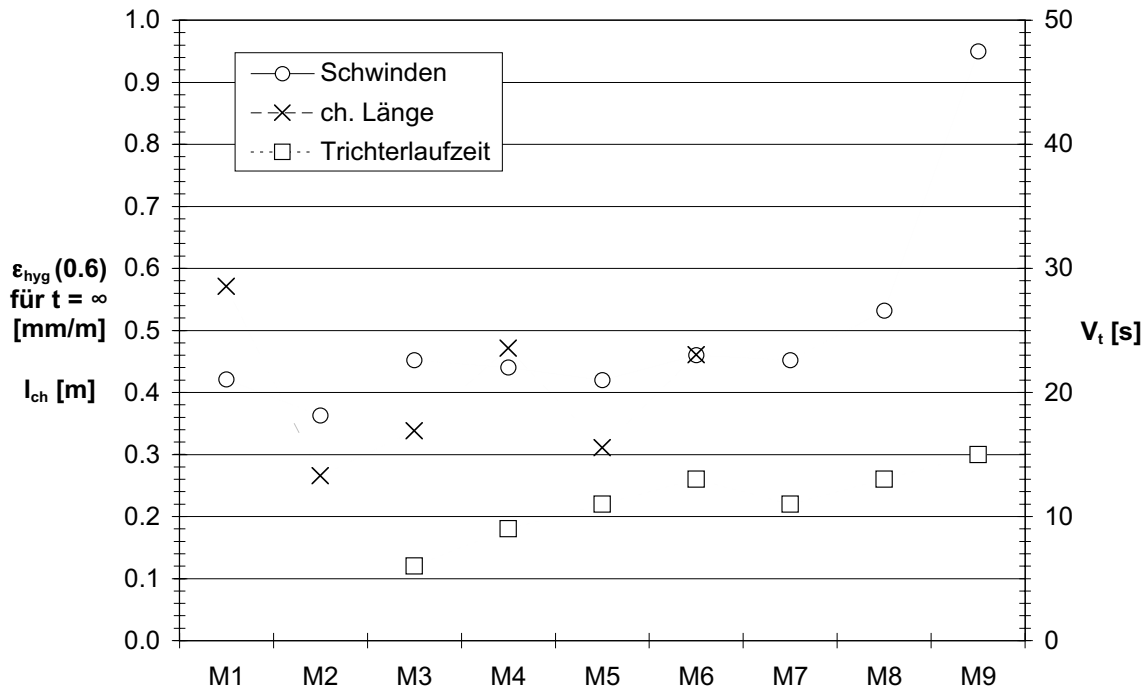


Abb. 4.17: Gegenüberstellung ausgewählter Fest- und Frischbetoneigenschaften

Das Endschwindmass liegt bei allen selbstverdichtenden Varianten über dem des Normal- und hochfesten Betons und lässt sich nur in relativ engen Grenzen beeinflussen. M8 stellt aufgrund seines hohen Bindemittelgehaltes und M9 aufgrund seiner Konzeption als faserverstärkter Feinstmörtel eine Ausnahme dar. Das tiefste Endschwindmass wird mit 0.42mm/m bei Einsatz grosser Verflüssigermengen und entsprechend niedrigen W/B-Werten erreicht (M5). Verbunden damit ist jedoch eine hohe Sprödigkeit, die die Wirkung des reduzierten Schwindens kompensiert. Ausserdem steigt die Viskosität, die für den Einsatz gerade im Bereich der Betonsanierung zu hoch ist (Pumpbarkeit, siehe *Kapitel 7*).

Für M4 und M6 ergibt sich ein anderes Bild. Durch die Verwendung eines kombinierten Flugasche/Kalkstein-Füllstoffes sinkt das Endschwindmass nur geringfügig, da zur Gewährleistung der Fließfähigkeit ein zu M3 identischer Wassergehalt nötig ist. Die Duk-

tilität jedoch steigt um gut 12%, da der Anteil an Flugasche, die die Festigkeit der Grenzflächenübergangszone zwischen Zuschlag und Matrix beeinflusst indem sie durch puzzolanische Reaktion die Porosität dieser Zone und damit auch das „crack arresting“ reduziert, geringer ist. Für die Herstellung von M6 wurde ebenfalls der Flugascheanteil reduziert, wobei zur Aufrechterhaltung der Fließfähigkeit und Entmischungsstabilität kein alternativer Füllstoff, sondern ein stabilisierendes Zusatzmittel verwendet wurde. Diese Wirkung ist jedoch mit einer Steigerung der Viskosität verbunden, die die Trichterlaufzeit sogar über den Wert für faserverstärkte Betone des Typs M7 erhöht.

Eine wesentlich ausgeprägtere Beeinflussung der hier diskutierten Festbetoneigenschaften ist durch den Einsatz von Fasern möglich, die aufgrund eines hohen E-Moduls die Duktilität des Betons stark erhöhen. Die folgenden Kapitel beschäftigen sich mit den Kriterien für einen gezielten Einsatz solcher Polymerfasern.

5 Optimierung der Faserbewehrung

5.1 Messverfahren, Materialien und Versuchsprogramm

5.1.1 Rheologische Eigenschaften

Die rheologischen Eigenschaften der zur Herstellung der Betone verwendeten Bindemittelleime werden mit einem Rotationsrheometer bestimmt. Da sich der verwendete Typ nicht zur Untersuchung fasermodifizierter Bindemittel eignet, werden zudem Ausbreitmass s_f und Trichterlaufzeit v_t sowohl der Mischungen ohne als auch mit Fasern gemessen. Die so bestimmten empirischen Werte sind indirekt proportional zu den rheologischen Parametern der Fließschubspannung τ_0 (Ausbreitmass) und der Viskosität η (Trichterlaufzeit) [Ouch 98c]. Für die Bestimmung dieser Werte werden der Mörtelkonus nach Haegermann und der Auslauftrichter für Leime und Mörtel verwendet. Da, wie im Fall des Betons, dieser Trichter nicht einheitlich genormt ist, zeigt *Abbildung 5.1* die entsprechenden Abmessungen. Die Durchführung beider Messungen entspricht derjenigen beim Beton.

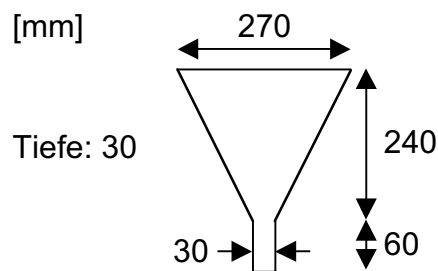


Abb. 5.1: Abmessungen des Auslauftrichters

Um die Übertragbarkeit der so gewonnenen Erkenntnisse vom Bindemittel auf den Beton zu überprüfen, werden Ausbreitmass S_f und Trichterlaufzeit V_t auch am Beton bestimmt (siehe *Kapitel 4.1.3.1*). Folgende Überlegungen erlauben eine Ableitung der rheologischen Werkstoffparameter aus den so bestimmten Kenngrößen:

Verantwortlich für die Verformung des Leim- oder Betonkonus bei der Bestimmung des Ausbreitmasses ist die auf den Werkstoff wirkende Gravitation. Die Grösse des sich ergebenden Ausbreitkuchens besagt, welcher Kraft das Material ausgesetzt werden kann, ohne sich zu verformen. Je kleiner das Ausbreitmass, desto höher liegt der Schwerpunkt des Kuchens und desto grösser ist demzufolge die Belastung, bei der das Material nicht weiter verformt werden kann. Dies entspricht der Definition von τ_0 , deren Wert somit indirekt proportional zum Ausbreitmass ist.

Beim Auslauftrichter hingegen ist die Belastung, durch die der Werkstoff verformt wird, konstant und die Zeit, die er zum vollständigen Auslaufen benötigt, hängt vom inneren Widerstand des Materials gegen diese Verformung ab. Das Reziprok der Auslaufzeit, also die Verformungsgeschwindigkeit bei konstanter Belastung jedoch, lässt bei Kenntnis des Fließwiderstandes, die Konstruktion einer Geraden in einem Belastungs-Verformungsgeschwindigkeits-Diagramm zu, deren Steigung zur Viskosität η des Werkstoffes bei kleinen Verformungsgeschwindigkeiten proportional ist. Diese Bedingung ist bei der Bestimmung der Trichterlaufzeit gegeben.

Parallel dazu werden mit Hilfe eines Rotationsrheometers vom Typ „Viskomat PC“ Fließkurven nach dem Muster von *Abbildung 3.5* bestimmt, indem die sich bei 4 unterschiedlichen Umdrehungsgeschwindigkeiten nach Abwarten des Strukturversagens einstellenden Drehmomente bestimmt werden. Durch Regression mit einem geeigneten rheologischen Modell können so Viskositätskoeffizient h und Fließwiderstand g ermittelt werden.

5.1.2 Mechanische Eigenschaften

5.1.2.1 Einzelfaserauszugversuch

Um die Anwendbarkeit der in *Kapitel 3.4.1* hergeleiteten Beziehung für $P(\delta)$ zu überprüfen, werden Einzelfaserauszugversuche durchgeführt. Die Geometrie der hierfür verwendeten Probekörper und die Versuchseinrichtung sind in *Abbildung 5.2* schematisch dargestellt. Die schräge Mantelfläche des inneren Konus im PVC-Ring ist aufgeraut, so dass während des Versuchs keine vertikale Verschiebung des Probekörpers stattfindet, die infolge von Klemmkraften auf die Faser den Verbund beeinflusst. Nach ihrer Erhärtung wird die Probe einschliesslich des PVC-Rings von der Stahlplatte ge-

löst und an der fixen Traverse einer Universalprüfmaschine befestigt. Die Kraft wird mit einer 100N Wägezelle gemessen. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt $20\mu\text{m/s}$. Um den Einfluss der elastischen Dehnung der Faser entlang ihrer freien Länge und eines eventuellen Schlupfes der Faser in der Klemmbacke zu eliminieren, wird die Steifigkeit dieser beiden Systembestandteile bestimmt und die gewonnenen Ergebnisse der Auszugversuche entsprechend korrigiert. Gemessen wird die Verformung v .

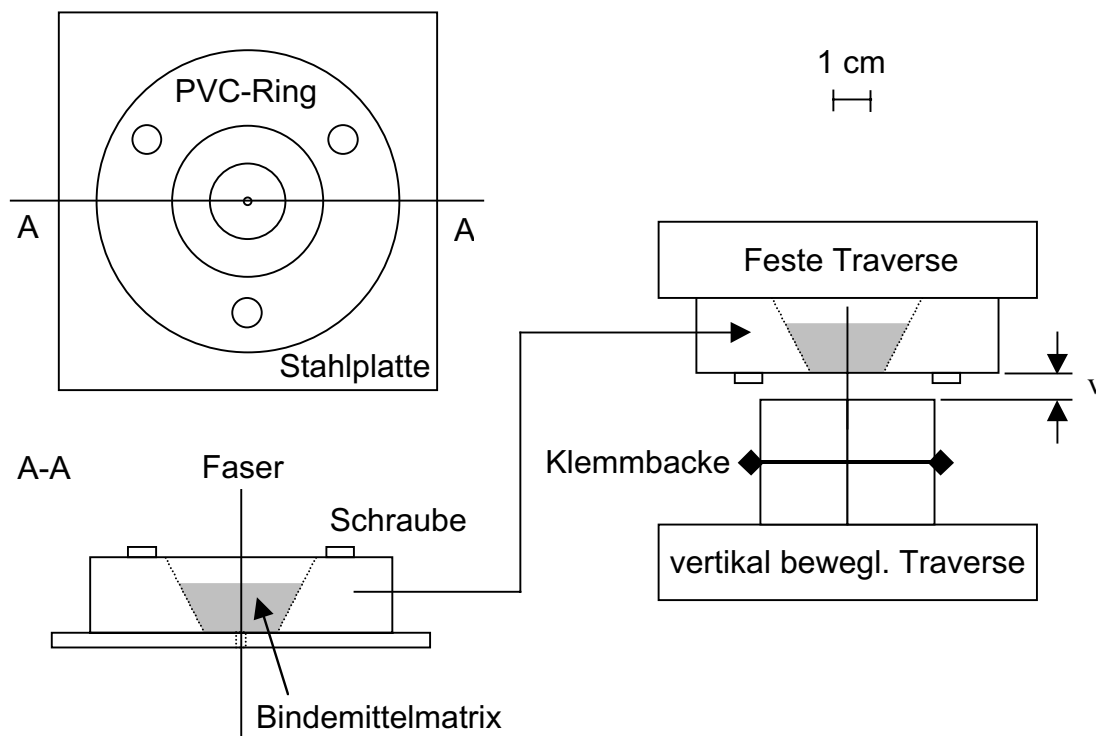


Abb. 5.2: Probekörperschalung (links) und Versuchseinrichtung (rechts)

5.1.2.2 Direktzugversuche

Während das Verformungsvermögen der faserverstärkten Betone M7 (Tabelle 4.3) und M8_1-5 (Tabelle 5.3) mit Hilfe der inversen Analyse der Resultate von Keilspaltversuchen charakterisiert wird, werden zur Überprüfung der Anwendbarkeit der in Kapitel 3.4.2 beschriebenen Beziehung für die Rissüberbrückungsspannung Direktzugversuche an gekerbten Probekörpern der Mischungen M9_1-3 (Tabelle 5.4) durchgeführt. Die horizontalen Stirnflächen dieser in Abbildung 5.3 (links) dargestellten prismatischen Probekörper werden planparallel geschliffen und auf die ebenfalls plan-

parallel geschliffenen Oberflächen zweier Aluminiumklötze identischer Dimension geklebt, die starr an der festen und beweglichen Traverse der Prüfmaschine fixiert sind. Gemessen werden die Öffnungen v der gegenüberliegenden Kerben mittels Rissweitemaufnehmern, deren Signale gemittelt werden.

Zur Beobachtung des Phänomens der Pseudo-Dehnungsverfestigung von M9_3 infolge Mehrfachrissbildung kamen hingegen Schulterproben (siehe *Abbildung 5.3 rechts*) zum Einsatz, die mit Klemmbucken starr in der Prüfmaschine fixiert werden. Hier wird die Verlängerung v der Probe längs des Bereiches mit konstantem Querschnitt gemessen. Beide Versuche sind verformungsgesteuert. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt in beiden Fällen $20\mu\text{m/s}$.

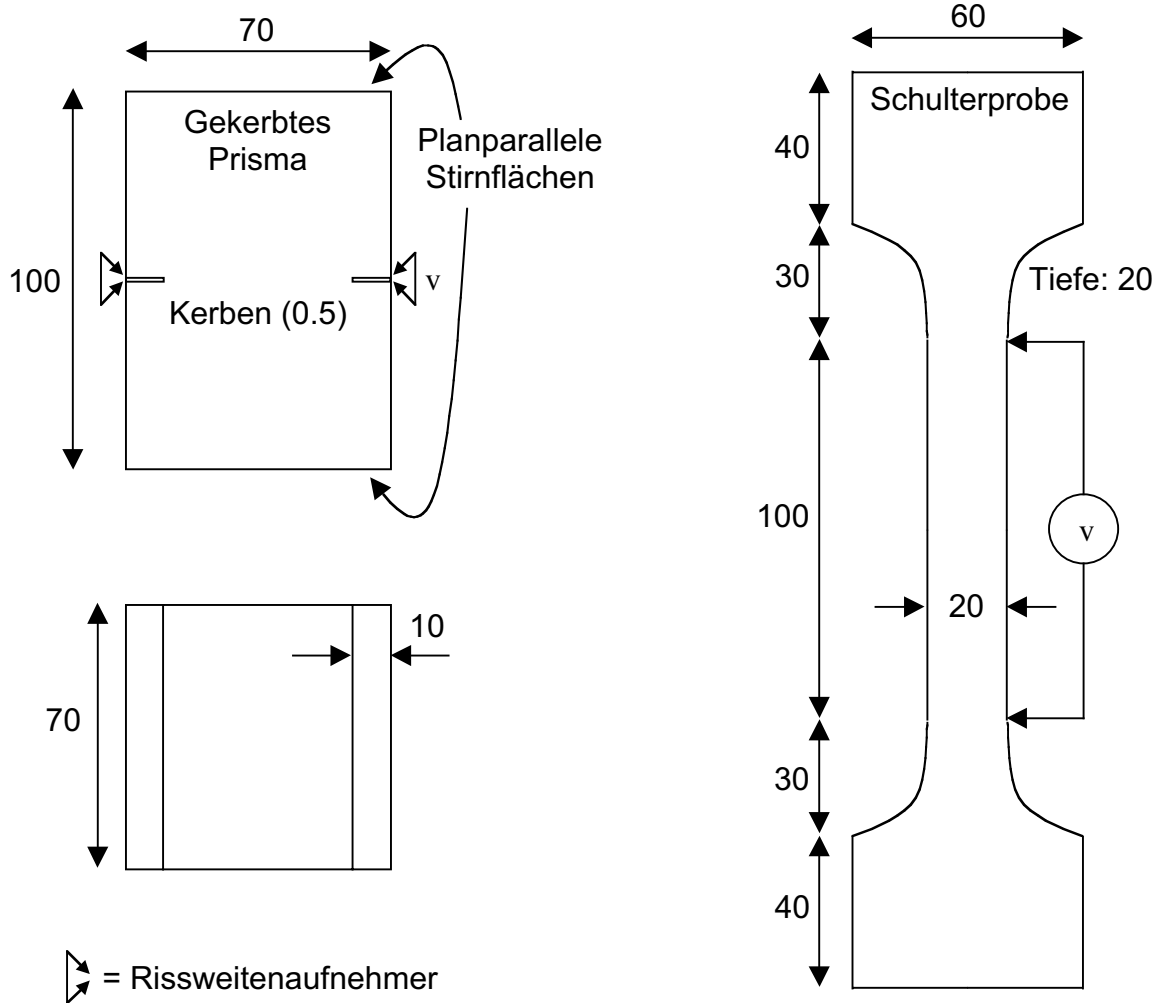


Abb. 5.3: Probekörper für Direktzugversuche (Abmessungen in mm)

5.1.3 Verwendete Materialien und Versuchsprogramm

Die Rezepturen der untersuchten Bindemittelleime sind in *Tabelle 5.1* zusammengestellt. Die Rezepturen werden so gewählt, dass sie sich bei identischem Ausbreitmass bzw. Fließwiderstand nur durch ihre Trichterlaufzeit bzw. Viskosität unterscheiden. Dies wird durch die in *Kapitel 3.5.4* beschriebene Variation des Wasser-Verflüssiger-Verhältnisses erreicht, wobei als Basis das Bindemittel m_V2 von Beton M8 dient. An diesen Mischungen werden die Grössen g , h , s_f und v_t bestimmt

Tab. 5.1: Zusammensetzung der Bindemittelleime [kg/m³]

	m_V1	m_V2	m_V3
Z	853	883	902
F	427	441	451
K	427	441	451
W	364	337	314
v	12.80	18.54	29.74

Der Einfluss der Fasern auf die Rheologie von Bindemitteln unterschiedlicher Viskosität wird mit folgenden Fasermodifikationen der Mischungen m_V1, m_V2 und m_V3 bestimmt, indem s_f und v_t gemessen werden:

Tab. 5.2: Fasermodifikationen, V_f in Vol-%, L_f und d_f in mm

	$V_f = 1.0$			
d_f/L_f	6	12	18	24
0.014		x		
0.044		x		
0.100		x		
0.200	x	x	x	x
0.400		x		

	$d_f = 0.200$		
V_f/L_f	6	12	18
0.5	x		
1.0		x	
1.5			x
2.0		x	
3.0		x	

Tab. 5.2: Fasermofifikationen, V_f in Vol-%, L_f und d_f in mm

		$V_f = 1.0$				$d_f = 0.200$			
d_f/L_f		6	12	18	24	V_f/L_f	6	12	18
0.660			x			4.0		x	

Keilspaltversuche und die Bestimmung der Fliesseigenschaften S_f und V_t werden (neben M7) an folgenden Betonrezepturen durchgeführt, deren Bindemittel der Mischung m_V2 entspricht und die, abgesehen von ihren Fasermofifikationen, mit M8 identisch sind.

Tab. 5.3: Zusammensetzung der fasermofifizierten Betone

		M8_1	M8_2	M8_3	M8_4	M8_5
Z/F/K/W/A/v		(siehe M8 in <i>Tabelle 4.3</i>)				
f	[kg/m ³]	10.4	6.5	13.0	13.0	13.0
	L_f/d_f [mm]	18/0.400	12/0.100	24/0.200	24/0.400	24/0.660

Für die Einzelfaserauszugversuche werden die Bindemittelmatrizen m_V1, m_V2 und m_V3 sowie Polyvinylalkoholfasern mit einem Durchmesser von 0.1mm verwendet. Die Einbindelänge l_b beträgt in allen drei Fällen 6mm.

An folgenden Variationen der Mischung M9, deren W/B-Wert und Viskosität dem der Bindemittelmatrix m_V2 entspricht, werden die oben beschriebenen Direktzugversuche durchgeführt.

Tab. 5.4: Variationen von M9 (KP: gekerbtes Prisma; SP: Schulterprobe)

	M9_1	M9_2	M9_3
Fasergehalt [Vol-%]	0.5	1.0	2.0
Versuchstyp	KP	KP	KP und SP

5.2 Ergebnisse und Diskussion

5.2.1 Rheologische Eigenschaften

Abbildung 5.4 zeigt 3 Fließkurven unterschiedlicher Viskosität bei nahezu identischem Fließwiderstand. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich bei der Berücksichtigung hoher Schergeschwindigkeiten alle Mischungen dem Hershel-Bulkley-Modell entsprechend verhalten. Bei Fließprozessen, die lediglich durch das Eigengewicht verursacht werden, sind die Verformungsgeschwindigkeiten jedoch klein. Berücksichtigt man entsprechend nur die Messpunkte, die bei kleinen Schergeschwindigkeiten ermittelt werden und beschreibt das rheologische Verhalten mit dem Bingham-Modell, erhält man tiefere Werte für den Fließwiderstand g und den Viskositätskoeffizienten h .

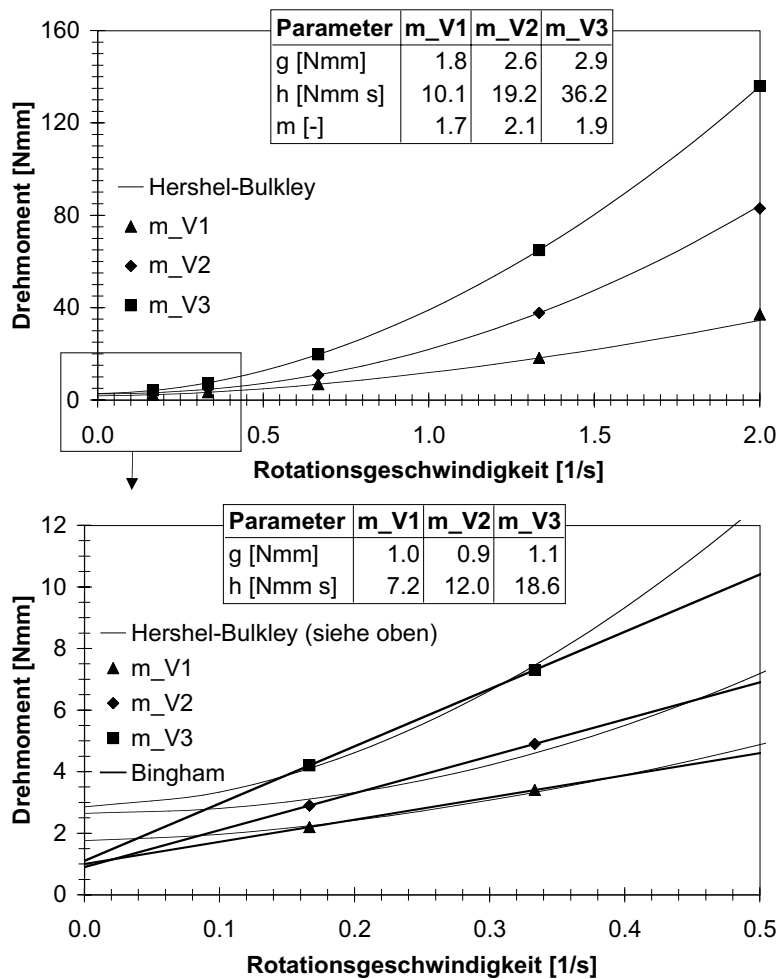


Abb. 5.4: Fließkurven der Bindemittel m_V1, m_V2 und m_V3

Für einen Vergleich mit den Ergebnissen empirischer Verfahren (Ausbreitmass und Trichterlaufzeit), bei denen dies der Fall ist, sollten die mittels des Bingham-Modells gewonnenen rheologischen Kenngrössen besser geeignet sein. Wie *Abbildung 5.5* zeigt, trifft dies für den Zusammenhang zwischen Ausbreitmass und Fließwiderstand zu. Hierbei ist zu beachten, dass der Fließwiderstand keine unmittelbar gemessene Grösse darstellt, sondern lediglich durch Regression aus den Versuchsdaten gewonnen werden kann. Während sich das Ausbreitmass der drei Mischungen in einem für praktische Anwendungen schmalen Fenster von 26.5 bis 28.5 cm bewegt, schwankt der nach Hershel-Bulkley bestimmte Fließwiderstand zwischen 1.8 und 2.9 Nmm. Die Bingham-Regression hingegen weist eine bessere Übereinstimmung auf (siehe *Abbildung 5.5 links*). Für Trichterlaufzeit und Viskositätskoeffizient ergibt sich in beiden Fällen ein nahezu linearer Zusammenhang im betrachteten Viskositätsbereich (siehe *Abbildung 5.5 rechts*).

