

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**ZUM RISS- UND VERFORMUNGSVERHALTEN
VON STAHLFASERVERSTÄRKTEN STAHLBETONSTÄBEN
UNTER LÄNGSZUG**

von

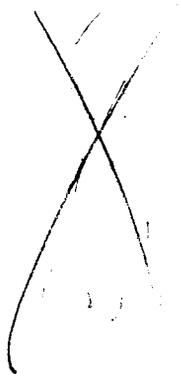
Kurt Hartwich

Heft 72

BRAUNSCHWEIG

1986

ISSN 0178-5796



UNIVERSITÄT
BIELEFELD
BIBLIOTHEK

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur-
und Vermessungswesen der Technischen Universität Braun-
schweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am 10.01.1986

Mündliche Prüfung am 23.05.1986

Berichterstatter : Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Berichterstatter : Prof. Dr. Ing. H. Twelmeier

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. ROSTÁSY, der die Anregung zu dieser Arbeit gab und sie durch stete Bereitschaft zur wissenschaftlichen Diskussion entscheidend gefördert hat.

Herrn Prof. Dr.-Ing. H. TWELMEIER sei für die wertvollen Hinweise und die Erstattung des Mitberichtes gedankt. Danken möchte ich auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. KORDINA für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. H. DUDDECK für die Beteiligung an der Prüfung.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz möchte ich mich für die jederzeit gute Zusammenarbeit bedanken. Insbesondere danke ich den Herren cand. arch. H. FLOREN und stud. ing. W. HEITMANN für die gewissenhafte Erstellung der Zeichnungen sowie Frau BÖDEKER für das sorgfältige Schreiben des Manuskripts.

3300 Braunschweig, im Juni 1986

Kurt Hartwich

Inhalt

1	Einleitung und Problemstellung	1
2	Bisherige Untersuchungen an stahlfaserverstärktem Stahlbeton im Oberblick	4
3	Herstellungstechnologie von Stahlfaserbeton	8
3.1	Allgemeines	8
3.2	Baustoffe	8
3.3	Mischen und Verarbeiten von Stahlfaserbeton	10
4	Materialverhalten des Verbundwerkstoffes Stahlfaserbeton	13
4.1	Allgemeines	13
4.2	Verhalten von Stahlfaserbeton bei Zugbeanspruchung	14
4.2.1	Vorbemerkungen	14
4.2.2	Rißfestigkeit	16
4.2.2.1	Theorien der Verstärkungswirkung von Stahlfasern	16
4.2.2.2	Auswertung der experimentellen Untersuchungen	28
4.2.2.3	Vergleich der rechnerischen Zugfestigkeiten mit den experimentellen Ergebnissen - Folgerungen	45
4.2.3	Nachrißverhalten	55
4.2.3.1	Untersuchungen zur Steifigkeit des Faserverbundes	57
4.2.3.2	Bestimmung der Faserverbundspannungen	63
4.2.3.3	Einfluß von Faserverbundfestigkeit, Fasermaterial und Fasergeometrie auf die Faserrißspannung	76
4.2.3.4	Berechnung der post-kritischen Betonzugspannung von Stahlfaserbeton	89
4.3	Biegezugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit	94
4.4	Druckfestigkeit, Druckdehnverhalten	100
5	Verbundverhalten von geripptem Betonstahl in Stahlfaserbeton	102
5.1	Allgemeines	102
5.2	Bisherige Arbeiten	103
5.3	Eigene Versuche	105
5.3.1	Versuchsprogramm, Versuchsdurchführung	105
5.3.2	Baustoffe, Betonfestigkeiten	107

5.4	Ergebnisse der Untersuchungen	108
5.4.1	Verbundspannung-Verschiebungslinien, Verbundfestigkeiten	110
5.4.2	Einfluß des Fasergehaltes auf das Verbundverhalten im Gebrauchsspannungsbereich	112
5.4.3	Mathematische Approximation der experimentellen τ_v - v -Beziehungen im Gebrauchsspannungsbereich	115
5.4.4	Einfluß vom Fasergehalt und Betondeckung auf die Verbundrißbildung und das Sprengbruchverhalten	117
6	Versuche an mittig gezogenen Stäben aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton	127
6.1	Ziel und Oberblick	127
6.2	Abmessungen und Herstellung der Versuchskörper	129
6.3	Versuchsdurchführung, Messungen	130
6.4	Versuchsergebnisse	131
6.4.1	Normalkraft-Dehnungsverlauf	131
6.4.2	Rißbilder	135
6.4.3	Rißabstand	139
6.4.4	Rißbreiten	142
6.5	Zusammenfassung und Folgerungen	145
7	Berechnung der Spannungen, Verformungen und Rißbreiten von mittig gezogenen stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben	147
7.1	Modell des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbeton-elementes	147
7.2	Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und deren Lösung für Faserbeton	153
7.2.1	Stadium der frühen Rißbildung	153
7.2.1.1	Lösung der Differentialgleichung bei großem Rißabstand	153
7.2.1.2	Diskussion der Rechenergebnisse	159
7.2.2	Stadium der fortgeschrittenen Rißbildung	165
7.2.2.1	Lösung der Differentialgleichung bei kleinem Rißabstand	167
7.2.2.2	Diskussion der Rechenergebnisse	175