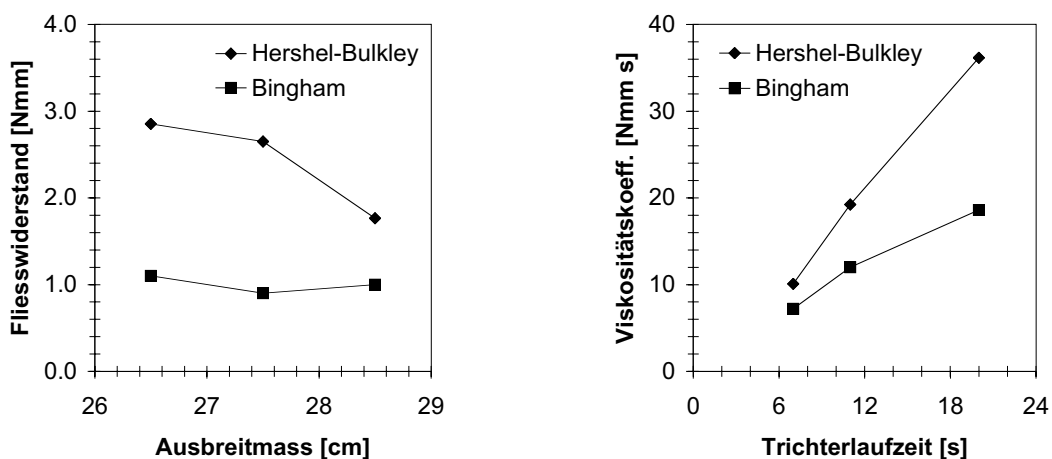


Abb. 5.5: Vergleich der rheologischen Parameter

Abbildung 5.6 zeigt, dass mit steigendem Verflüssiger- und sinkendem Wassergehalt der Feststoffanteil in der Reihenfolge m_V1 -> m_V2 -> m_V3 zunimmt. Bezieht man die unterschiedlichen Viskositätskenngrössen auf die Mischung m_V1 zeigt ein Vergleich mit *Gleichung (3.51)* nach Krieger für $\phi_m = 0.74$ aus *Gleichung (3.62)* und $A = 3.38$, dass sich die Viskositätszunahme in Abhängigkeit der Feststoffkonzentration abschätzen lässt. Da für hohe Schergeschwindigkeiten die Viskosität überproporti-

onal zunimmt, gilt dieser Zusammenhang mit dem für A gewählten Wert nur für die nach Bingham bzw. mittels Trichterlaufzeit bestimmten Viskositätskenngrößen.

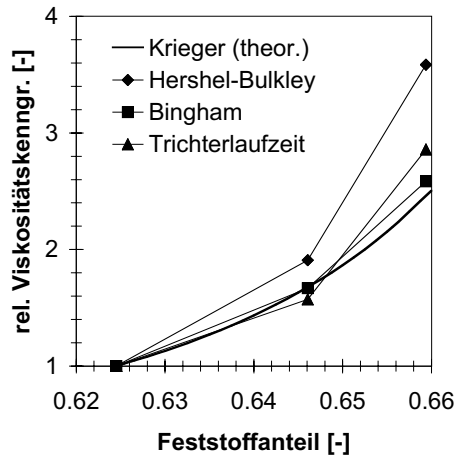


Abb. 5.6: Abhängigkeit der Viskositätskenngrößen vom Feststoffanteil

Während die Fließkurven aus *Abbildung 5.4* das Phänomen der Strukturviskosität (Thixotropie) nicht zeigen, kann dieses an Hand der Drehmomentänderung über die Zeit abgeschätzt werden. *Abbildung 5.7* zeigt die Abstufung der Rotationsgeschwindigkeit und den sich einstellenden Drehmomentverlauf der drei Bindemittelleime.

Sowohl das Versagen der thixotropen Struktur bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit als auch der partielle Wiederaufbau nach einer plötzlichen Reduktion der Verformungsgeschwindigkeit sind zu erkennen. Je höher die Viskosität des Materials ist, desto grösser wird auch der Unterschied zwischen dem Verformungswiderstand der thixotropen und der gebrochenen Struktur. Hierin liegt der Grund dafür, dass die Entmischungsneigung selbstverdichtender Betone mit zunehmender Matrixviskosität zunimmt. Verantwortlich hierfür ist jedoch die sich in ruhendem Zustand selbst stabilisierende Struktur und demzufolge die Thixotropie des verwendeten Bindemittels. Zurückgeführt werden kann die Thixotropiezunahme mit wachsendem Verflüssigergehalt primär auf den so ebenfalls ansteigenden Feststoffanteil (Packungsdichte). Indem der Wasseranteil bei steigendem Verflüssigergehalt sinkt, wird der mittlere Abstand der Zement,- Flugasche- und Kalksteinpartikel zueinander kleiner und die für eine Relativbewegung der Teilchen notwendige Energie steigt. Dies äussert sich also neben

einer niedrigen Fließgeschwindigkeit bei gegebener Belastung (siehe *Abbildung 5.4*) auch in der zeitabhängigen Reduktion der Belastung bei gegebener Verformungsgeschwindigkeit (siehe *Abbildung 5.7*).

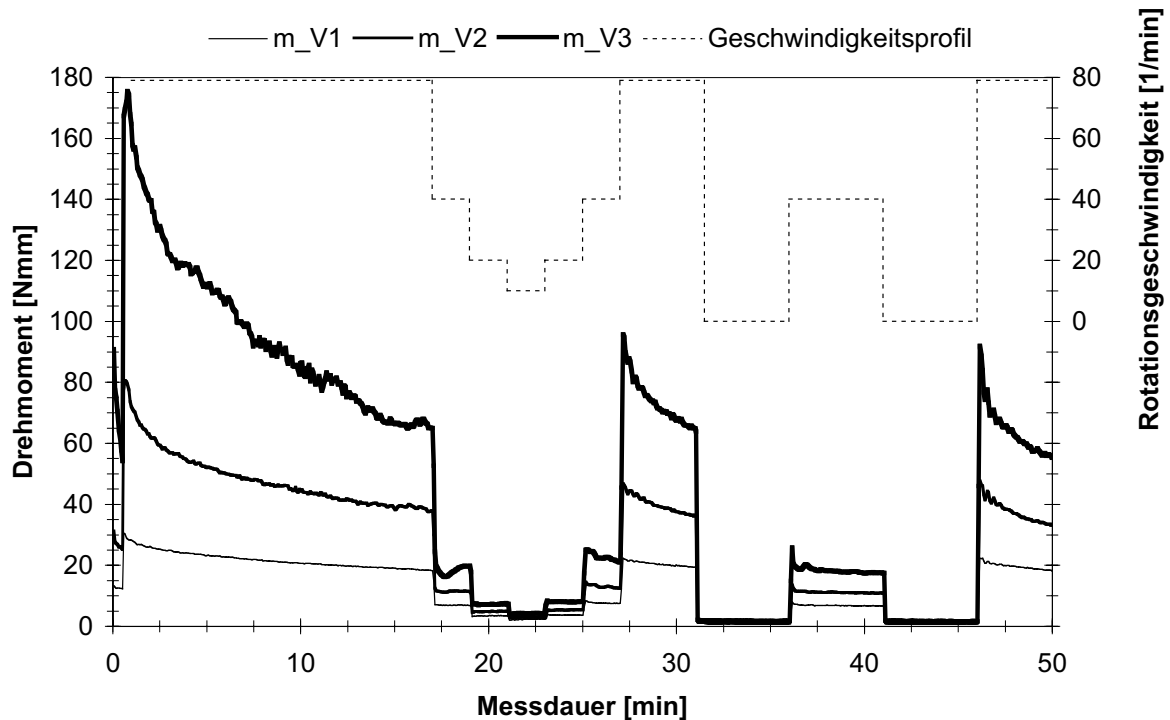


Abb. 5.7: Drehmomentverlauf als Funktion der Belastungsgeschwindigkeit und der Zeit

Auch ist zu erkennen, dass das Ausmass des Strukturversagens von der Belastungsgeschichte abhängt. Unmittelbar nach der Herstellung der Matrix, die infolge des Mischens bereits von einer Scherbelastung begleitet ist, zeigt die Messung zu Beginn des Strukturversagens eine Drehmomentreduktion pro Zeiteinheit, die sich von denjenigen im Verlauf des Experimentes nach kurzen Ruhephasen unterscheidet. Der Wiederaufbau der Struktur ist ebenfalls zeitabhängig.

In *Abbildung 5.8* ist die Abhängigkeit des als Mass für die Thixotropie tauglichen Strukturversagens als relative Abnahme des Drehmomentes pro Zeiteinheit in Abhängigkeit des Feststoffanteils für die Messperiode zwischen 1 und 17min dargestellt. Im Gegensatz zum Potenzgesetz für die Viskosität (siehe *Abbildung 5.6*) zeigt sich ein linearer

Zusammenhang. Das Entmischungsrisiko eines SCC sinkt demzufolge mit steigendem Feststoffanteil.

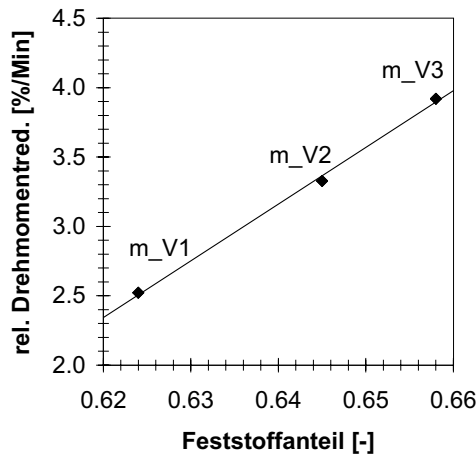


Abb. 5.8: Thixotropes Verhalten als Funktion des Feststoffanteils

Die Untersuchung des Einflusses von PVA-Faserkurzschnitt auf Ausbreitmass und Trichterlaufzeit zeigt ein unerwartetes Ergebnis. Werden Faservolumenanteil V_f und Faserlänge L_f konstant gehalten, existiert ein Faserdurchmesser d_f , dessen Überschreiten zu einer Erhöhung des Ausbreitmasses und einer Reduktion der Laufzeit führt, die Flieseigenschaften also verbessert. Mit steigender Viskosität der Matrix sinkt dieser Durchmesser. Indem die Längsachsen der Fasern sowohl beim Füllen der Versuchseinrichtung als auch beim Fließprozess parallel zur Fließrichtung ausgerichtet werden, findet bei diesen Fasern keine direkte Faser-Faser-Wechselwirkung statt. Faser und Matrixmantel bilden eine Einheit, die während des Fließprozesses keine inneren Verformungen erfährt, was die für das Fließen nötige Energie reduziert. In den folgenden Darstellungen wird die relative Trichterlaufzeit (siehe Gleichung (5.1)) als Funktion der Fasergeometrie und des Faseranteils dargestellt.

$$v_{t,rel} = v_t / v_{t,Ref} \quad (5.1)$$

$v_{t,rel}$	relative Trichterlaufzeit [-]
v_t	Trichterlaufzeit [s]
$v_{t,Ref}$	Trichterlaufzeit der Matrix ohne Fasern [s]

Wird der Faserdurchmesser bei konstantem Faseranteil und konstanter Faserlänge variiert, zeigt sich eine logarithmische Abhängigkeit der relativen Trichterlaufzeit vom Reziprok des Durchmesserquadrates (*Abbildung 5.9*). Entscheidend hierbei ist die Erhöhung der Anzahl Einzelfasern pro Volumeneinheit, die die Häufigkeit und Intensität der Faser-Faser-Wechselwirkung im wesentlichen mitbestimmt. Die Zunahme der Faseranzahl hat ausserdem zur Folge, dass sich die Fließfelder der Einzelfasern auch ohne direkten Faserkontakt beeinflussen und demzufolge die relativen Trichterlaufzeiten mit sinkendem Faserdurchmesser stark überproportional zunehmen.

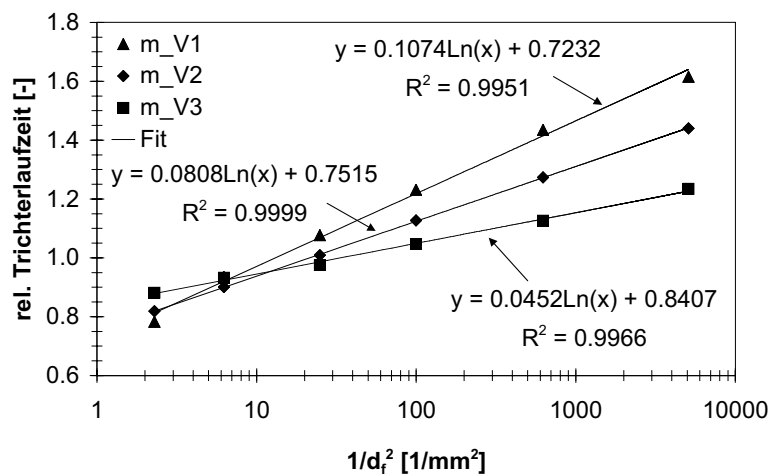


Abb. 5.9: Einfluss des Faserdurchmessers auf die relative Trichterlaufzeit, $L_f=12\text{mm}$, $V_f=1\text{Vol-\%}$

Steigt der Faservolumenanteil bei konstantem Faserdurchmesser und konstanter Faserlänge, entspricht dies ebenfalls einer Zunahme der Faseranzahl pro Volumeneinheit. Auch hier lässt sich die Abhängigkeit durch eine logarithmische Funktion von V_f mit guter Korrelation beschreiben. Wie bei allen Ergebnissen ist auch hier der starke Einfluss der Matrixviskosität zu beobachten (*Abbildung 5.10*).

Wird bei konstantem Volumenanteil durch eine Erhöhung der Faserlänge, das Seitenverhältnis (aspect ratio) der Fasern vergrößert, wird der Einfluss der Faseranzahl pro Volumenanteil deutlich. Während bei der Orientierung der Faserlängsachse parallel zur Fließrichtung bei steigender Faserlänge mehr Energie absorbiert wird, sinkt die Intensität der Faser-Faser-Wechselwirkung infolge der Reduktion der Faseranzahl. Im

Gegensatz zu einer Erhöhung des Volumenanteils, ist der Einfluss der Faserlänge weniger stark ausgeprägt (Abbildung 5.11)

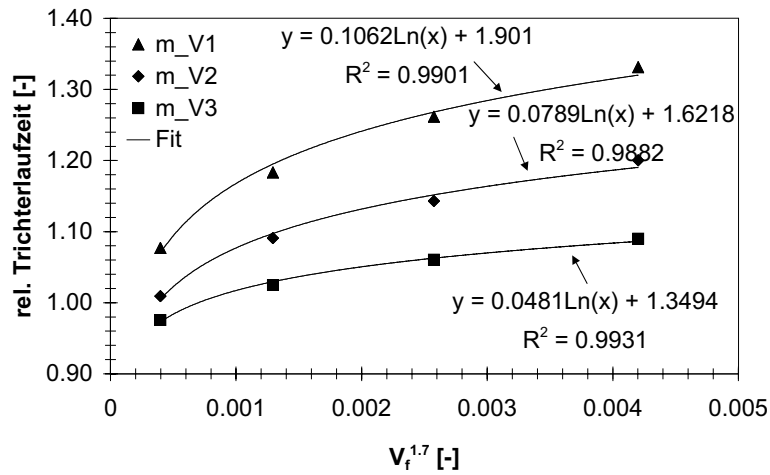


Abb. 5.10: Einfluss des Faservolumenanteils auf die relative Trichterlaufzeit, $d_f=0.2\text{mm}$, $L_f=12\text{mm}$

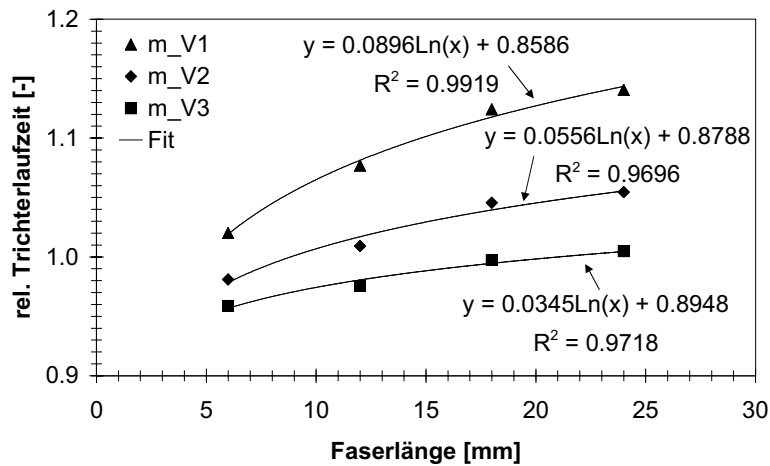


Abb. 5.11: Einfluss der Faserlänge auf die relative Trichterlaufzeit, $d_f=0.2\text{mm}$, $V_f=1\text{Vol-\%}$

Kombiniert man nun die Variation des Faservolumenanteils und der Faserlänge, so stellt man fest, dass sich die Kombination nicht durch Superposition der einzeln ermittelten Einflüsse beschreiben lässt. Vielmehr beeinflussen sich beide Größen gegen-

seitig. *Abbildung 5.12* zeigt, dass die experimentell bestimmten relativen Trichterlaufzeiten eine logarithmische Abhängigkeit vom Produkt der die einzeln bestimmten Werte beeinflussenden Faktoren L_f und $V_f^{1.7}$ zeigen. Auch diese Ergebnisse verdeutlichen, dass zur Beschreibung die Faseranzahl pro Volumenanteil, die bei diesen Mischungen konstant ist, alleine nicht ausreicht.

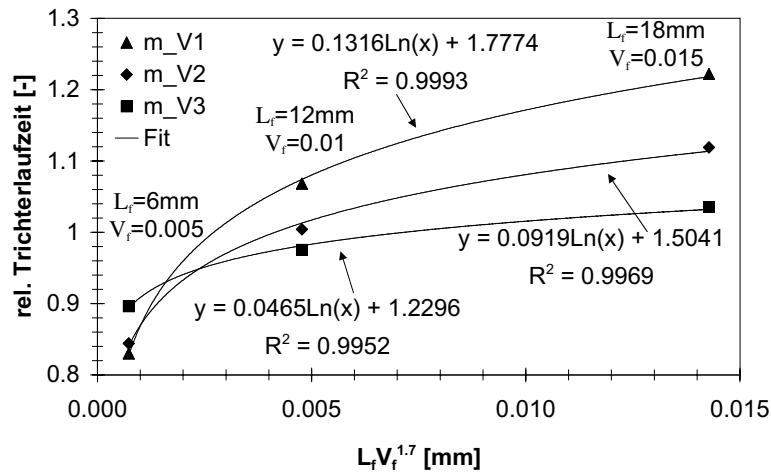


Abb. 5.12: Kombiniertes Einfluss der Faserlänge und des Volumenanteils, $d_f=0.2\text{mm}$

Unter der Annahme, dass sich nicht nur Länge und Volumenanteil, sondern auch der Durchmesser der Fasern bezüglich ihrer Wirkung auf das Fließverhalten gegenseitig beeinflussen, können nun alle Ergebnisse in einem Diagramm dargestellt und die Abhängigkeit der Trichterlaufzeit von einer gemeinsamen Größe ermittelt werden (*Abbildung 5.13*). Der so gewonnene Zusammenhang kann zur Abschätzung der Wirkung einer Fasermodifikation verwendet werden, die infolge einer Bemessung bruchmechanischer Eigenschaften notwendig ist.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen erlauben lediglich die Formulierung eines empirischen Zusammenhanges zwischen den Eigenschaften der Fasermodifikation und einer Viskositätskenngröße. Eine quantitative Bestimmung der Einflüsse erfordert die Messung der physikalischen Viskosität η und der Faser-Faser-Wechselwirkungen [Serv 00]. Im Gegensatz zu den vielen, in der Literatur zu findenden empirischen und semi-empirischen Ausdrücken für den Einfluss einer Fasermodifika-

tion auf die relative Viskosität [Hoch 97], konnte hier jedoch nachgewiesen werden, dass die Viskosität der Matrix einen bedeutenden Einfluss auf die Wirkung der Fasern ausübt. So bewirkt eine Steigerung des Bingham-Viskositätskoeffizienten von 7.2 Nmm s (m_V1) auf 18.6 Nmm s (m_V3) eine Reduktion des Fasereinflusses um ca. zwei Drittel.

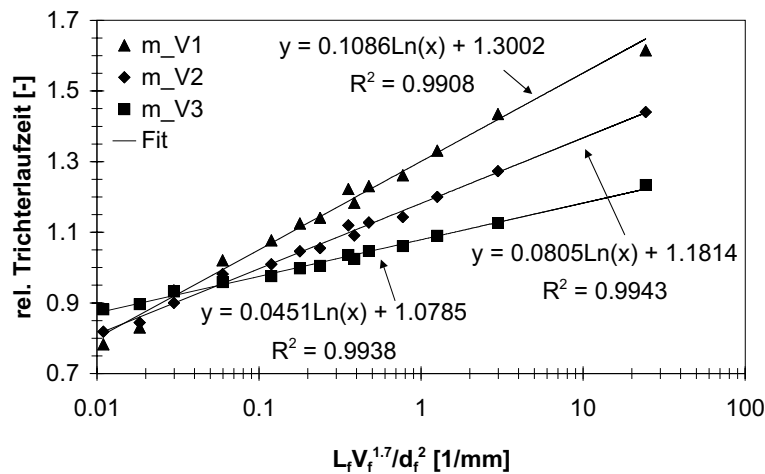


Abb. 5.13: Einfluss einer Fasermodifikation auf die relative Trichterlaufzeit

Da sich die Fließwiderstände und entsprechend auch die Ausbreitmasse der verwendeten Matrizen kaum unterscheiden, konnten bei der Bestimmung des Ausbreitmasses keine messbaren Unterschiede bezüglich des Einflusses der Matrixviskosität festgestellt werden. Definiert man analog zu Gleichung (5.1) ein relatives Ausbreitmass

$$s_{f,rel} = s_f / s_{f,Ref}, \quad (5.2)$$

$s_{f,rel}$	relatives Ausbreitmass [-]
s_f	Ausbreitmass [cm]
$s_{f,Ref}$	Ausbreitmass der Matrix ohne Fasern [cm]

so ergibt sich der in Abbildung 5.14 dargestellte Zusammenhang für die Matrix m_V2. Wird dieselbe empirisch ermittelte Einflussgrösse gewählt wie für die Trichterlaufzeit, ergibt sich mit guter Korrelation auch für diese Fliesseigenschaft eine logarithmische

Abhängigkeit von der Fasermodifikation. Der wesentliche Unterschied zur Trichterlaufzeit liegt darin, dass die Grösse desjenigen Durchmessers, dessen Überschreiten zu einer Verbesserung der Flieseigenschaft führt, grösser ist. Während der Fließprozess im Auslauftrichter primär in vertikaler Richtung verläuft, fliesst der Werkstoff bei der Bestimmung des Ausbreitmasses radial. Der Unterschied zwischen grösstem und kleinstem Durchmesser der sich ergebenden Fließform ist bei fasermodifizierten Werkstoffen wesentlich grösser, da durch die Füllung des Konus bereits eine Orientierung der Fasern vorgegeben wird, die eine Fließrichtung begünstigt. Da das Ausbreitmass aber als Mittelwert beider Durchmesser bestimmt wird, ergibt sich grundsätzlich eine grössere Abweichung vom Referenzwert. Im Gegensatz zu den niedrigviskosen Matrizen m_V1 und m_V2 wird bei m_V3 die Änderung des Ausbreitmasses relevant.

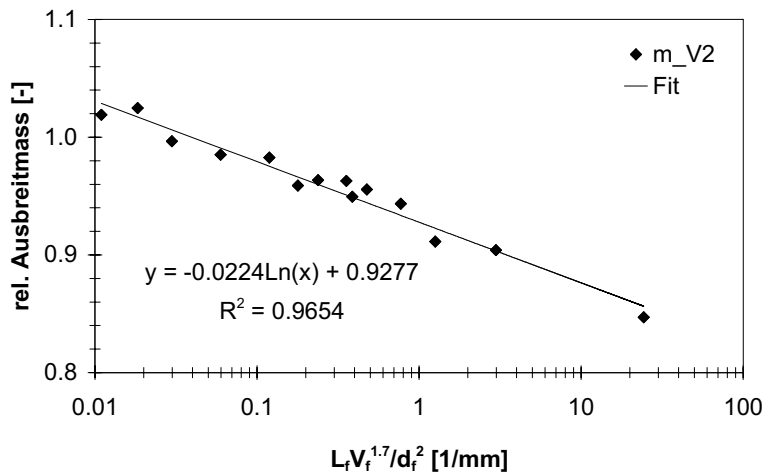


Abb. 5.14: Einfluss einer Fasermodifikation auf das relative Ausbreitmass, Matrix: m_V2 (nahezu identische Werte für m_V1 und m_V3)

Geht man nun davon aus, dass bei identischem Zuschlagstoffgehalt und identischer Korngrössenverteilung Ausbreitmass S_f und Trichterlaufzeit V_t eines Betons lediglich von den Flieseigenschaften der Bindemittelmatrix abhängen, muss sich aufgrund der oben beschriebenen empirischen Zusammenhänge derjenige Fasergehalt eines Betons bestimmen lassen, dessen rheologische Eigenschaften nur in gewünschtem Masse vom Referenzbeton ohne Fasern abweichen. Die Ergebnisse der zur Überprüfung dieser These durchgeführten Messungen sind in *Abbildung 5.15* dargestellt. Die Bin-

demittel der Betone M8 und M9 entsprechen bezüglich ihrer Viskosität der Matrix m_V2, dasjenige von M7 hingegen der Matrix m_V1.

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass die Beeinflussung der Flieseigenschaften der Betone durch die für fasermodifizierte Bindemittel hergeleiteten empirischen Zusammenhänge unterschätzt wird. Die Grösse der Abweichung zwischen prognostizierter und gemessener Fliessgrösse ist hierbei vom Verhältnis zwischen Faserlänge und Grösstkorndurchmesser abhängig. Abgesehen von M9 (reines Bindemittel, siehe Kapitel 5.1.3) beträgt dieser 16mm, so dass lediglich die Faserlänge der Mischungen M7 und M8_2 (je 12mm) unterhalb der Dimension des Grösstkorns liegt und demzufolge die Prognose der Flieseigenschaften für diese Betone präziser ist.

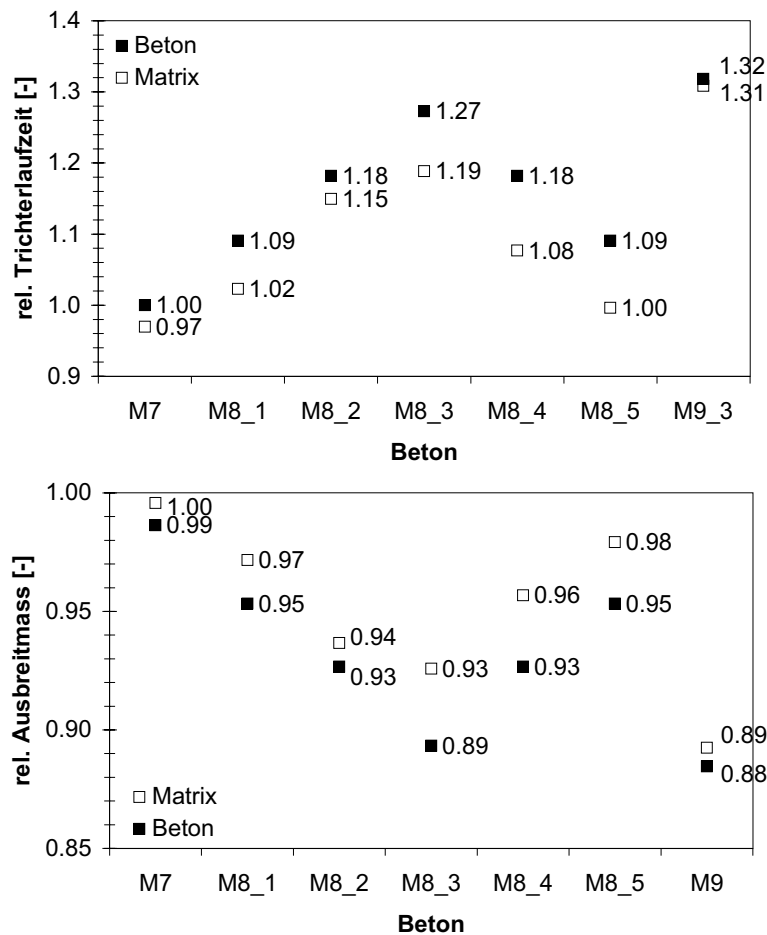


Abb. 5.15: Vergleich der relativen Fliessgrössen von Matrix und Beton

Übersteigt die Faserlänge den Grösstkorndurchmesser wird die Bewegung der Zuschläge während des Fließprozesses stärker behindert, da es durch die langen Fasern zu einer Blockierung der gegenseitigen Verschiebung der groben Zuschlagskomponenten kommt.

5.2.2 Mechanische Eigenschaften

5.2.2.1 Einzelfaserauszugversuche

Abbildung 5.16 zeigt die Ergebnisse der Einzelfaserauszugversuche. Aus den Ergebnissen von je zehn Versuchen wurden die mit „exp.“ bezeichneten Mittelwertkurven bestimmt. Da der E-Modul der Faser und deren Einbindelänge gegeben sind, kann aus dem Maximalwert der Auszuglast und dem zugehörigen Wert der Verschiebung δ_0 mit *Gleichung (3.13)* für jeden Matrixtyp die mittlere Verbund-Festigkeit bestimmt werden, die es schliesslich erlaubt mit Hilfe der *Gleichungen (3.12)* und *(3.14)* den theoretischen Verlauf der Kurve gemäss dem in *Abbildung 3.4* dargestellten Modell zu berechnen. Für die Phase des Debonding stimmt der so ermittelte Kraft-Verschiebungszusammenhang gut mit den experimentellen Ergebnissen überein. In *Tabelle 5.5* sind die aus den Versuchen gewonnenen Grössen einschliesslich ihrer Standardabweichungen dargestellt.

Tab. 5.5: Werte für die Kenngrössen des Faser-Matrix-Verbundes

Matrix	$P_{D, \max}$ [N]	δ_0 [mm]	τ [MPa]
m_V1	4.15 +/- 0.27	0.102 +/- 0.011	2.181 +/- 0.219
m_V2	4.52 +/- 0.31	0.111 +/- 0.017	2.392 +/- 0.366
m_V3	4.89 +/- 0.33	0.123 +/- 0.020	2.618 +/- 0.427

Es fällt auf, dass die Verbund-Festigkeit mit abnehmendem W/B-Wert der Matrix steigt. Wie die Festigkeit der Matrix auch, beeinflusst die Porosität und demzufolge die Dichtigkeit des Bindemittels die Eigenschaften der Grenzflächenübergangszone zwischen Faser und Matrix. Der Einfluss des W/B-Wertes ist jedoch gering und erlaubt lediglich eine kleine Veränderung von τ (ca. +/- 10%), während der Einfluss der Einbindelänge

l_b , die durch die Wahl der Faserlänge beliebig variiert werden kann, für eine Bemessung faserverstärkter Betone von weit grösserer Bedeutung ist (siehe Gleichungen (3.12) und (3.13)).

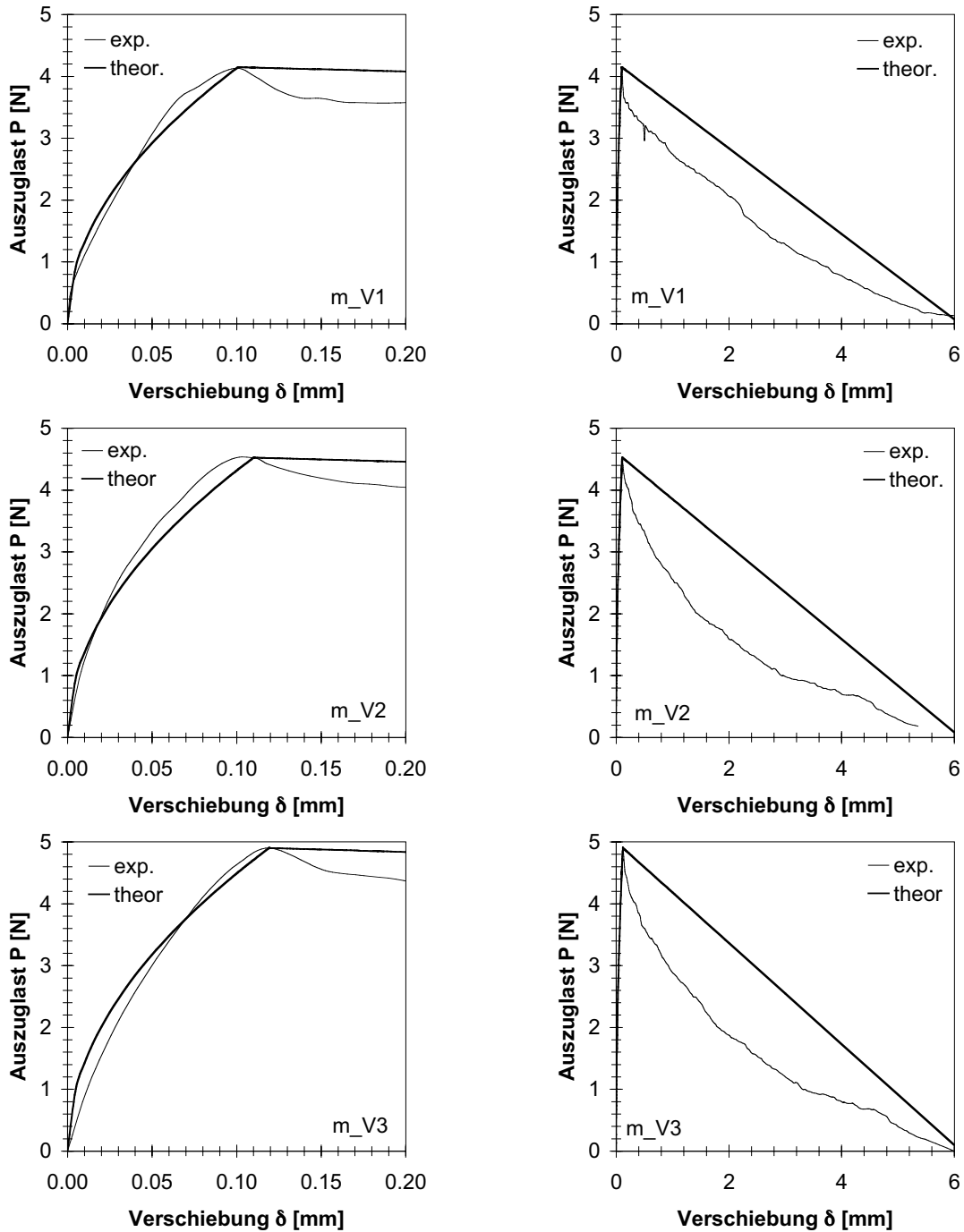


Abb. 5.16: Einzelfaserauszugversuche für unterschiedliche Matrixwerkstoffe, $d_f=0.1\text{mm}$, $l_b=6\text{mm}$

Im Gegensatz zur Phase des Debonding, zeigt sich während des eigentlichen Ausziehens der Faser, ein in zwei Punkten vom verwendeten Modell abweichendes Verhalten (siehe *Abbildung 5.16 rechts*). Nach dem Erreichen des Hochpunktes, fällt der Wert der Auszuglast abrupt und sinkt danach nicht linear, sondern zeigt einen konvexen Entfestigungsverlauf. Die in *Kapitel 3.4.1* beschriebene Voraussetzung, dass sich Haft- und Gleitreibung der Faser durch denselben Wert einer Verbund-Festigkeit beschreiben lassen, trifft also nicht zu. Vielmehr ist der Wert von τ ebenfalls eine Funktion der Verschiebung δ . Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wird die ursprünglich getroffene Annahme eines konstanten Wertes dennoch aufrecht erhalten, da die Verformung (Rissöffnung), bei denen hierdurch ein relevanter Fehler auftritt, die für die Dauerhaftigkeit zementgebundener Werkstoffe interessante Größenordnung von $100\ \mu\text{m}$ übersteigt.

Da sich die unterschiedlichen PVA-Faser-Typen, die zur Anwendung kamen, lediglich bezüglich ihres Durchmessers und E-Moduls, nicht jedoch hinsichtlich ihrer Oberflächenbeschaffenheit unterscheiden und im weiteren Verlauf nur Matrix-Werkstoffe vom Typ m_V2 betrachtet werden, wird ein repräsentativer Wert für τ von 2.4 MPa angenommen.

5.2.2.2 Direktzugversuche

Abbildung 5.17 zeigt die Ergebnisse der Direktzugversuche an gekerbten Prismen für drei unterschiedliche Fasergehalte (M9_1-3). Die mit „theor.“ bezeichneten Kurven wurden mit Hilfe der *Gleichungen (3.37)* und *(3.38)* ermittelt. Zu diesem Zweck wird, ausgehend vom Maximalwert der Zugspannung, der die Wirkung der statistischen Verteilung des Einbindewinkels beschreibende Parameter g bzw. f bestimmt, der für alle drei Mischungen nahezu identisch ist.

Die zum Spannungsmaximum gehörende Rissöffnung $2\delta_0$, die durch Gleichung *(3.13)* gegeben ist, liegt für alle drei Fasergehalte um ca. 60% niedriger als der experimentell bestimmte Wert ($(2\delta_0)_{\text{theor.}} = 0.98\text{mm}$). Unter der Voraussetzung, dass die zur Bestimmung von δ_0 nötigen Werte den Material- und Systemspezifikationen entsprechen, deutet dies darauf hin, dass neben der Dehnung der Fasern im Verlauf der Rissöffnung ein weiterer Verformungsanteil existiert, der vom verwendeten Modell nicht berücksichtig

sichtigt wird. Die Vernachlässigung der Matrixdehnung (siehe *Kapitel 3.4.1*) beeinflusst die Übereinstimmung zwischen Modell und Experiment nur geringfügig.

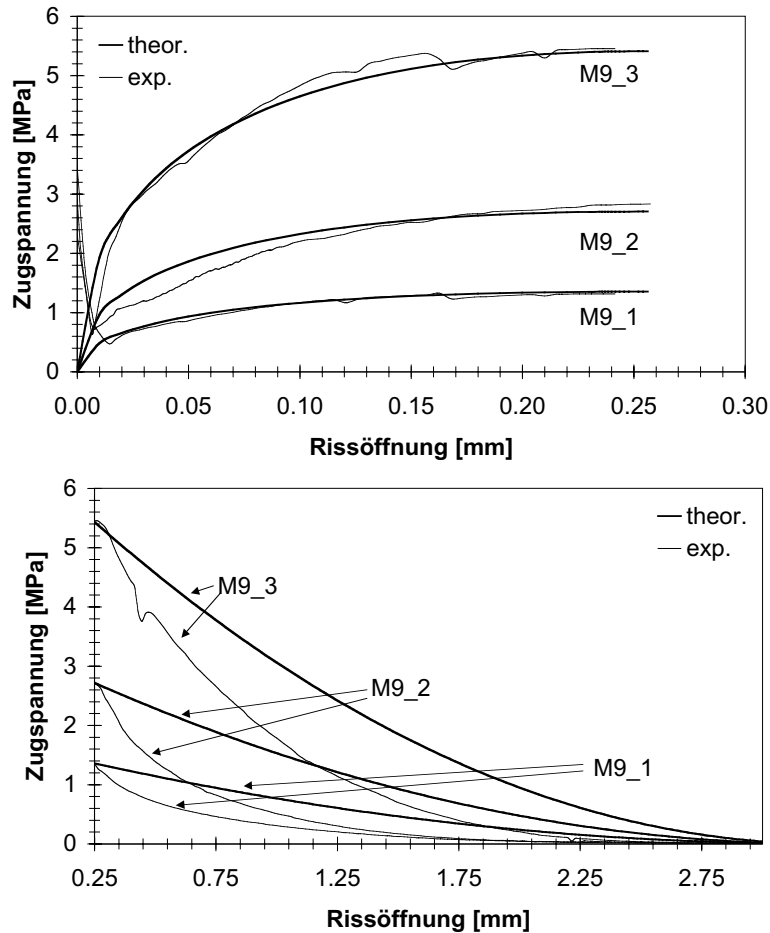


Abb. 5.17: Ergebnisse der Direktzugversuche am gekerbten Prisma

So leitet Marti mit Hilfe der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes folgende Beziehung für die halbe Rissöffnung δ_0 her, die diesen Verformungsanteil berücksichtigt [Mart 97]:

$$\delta_0 = \frac{4\tau_b l_b^2}{E_f d_f} \cdot \frac{1 + V_f(E_f/E_m - 1)}{1 - V_f} \quad (5.3)$$

E_m E-Modul der Matrix [MPa]

Der Wert des zweiten Faktors beträgt für die hier verwendeten Materialien mit $V_f \leq 0.02$ und $E_f/E_m \leq 2$ maximal 1.04 und vermag die beobachtete Abweichung nicht zu beschreiben.

Eine wahrscheinlichere Erklärung für das beobachtete Phänomen liegt darin, dass unter Zugbelastung die Matrix am Faseraustrittspunkt abhängig vom Einbindewinkel ϕ teilweise absplittert. Hierdurch wird das Erreichen der Maximallast der Faserüberbrückung zu grösseren Rissöffnungen verschoben. Li, Wang und Backer bestätigen dieses Phänomen, indem sie Auszugversuche mit Polymerfasern bei unterschiedlichen Einbindewinkeln durchführen [Li 90]. Da sich dieses sogenannte „wedge splitting“ ähnlich äussert wie eine Reduktion des wirksamen Faser-E-Moduls, wird ein effektiver Faser-E-Modul $E_{f, \text{eff}}$ eingeführt, der mit Hilfe der Gleichung (3.13) bestimmt werden kann. Der Wert dieser Grösse ist kein für die Faser charakteristischer Werkstoffparameter, sondern eine Systemkenngrösse, die sowohl von Eigenschaften der Faser als auch der Matrix abhängt. Für eine Prognose der Rissöffnung spielt sie jedoch eine bedeutende Rolle. In Tabelle 5.6 sind die aus den Versuchen gewonnenen Ergebnisse zusammengestellt.

Tab. 5.6: Ergebnisse der Direktzugversuche am gekerbten Prisma (M9_1-3)

V_f [Vol-%]	f_t [MPa]	$\sigma_{B, \text{max}}$ [MPa]	g [-]	f [-]	$(2\delta_0)_{\text{exp.}}$ [mm]	$E_{f, \text{eff}}$ [MPa]
0.5	4.02 +/- 0.71	1.36 +/- 0.15	1.46	0.47	0.242 +/- 0.023	17'851
1.0	3.60 +/- 0.82	2.70 +/- 0.28	1.57	0.55	0.258 +/- 0.022	16'744
2.0	3.13 +/- 0.90	5.45 +/- 0.40	1.51	0.51	0.251 +/- 0.017	17'211

f_t : Zugfestigkeit der Matrix (Erstrissfestigkeit)
 $\sigma_{B, \text{max}}$: Maximalwert der Rissüberbrückungsspannung

Es fällt auf, dass die Erstrissfestigkeit der Matrix mit steigendem Fasergehalt und entsprechend wachsender Fehlstellendichte sinkt. Die hier untersuchten Fasermodifikationen sind infolge niedriger Fasergehalte nicht in der Lage die Betonzugfestigkeit zu erhöhen, da die Mobilisierung des Lasttragvermögens der Fasern Verformungen nötig macht, die grösser sind als die maximale elastische Dehnung der Matrix.

Nach dem Überschreiten der Maximalspannung zeigt sich der bereits anhand der Einzelfaserauszugversuche festgestellte, im Vergleich zum angenommenen Modell stärker konvexe Verlauf der Entfestigungsfunktion.

Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wird für den Winkelfaktor f ein Wert von 0.5 angenommen. Für das Verhältnis zwischen wirklichem und effektivem E-Modul der Faser ist die Annahme eines pauschal gültigen Wertes problematisch, da dieser sowohl vom Faserdurchmesser als auch der Faserlänge abhängig ist. Es wird sich jedoch zeigen, dass bei (im Vergleich zu M9) duktileren Matrixwerkstoffen (M7 und M8) die Intensität des „wedge splitting“ abnimmt und der Wert des genannten Verhältnisses entsprechend weniger von 1 abweicht.

Betrachtet man den im Vergleich zur Matrixzugfestigkeit wesentlich höheren Maximalwert der Rissüberbrückungsspannung bei einem Faservolumenanteil von 2%, ist davon auszugehen, dass bei der Durchführung eines Zugversuches, bei dem die Stelle des Werkstoffversagens nicht vorgegeben ist, das Phänomen der Pseudo-Dehnungsverfestigung infolge Mehrfachrissbildung zu beobachten ist. *Abbildung 5.18* zeigt den Last-Verformungsverlauf einer Schulterprobe der Mischung M9_3 unter Zugbelastung bis zum Erreichen der Maximallast. Der sägezahnartige Verlauf der Kurve ist auf den Spannungsabfall nach der Bildung eines Matrixrisses zurückzuführen. Der Grund für die sukzessive Steigerung der Zugspannung im Verlauf der Mehrfachrissbildung liegt in der statistischen Verteilung sowohl der Matrixfestigkeit als auch der maximalen Rissüberbrückungsspannung. Dies führt auch dazu, dass die definitive Schadenslokalisierung vor dem Erreichen der theoretisch maximalen Zugspannung stattfindet. Die Anzahl der im Bereich konstanten Querschnittes entstandenen Risse beträgt bei den 10 geprüften Probekörpern 10 ± 3 . Entsprechend schwankt die maximal erreichbare Verformung bis zur definitiven Schadenslokalisierung zwischen 1.7 und 3.3mm. Das durch diesen Mechanismus erreichbare Verformungsvermögen übersteigt dasjenige

herkömmlicher zementgebundener Werkstoffe, das ca. zwischen 0.02 (Zementstein) und 1mm (Staumauerbeton) liegt, um bis zu zwei Grössenordnungen. In *Kapitel 6* wird das Phänomen der Mehrfachrissbildung detailliert behandelt.

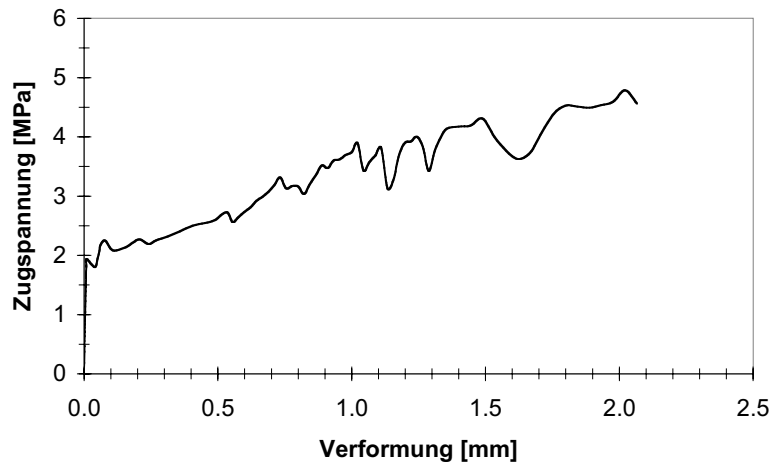


Abb. 5.18: Last-Verformungs-Kurve einer Schulterprobe der Mischung M9_3

5.2.2.3 Keilspaltversuche

Aufgrund des Anteils der Faserbewehrung an der nach Überschreiten der Maximallast wirksamen Zugspannung ist das bilineare Entfestigungsmodell für faserverstärkte Betone ungeeignet. Die Ent- bzw. Verfestigung des im vorangegangenen Kapitel untersuchten Werkstoffes M9, dessen Matrix infolge des Fehlens von Zuschlagstoffen ein äusserst sprödes Versagen aufweist, wird fast ausschliesslich durch die Wirkung der Faserbewehrung bestimmt. Die Entfestigung faserverstärkter Betone vom Typ M7 und M8 mit Zuschlagstoffen bis zu einem Durchmesser von 16mm dagegen wird durch die Überlagerung der Betonentfestigung und der Faserüberbrückung bestimmt. *Abbildung 5.19* zeigt die Superposition der bilinearen Entfestigungsfunktion des Betons ohne Fasern und der Rissüberbrückungsspannung gemäss *Gleichung (3.37)* und *(3.38)* am Beispiel von M8_5. Es wird davon ausgegangen, dass die Wirkung der Fasern bei derjenigen Verformung beginnt, bei der die maximale elastische Dehnung des Betons erreicht wird und die Entstehung der Bruchprozesszone beginnt. Die resultierende Kurve zeigt, dass sich so drei Bereiche ergeben. Zwischen P1 und P2 wird die Entfestigung primär durch die Matrix des Werkstoffes bestimmt, während zwischen P2 und P3 die Entfestigung infolge der Fasern verzögert wird. Überschreitet die Rissöffnung den Ver-

formungswert von P3, bestimmt lediglich der Faserauszug den weiteren Verlauf der Reduktion des Lasttragvermögens.

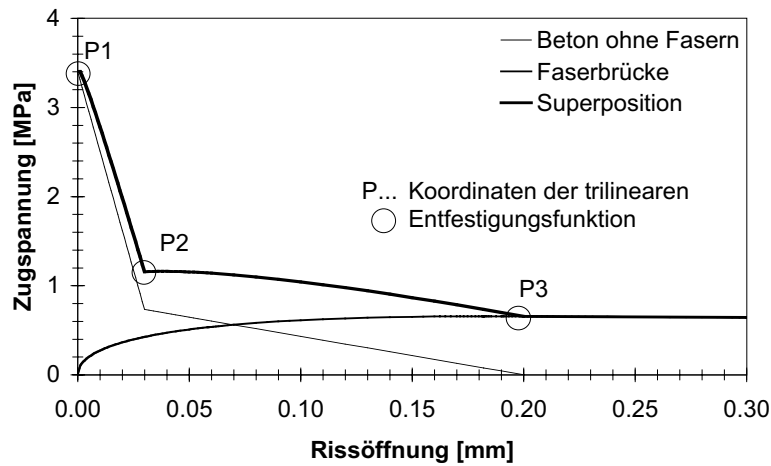


Abb. 5.19: Superposition der Betonentfestigung und Faserüberbrückung (M8_5)

Da sich die Aussagekraft des zur Bestätigung dieses trilinearen Verlaufes durchgeführten Keilspaltversuches auf Rissöffnungen beschränkt, die kleiner 1mm sind, wird davon ausgegangen, dass der Verlauf der Entfestigungsfunktion für grössere Verformungen keinen relevanten Einfluss auf die Übereinstimmung zwischen Experiment und Simulation hat.

Die Lage des Punktes P4 wird aus diesem Grund als Schnittpunkt zwischen Verformungsachse und Tangente an die Kurve der Rissüberbrückungsspannung im Punkt P3 angenommen. Wie die Ergebnisse des vorangegangenen Kapitels gezeigt haben, verläuft diese Kurve stärker konvex als infolge des verwendeten Modells zu erwarten ist, weshalb davon ausgegangen wird, dass die Verformungskordinate des Punktes P4 nur ca. ein Drittel der halben Faserlänge beträgt. In *Abbildung 5.20* ist diese Situation für M8_5 schematisch dargestellt. Diese Vereinfachung bedingt, dass die Bestimmung der gesamten Bruchenergie bis zum vollständigen Verlust des Lasttragvermögens nicht präzise erfolgen kann. Beachtet man jedoch, dass die Stei-

gerung der Dauerhaftigkeit eine Beschränkung der Rissweiten auf weniger als $100 \mu\text{m}$ notwendig macht, kann diese Ungenauigkeit akzeptiert werden.

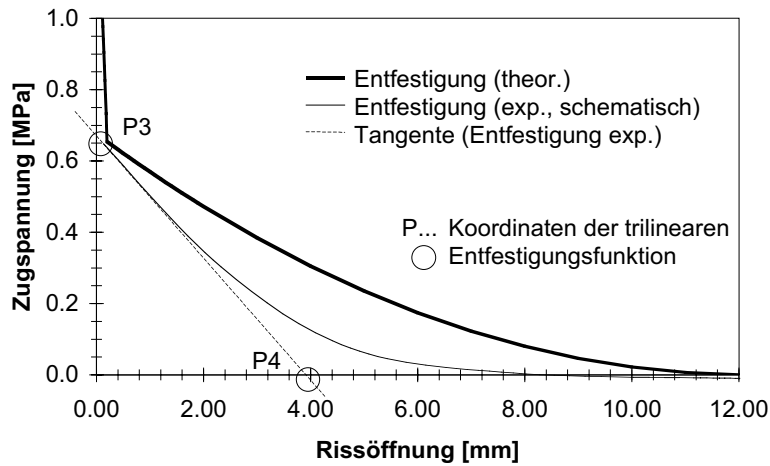


Abb. 5.20: Entfestigungsverhalten bei hohen Verformungen (Beton M8_5)

Für niedrige Fasergehalte können die Koordinaten der Punkte P1 bis P4, die als erste Näherung der Inputgrößen für die inverse Analyse zur Bestimmung der Entfestigungsfunktion verwendet werden, unter diesen Voraussetzungen und mit den entsprechenden Parametern des Betons M8 ohne Fasern ($f_t = 3.4\text{MPa}$, $s_1 = 0.75\text{MPa}$, $w_1 = 0.03\text{mm}$ und $w_2 = 0.2\text{mm}$) folgendermassen bestimmt werden:

Tab. 5.7: Erste Näherung der Entfestigungsparameter eines faserverstärkten Betons (σ_{B1} siehe Gleichung (3.37))

	P1	P2	P3	P4
Zugspannung [MPa]	f_t	$s_1 + \sigma_{B1}(\delta = w_1)$	$\sigma_{B1}(\delta = w_2)$	0
Rissöffnung [mm]	0	w_1	w_2	$L_f/6$

Da die Fasergehalte der untersuchten Betone mit maximal 1.0 Vol-% gering sind, kann die Zugfestigkeit ohne relevanten Fehler vom nicht faserverstärkten Beton übernommen werden.

Exemplarisch sind die mit diesen Werten simulierten Last-Verformungskurven von M8_4 und M7 in *Abbildung 5.21* den experimentell bestimmten Verläufen gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist für alle untersuchten Betone zufriedenstellend.

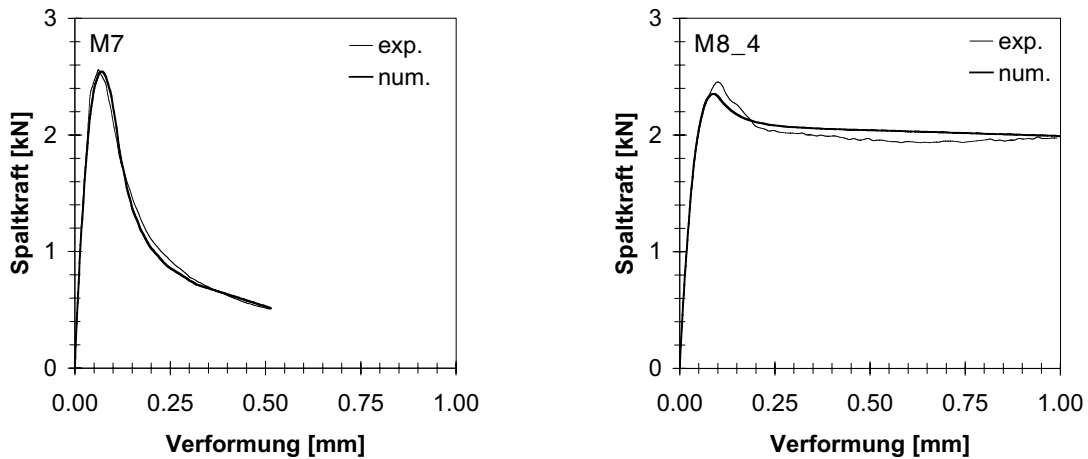


Abb. 5.21: Ergebnisse der Keilspaltversuche an M7 (links) und M8_4 (rechts)

Bezüglich der experimentell bestimmten Werte der spezifischen Bruchenergie bis zu einer Verformung von 1mm kann diese Übereinstimmung auch durch einen Vergleich mit den nach *Gleichung (3.41)* und *(3.42)* analytisch bestimmten Werten bestätigt werden. *Tabelle 5.8* stellt die experimentell und rechnerisch bestimmten Werte der spezifischen Bruchenergieen einander gegenüber.

Tab. 5.8: Spezifische Bruchenergien bis zu einer Rissöffnung von 1mm

Beton	$G_{f, \text{experimentell}}$ [N/m]	$G_{f, \text{numerisch}}$ [N/m]	$G_{f, \text{analytisch}}$ [N/m]
M7	254 +/- 47	226	267
M8_1	648 +/- 88	652	688
M8_2	1'005 +/- 123	1'016	1042
M8_3	877 +/- 56	945	976
M8_4	1102 +/- 120	1'043	1082
M8_5	710 +/- 92	728	803

Beachtet man die hohen Standardabweichungen der experimentell ermittelten Daten, ist die Prognose der Bruchenergie anhand der Superposition der Betonfestigung und der Faserüberbrückung eine geeignete Methode, die es erlaubt, ausgehend von den Eigenschaften der beiden Werkstoffkomponenten (Matrix, Fasern) und deren Grenzfläche, die Grössenordnung dieses Werkstoffparameters zu ermitteln.

Wie bei Betonen ohne Fasern das bilineare Modell zur numerischen Simulation des Verhaltens unter verformungsgeseuerter Zugbelastung gut geeignet ist, lassen sich für fasermodifizierte Betone des hier untersuchten Typs mit Hilfe des trilinearen Ansatzes gute Simulationsergebnisse erzielen.

5.3 Schlussfolgerungen

Da die Bildung von Oberflächenrissen und die dadurch lokal stark erhöhte kapillare Saugfähigkeit ein wesentliches Kriterium für die Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen darstellt, kann mit Hilfe der gewonnenen Ergebnisse eine Optimierung dieses Dauerhaftigkeitskriteriums vorgenommen werden. Der Widerstand gegen die Rissbildung und die dadurch begünstigte Verteilung der durch Trocknungsschwinden induzierten und behinderten Verformung auf eine möglichst hohe Anzahl nur wenig weit geöffneter Risse, ist bei gegebener Schwindverformung von der Bruchenergie des Betons abhängig [Mart 00]. Im Vergleich zu Änderungen der Betonrezeptur, ist durch den Einsatz moderner Polymerfasern, deren E-Modul eine hohe Steifigkeit der Rissüberbrückung ermöglicht, eine um Grössenordnungen höhere Steigerung der Bruchenergie möglich. Im vorangegangenen Kapitel wurde gezeigt, wie anhand der Werkstoffparameter die erreichbare Bruchenergie bestimmt werden kann. Ausserdem konnte eine empirische Abschätzung des Einflusses der Fasermodifikation auf die Fliesseigenschaften hergeleitet werden, die es erlaubt, die gewonnenen Erkenntnisse auf das Mix-Design selbstverdichtender Betone anzuwenden.

Ziel der Optimierung ist also eine Maximierung des durch *Gleichung (3.41)* gegebenen Anteils der spezifischen Bruchenergie, der die unmittelbar nach Entstehung einer Bruchprozesszone im Beton absorbierte Energiemenge bis zu einer Verformung von $2\delta_0$ bestimmt, die in den hier betrachteten Fällen in der Grössenordnung der maximalen fiktiven Rissöffnung w_2 des Betons ohne Fasern liegt. Mit diesem Wert als obere

Grenze des Integrals (3.39) ergibt sich zusammen mit Gleichung (3.20) folgender Zusammenhang zwischen den Werkstoffparametern und dem erwähnten Anteil der spezifischen Bruchenergie:

$$G_{f, B1} = \frac{5g\tau^2}{6E_f} V_f L_f \left(\frac{L_f}{d_f}\right)^2 \quad (5.4)$$

Der erste Quotient ist hierbei ein bei gegebener Beton-Faser-Kombination konstanter Wert. Die Reduktion dieses Anteils der Bruchenergie durch eine Steigerung des Faser-E-Moduls ist darauf zurückzuführen, dass dadurch die obere Grenze der Gültigkeit von Gleichung (5.4) reduziert wird.

Es ist leicht ersichtlich, dass dieses Kriterium allein einen hohen Fasergehalt, eine hohe Faserlänge und ein grosses Seitenverhältnis der Fasern L_f/d_f (aspect ratio) nötig macht, um möglichst hohe Bruchenergien zu erreichen. Es muss jedoch verhindert werden, dass die Fasern während des Prozesses der Rissüberbrückung infolge zu grosser Zugbeanspruchung reissen. Berücksichtigt man die Erhöhung der maximal erreichbaren Auszuglast einer Einzelfaser bei Einbindewinkeln $\phi > 0$ ergibt sich folgende Obergrenze für das Faser-Seitenverhältnis:

$$\frac{L_f}{d_f} \leq \frac{f_{t,f}}{2\tau e^{f\phi}} \quad (5.5)$$

Für die verfügbaren Faserdurchmesser der verwendeten PVA-Fasern, die sich gemäss Tabelle 4.2 in ihren Zugfestigkeiten unterscheiden, erhält man mit Gleichung (5.5) folgende Maximalfaserlängen und die entsprechenden Faser-Seitenverhältnisse:

Tab. 5.9: Max. Faserlänge $L_{f, \max}$ in Abhängigkeit des Faserdurchmessers

d_f [mm]	0.014	0.044	0.100	0.200	0.400	0.660
$L_{f, \max}$ [mm]	2.8	8.5	18.4	34.2	62.6	95.5
$L_{f, \max}/d_f$ [-]	200	195	184	171	157	145

Abbildung 5.22 zeigt den Verlauf der Rissüberbrückungsspannung eines faserverstärkten Betons gemäss Gleichung (3.37) und (3.38) schematisch. Für einen maximalen Widerstand gegen die Rissbildung muss die schattierte Fläche bei möglichst grossem Spannungsmaximum minimal werden.

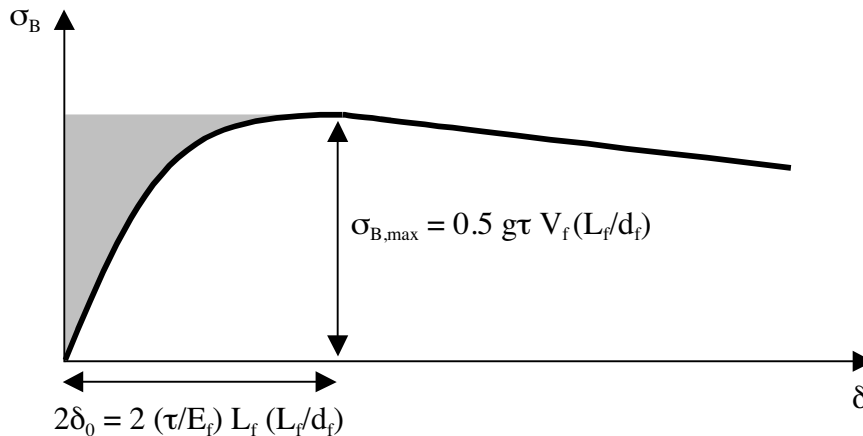


Abb. 5.22: Rissüberbrückungsspannung als Funktion der Rissöffnung

Die Spannung wird bei gegebenem Fasergehalt am grössten, wenn das Faser-Seitenverhältnis maximal ist. Da für eine grösstmögliche Bruchenergie (Fläche unterhalb der Kurve) eine dem maximalen Spannungswert entsprechende minimale Rissöffnung notwendig ist, muss die Maximierung des Faser-Seitenverhältnisses mit minimaler Faserlänge realisiert werden. Diese Überlegung spricht für die Verwendung desjenigen Fasertyps, der den kleinsten Durchmesser aufweist (siehe Tabelle 5.9).

Ein weiteres Kriterium für die Beschaffenheit der Fasermodifikation ist jedoch deren Einfluss auf die Fliesseigenschaften des Betons (Kapitel 5.2.1). Der dort empirisch hergeleitete Zusammenhang fordert, dass der Wert des Faktors $(L_f V_f^{1.7})/d_f^2$, mit dem Ziel einer möglichst geringfügigen Beeinflussung der rheologischen Eigenschaften, minimal ist. Die Verwendung der Faser mit einem Durchmesser von 0.014mm würde bei einem Fasergehalt von 1Vol-% bezogen auf das Bindemittelvolumen und der idealen Faserlänge von 2.8mm selbst für den Fall einer hochviskosen Matrix vom Typ m_V3 zu einer Erhöhung der Trichterlaufzeit des Betons um ca. 50% führen, wodurch die Selbstverdichtbarkeit nicht mehr gewährleistet wäre.

Indem für den Wert $2\delta_0$ eine Obergrenze definiert wird, die der maximalen fiktiven Rissöffnung des Betons w_2 ohne Fasern entspricht, ist es möglich ein Optimum zwischen hoher Bruchenergie bis zu diesem Verformungswert und geringer Beeinflussung der Flieseigenschaften zu ermitteln. Die Beschränkung auf w_2 ist sinnvoll, da die Energieabsorption durch den Beton bei dieser Verformung auf 0 reduziert ist, während diejenige der Faserbrücke ihr Maximum erreicht. Wie die im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Messungen zeigen, liegen die Werte für $2\delta_0$ bei den untersuchten Betonen mit noch realisierbaren Fasermodifikationen ca. zwischen 150 und 250 μm und weichen damit kaum von zu erwartenden Werten der maximalen fiktiven Rissöffnung w_2 für SCC mit einem Grösstkorndurchmesser von 16mm ab.

Mit einem gegebenen Fasertyp und dessen Werkstoffeigenschaften (g , τ und E_f) sowie für einen als Bruchteil von w_2 festgelegten Maximalwert von $2\delta_0$ ergeben sich folgende Maximalwerte der Faserlänge in Abhängigkeit des Durchmessers:

$$L_f \leq \sqrt{\frac{x w_2 E_f}{2\tau}} d_f \quad (5.6)$$

x Bruchteil von w_2 , auf den $2\delta_0$ beschränkt ist [-]

In einem zweiten Schritt kann ausgehend von den so gegebenen Werten für Faserlänge und Faserdurchmesser für jede Viskositätsklasse anhand der Regressionsgleichungen in *Abbildung 5.13* der Maximalfasergehalt bestimmt werden, der die Trichterlaufzeit und damit die Viskosität nur in tolerierbarem Mass beeinflusst. Dieses Mass kann als Vielfaches der relativen Trichterlaufzeit $v_{t,rel}$ festgelegt werden. Der resultierende Maximalfasergehalt bezieht sich auf das Bindemittelvolumen und muss als Funktion des Bindemittelgehaltes des zur Anwendung kommenden Betons auf das Gesamtvolumen umgerechnet werden.

Die so ermittelten Kombinationen der Werte von L_f , d_f , V_f und der Viskositätsklasse können bezüglich ihrer bis zur Rissöffnung w_2 absorbierten Bruchenergie verglichen werden. Für diejenigen Fasermodifikationen, deren Spannungsmaximum vor Erreichen dieser Rissöffnung liegt, kann die nach diesem Verformungswert absorbierte Energiemenge anhand der in *Kapitel 5.2.2.3* beschriebenen Beobachtung mittels der

Fläche unterhalb der Tangente an den zu erwartenden Spannungsverlauf abgeschätzt werden (siehe *Abbildung 5.23*).

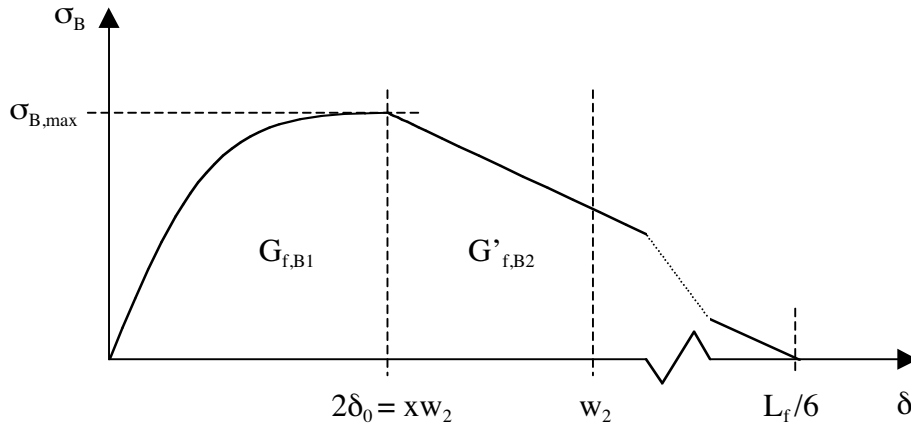


Abb. 5.23: Bruchenergie infolge Faserüberbrückung bis zur maximalen fiktiven Rissöffnung des Betons ohne Fasern (Ordinate verzerrt)

Während $G_{f,B1}$ gemäss Gleichung (5.4) bestimmt werden kann, gilt unter diesen Bedingungen für $G'_{f,B2}$:

$$G'_{f,B2} = (1-x)w_2 \cdot \sigma_{B,max} \left(1 - \frac{(1-x)w_2}{L_f/3 - 2xw_2} \right) \quad (5.7)$$

Im folgenden werden die Zusammenhänge am Beispiel der in *Tabelle 5.10* aufgeführten Werte gezeigt. Bei der hochviskosen Matrix m_V3 wird hierbei keine Abweichung vom Referenzwert der Trichterlaufzeit zugelassen, da ansonsten der für das Bindemit-

Tab. 5.10: Werkstoffparameter

Matrix	w_2 [mm]	x [-]	τ [MPa]	g [-]	E_f [MPa]	$v_{t,rel,max}$ [-]
m_V1	0.200	0.0	2.4	1.5	40'000	1.1
m_V2						1.1
m_V3						1.0

tel eines SCC maximal zulässige Wert von 20s überschritten wird. Keine Berücksichtigung findet der Unterschied zwischen den Verbundschubfestigkeiten der verschiedenen Matrixtypen, da deren Auswirkung auf die maximal erreichbare Bruchenergie klein ist. Es wird von einem Bindemittelgehalt von 40Vol-% des Betons ausgegangen.

In *Abbildung 5.24* sind die sich so ergebenden Faserlängen, Faser-Seitenverhältnisse, Faservolumenanteile und Bruchenergien bis zu einer Rissöffnung von w_2 dargestellt.

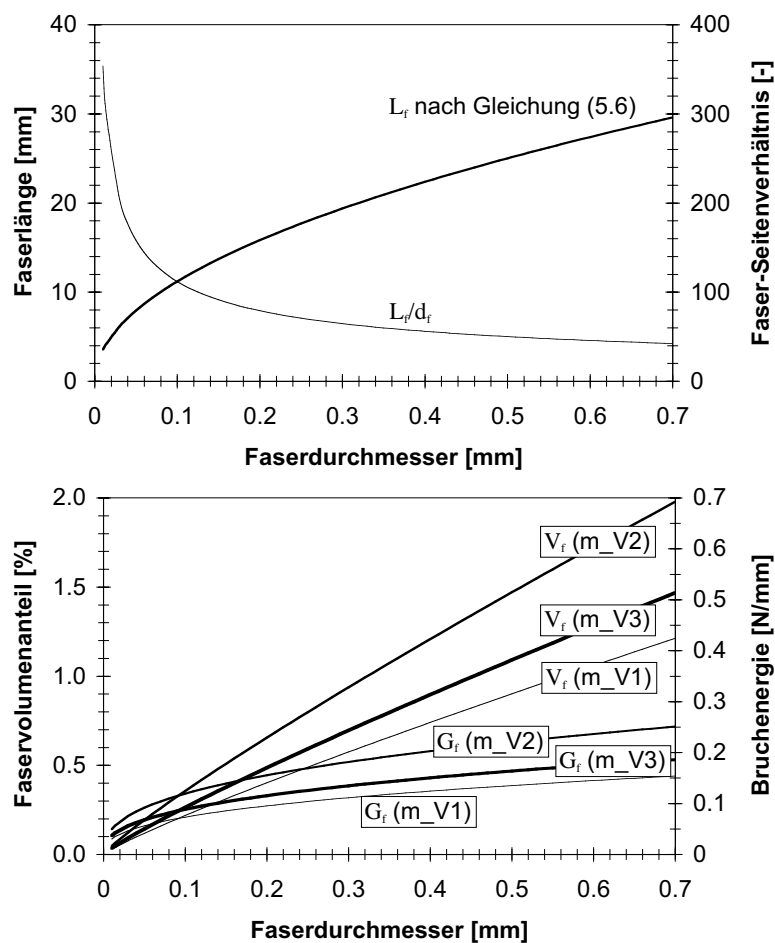


Abb. 5.24: Fasermodifikationen und deren Einfluss auf die Bruchenergie bis w_2

Es wird deutlich, dass für eine Beschränkung der zum Maximalwert der Rissüberbrückungsspannung gehörenden Verformung auf w_2 der Wert der Bruchenergie mit wachsendem Faserdurchmesser zunimmt. Dies ist nur darauf zurückzuführen, dass

die in die Darstellung mit einbezogene Beeinflussung der Fliesseigenschaften wesentlich empfindlicher auf eine Reduktion des Durchmessers als auf eine Erhöhung der Faserlänge bzw. des Fasergehaltes reagiert. Ist diese Beschränkung nicht gegeben, steigt der maximal erreichbare Wert der Bruchenergie bei konstantem Faseranteil mit sinkendem Faserdurchmesser bzw. steigendem Faser-Seitenverhältnis (siehe *Abbildung 5.25*). Für den Einsatz beim Mischungsentwurf faserverstärkter Betone, kann dieser Zusammenhang allein nicht verwendet werden.

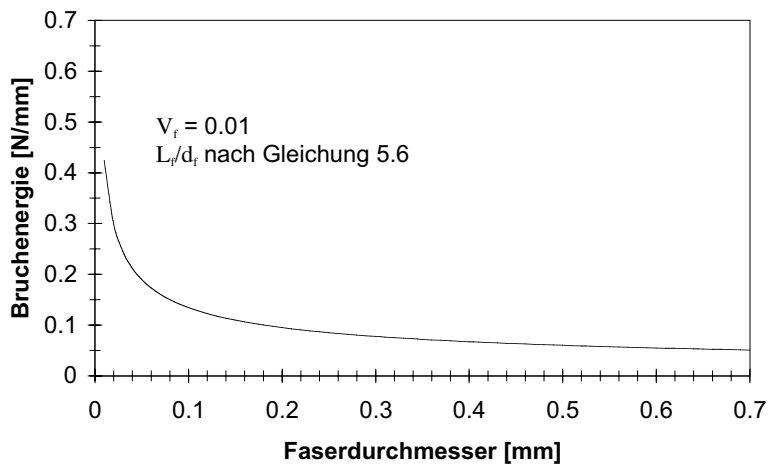


Abb. 5.25: Bruchenergie bis w_2 als Funktion des Faserdurchmessers bei konstantem Fasergehalt

Der für die bisher dargestellten Ergebnisse verwendete Wert von x (1.0) kann grundsätzlich auch anders festgelegt werden. Eine Erhöhung ist nicht sinnvoll, da mit dem Ziel einer maximalen Reduktion des Rissbildungsrisikos, die Energieabsorption bei möglichst kleinen Rissöffnungen hoch sein muss. Allgemein gilt jedoch, dass die Bruchenergie für die gewählten Werte sowohl von x als auch von $2\delta_0$ (hier w_2) immer für $x = 1$ maximal sind. *Abbildung 5.26* zeigt die Spannungsverläufe für unterschiedliche Werte von x . Der für kleine x steilere Anstieg der Spannungskurve vermag den Energieverlust infolge früher beginnendem Spannungsabfall nicht zu kompensieren. Umgekehrt verhält es sich für $x > 1$. Die für die drei Varianten unterschiedlichen Faserspezifikationen ergeben sich aus dem oben beschriebenen Vorgehen, das in Abhängigkeit von x für jeden Faserdurchmesser die entsprechende Faserlänge definiert (siehe *Gleichung (5.6)*). Das wiederum führt infolge der Randbedingungen für die

Fliesseigenschaften zu einem maximalen Fasergehalt. Die in *Abbildung 5.26* dargestellten Spannungsverläufe sind also diejenigen, die in einem selbstverdichtenden Beton mit PVA-Fasern des grössten verfügbaren Durchmessers die maximal erreichbare Bruchenergie aufweisen.

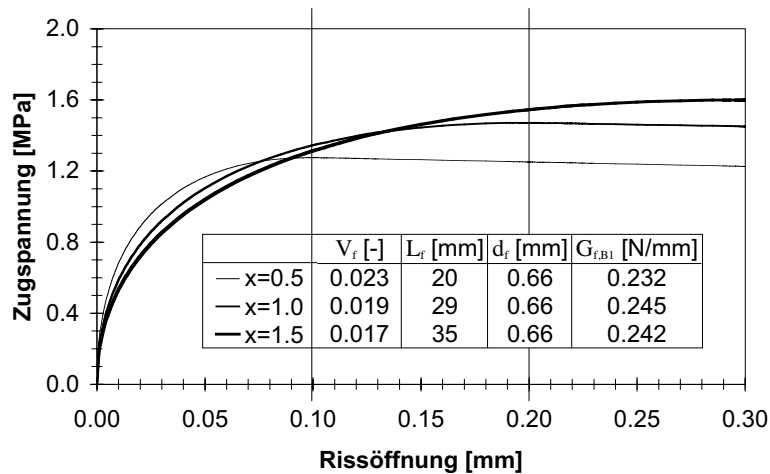


Abb. 5.26: Rissüberbrückungsspannung für unterschiedliche Werte von x

In *Abbildung 5.24* fällt ausserdem auf, dass die Viskosität des verwendeten Bindemittels grossen Einfluss auf die erzielbare Bruchenergie hat. Obwohl das Bindemittel vom Typ „m_V3“ die höchste Viskosität aufweist, erlaubt es keine wirkungsvolleren Fasermodifikationen als dasjenige vom Typ „m_V2“, da bereits die Trichterlaufzeit der reinen Matrix mit 20s die Obergrenze des für einen SCC zulässigen Wertes erreicht. Entscheidend ist jedoch, dass hochviskose Bindemittelmatrizen leistungsfähigere Fasermodifikationen zulassen und demzufolge beim Einsatz von Faserkurzschnitt den in der Praxis häufig zur Anwendung kommenden niedrigviskosen Bindemitteln vorzuziehen sind. Ist infolge der zu erwartenden Belastung durch aufgezwungene und behinderte Verformungen (z.B. Trocknungsschwinden) die notwendige Bruchenergie gegeben, kann die Viskosität des Bindemittels so gewählt werden, dass die notwendige Fasermodifikation die Selbstverdichtbarkeit nur in tolerierbarem Mass beeinflusst.

Im Gegensatz zu den Betonen M7 und M8_1-5 bestand das Ziel beim Entwurf des Betons M9 nicht primär in einer Steigerung der Bruchenergie eines einzelnen Risses, sondern darin, durch eine Überschreitung der Matrixzugfestigkeit durch die Rissüber-

brückungsspannung das Phänomen der Mehrfachrissbildung zu erreichen. Im Gegensatz zu den bisherigen Betrachtungen, setzt dies nicht eine Maximierung der Bruchenergie bei möglichst kleinen Verformungen, sondern lediglich das Erzielen einer maximalen Rissüberbrückungsspannung voraus. Für eine gegebene Kombination aus Matrix- und Faserwerkstoff ist der Maximalwert der Rissüberbrückungsspannung sowohl proportional zum Fasergehalt als auch zum Faserseitenverhältnis:

$$\sigma_{B1,max} = \frac{\tau_g}{2} \cdot \frac{V_f L_f}{d_f} \quad (5.8)$$

In *Abbildung 5.27* ist dieser Zusammenhang für die in *Tabelle 5.10* gegebenen Werte graphisch dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Spannung unabhängig von der Faserlänge für einen gegebenen Fasergehalt nur vom Faser-Seitenverhältnis abhängt, dessen Wert maximal sein muss.

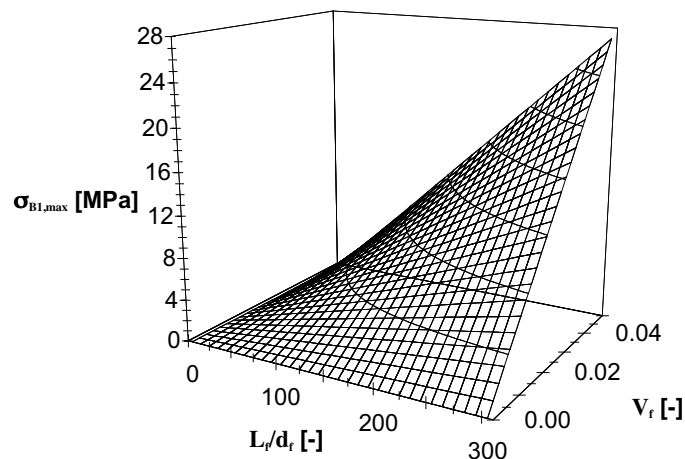


Abb. 5.27: Maximale Rissüberbrückungsspannung gemäss *Gleichung (5.8)*

Während bei der Maximierung der Bruchenergie, die Beschränkung der Verformung für die Faserlänge das relevante Kriterium ist, wird diese hier nur durch die Zugfestigkeit der Faser beschränkt. Betrachtet man einen horizontalen Schnitt der in *Abbildung 5.27* dargestellten Fläche für den Spannungswert $\sigma_{B1,max} = 5\text{MPa}$, der die Zugfestigkeit der Matrix der Mischung M9 um ca. 60% übertrifft, kann aus den verfügbaren Fasern derjenige Typ ausgewählt werden, der mit minimalem Fasergehalt die Anforderung an den Maximalwert der Spannung erfüllt. Neben diesem Kriterium ist

ausserdem zu berücksichtigen, dass für den Einsatz von Betonen des Typs M9, die bezüglich ihrer Zusammensetzung und ihres mechanischen Verhaltens mehr einem Faserzement als einem Beton ähnlich sind, für dünnwandige Bauteile oder dünne rissüberbrückende Beschichtungen, die Verwendung grober Fasern ungeeignet ist, da sie die Homogenität des Werkstoffes negativ beeinflussen. Für die Auswahl des Fasertyps ist ausserdem entscheidend, dass nur diskrete Durchmesser und vor allem auch Längen verfügbar sind. In *Abbildung 5.28* sind die notwendigen und maximal möglichen Fasergehalte für $v_{t,rel} < 1.3$ einer Matrix mittlerer Viskosität (m_{V2}) dargestellt. Da die empirisch ermittelten Zusammenhänge zwischen den Eigenschaften der Fasermodifikation und dem entsprechenden Einfluss auf die Fliesseigenschaften streng genommen nur bis zu einem Faseranteil von 4 Vol-% gelten, ist die Darstellung entsprechend beschränkt.

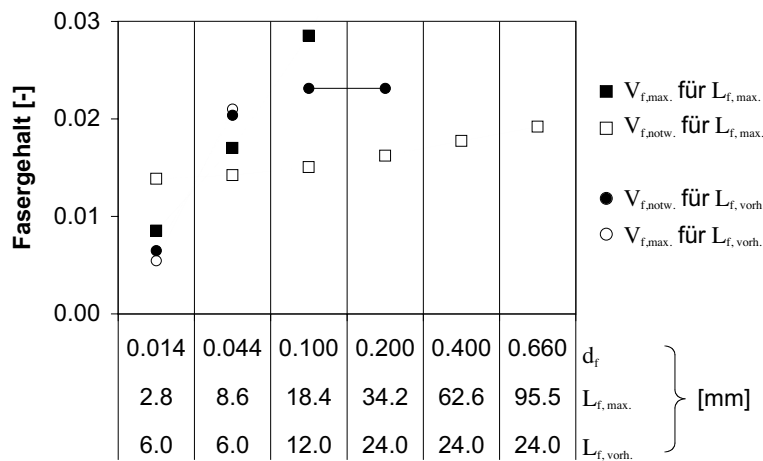


Abb. 5.28: Maximal mögliche und notwendige Fasergehalte für $\sigma_{B1,max} = 5\text{MPa}$

Die notwendigen Fasergehalte für die lediglich durch die Zugfestigkeiten der Fasern beschränkten Faserlängen sind für alle Faserdurchmesser nahezu identisch. Der leichte Anstieg ist auf die mit wachsendem Durchmesser sinkende Zugfestigkeit zurückzuführen (siehe *Tabelle 5.10*). Da die feinste Faser lediglich in einer Länge von 6mm vorliegt, führt deren Einsatz in zugbeanspruchten zementgebundenen Werkstoffen zum Faserbruch. Die mit dem niedrigsten Fasergehalt die geforderte Maximalspannung gewährleistende Faser ist aus diesem Grund diejenige mit einem Durchmesser von 0.044mm und einer Länge von 6mm, die aufgrund ihrer Feinheit zudem die Forde-

rung nach einer hohen Werkstoffhomogenität bei Bauteilen mit kleinen Minimalabmessungen erfüllt. Der Fasergehalt beträgt 2.0 Vol-% und findet sich in der Rezeptur der Mischung M9_3 wieder.

6 Konstitutives Modell der Mehrfachrissbildung

6.1 Einleitung

Für das mechanische Verhalten faserverstärkter Betone des Typs M7 und M8_1-5, die sich von konventionellen Betonen primär durch ihre Bruchenergie unterscheiden, existieren realistische konstitutive Modelle mit denen sich deren Verhalten unter verformungsgesteuerter Zugbelastung beschreiben lässt. In *Kapitel 5.2.2.3* konnte gezeigt werden, dass durch eine Superposition der Dehnungsentfestigung des Betons ohne Fasern und der Rissüberbrückungsspannung infolge der Faserbewehrung das Zugtragverhalten dieser Kompositwerkstoffe abgeschätzt und beispielsweise der Spaltkraft-Verformungsverlauf eines Keilspaltversuches bis zu einer gewissen Rissöffnung mittels der Methode der finiten Elemente simuliert werden kann.

Dieses Kapitel dient der Erläuterung einiger Ansatzpunkte, die es ermöglichen sollen, ein konstitutives Modell des Zugtragverhaltens faserverstärkter zementgebundener Werkstoffe des Typs M9_3 zu entwickeln, das in der Lage ist, das Phänomen der Mehrfachrissbildung realistisch zu beschreiben. Eine erste Validierung des Modells erfolgt hierbei durch die Simulation der an Schulterproben von M9_3 durchgeführten Direktzugversuche mit Hilfe des Finite-Elemente Softwarepaketes DIANA, auf dessen Benutzerhandbücher und die dortigen Referenzen für ein tieferes Verständnis der Berechnungsverfahren verwiesen wird ([DIAN 96a], [DIAN 96b], [DIAN 96c] und [DIAN 98]).

6.2 Finite-Elemente-Netz und Input-Parameter

Für die Simulation des Direktzugversuches wird der Bereich konstanten Querschnittes der Schulterprobe in 800 rechteckige Elemente vom Typ Q8MEM mit 3x3 Integrationspunkten unterteilt [DIAN 98]. Parallel zur Belastungsrichtung beträgt die Seitenlänge eines Elementes 1.0, quer dazu 2.5mm. Da es sich bei der Beanspruchung um einachsialen Zug handelt, wird von einem ebenen Spannungszustand ausgegangen und die Simulation auf zwei Dimensionen beschränkt. *Abbildung 6.1* zeigt die Lage des FE-

Netzes im Probekörper. Da bei der Durchführung der Versuche beobachtet wurde, dass sich ein Riss in allen Fällen über den gesamten Probenquerschnitt erstreckt, wurde die Anzahl der Elemente in Querrichtung (8) im Gegensatz zu derjenigen in Längsrichtung (100) klein gehalten.

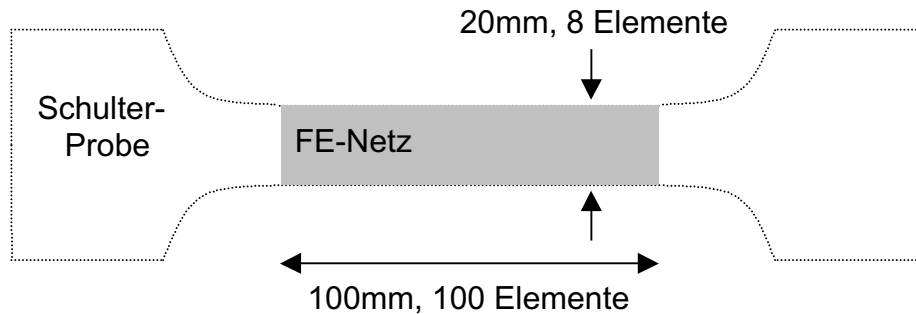


Abb. 6.1: Lage des zweidimensionalen FE-Netzes in der Probengeometrie (siehe auch *Abbildung 5.3*)

Das infolge der Rissbildung nichtlineare Werkstoffverhalten wird in Form der folgenden Input-Parameter berücksichtigt:

- Als Bedingung für die Entstehung eines Risses wird die Überschreitung der Erst-
rissfestigkeit f_t in Belastungsrichtung gewählt. Da es sich um einen ebenen Zug-
spannungszustand handelt, gilt dieses Kriterium hier unabhängig von Vorzeichen
und Wert der zweiten Hauptspannung („linear tension cut-off“ [DIAN 96b]).
- In DIANA wird das verschmierte Rissmodell verwendet, welches die totale Zugdeh-
nung ε in elastische Dehnung ε_{el} und Rissdehnung ε_{cr} unterteilt. Mit Hilfe der Breite
 h des Rissbandes (hier: $h =$ Höhe des finiten Elementes $= 1.0\text{mm}$) kann mit
 $w_{cr} = h\varepsilon_{cr}$ die Rissöffnung berechnet werden. Die Reduktion der Steifigkeit infolge
Rissbildung wird durch die Definition einer Normalsteifigkeit D^I des Risses berück-
sichtigt, deren Wert in Abhängigkeit der Entfestigungsfunktion variiert (siehe [DIAN
96c]). Zur Beschreibung der Entfestigung wird eine multi-lineare Funktion gewählt,
deren Form später beschrieben wird.

- Auch die Schubverformungen werden analog zu den Dehnungen (siehe oben) in zwei Bestandteile unterteilt. Die Reduktion des Schubmoduls infolge Rissbildung wird durch die Definition einer Tangentialsteifigkeit D^{II} des Risses berücksichtigt, die mit Hilfe des Schubwiderstandsfaktors β als Bruchteil des Schubmoduls bestimmt werden kann. Da Schubverformungen für die hier betrachtete Belastung durch einachsialen Zug keine zentrale Rolle spielen, wird β als konstant angenommen [DIAN 96c].

Tabelle 6.1 fasst die zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens unter einachsialer Zugbeanspruchung notwendigen Werkstoffparameter nochmals zusammen:

Tab. 6.1: Werkstoffparameter des verschmierten Rissmodells

	Erläuterungen
E	E-Modul des Kompositwerkstoffes
ν	Querdehnzahl: Bestimmung des Schubmoduls
f_t	Erstrissfestigkeit der Matrix: Kriterium für die Risslokalisierung
G_f	Bruchenergie: Bestimmung der Normalsteifigkeit D^I eines Risses
$k(\epsilon_{cr})$	Entfestigungsfunktion: Festlegung des Spannungsübertragungsvermögens während des Risswachstums
β	Schubwiderstandsfaktor: Bestimmung der Tangentialsteifigkeit D^{II} eines Risses

Die im Rahmen der numerischen Simulation notwendigen Iterationen werden mit Hilfe der modifizierten Newton-Raphson Methode durchgeführt [DIAN 96c]. Die Grösse der Verformungsinkremente, die die notwendige Anzahl Berechnungsschritte festlegt, wird mit zunehmender Unstetigkeit des zu simulierenden Kraft-Verformungs-Verlaufs kleiner gewählt.

6.3 Definition der Entfestigungsfunktion der Finiten Elemente

Das Phänomen der Mehrfachrissbildung beruht darauf, dass das Überschreiten der maximalen elastischen Dehnung und damit der Erstrissfestigkeit an einer Stelle des belasteten Probekörpers kurzzeitig zwar zu einer Entfestigung führt, bei zunehmender Verformung jedoch eine Verfestigung infolge der Aktivierung der den Riss überbrückenden Fasern stattfindet. Wird im Laufe dieses Prozesses die Erstrissfestigkeit erneut überschritten, entsteht an einer anderen Stelle des Bauteils ein zweiter Riss. Die Anzahl der Wiederholungen dieses Prozesses bis zur definitiven Schadenslokalisierung hängt neben der Länge des Bereiches mit konstantem Querschnitt auch von der statistischen Verteilung der Erstrissfestigkeit und der maximalen Rissüberbrückungsspannung ab (siehe *Kapitel 6.4*).

Es ist zu beachten, dass das Last-Verformungsdiagramm des Werkstoffes M9, makroskopisch zwar einer Verfestigung gleichkommt, in Realität aber die Kombination des Zugverhaltens einzelner Probekörperbereiche darstellt, die, isoliert betrachtet, vom Verhalten des gesamten Bauteils abweichende Eigenschaften aufweisen. Demzufolge unterscheidet sich das Last-Verformungsverhalten eines einzelnen finiten Elementes von demjenigen, das als Resultat von Direktzugversuchen an Schulterproben gewonnen wird (*Abbildung 5.18*) und entspricht vielmehr demjenigen der gekerbten Prismen (*Abbildung 5.17*), die infolge der lokalen Querschnittsreduktion keine Mehrfachrissbildung zulassen (siehe *Abbildung 6.2*).

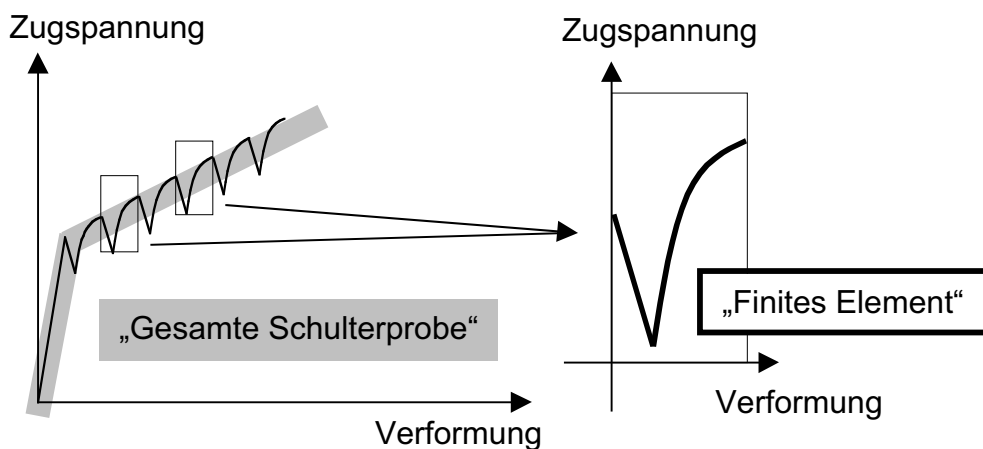


Abb. 6.2: Unterschiedliche Beobachtungsebenen des Direktzugversuches

Geht man davon aus, dass aufgrund der kleinen Ausdehnung der finiten Elemente in Belastungsrichtung (1.0mm), die Anzahl Risse pro Element auf 1 beschränkt ist, kann somit aufgrund der in *Kapitel 5.2.2.2* gewonnenen Erkenntnisse das für ein Einzelement gültige Entfestigungsverhalten bestimmt werden. Am Begriff der „Entfestigung“ wird der Einfachheit halber festgehalten, obwohl die Fasermodifikation zu einem Überschreiten der Erstrissfestigkeit des Elementes führt.

Der für die Spannungs-Dehnungskurve vorgeschlagene Verlauf ergibt sich also aus den Ergebnissen der Direktzugversuche am gekerbten Prisma und demzufolge in Analogie zur Superposition der Spannungs-Dehnungs-Kurve der Matrix und der Rissüberbrückung. Im elastischen Bereich wird sie durch den E-Modul und die Erstrissfestigkeit der Matrix definiert. Im Bereich der Rissdehnung ergibt sich der in *Abbildung 6.3* schematisch dargestellte Verlauf, der sich theoretisch ab Punkt P2 gemäss *Gleichung (3.37)* und *(3.38)* beschreiben lässt und für die Implementierung in DIANA als multilineare Kurve (P1 bis P5) diskretisiert wird.

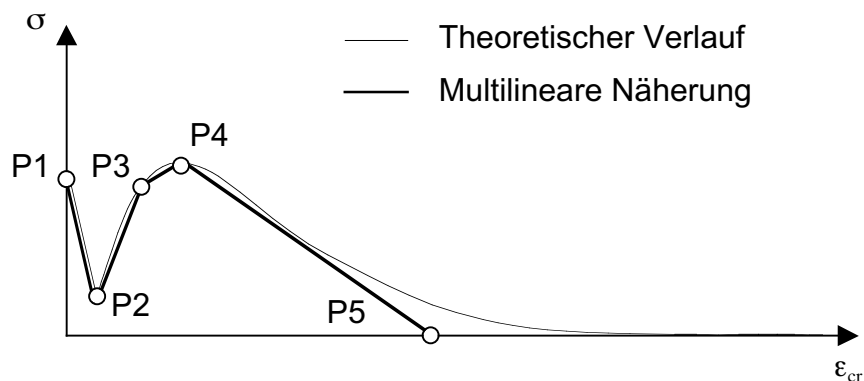


Abb. 6.3: Diskretisierung der Entfestigungskurve

Die Ordinate $\varepsilon_{cr,1}$ des Punktes P1 hat den Wert 0. Die Entfestigung der Matrix M9 ohne Fasern wird als linear mit einer maximalen fiktiven Rissöffnung von 0.02mm angenommen [Trun 99], was für das Rissbandmodell mit einer Rissbandbreite von $h = 1.0\text{mm}$ einem $\varepsilon_{cr,max}$ von 0.02 entspricht. Dieser Wert ist gleichzeitig die Ordinate $\varepsilon_{cr,2}$ des Punktes P2, da bei dieser Dehnung der Übergang von der Matrixentfestigung zur Rissüberbrückung stattfindet. Ein weiterer Fixpunkt ist die Ordinate des Punktes P4,

bei der die Spannung maximal wird und deren Wert durch $2\delta_0/h$ gegeben ist. Die zu Punkt P3 gehörende Dehnung wird als Funktion der Lage von P2 und P4 zu $(2/5) \cdot (\varepsilon_{cr,4} - \varepsilon_{cr,2})$ festgelegt, um den anfänglich steileren Anstieg des Spannungsverlaufes berücksichtigen zu können. Punkt P5 liegt bei dem in *Kapitel 5.2.2* hergeleiteten Dehnungswert $(L_f/6)/h$. Die zugehörigen Werte der Spannungen können für die Punkte P2 bis P4 mit *Gleichung (3.37)* ermittelt werden und entsprechen für P1 der Erstrissfestigkeit der Matrix f_t und für P5 dem Wert 0.

6.4 Heterogenität des Werkstoffes

Faserverstärkte Werkstoffe, wie beispielsweise der Beton M9, sind aufgrund der Kurzfaserbewehrung heterogen. Die aleatorische Natur dieser Heterogenität beeinflusst primär die Risslokalisierung, weshalb ein leistungsfähiges konstitutives Werkstoffmodell auch diese Eigenschaft berücksichtigen muss. Da dies mit deterministischen Ansätzen nicht möglich ist, erfolgt die Implementierung dieser Werkstoffeigenschaft mit Hilfe eines probabilistischen Modells. Die Realisierung erfolgt durch die Bildung von Materialklassen, die eine bestimmte Kombination von Werkstoffparametern beinhalten und nach einem definierten Verfahren den finiten Elementen einzeln zugeordnet werden.

Hierfür werden die Werte der Erstrissfestigkeit, des E-Moduls und des Fasergehaltes statistisch verteilt, wobei letzter zu einer Variation der Spannungswerte der Punkte P2 bis P4 (*Abbildung 6.3*) führt. Um die Anzahl der Variationsmöglichkeiten zu beschränken wird jedoch der Wert von σ_2 auf 0.4MPa fixiert. Während die Variationen von f_t und E gekoppelt sind, ist die Schwankung des Fasergehaltes unabhängig von diesen Größen. Für die einem finiten Element zugewiesene Spannungs-Dehnungskurve ergeben sich so die in *Abbildung 6.4* schematisch dargestellten Möglichkeiten.

Für die Variation der Erstrissfestigkeit und des E-Moduls sowie für diejenige des Fasergehaltes werden je 13 Materialklassen gebildet, die beliebig miteinander kombiniert werden können. Die Zuordnung der Klassen zu den finiten Elementen erfolgt zeilenweise, da bei der Versuchsdurchführung beobachtet werden kann, dass sich ein Riss grundsätzlich unmittelbar nach seiner Lokalisierung über den ganzen Querschnitt aus-

breitet. Die Häufigkeit der einzelnen Klassen wird mit Hilfe der Gauss'schen Dichtefunktion festgelegt.

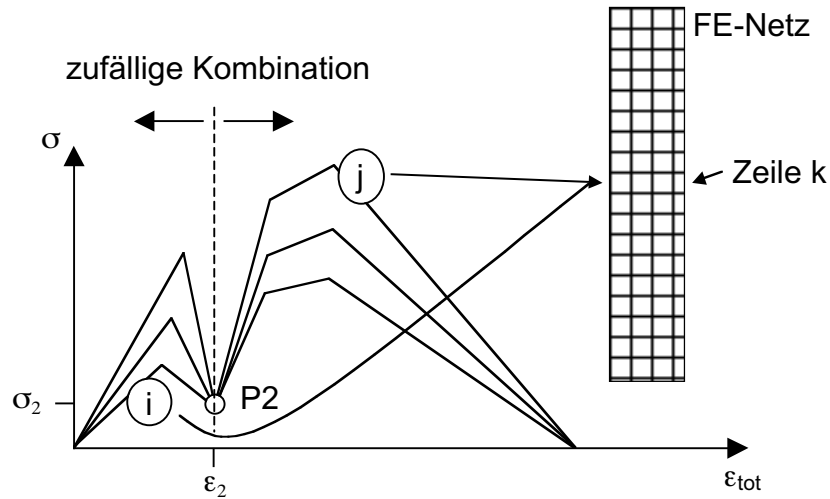


Abb. 6.4: Auswahl zufälliger Kombinationen der Materialklassen i und j für Verformungen kleiner bzw. grösser ϵ_2 und deren Zuordnung

Während die Mittelwerte der statistisch verteilt angenommenen Grössen der Erstrissfestigkeit und des E-Moduls aus den Ergebnissen der Direktzugversuche (*Kapitel 5.2.2.2*) und des Fasergehaltes aus der Rezeptur von M9 gewonnen werden können, muss die Streuung entweder durch die Auswertung einer repräsentativen Stichprobe, die eine grosse Anzahl Versuche notwendig macht, oder aber durch eine inverse Analyse der Direktzugversuche mit Hilfe des vorgeschlagenen Modells ermittelt werden. Diese inverse Analyse dient sowohl der Variation der unteren und oberen Grenze als auch der Standardabweichung der Zufallsgrössen, bis diese aufgrund guter Übereinstimmung zwischen simulierter und tatsächlicher Last-Verformungskurve festgelegt werden können. Der so ermittelte Streubereich wird in 13 Klassen eingeteilt, wobei das Intervall zwischen Werten benachbarter Klassen konstant ist. Die Häufigkeit der Zuordnung einer Klasse zu einer Zeile des FE-Netzes ergibt sich schliesslich an Hand der entsprechenden Gauss'schen Dichtefunktion, der als normalverteilt angenommenen Zufallsgrössen.

In *Tabelle 6.2* sind die Werte aller Inputparameter und deren Streuung zusammengefasst. Zusätzlich zu den in *Tabelle 6.1* dargestellten Werkstoffeigenschaften enthält diese Liste die für die Bestimmung der Koordinaten der Punkte P3 und P4 notwendigen Parameter der Fasermodifikation des untersuchten Betons M9_3.

Tab. 6.2: Input-Parameter für die Simulation der Mehrfachrissbildung

	Mittelwert	unterer Grenzwert	oberer Grenzwert	Standardabweichung
f_t [MPa]	3.1	1.6	4.6	32%
E [MPa]	18'500	17'200	19'800	5%
V_f [-]	0.020	0.014	0.026	15%
ν [-]	0.2	konstant		
$E_{f,eff}$ [MPa]	17'000	konstant, siehe <i>Tabelle 5.6</i>		
L_f [mm]	6.0	konstant		
d_f [mm]	0.044	konstant		
g [-]	1.5	konstant		
τ [MPa]	2.4	konstant		
β [-]	0.0005	konstant		
$k(\epsilon_{cr})$ [MPa]	Koordinaten der Punkte P1 bis P5: siehe <i>Kapitel 6.3</i>			
G_f [N/m]	Fläche unterhalb der multilinenaren Entfestigungsfunktion $k(\epsilon_{cr})$			

Die den Punkten P3 und P4 zugeordneten Spannungswerte werden mit *Gleichung (3.37)* bestimmt und variieren demzufolge in Abhängigkeit des Fasergehaltes. Gleiches gilt auch für den Wert der Bruchenergie. In *Abbildung 6.5* sind die aufgrund dieser Ergebnisse gebildeten Klassen graphisch dargestellt. Die Anzahl der Zuordnungen einer Klasse der Erstrissfestigkeit ist infolge der Koppelung an den E-Modul mit dessen Zuordnungshäufigkeit identisch. Ausserdem ist ersichtlich, dass sich die Werte der Erstrissfestigkeit und die der maximal erreichbaren Überbrückungsspannung überschneiden. Es ist also möglich, dass nach Überschreiten der Matrixfestigkeit an einer

Stelle des Probekörpers mit hoher Festigkeit bei zunehmender Verformung nicht mehr genügend hohe Spannungen aufgebaut werden können, um die Bildung eines weiteren Risses zu verursachen. An dieser Stelle findet die definitive Schadenslokalisierung statt.

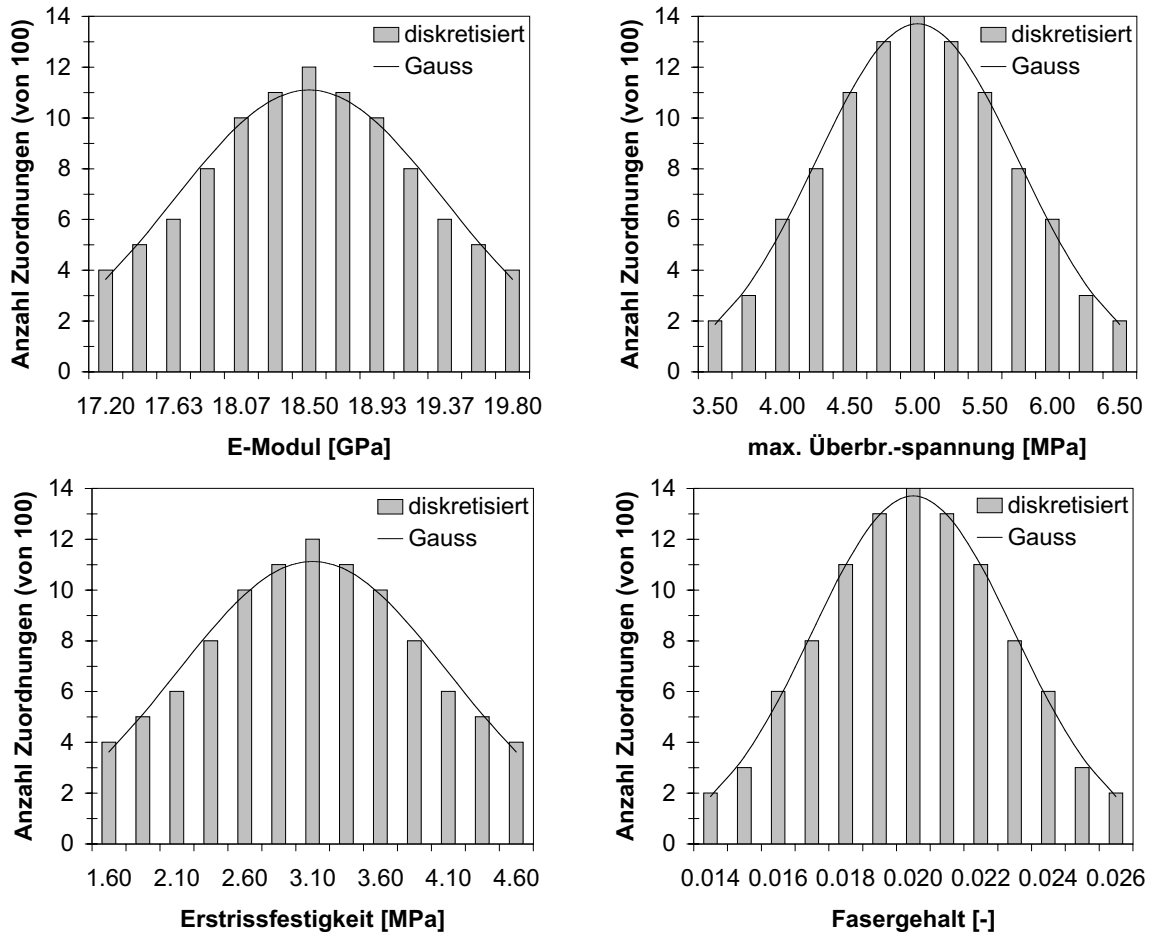


Abb. 6.5: Anzahl Zuordnungen der Materialklassen

6.5 Validierung

Mit dem oben beschriebenen Berechnungsverfahren und den in *Tabelle 6.2* zusammengefassten Inputgrößen und ihrer statistischen Verteilung werden sehr gute Übereinstimmungen zwischen den experimentell und numerisch bestimmten Last-Verformungskurven erreicht. Sowohl die Anzahl der vor der endgültigen Schadenslokalisierung gebildeten Risse als auch die entsprechende maximale Verformung stimmen im Rahmen der Messgenauigkeit überein (siehe *Abbildung 6.6*). Die an den

unstetigen Krümmungswechseln der Last-Verformungskurve ablesbare Rissanzahl beläuft sich bei den 10 durchgeführten Versuchen auf 10 ± 3 . Die entsprechenden Rissöffnungen betragen zum Zeitpunkt der definitiven Schadenslokalisierung in etwa $200 \mu\text{m}$.

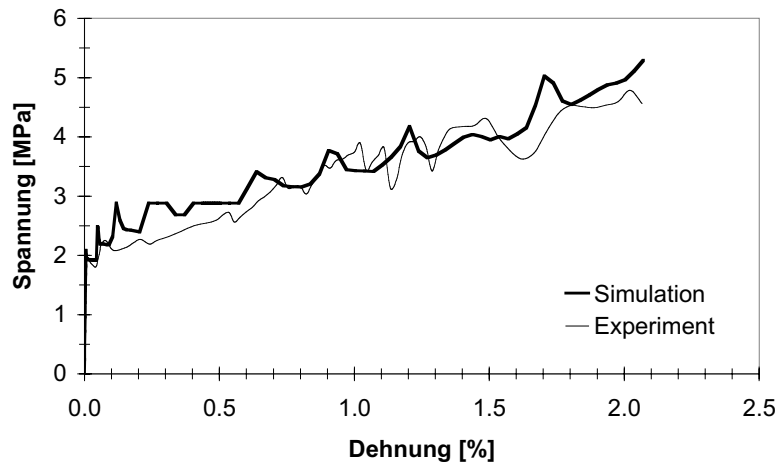


Abb. 6.6: Last-Verformungskurve (M9_3): Vergleich zwischen Experiment und Simulation

Da der Verlauf nach Erreichen des maximalen Lasttragvermögens im Vergleich zum Bereich der Verfestigung nicht von primärem Interesse ist und die implementierte Entfestigungsfunktion durch die Beschränkung der maximalen Rissöffnung auf ein Sechstel der Faserlänge die Simulation des Spannungsverlaufes der definitiven Entfestigung nicht mit ausreichender Genauigkeit erlaubt, wird auf eine Darstellung verzichtet.

Ziel dieses kurzen Exkurses ist es, einen ersten Schritt zur Entwicklung eines konstitutiven Werkstoffmodells der Mehrfachrissbildung faserverstärkter zementgebundener Werkstoffe vorzuschlagen, das es erlaubt, anhand experimentell bestimmbarer Werkstoffparameter der Matrix, der Faser und deren Grenzfläche, mit Hilfe der Methode der finiten Elemente das Zugtragverhalten zu simulieren. Es ist gelungen in Analogie zum Verhalten faserverstärkter Betone vom Typ M7 und M8_1-5 unter verformungsgesteuerter Zugbelastung auch das Zugtragverhalten von Werkstoffen des Typs M9_3 durch die Superposition der Matrix-Entfestigung und der Faserüberbrückung zu beschreiben.

Die Berücksichtigung der Heterogenität dieser Kompositwerkstoffe erlaubt ausserdem einen tieferen Einblick in den Mechanismus der Mehrfachrissbildung.

Eine Verfeinerung des Modells ist durch unterschiedliche Ansätze möglich. So ist es zum Beispiel sinnvoll, die zeilenweise Zuordnung der Materialklassen zu den finiten Elementen nicht zufällig zu gestalten, sondern benachbarten Zeilen auch benachbarte Eigenschaftsklassen zuzuweisen, da es nicht wahrscheinlich ist, dass bei einer Zeilenhöhe von 1.0mm der Fasergehalt zwischen zwei Zeilen um den zweifachen Wert der entsprechenden Standardabweichung von 15% schwankt. Gleiches gilt auch für die Erstrissfestigkeit und den E-Modul. Ebenso müsste die Ursache dafür ermittelt werden, dass die Simulationsergebnisse nur mit einer sehr hohen Standardabweichung der Erstrissfestigkeit zufriedenstellend sind. Der entsprechende Wert von 32% kann durch experimentelle Untersuchungen nicht bestätigt werden. Desweiteren kann die Entfestigungsfunktion verfeinert werden, um auch die Simulation der definitiven Entfestigung zu ermöglichen.

7 Anwendung in der Praxis

7.1 Einleitung

Ein bevorzugtes Einsatzgebiet selbstverdichtender Betone ist die Betoninstandsetzung. Ihre Eignung als Beschichtungswerkstoffe zum Ersatz schadhaften Überdeckungsbetons beruht einerseits auf dem meist erschwerten Einsatz konventioneller Verdichtungsgeräte und auf der vermeintlich höheren Dauerhaftigkeit infolge weniger stark ausgeprägter Gefügeheterogenität. Andererseits stellt gerade die bei dieser Anwendung angestrebte Schutzfunktion des Beschichtungsbetons hohe Anforderungen an spezifische Werkstoffeigenschaften, die von herkömmlichen Bemessungsmethoden nicht berücksichtigt werden.

Bei den beiden hier betrachteten Fallbeispielen handelt es sich um einen ca. 800m langen, innerstädtischen Tagbautunnel (TB) und um die Unterquerung (UB) eines ca. 100m breiten Gleisfeldes. Beide Bauwerke wurden Anfang der 70er Jahre erstellt, dienen der Nutzung durch den Individualverkehr und sind aufgrund ihrer Lage an zentralen Punkten des Strassennetzes einer hohen Verkehrsbelastung ausgesetzt. Die dem Verkehr zugewandte, oberflächennahe Randzone der in Stahlbeton ausgeführten Wände beider Bauwerke weist nach einer 30-jährigen Nutzungsdauer infolge des Einsatzes von Tausalzen eine Chloridkonzentration auf, die zur Aufrechterhaltung des Korrosionsschutzes der statischen Bewehrung eine Instandsetzungsmassnahme erfordert.

In beiden Fällen wird aus diesem Grund der kontaminierte Überdeckungsbeton bis kurz überhalb der ersten Bewehrungslage mittels Hochdruckwasserstrahl abgetragen und durch selbstverdichtenden Beton ersetzt. Die hierfür verwendete, einhäuptige Schalung wird im Fall des Tagbautunnels durch Öffnungen im bodennahen Bereich der Schalung von vorne mittels einer Betonpumpe gefüllt, während im Fall der Gleisunterführung die Füllung durch Schütten des Betons von oben erfolgt. Die Stärke der

Beschichtung beträgt in beiden Fällen 65mm, was für den Einsatz von Innenrüttlern nicht ausreicht. *Abbildung 7.1* zeigt die Situation schematisch.

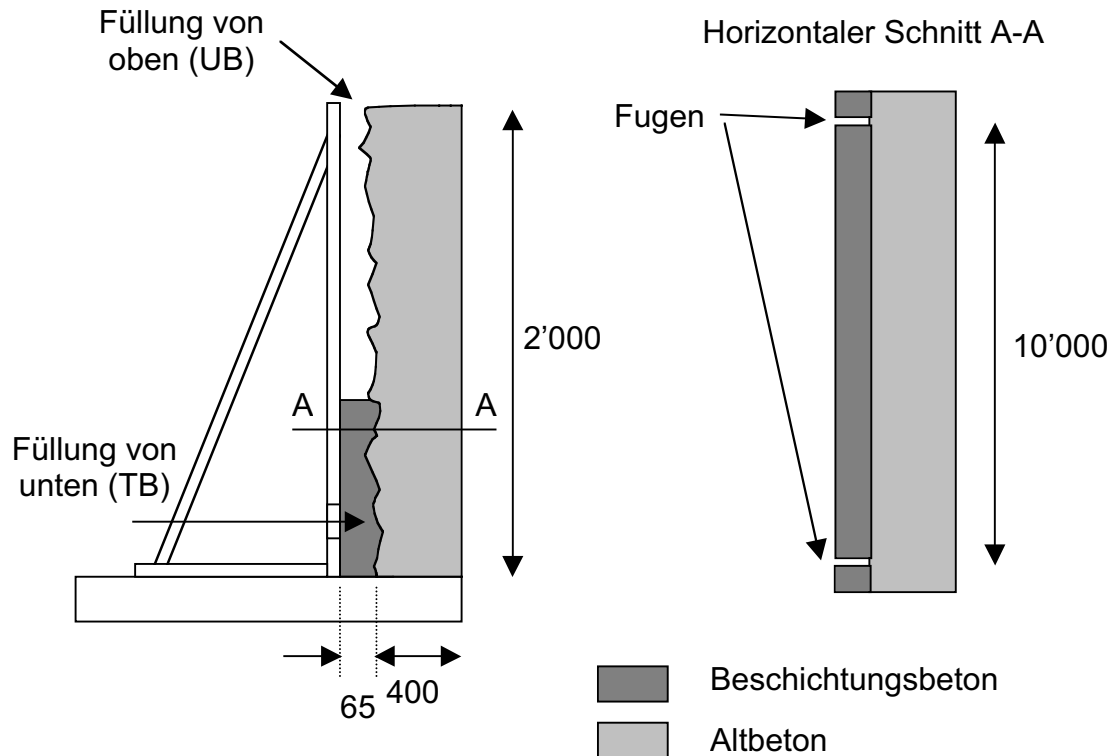


Abb. 7.1: Schematische Darstellung der Instandsetzungsmassnahme (Abmessungen in mm, nicht massstäblich)

7.2 Identifikation der massgebenden Beanspruchung

Der Beschichtungsbeton erfüllt in beiden Fällen keine statische, sondern lediglich eine Schutzfunktion. Die massgebende Beanspruchung besteht demzufolge in der durch Austrocknung und differentielles Schwinden verursachten, behinderten Verformung. Im Gegensatz zur Situation eines monolithischen Bauteils birgt dies neben dem Risiko der Oberflächenrissbildung ausserdem die Gefahr der Delamination, also der Ablösung des Beschichtungsbetons vom Untergrund (Aufschüsseln). Haardt beschreibt die möglichen Versagensmechanismen eines solchen Instandsetzungssystems [Haar 91]. Die in *Abbildung 3.1* dargestellte Austrocknung eines Betonbauteils führt demzufolge nicht nur zur Entstehung von Spannungen an der Oberfläche sondern ebenfalls zu

senkrecht zur Oberfläche wirkenden Zugspannungen, die die Grenzfläche zwischen Beschichtung und Untergrund belasten. In *Abbildung 7.2* sind die die Schadensmechanismen verursachenden Spannungen schematisch dargestellt.

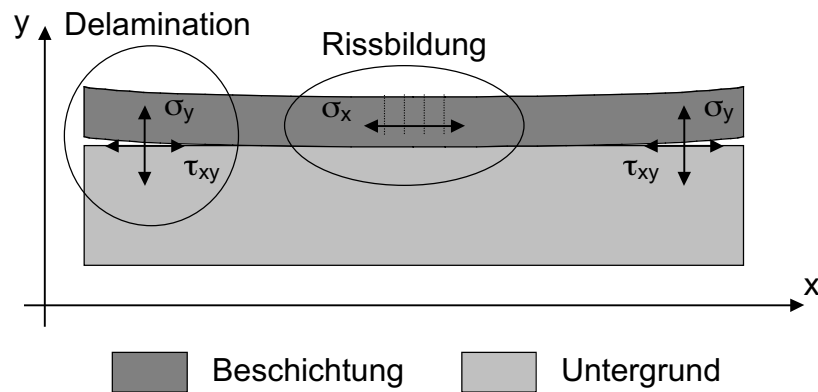


Abb. 7.2: Spannungen und Schadensmechanismen in einem austrocknenden Beschichtungssystem [Haar 91]

7.3 Definition der Anforderungen

Die Anforderungen an die mechanischen und hygrischen Eigenschaften des zur Anwendung kommenden Beschichtungsbetons folgen unmittelbar aus den im vorangegangenen Kapitel identifizierten Beanspruchungen. Massgebend wird das Risiko der Oberflächenrissbildung, da durch die hohe mittlere Rauhtiefe von ca. 9mm infolge des Abtrags einer ca. 30mm starken Schicht des alten Überdeckungsbetons sowohl Haftzugfestigkeiten als auch Grenzflächenbruchenergien zwischen Beschichtung und Untergrund erreicht werden, die das Aufschüsseln verhindern. Trausch, Martinola, Sadouki und Wittmann erbringen den Nachweis hierfür anhand umfangreicher Parameterstudien und numerischer Simulationen an derartigen Beschichtungssystemen ([Trau 96] und [Mart 97]).

Um die Entstehung von Oberflächenrissen zu verhindern bzw. die gesamte im Beschichtungssystem auftretende Schwindverformung auf eine möglichst grosse Anzahl nur wenig weit geöffneter Risse zu verteilen, muss zum einen das Endschwindmass und der E-Modul des Beschichtungswerkstoffes gering, seine Bruchenergie jedoch

möglichst gross sein. Martinola gibt als Ergebnis einer Parameterstudie in Abhängigkeit dieser drei Werkstoffparameter ein Kriterium für die Rissbildung an [Mart 00]. Für den hier betrachteten Fall einer 65mm starken Beschichtung auf einem im Vergleich zu dieser als starr modellierbarem Untergrund ergeben sich für eine Umgebungsluftfeuchte von 60%, die für beide Fallbeispiele realistisch ist, und für drei unterschiedliche E-Moduli die in *Tabelle 7.1* gezeigten Werte für die zur wirksamen Reduktion des Risikos der Oberflächenrissbildung notwendige Bruchenergie. Als das zu Grunde liegende Endschwindmass wird hierbei der in *Kapitel 4* bestimmte, für selbstverdichtende Betone bei 60% relativer Feuchte maximal zu erwartende Wert von 0.55mm/m mit einem Sicherheitsfaktor von 1.5 multipliziert, um örtliche Schwankungen der Betoneigenschaften zu berücksichtigen.

Tab. 7.1: Bemessungswerte der Bruchenergie für $\varepsilon_{\text{hyg}}^{\infty}(0.6) = 0.825\text{mm/m}$

E-Modul E [MPa]	Bruchenergie G_f [N/m]
25'000	300
30'000	350
35'000	450

Während die Anforderungen an die mechanischen Eigenschaften für beide Applikationen identisch sind, erfordert die Pumpbarkeit des Betons im Fall des Tagbautunnels andere rheologische Eigenschaften als dies im Fall des Unterquerungsbauwerkes der Fall ist. Da mit steigender Viskosität der Widerstand gegen die lokal sehr hohen Scherbelastungen infolge des Pumpvorgangs stark ansteigt und da durch das Befüllen der Schalung von unten der sich bereits in der Schalung befindende Beton ständig bewegt wird, kommt für diesen Fall nur ein niedrigviskoser SCC in Frage. Für den Fall des Unterquerungsbauwerkes hingegen spielt die Viskosität für den Füllvorgang eine untergeordnete Rolle. Neben den Anforderungen bezüglich Oberflächenrissbildung und Selbstverdichtbarkeit müssen beide Betone eine hohe Frost-Tausalz-Beständigkeit aufweisen, da in beiden Fällen die Betonoberfläche unter direkter Einwirkung chloridhaltigen Spritzwassers steht.

7.4 Mischungsentwurf der Betone

Beim im folgenden mit „S“ bezeichneten Beton zur Instandsetzung des Tagbautunnels wurde beim Mischungsentwurf primär auf die Erfüllung der Anforderungen bezüglich Fließverhalten, Pumpbarkeit und Oberflächenqualität geachtet. Ausserdem wurde aus Kosten- und Termingründen auf den Einsatz von Hochmodul-Fasern verzichtet. Die Rezeptur zeichnet sich entsprechend durch einen hohen Bindemittelgehalt, ein kleines Verhältnis von Verflüssiger- zu Wassergehalt und demzufolge einen relativ hohen W/B-Wert aus. Diese Massnahmen führen infolge einer Reduktion der Packungsdichte der Feststoffkomponenten zu einer niedrigen Viskosität des SCC, die ausserdem durch einen niedrigen k-Wert der Zuschläge (hoher Sandanteil) unterstützt wird (siehe *Kapitel 3.5.6* und *Gleichung (3.53)*). Der Maximalkorndurchmesser des Zuschlages wird mit 16mm auf ein Viertel der Beschichtungsstärke begrenzt.

Die Frost-Tausalz-Beständigkeit wird durch den Einsatz eines Luftporenbildners erreicht. Zur Reduktion des Schwindmasses kommt ausserdem ein Schwindreduktionsmittel auf der Basis von Hydroxyl-Verbindungen zum Einsatz, das die Hydratation des Klinkerminerals C_3A hemmt. Um trotz des hohen Bindemittelgehaltes den Anteil an Zementklinker gering zu halten, werden Kalksteinmehl und Flugasche eingesetzt. Infolge des Verzichtes auf den Einsatz von Hochmodul-Fasern kann mit der sich ergebenden Rezeptur die Forderung nach Bruchenergien in der Grössenordnung von 400N/m nicht erreicht werden. Wie die Untersuchungen in *Kapitel 4* zeigen, liegen die Maximalwerte für nicht fasermodiifizierte Betone bei ca. 140N/m.

Bei dem zur Instandsetzung des Unterquerungsbauwerkes verwendeten Beton (FS) hingegen bestand das primäre Ziel im Erreichen eines minimalen Rissbildungsrisikos. Die rheologischen Eigenschaften mussten zwar den Anforderungen an einen SCC genügen, konnten aber in den vorgegebenen Grenzen (siehe *Gleichungen (4.5)* und *(4.6)*) vor allem bezüglich der die Viskosität repräsentierenden Trichterlaufzeit variiert werden.

Da der Beton keine Tragfunktion zu erfüllen hat, wird in einem ersten Schritt der Gehalt an Zementklinker auf den nach Norm zulässigen Minimalgehalt von 280kg/m^3 festgelegt. Ausgehend von den in *Kapitel 5.3* dargestellten Ergebnissen ist die grösstmögliche Steigerung der Bruchenergie bei gleichzeitig minimaler Beeinflussung der

Fliesseigenschaften durch Fasern mit einem Durchmesser von 0.66 und einer Länge von 30mm möglich. Es wird von einer Bindemittelmatrix der Viskositätsklasse m_{V2} mit einer Trichterlaufzeit $v_t = 11s$ und einem maximalen Bindemittelgehalt des Betons von 40Vol-% ausgegangen, damit das zu erwartende Endschwindmass bei 60% relativer Feuchte den als Bemessungsgrundlage gewählten Wert nicht überschreitet (vergleiche Ergebnisse der Werkstoffcharakterisierung des Betons M8 in *Kapitel 4.2.2*). Die maximale Beeinflussung der Trichterlaufzeit des Bindemittels wird auf $v_{t,rel} \leq 1.1$ beschränkt.

Unter diesen Voraussetzungen ist gemäss *Abbildung 5.26* ein maximaler Fasergehalt von 1.9Vol-% möglich, der bis zu einer Verformung von 0.2mm allein infolge der Faserbewehrung eine Bruchenergie von 245N/m ermöglicht. Addiert man hierzu die Bruchenergie des Betons ohne Fasern, die mindestens 100N/m beträgt, ergibt sich ein Gesamtwert von 345N/m. Dies entspricht gemäss *Tabelle 7.1* demjenigen Wert, der bei einem E-Modul von knapp 30'000MPa eine wirksame Reduktion des Rissbildungsrisikos ermöglicht. Um den E-Modul auf diese Grössenordnung zu reduzieren, wird der infolge Frost-Tausalz-Beständigkeit ohnehin nötige Luftporengehalt von mindestens 4% verdoppelt. Um den nötigen Bindemittelgehalt zu erzielen, kommen zusätzlich zum Zement Kalksteinmehl und Flugasche zum Einsatz.

Tabelle 7.2 zeigt die Betonrezepturen, Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie das Endschwindmass bei 60% relativer Feuchte. Es ist zu erkennen, dass infolge der Faserbewehrung die Trichterlaufzeit des Betons „FS“ wesentlich stärker vom Referenzwert (ca. 11s) abweicht als beim reinen Bindemittel. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Einfluss der Faserlänge (30mm) in Wechselwirkung mit den Zuschlagstoffen wesentlich grösser ist als beim reinen Bindemittel. Wichtig ist jedoch, dass es infolge dieser Wechselwirkung nicht zur Bildung von Faseragglomeraten kommt, die den Fliessprozess beeinträchtigen. Ein Vergleich der Ausbreitmasse bestätigt die in *Kapitel 5.2.1* beschriebene, weitgehende Entkoppelung von Viskosität und Fliesswiderstand.

Die niedrige Rohdichte des Betons „FS“ ist auf das hohe Bindemittel- und Luftporenvolumen zurückzuführen. Dies äussert sich auch in den Werten der Festigkeiten und des E-Moduls, der für „FS“ unterhalb des für die Bestimmung der Bruchenergie angenommenen Wertes liegt. Die Spaltzugfestigkeit des Betons „FS“ ist trotz der Faserbe-

wehrung niedrig, da die Fasern erst mit der Initialisierung der Rissbildung aktiviert werden und lediglich die Duktilität des Betons beeinflussen. Die Endschwindmasse liegen bei beiden Betonen höher, als dies bei konventionellen selbstverdichtenden Betonen (z.B M3) der Fall ist. Sowohl „S“ als auch „FS“ weisen hohe Bindemittelgehalte auf. Im Fall der faserbewehrten Variante wird dies bewusst in Kauf genommen, um ein ausreichendes Volumen für die Faserverteilung zu gewährleisten. Im Vergleich zu „S“ jedoch wird dies bezüglich des Rissbildungsrisikos durch eine wesentlich höhere Bruchenergie kompensiert. Endogenes Schwinden tritt bei keinem der beiden Betone auf.

Tab. 7.2: Betonrezepturen [kg/m^3] und ausgewählte Eigenschaften

Projekt / Betonbezeichnung	Tagbautunnel / S	Unterquerung / FS
Zuschlag (0 -4mm; 4-8mm; 8-16mm)	995; 290; 355	635; 255; 380
Zement (CEM I 42.5)	315	280
Kalksteinmehl	55	50
Flugasche	110	280
Wasser	172	165
Verflüssiger	6.72	7.32
Schwindreduktionsmittel	4.80	6.10
Luftporenbildner	2.00	6.00
Fasern ($L_f = 30\text{mm}$, $d_f = 0.66\text{mm}$)	-	24.70
Frischbetonrohddichte [kg/m^3]	2'305	2'105
Luftporengehalt [%]	3.8	8.3
Trichterlaufzeit [s]	4	17
Ausbreitmass [cm]	68	70
Druckfestigkeit (28d) [MPa]	57	42
Spaltzugfestigkeit (28d) [MPa]	3.6	2.5
E-Modul (28d) [MPa]	33'000	27'500
Endschwindmass bei 60% r.F. [mm/m]	0.47	0.52

7.5 Werkstoffeigenschaften der Betone

Abbildung 7.3 zeigt das im Fall von „S“ durch die inverse Analyse von Keilspaltversuchen und für „FS“ durch die in Tabelle 5.7 gegebenen Gleichungen ermittelte Dehnungsentfestigungsverhalten sowie die Parameter der Entfestigungsfunktionen. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Mobilisierung der maximalen Faserüberbrückungsspannung erst bei einer fiktiven Rissöffnung von 0.2mm stattfindet. Dennoch hat die für die Verteilung der oberflächennahen Risse entscheidende Bruchenergie bis zu dieser Verformung ca. den dreifachen Wert verglichen mit derjenigen des Betons ohne Fasern (S). Die gesamte Bruchenergie bis zur vollständigen Entfestigung des Betons „FS“ liegt bei ca. 3'700N/m und wird durch den vollständigen Auszug der Fasern aus der Matrix verursacht. Dies findet jedoch erst bei grossen Verformungen statt und ist demzufolge für eine Rissweitenbeschränkung nicht relevant.

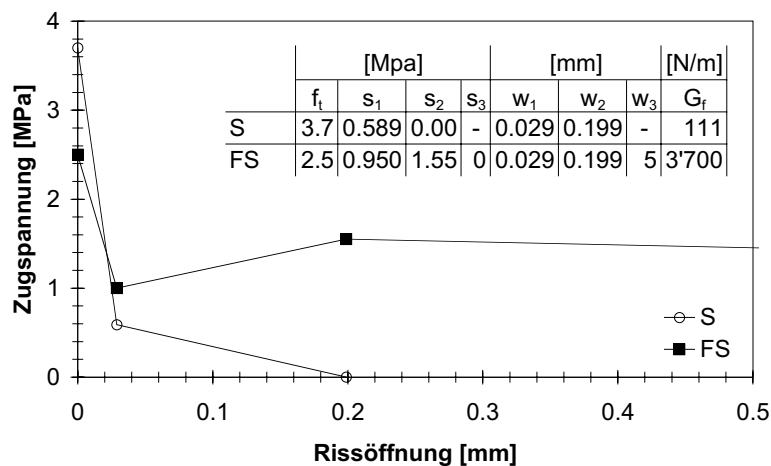


Abb. 7.3: Dehnungsentfestigungsverhalten

Die Abhängigkeit des hygrischen Ausdehnungskoeffizienten von der relativen Feuchte ist bei beiden Betonen vergleichbar. Das um ca. 10% höhere Endschwindmass des Betons „FS“ ist auf grössere Schwindverformungen zwischen 100 und 80% relativer Feuchte zurückzuführen. Ausschlaggebend für das höhere Schwinden von „FS“ ist nicht nur der im Vergleich zu „S“ höhere Gehalt an Bindemittel, sondern ebenfalls der hohe Anteil an Luftporen, der zu einer niedrigeren Steifigkeit des Werkstoffes führt und damit

die makroskopisch messbare Verformung durch den hygrysch induzierten Volumenverlust erhöht. Dieser Effekt wird mit steigendem Gehalt an inertem Zuschlag geringer.

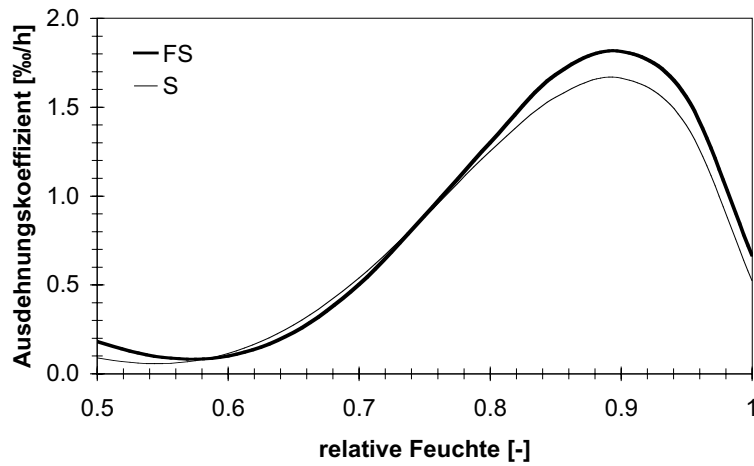


Abb. 7.4: Hygrische Ausdehnungskoeffizienten

Der globale Feuchtetransportkoeffizient $D(h)$ liegt für „FS“ ebenfalls höher und führt zu grösseren Trocknungsgeschwindigkeiten (*Abbildung 7.5*). Verglichen mit Beton M8 (siehe *Abbildung 4.8*) der einen mit „FS“ vergleichbaren Bindemittelgehalt mit jedoch höherem Anteil inertem Kalksteinmehl aufweist, ist die Diffusionsgeschwindigkeit allerdings geringer. Dies ist auf die im Gegensatz zum Kalkstein puzzolanisch reagierende Flugasche zurückzuführen, die zu einem dichteren Porengefüge führt.

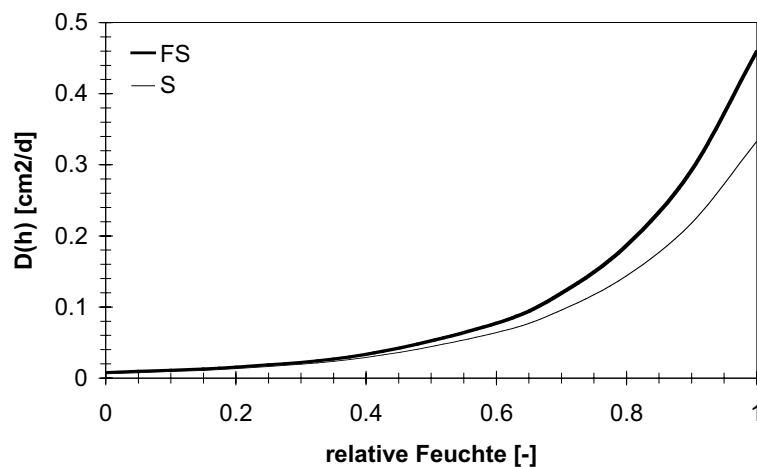


Abb. 7.5: Globale Feuchtetransportkoeffizienten

7.6 Rissbildung und numerische Simulationen

An beiden Objekten wurde nach 3 und 6 Monaten eine Aufnahme des Oberflächenrissbildes durchgeführt. Während im Fall des Tagbautunnels bereits nach 3 Monaten ein gleichmässiges Rissbild an der Oberfläche sichtbar ist, kann bei der Unterquerung selbst nach 6 Monaten Trocknungszeit keine optisch sichtbare Rissbildung an der Oberfläche festgestellt werden. Eine fotografische Aufnahme des Rissbildes an der Oberfläche der beschichteten Wand des Tagbautunnels zeigt *Abbildung 7.6*. Der Abstand der Risse beträgt sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung ca 0.3 bis 0.5m. Die reale Rissöffnung liegt zwischen 30 und 50 μm , die Tiefe der Risse beträgt zwischen 20 und 40mm. Es muss davon ausgegangen werden, dass im Verlauf des weiter fortschreitenden Austrocknungsprozesses die Rissweiten zunehmen und eine Grössenordnung erreichen, die die kapillare Saugfähigkeit lokal stark erhöht, wodurch der Zutritt von Chloriden erleichtert und damit die Dauerhaftigkeit der Instandsetzungs-massnahme aufgrund des Korrosionsrisikos der unterhalb der Beschichtung liegenden Bewehrung erheblich reduziert wird.

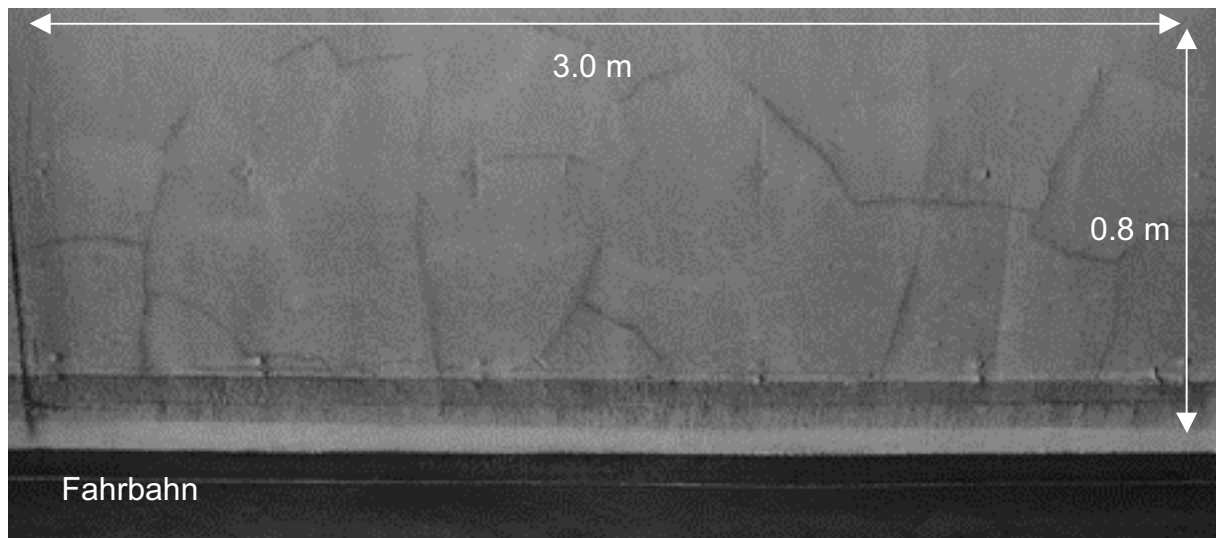


Abb. 7.6: Rissbild der instandgesetzten Beschichtungsfläche des Tagbautunnels 6 Monate nach der Applikation

Mit dem Finite-Elemente-Software-Paket DIANA wurde der Prozess der Austrocknung und der dadurch induzierten Rissbildung numerisch simuliert. Die zur Anwendung

kommenden Berechnungsverfahren wurden unter anderen von Martinola auf die Austrocknung, Rissbildung und Delamination zementgebundener Beschichtungen auf Beton angewendet und durch Vergleiche mit zahlreichen Experimenten und Praxisapplikationen validiert [Mart 00]. Die Simulation wird auf einen 2-dimensionalen, 10m breiten, horizontalen Schnitt durch die beschichtete Tunnel- bzw. Unterquerungswand beschränkt (siehe *Abbildung 7.1*). In *Abbildung 7.7* ist das für die Simulation generierte FE-Netz dargestellt.

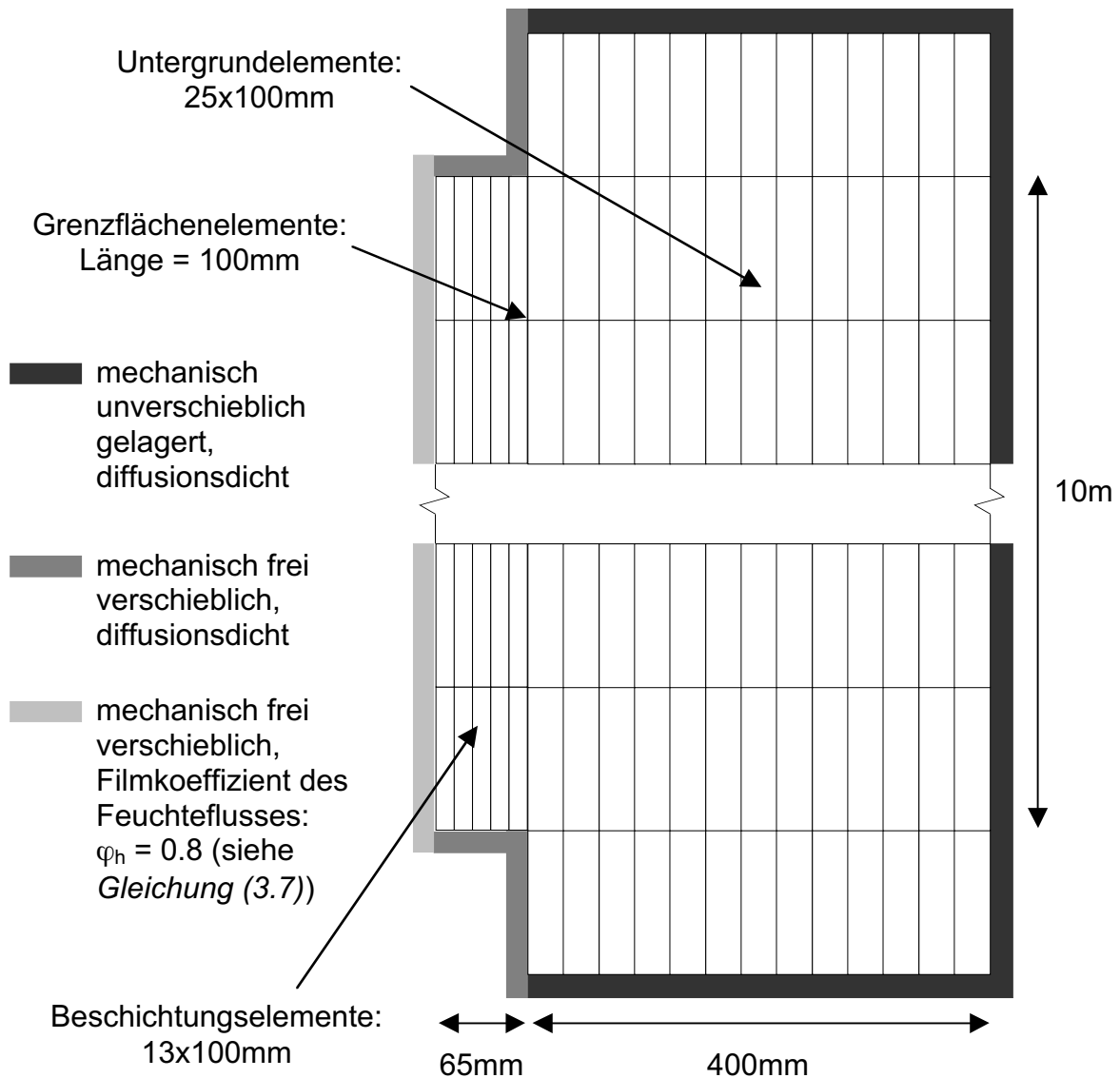


Abb. 7.7: FE-Netz mit mechanischen und hygrischen Randbedingungen sowie den verwendeten Elementdimensionen

Die Werkstoffparameter der Grenzfläche und des Untergrundbetons sind in *Tabelle 7.3* aufgeführt. Zur Beschreibung des Grenzflächenversagens wird eine lineare Entfestigungsfunktion angenommen.

Tab. 7.3: Werkstoffeigenschaften des Untergrundes (U) und der Grenzfläche (GF)

	E [MPa]	G _f [N/m]	f _t [MPa]	s ₁ [MPa]	w ₁ [mm]	w ₂ [mm]	ε _{hyg} [∞] (0.6) [mm/m]
U	41'000	143	4.1	0.5	0.041	0.21	0.45
GF	-	288	3.2	-		0.18	-

Um der Heterogenität des Beschichtungswerkstoffes Rechnung zu tragen und um Konvergenzprobleme bei der numerischen Berechnung zu vermeiden, werden die Werte der Zugfestigkeit und des E-Moduls des Beschichtungsbetons statistisch verteilt und in Materialklassen zusammengefasst, die je mit einer mittels der Gauss'schen Dichtefunktion bestimmten Häufigkeit den einzelnen finiten Elementen zugeordnet werden. Als Standardabweichung der Zugfestigkeit wird ein Wert von 13% des jeweiligen Mittelwertes festgelegt. Oberer und unterer Grenzwert liegen symmetrisch um den Mittelwert und weichen je um das 1.5-fache der entsprechenden Standardabweichung von diesem ab. Für den Fall des E-Moduls wird mit 7% eine kleinere Standardabweichung gewählt. Die Mittelwerte dieser Größen und die anderen Werkstoffeigenschaften sind *Tabelle 7.2* und *Abbildung 7.3* zu entnehmen.

In einem ersten Schritt werden nun die Feuchtegradienten bestimmt, wobei für die Anfangsfeuchtigkeit des Untergrundbetons die in *Abbildung 7.8* dargestellte Annahme getroffen wird. Es wird davon ausgegangen, dass sich im Laufe der Lebensdauer ein nahezu linearer Gradient im Bauteil eingestellt hat. Durch die Abtragung des Überdeckungsbetons und das mehrtägige Nässen der aufgerauhten Oberfläche vor der Applikation dringt Feuchtigkeit in den Beton ein, weshalb der Verlauf wie dargestellt gewählt wird.

Nach der Applikation und während der 3-tägigen Nachbehandlung (vollständige Abdeckung der Oberfläche) steht der Beschichtungsbeton im Gleichgewicht mit einer relativen Feuchte von 100%. Danach beginnt der Trocknungsprozess und Feuchtigkeit diffundiert in die Umgebungsluft, deren relative Feuchte 60% beträgt. *Abbildung 7.9* zeigt die sich bei 6 unterschiedlichen Trocknungszeiten einstellenden Feuchtegradienten.

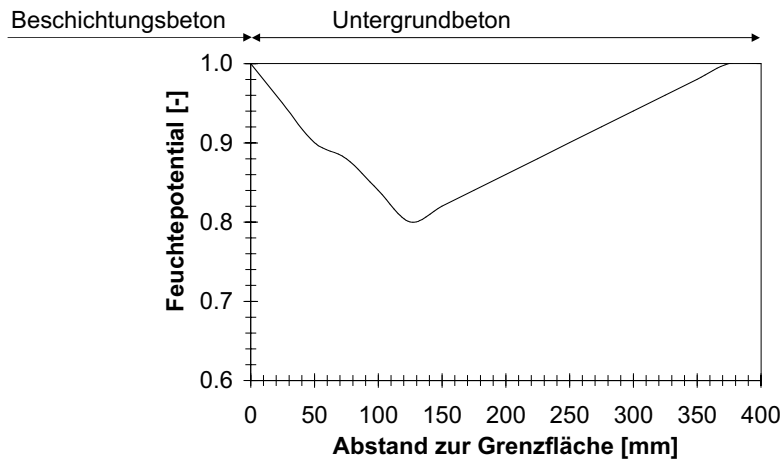


Abb. 7.8: Ausgangsfeuchteverteilung im Untergrundbeton

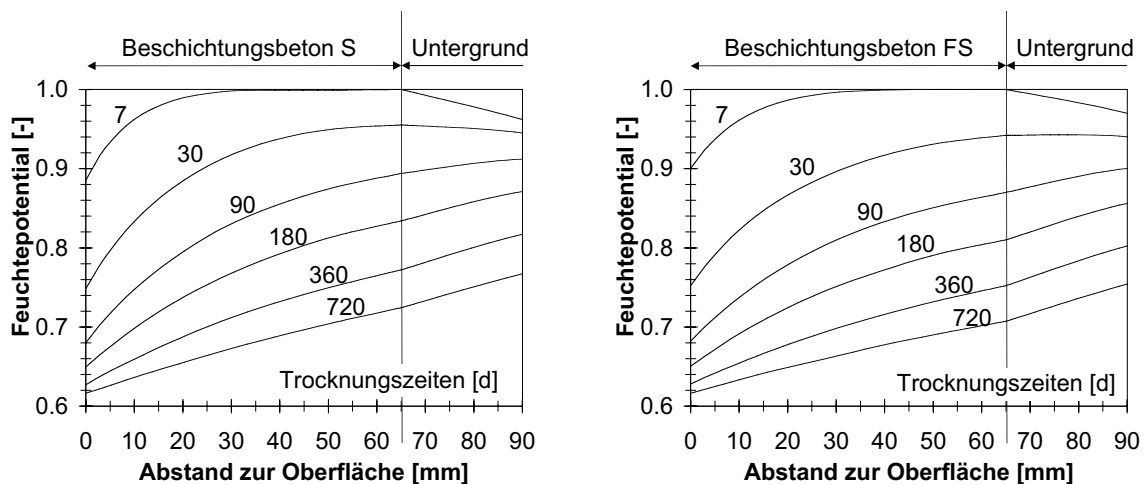


Abb. 7.9: Feuchtegradienten: Tagbautunnel (links), Unterquerung (rechts)

Der höhere Feuchtediffusionskoeffizient des Betons „FS“ führt zu Gradienten, die vor allem im Alter von 7, 30 und 90 Tagen flacher sind als diejenigen im Beton „S“. Die Un-

terschiede sind allerdings gering und da der hygrische Ausdehnungskoeffizient des Betons „FS“ zwischen 100 und 80% höher ist, muss in beiden Fällen mit vergleichbaren Zwängungsspannungen als Ursache der Feuchtegradienten gerechnet werden.

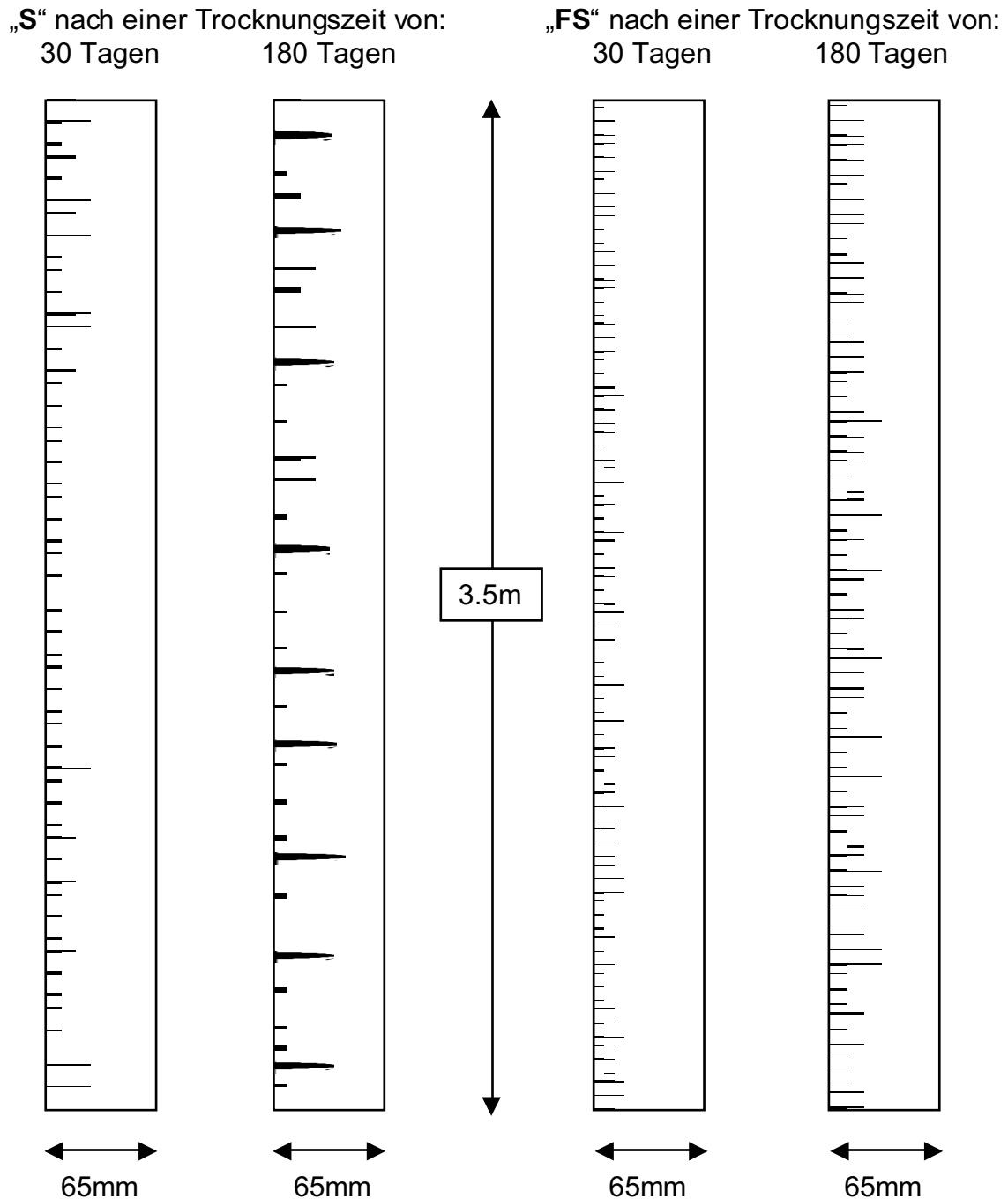


Abb. 7.10: Rissbildung in den zwei Beschichtungsvarianten (horizontaler Schnitt, Dicke der Beschichtung überhöht dargestellt)

Das zum Vergleich mit der Situation am Bauwerk herangezogene Resultat der numerischen Simulationen ist in *Abbildung 7.10* dargestellt und zeigt die zu erwartende Rissbildung infolge Trocknungsschwinden. Bereits nach einer Trocknungszeit von 30 Tagen ist ein Unterschied zwischen den zwei Betonen sichtbar.

Die Schwindverformung verteilt sich im Fall des faserverstärkten Betons auf eine wesentlich grössere Anzahl von Bruchprozesszonen, da der Verformungsprozess an der Stelle einer beginnenden Schädigung durch die Fasern teilweise verhindert wird. Wie das ähnliche Schwindmass der beiden Betone erwarten lässt, ist die Summe der Verformungen in beiden Fällen jedoch nahezu identisch. Nach einer weiteren Trocknungsperiode von 5 Monaten entwickeln sich im Beschichtungsbeton ohne Fasern in einem Abstand von ca. 500mm aus einem Teil der Bruchprozesszonen reale Risse mit einer Tiefe von bis zu ca. 45mm. Infolge der dadurch bedingten Konzentration der Verformung auf einige wenige Stellen der Oberfläche wird der Beton in der Umgebung der Risse entlastet und einige der Bruchprozesszonen schliessen sich.

Der faserverstärkte Beton reagiert auf den andauernden Trocknungsprozess hingegen mit einer Ausdehnung der bereits nach 30 Tagen vorhandenen Bruchprozesszonen. Die Faserbewehrung verhindert dabei das Überschreiten der maximalen fiktiven Rissöffnung der Betonmatrix, weshalb die Schädigungszonen an der Oberfläche nicht sichtbar werden. Ihre Ausdehnung in Richtung der Grenzfläche zum Untergrundbeton erreicht hierbei ca. 35mm.

Ein Vergleich zu den Beobachtungen an den beiden Bauwerken zeigt, dass die Ergebnisse der Simulationen bezüglich der oberflächlich sichtbaren Rissbildung auf den realen Fall übertragbar sind. Die Implementierung des Entfestigungsverhaltens eines faserverstärkten Betons durch einen trilinearen Ansatz (siehe *Abbildung 7.3*) ist in der Lage, den durch verformungsgesteuerte Zugbelastung verursachten Versagensmechanismus zu beschreiben.

Die zentrale Aussage dieser Fallstudie am realen Bauwerk besteht jedoch darin, dass durch eine gezielte Steigerung der Verformbarkeit eines primär durch Schwindverformungen belasteten Betons durch den Einsatz von Hochmodul-Polymerfasern das Risiko der Rissbildung zumindest so stark reduziert werden kann, dass im Vergleich zu nicht faserverstärkten Betonen eine erhebliche Verbesserung der Dauerhaftigkeit er-

reicht werden kann. Da das ursprüngliche Ziel der Anwendung selbstverdichtender Betone genau darin besteht, konnte mit der hier vorgestellten Applikation eine Möglichkeit aufgezeigt werden, mit der die Realisierung dieses Ziels im Rahmen der Betonsanierung umgesetzt werden kann.

8 Schlussfolgerungen und Ausblick

Selbstverdichtende Betone (SCC) wurden Ende der 80er Jahre erstmals in Japan vorgestellt. Die Anforderungen, die an die Flieseigenschaften dieses neuen Betontyps gestellt werden, führten sowohl in der Forschung als auch in der Praxis zu einer Konzentration des Interesses auf die Rheologie des Frischbetons. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Viskosität und Fließwiderstand selbstverdichtender Betone für die Gewährleistung der entmischungsfreien Selbstverdichtung in sehr engen Grenzen liegen müssen. Die Einhaltung dieser Grenzwerte über eine grosse Anzahl Mischchargen ist mit herkömmlichen Herstellungsverfahren für Fertigbeton schwierig. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Dosier- und Mischanlagen nicht auf die im Vergleich zu konventionellen Betonen hohe Sensibilität der Frischbetoneigenschaften von SCC auf Herstellungsschwankungen ausgelegt sind. Dies hat zur Folge, dass das ursprüngliche Ziel des Einsatzes selbstverdichtender Betone, das in einer Erhöhung der Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen besteht, indem die grosse Streuung der Festbetoneigenschaften infolge unsorgfältigen Verdichtens reduziert wird, in den Hintergrund gerät. Bis heute fehlen repräsentative Untersuchungen, die belegen, dass diese Streuung beim Einsatz von SCC niedriger und infolgedessen die Dauerhaftigkeit höher ist, zumal zur Gewährleistung des notwendigen Fließverhaltens Betonrezepturen notwendig sind, die im Vergleich zu konventionell verdichteten Betonen hohe Bindemittelgehalte aufweisen.

Es konnte gezeigt werden, dass dies zu hohen Werten des Endschwindmasses und geringer Duktilität (Bruchenergie) führt, wodurch das Risiko der Oberflächenrissebildung infolge Trocknungsschwinden steigt. Wegen der rheologischen Anforderungen, die ein SCC erfüllen muss, können beide Grössen im Rahmen herkömmlicher betontechnologischer Massnahmen nur geringfügig beeinflusst werden. Risse im Überdeckungsбетон jedoch erhöhen lokal das kapillare Saugvermögen und erleichtern den Zutritt von in Wasser gelösten beton- und stahlaggressiven Substanzen. Basierend auf einem Verfahren zur Bemessung rissfreier zementgebundener Beschichtungswerkstoffe wurde der Einsatz eines neuen Polymerfasertyps vorgeschlagen, der durch einen E-Modul in der Grössenordnung desjenigen von Beton, eine hohe Steifigkeit der

Rissüberbrückung ermöglicht und damit in der Lage ist, das Rissbildungsrisiko zu reduzieren.

Es wurde ein empirischer Zusammenhang zwischen den Eigenschaften der Fasermodifikation sowie einer Viskositätskenngrösse der Bindemittelmatrix und dem Fließverhalten des fasermodifizierten Bindemittels hergeleitet, der zeigt, dass hochviskose SCC leistungsfähigere Faserverstärkungen zulassen als die meist zur Anwendung kommenden niedrigviskosen Betontypen. Ausgehend von den mechanischen Eigenschaften der Fasern und der Grenzfläche zwischen Faser und Matrix kann der Beitrag der Bruchenergie infolge der Faserbewehrung bestimmt und demzufolge ein Kriterium für die Art der Fasermodifikation formuliert werden, die eine maximale Duktilitätssteigerung des Betons ermöglicht. Da der Faserdurchmesser einen stark überproportionalen Einfluss auf das Fließverhalten des Betons hat, bedingt dies die Verwendung hoher Gehalte an groben Fasern, die eine Steigerung der bis zu einer fiktiven Rissöffnung von 0.2mm absorbierten Bruchenergie um maximal 400% erlaubt. Durch eine Superposition der Entfestigungsfunktion des Betons ohne Fasern und der Rissüberbrückungsspannung infolge der Faserverstärkung kann ausserdem die Entfestigung des faserverstärkten Betons bestimmt werden, die als Werkstoffgesetz zur numerischen Simulation der Rissbildung implementiert werden kann.

Basierend auf dieser Superposition ist es ausserdem möglich, ein konstitutives Werkstoffgesetz zur Beschreibung des Zugtragverhaltens faserverstärkter Feinstmörtel zu formulieren, die das Phänomen der Verfestigung infolge Mehrfachrissbildung aufweisen. Durch Anwendung eines probabilistischen Ansatzes zur statistischen Verteilung der mechanischen Werkstoffeigenschaften über das Bauteilvolumen konnte das Modell in einem ersten Schritt erfolgreich validiert werden.

Abschliessend wurden die gewonnenen Erkenntnisse auf die Bemessung einer Sanierungsmassnahme angewendet, bei der zur Instandsetzung eines Verkehrsinfrastrukturbauwerkes ein faserverstärkter SCC zum Einsatz kam. Verglichen mit einer identischen Instandsetzung ohne die Verwendung der untersuchten Fasern, konnte im Verlauf der ersten sechs Monate nach Fertigstellung beobachtet werden, inwieweit das vorgeschlagene Vorgehen die Dauerhaftigkeit bezüglich Rissbildung verbessert. Während im Fall des konventionellen SCC (ohne Fasern) bereits nach drei Monaten sicht-

bare Oberflächenrisse auftraten, ist die Oberfläche des faserverstärkten SCC selbst nach sechs Monaten noch rissfrei. Ein erster Nachweis der Leistungsfähigkeit sogenannter Hochmodulpolymerfasern konnte damit erbracht werden.

In weiteren Schritten zur Entwicklung und Optimierung polymerfaserverstärkter Betone müssen primär zwei Dinge betrachtet werden:

- Zum einen sind die notwendigen Fasergehalte zur wirksamen Duktilitätssteigerung selbst bei der Verwendung von Polyvinylalkoholpolymeren mit E-Moduli bis zu 41'000 MPa relativ hoch, was zu einer erheblichen Preissteigerung des Betons führt. Eine Reduktion der Fasergehalte ist aber nur durch eine Steigerung des Faser-E-Moduls möglich. Es existieren bereits Polymere, deren E-Modul bis zu 120'000 MPa beträgt (hochkristallines Polyethylen). Neben einem hohen Preis liegt der Nachteil dieses Polymers in einer wesentlich tieferen Verbundschubfestigkeit mit zementgebundenen Werkstoffen. Eine enge Zusammenarbeit zwischen Bontechnologen und der Polymerfaserindustrie ist eine wichtige Voraussetzung dafür, die Akzeptanz und breitere Anwendung leistungsfähiger, faserverstärkter Betone zu ermöglichen.
- Zum anderen muss der Zusammenhang zwischen Fasermodifikation und Fliesseigenschaften verallgemeinert und nach Möglichkeit durch die Beschreibung der entsprechenden Phänomene mit realistischen Werkstoffgesetzen formuliert werden. Der hier vorgestellte empirische Ansatz ist dahingehend noch nicht ganz zufriedenstellend, da seine Gültigkeit auf einen Fasertyp beschränkt ist. Als Ansatz für eine allgemeine Formulierung können die im Rahmen des *Kapitel 3* zitierten Arbeiten von Hochstein und Servais dienen (siehe [*Hoch 97*] und [*Serv 00*]).

Abgesehen von dem in dieser Arbeit behandelten Aspekt der Dauerhaftigkeit selbstverdichtender Betone, ist eine detaillierte Auseinandersetzung mit dem Einfluss der Schwankungen der Betonkomponenten und Herstellungsverfahren selbstverdichtender Betone nötig, um Massnahmen erarbeiten zu können, die eine gleichmässige Qualität des Werkstoffes gewährleisten und damit zum Erreichen des ursprünglichen Ziels des Einsatzes von SCC beitragen.

Literaturverzeichnis

- [Aalv 94] Alvarado, A. M.; *Drying Shrinkage And Crack Formation*; Building Materials Report No. 5; Aedificatio Publishers (1994)
- [Adva 94] Advani, S.; *Flow and Rheology in Polymer Composites Manufacturing*; Composite Material Series (1994)
- [Banf 81] Banfill, P. E. G.; *A Viscometric Study of Cement Pastes Containing Superplasticisers with a Note on Experimental Techniques*; Magazine of Concrete Reserach; Vol 114, No 33; 37-47 (1981)
- [Barn 89] Barnes, H. A. et al.; *An Introduction to Rheology*; Elsevier Science Publishers B.V. (1989)
- [Bäum 02] Bäuml, M. F. und Wittmann, F. H.; *Application of PVA-fiber reinforced SCC for repair of concrete structures*; (to be published in:) International Journal for Restoration of Buildings and Monuments; Vol 8, No 6 (2002)
- [Baza 72] Bazant, Z. P. und Najjar, L. J.; *Nonlinear Water Diffusion in non-saturated Concrete*; Materials and Structures, Vol 5, No 25, 3-20 (1972)
- [Baza 76] Bazant, Z. P. und Osman, E.; *Double Power Law for Basic Creep of Concrete*; Materials and Structures; Vol 9, No 49; 3-11 (1976)
- [Belt 01] Beltzung, F., Wittmann, F. H. und Holzer L.; *Influence of Composition of Pore Solution on Drying Shrinkage*; Proceedings of the 6th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Other Quasi-Brittle Materials; 39-48; Elsevier Amsterdam (2001)
- [Berg 79] vom Berg, W.; *Influence of Specific Surface and Concentration of Solids upon the Flow Behaviour of Cement Pastes*; Magazine of Concrete Research; Vol 109, No 31 (1979)
- [Brod 59] Brodnyan, J.; *Transactions of the Society of Rheology* 3; 162ff (1959)
- [Bui 99] Bui, V. K. und Montgomery, D.; *Drying Shrinkage of Self-Compacting Concrete Containing Milled Limestone*; Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete; 227-238 (1999)
- [Caqu 35] Caquot, A.; *Role des Matériaux Inertes dans le Béton*; Mém. Soc. Ingrs Civils France; No 4 (1935)
- [Corn 86] Cornelissen, H. A. W., Hordijk, D. A. und Reinhardt, H. W.; *Experimental Determination of Crack Softening Characteristics of Normalweight and Lightweight Concrete*; Heron 31; No 2; (1986)

- [Cuse 56] Cusens, A. R.; *The Measurement of the Workability of Dry Concrete Mixes*; Magazine of Concrete Research; Vol 8, No 22; 23-30 (1956)
- [DAfS 01] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hersg.); *DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton*; Beuth Verlag; Berlin (2001)
- [DIAN 96a] DIANA; *User's Manual Release 6.1: Introduction and Utilities*; TNO Building and Construction Research (1996)
- [DIAN 96b] DIANA, *User's Manual Release 6.1: Linear Static Analysis*; TNO Building and Construction Research (1996)
- [DIAN 96c] DIANA, *User's Manual Release 6.1: Nonlinear Analysis*; TNO Building and Construction Research (1996)
- [DIAN 98] DIANA, *User's Manual Release 7: Element Libraray*; TNO Building and Construction Research (1998)
- [Eins 06] Einstein, A.; *Ann. der Physik*; Vol 19, No 289 (1906)
- [Faro 99] Faroug, F., Szwabowski, J. und Wild, S.; *Influence of Superplasticizers on Workability of Concrete*; Journal of Materials in Civil Engineering, Vol ?, No 5; 151-157 (1999)
- [Farr 68] Farris, R. J.; *Prediction of the Viscosity of Multimodal Suspensions From Unimodal Viscosity Data*; Transactions of the Society of Rheology 12; 281-301 (1968)
- [Glan 47] Glanville, W. H., Collins, A. R. und Matthews, D. D.; *The Grading of Aggregates and the Workability of Concrete*; Road Research Technical Paper No 5; HMSO; London (1947)
- [Haar 91] Haardt, P.; *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton*; Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie der technischen Universität Karlsruhe (1991)
- [Hill 76] Hillerborg, A., Modéer, M. und Petersson, P. E.; *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Machanics and Finite Elements*; Cement and Concrete Research; Vol 6; 773-782 (1976)
- [Hoch 97] Hochstein, B.; *Rheologie von Kugel- und Fasersuspensionen mit viskoelastischen Matrixflüssigkeiten*; Dissertation; Universität Fridericiana Karlsruhe, TU (1997)
- [Hu 95] Hu, C., De Larrard, F. und Gjörv, O. E.; *Rheological Testing and Modelling of Fresh High Performance Concrete*; Materials and Structures; Vol 28; 1-7 (1995)
- [Hu 96] Hu, C. und De Larrard, F.; *The Rheology of Fresh High Performance Concrete*; Cement and Concrete Research; Vol 26, No 2; 283-294 (1996)

- [Hu 98] Hu, C. und Barcelo, L.; *Investigation on the Shrinkage of Self-Compacting Concrete for Building Structures*; Proceedings of the International Workshop on Self-compacting Concrete; 228-242; Japan Society of Civil Engineers (JSCE) (1998)
- [Hunt 68] Hunter, R. J. und Nicol, S. K.; *Dependence of Plastic Flow Behaviour of Clay Suspensions on Surface Properties*; Journal of Colloid and Interface Science; Vol 28; 250-259 (1968)
- [Hwan 96] Hwang, C. L., Lee, L. S., Lin, F. Y. und Liu, J. J.; *Densified Mixture Design Algorithm and Early Properties of High Performance Concrete*; Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering; Vol 8, No 2; 217-229 (1996)
- [Ish 62] Ish-Shalom, M. und Greenberg, S. A.; *The Rheology of Fresh Portland Cement Pastes*; Proceedings of the 4th International Symposium on Chemistry of Cement; Monograph 43; Vol 2; 731-748 (1962)
- [Jaco 00] Jacobs, F. und Hermann, K.; *Self-Compacting Concrete*; TFB Cementbulletin; Vol 69, No 1 (2000)
- [Jaco 99] Jacobs, F. und Hunkeler, F.; *Design of Self-Compacting Concrete for Durable Concrete Structures*; Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete; 397-407 (1999)
- [Krie 72] Krieger, I. M.; *Rheology of Monodisperse Latices*; Advances in Colloidal and Interface Science; Vol 3; 111-136 (1972)
- [Larr 97] De Larrard, F., Hu C., Sedran, T., Sztiker, J. C., Joly, M., Claux, F. und Derkx, F.; *A New Rheometer for Soft-to-Fluid Concrete*; ACI Materials Journal; Vol 94, No 3, 234-243 (1997)
- [Larr 98] De Larrard, F., Ferrarais, C. F. und Sedran, T.; *Fresh Concrete: A Hershel-Bulkley Material*; Materials and Structures; Vol 31; 494-498 (1998)
- [Li 01] Li, V. C., Kong, H. J. und Bike, S. G.; *Constitutive Rheological Design for Development of Self-Compacting Engineered Cementitious Composites*; Proceedings of the Second International Symposium on Self-Compacting Concrete; 147-158 (2001)
- [Li 90] Li, V. C., Wang, Y. und Backer, S.; *Effect of Inclining Angle, Bundling and Surface Treatment on Synthetic Fiber Pull-Out from a Cement Matrix*; Composites; Vol 21, No 2; 132-140 (1990)
- [Li 92a] Li, V. C. und Leung, K. Y.; *Steady-State and Multiple Cracking of Short Random Fiber Composites*; Journal of Engineering Mechanics; Vol 118, No 11; 2246-2265 (1992)
- [Li 92b] Li, V. C.; *Postcrack Scaling Relations for Fiber Reinforced Cementitious Composites*; Journal of Materials in Civil Engineering; Vol 4, No 1; 41-57 (1992)

- [Litt 74] Litton, R. W.; *A Contribution to the Analysis of Concrete Structures under Cyclic Loading*; PhD Thesis; University of Berkely; California (1974)
- [Maek 01] Maekawa, K. und Ishida, T.; *Service Life Evaluation and Durability Design System for Self-Compacting Concrete*; Proceedings of the Second Interantional Symposium on Self-Compacting Concrete; 33-56; COMS Engineering Cooperation (2001)
- [Mart 00] Martinola, G.; *Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton*; PhD Thesis; Eidgenössische Technische Hochschule Zürich; Building Materials Reports No. 12; Aedificatio Publishers (2000)
- [Mart 01] Martinola, G.; *Neue Wege zur Dimensionierung dauerhafter zementgebundener Beschichtungssysteme*; Haftzugfestigkeit-Bemessung, Prüfung, Beurteilung und Dauerhaftigkeit, WTA-Conference Notes; No 6; 1-28 (2001)
- [Mart 02a] Martinola, G., Bäuml, M. F.; *Optimizing ECC in Order to Prevent Shrinkage Cracking*; Proceedings of the JCI International Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) - Application and Evaluation; Japan Concrete Institute (JCI); 143-152 (2002)
- [Mart 02b] Martinola, G., Bäuml, M. F. und Wittmann, F. H.; *Modified ECC Applied as an Effective Chloride Barrier*; Proceedings of the JCI International Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) - Application and Evaluation; Japan Concrete Institute (JCI); 171-180 (2002)
- [Mart 97] Marti, P., Sigrist, V. und Alvarez, M.; *Mindestbewehrung von Betonbauten*; Forschungsauftrag des Bundesamtes für Strassenbau (ASTRA), Bericht Nr. 529 (1997)
- [Mart 97] Martinola, G.; Sadouki, H. und Wittmann, F. H.; *Fissuration et délamination d'une couche de réparation appliquée sur un élément de béton*; Proceedings des 15èmes rencontres universitaires de Génie civil: Expérimentation et Calcul; Vol 2; 267-276 (1997)
- [Mort 76] Morton, J. and Groves, G. W.; *The Effect of Metal Wires on the Fracture of a Brittle Matrix Composite*; Journal of Materials Science; No 11; 617-622 (1976)
- [Nevi 70] Neville, A. M.; *Creep of Concrete: Plain, Reinforced and Prestressed*; North Holland Publishing Company; Amsterdam (1970)
- [Oh 99] Oh, S. G., Noguchi, T. und Tomosawa, F.; *Toward Mix Design for Rheology of Self-Compacting Concrete*; Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete; 361-372 (1999)

- [Okam 00] Okamura, H., Ozawa, K. und Ouchi, M.; *Self-compacting concrete*; Structural Concrete; Vol 1, No 1; 3-17 (2000)
- [Okam 94] Okamura, H. und Ozawa, K.; *Self-Compactable High-Performance Concrete in Japan*; American Concrete Institute SP-169; 31-44 (1994)
- [Okam 95] Okamura, H., Maekawak, K. und Ozawa, K.; *Mix-Design for Self-Compacting Concrete*; Concrete Library International of JSCE; No 25; 107-120 (1995)
- [Ouch 98a] Ouchi, M.; *State-of-the-Art Report: Self-Compactability Evaluation for Mix-Proportioning and Inspection*; Proceedings of the International Workshop on Self-compacting Concrete; 111-120; Japan Society of Civil Engineers (JSCE) (1998)
- [Ouch 98b] Ouchi, M.; *History of Development and Applications of Self-Compacting Concrete in Japan*; Proceedings of the International Workshop on Self-compacting Concrete; 1-10; Japan Society of Civil Engineers (JSCE) (1998)
- [Ouch 98c] Ouchi, M.; *Quantitative Evaluation Method for Effect of Superplasticizer in Self-Compacting Concrete*; Proceedings of the Japan Concrete Institute; Vol 20, No 2; 355-360 (1998)
- [Ozaw 89] Ozawa, K., Maekawa, K., Kunishima, M. und Okamura, H.; *Development of high performance concrete based on the durability design of concrete structures*; Proceedings of the 2nd East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-2); Vol 1; 445-450; Pergamon Press (1989)
- [Pail 80] Paillère, A. M. und Briquet, P; *Influence of Fluidifying Synthetic Resins on the Rheology and Deformation of Cement Pastes Before and During Setting*; Proceedings of the 7th International Congress on Cemistry of Cements; Vol III; 186-191; Cement and concrete Association, London (1980)
- [Pers 01] Persson, B.; *A Comparison between Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete and the Corresponding Propeties of Normal Concrete*; Cement and Concrete Research; Vol 1, No 2; 193-198 (2001)
- [Pihl 65] Pihlajavaara, S. E.; *On the Main Features and Methods of Investigation of Drying and Related Phenomena in concrete*; PhD Thesis; University of Helsinki (1965)
- [Plei 98] Pleinert H.; *Determination of Moisture Distributions in Porous Building Materials - Neutron Signal Transfer Analysis*; Builing Materials Reports; No 10; Aedificatio Publishers (1998)
- [Powe 48] Powers, T. C.; *A Discussion of Cement Hydratation in Relation to Curing of Concrete*; Portland Cement Association, Chicago; Bulletin 25; 178-188 (1948)

- [Rein 84] Reinhardt, H. W.; *Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material like Concrete*; Heron 29; TU Delft; No 2; 1-42 (1984)
- [RILE 92] RILEM; *Determination of the Specific Fracture Energy and Strain Softening of AAC*; Technical Recommendation AAC 13.1 (1992)
- [Rosh 99] Roshavelov, T. T.; *Concrete Mixture Proportioning with Optimal Dry Packing*; Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete; 385-396 (1999)
- [Roug 99] Rougeau, P., Maillard, J. L. und Dippe, C. M.; *Comparative Study of Self-Compacting and High Performance Concrete Used in Pre-cast Construction*; Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete; 251-261; Cachan RILEM Publications (1999)
- [Sado 97] Sadouki, H. and Van Mier, J. G. M.; *Meso-Level Analysis of Moisture Flow in Cement Composites Using a Lattice-Type Approach*; Materials and Structures; Vol 30, No 304; 579-587 (1997)
- [SBV 97] SBV Schweizerischer Baumeisterverband (Hrsg.); *Baumarkt Schweiz, Entwicklungsperspektive 1996-2010*; Zürich (1997)
- [Sedr 99] Sedran, T. und De Larrard, F.; *Optimization of Self-Compacting Concrete, Thanks to Packing Model*; Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete; 321-332; Cachan RILEM Publications (1999)
- [Serv 00] Servais, C.; *Flow Modelling of Concentrated Long Fiber Suspensions*; PhD Thesis; Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (2000)
- [Tana 96] Tanaka, Y., Matsuo, S., Ohta, A. und Ueda, M.; *A New Admixture for High Performance Concrete*; Radical Concrete Technology; 291-300 (1996)
- [Tatt 83] Tattersall, G. H. und Banfill, P. F. G.; *The Rheology of Fresh Concrete*; Pitman Publishing; Massachusetts (1983)
- [Tatt 91] Tattersall, G. H.; *Workability and Quality Control of Concrete*; E&FN Spon, Chapman & Hall; London (1991)
- [Trau 00] Trausch, J. L.; *Verhalten der grenzflächennahen Zone von Instandsetzungs- und Schutzsystemen für Stahlbeton*; PhD Thesis; Eidgenössische Technische Hochschule Zürich; Building Materials Reports No. 13; Aedificatio Publishers (2000)
- [Trau 96] Trausch, J. L. und Wittmann, F. H.; *Einfluss der Grenzfläche auf das Haftvermögen zementgebundener Beschichtungen*; Proceedings of the 4th International Colloquium on Materials Science and Restoration; Vol 1; 409-424; Aedificatio Publishers (1996)

- [Trun 99] Trunk, B. G.; *Einfluss der Bauteilgrösse auf die Bruchenergie von Beton*; PhD Thesis; Eidgenössische Technische Hochschule Zürich; Building Materials Reports No. 11; Aedificatio Publishers (1999)
- [Wall 90a] Wallevik, O. H. und Gjorv, O. E.; *Modification of the Two-Point Workability Apparatus*; Magazine of Concrete Research; Vol 42; 135-142 (1990)
- [Wall 90b] Wallevik, O. H. und Gjorv, O. E.; *Development of a Coaxial Cylinders Viscometer for Fresh Concrete*; Proceedings of the RILEM Colloquium on Properties of Fresh Concrete; 213-224; Chapman & Hall London (1990)
- [Wall 98] Wallevik, O. H. und Nielsson I.; *Self-Compacting Concrete - A Rheological Approach*; Proceedings of the International Workshop on Self-compacting Concrete; 136-159 (1998)
- [Witt 77] Wittmann, F. H.; *Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons*; Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton; Heft 290; 43-101 (1977)
- [Witt 82] Wittmann, F. H.; *Creep and Shrinkage Mechanisms*; Creep and Shrinkage in Concrete Structures; 129-161; Wiley New York (1982)
- [Witt 92] Wittmann, F. H.; *Porosität und Feuchtigkeitsgehalt*; WTA-Schriftenreihe; Heft 3 (1992)
- [Yasu 98] Yasumoto, A., Edamatsu, Y., Mizukoshi, M. und Nagaoka, S.; *A Study on the Shrinkage Crack Resistance of Self-Compacting Concrete*; Recent Advances in Concrete Technology; 651-669 (1998)

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name, Vornamen: Bäuml, Martin Franz
Geburtsdatum: 1. März 1975
Geburtsort: Memmingen (Deutschland)
Staatsangehörigkeit: deutsch

Schulbildung

09/1981 - 07/1985 Grundsschule in Memmingerberg
09/1985 - 06/1994 Mathematisch/naturwissenschaftlicher Zweig des Vöhlin
Gymnasiums in Memmingen

Wehrdienst

07/1994 - 06/1995 Wehrpflichtiger der deutschen Luftwaffe (Kraftfahrer)

Studium

10/1995 - 02/2001 Bauingenieurwissenschaften an der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Berufliche Tätigkeit

04/2001 - 09/2002 Wissenschaftlicher Mitarbeiter und Doktorand am Institut
für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

Praktika

02/1997 - 03/1997 Konstruktionsabteilung der Josef-Hebel GmbH in Mem-
mingen
02/1998 - 03/1998 Abteilung für Arbeitsvorbereitung der Raulf-Bau GmbH
in Berlin
07/1999 - 10/1999 Assistent der Bauführung bei HBG Construction Limited
in London

Tätigkeiten während des Studiums

10/1997 - 06/2000 Hilfsassistent am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie
und Korrosion der Eidgenössischen Technischen Hoch-
schule Zürich