7.3 Vergleich der Rechen- und Versuchsergebnisse	181
8 Zusammenfassung und offene Probleme	189
9 Literatur	193
Anhang	

Bezeichnungen *)

Kleinbuchstaben

a	Rißdurchmesser
b	Querschnittsbreite
c	Betondeckung
d	Faserdurchmesser
	Querschnittshöhe
l	Faserlänge
m	Verhältnis E_f/E_b
n	Verhältnis E_s/E_b
s	Rißabstand
v	Relativverschiebung
w	Rißbreite
x	Laufvariable
l _e	Einleitungslänge
d _s	Bewehrungsstabdurchmesser
k _x	bezogene Höhe der Biegedruckzone
f _R	bezogene Rippenfläche

Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul
N	Normalkraft
P	Kraft
M	Moment
SC	Spacing Concept
CC	Composite Concept
V	Gehalt in Vol.-%
G	Schubmodul, Energiefreisetzungsrate
K	Spannungsintensitätsfaktor
RVE	repräsentative Volumeneinheit
FB	Faserbeton
NB	Normalbeton

*) soweit nicht nur einmal verwendet und im Text an Ort und Stelle erläutert

A,N	Verbundbeiwerte
U	Umfang
N_F	bezogene Faseranzahl
1-D, 2-D	ein- bzw. zweidimensionelle Faserorientierung

Griechische Buchstaben

Δ	Differenz
τ	Verbundspannung
σ	Spannung
β	Festigkeit
δ	Kolbenweg
ϵ	Dehnung
μ	Bewehrungsgrad
α	Beanspruchungsgrad
η	bezogener Rißabstand
η_0, η_1	Orientierungs- bzw. Längeneinflußbeiwert
τ_{vR}	Verbundspannung bei Längsrißbildung
τ_{vUS}	Verbundbruchspannung bei Sprengbruch
σ_F	auf die Betoneinheitsfläche bezogene Fasertension

Indizes

u	Bruch
v	Verbund
m	mittlere Matrix, Mörtel
e	Einleitung
f	Faser
b	Beton
s	Stahl
r	Riß
i	ideell
R	Reibung
H	Haftung
S	Streckgrenze
Z	Zug
BZ	Biegezug
SZ	Spaltzug

1 Einleitung und Problemstellung

Beton besitzt eine recht hohe Druckfestigkeit, aber eine vergleichsweise geringe Zugfestigkeit. Seit langem ist bekannt, daß durch Zugabe von kurzen, ungerichteten Fasern die Zugfestigkeit zementgebundener Baustoffe erhöht werden kann - man denke beispielsweise an Asbestzement.

In den vergangenen 25 Jahren hat es vor allem in den Vereinigten Staaten und in Großbritannien eine geradezu von Euphorie getragene Forschungstätigkeit auf dem Gebiet des Faserbetons gegeben. Deren Zielrichtung bestand vorrangig darin, durch Beimengen von Stahl- oder Glasfasern dem Beton eine möglichst hohe Zugfestigkeit bzw. ein besonders großes Energieabsorptionsvermögen (Duktilität) zu verleihen. Die Forschung war vornehmlich auf rein materialkundliche Probleme ausgerichtet. Untersuchungen über einen möglichen Einsatz des Verbundwerkstoffes Stahlfaserbeton im Konstruktiven Ingenieurbau wurden erst unlängst angestellt. Man hat dabei sehr bald erkannt, daß Stahlfasern die konventionelle Bewehrung nicht ersetzen können. Zudem stellt man fest, daß die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen durch Fasern i. d. R. nur unbedeutend erhöht wird.

Bei Untersuchungen zur Tragfähigkeit von mit Stahlfaserbeton hergestellten Stahlbetonbauteilen war zu beobachten, daß deren RiB- und Verformungsverhalten positiv beeinflusst wurde. So wurde berichtet, daß die Durchbiegungen von Platten und Balken vermindert und gleichzeitig die RiBbreiten in erheblichem Maße reduziert werden. Letzterer Aspekt erscheint im Zusammenhang mit der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonkonstruktionen von besonderem Interesse. Die in der Literatur enthaltenen Angaben zur RiBbildung von stahlfaserarmierten Stahlbetonbauteilen sind überwiegend nur qualitativer Natur und zudem häufig sehr lückenhaft. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, durch experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Klärung der Wirkungsmechanismen der Fasern beim RiBbildungsprozeß von stahlfaserverstärkten

Stahlbetonbauteilen beizutragen. Um das gestellte Ziel zu erreichen, wird wie folgt vorgegangen:

Zuerst erfolgt eine Übersicht über den Stand der Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteilen. Anschließend wird auf die betontechnologischen Besonderheiten bei der Herstellung von Stahlfaserbeton hingewiesen.

Der darauf folgende Abschnitt 4 befaßt sich mit dem Materialverhalten des Faserbetons. Schwerpunktmäßig wird darin das Verhalten unter Zugbeanspruchung studiert. Dabei ist eine Unterteilung in den Bereich bis zum Erreichen der Faserbetonzugfestigkeit und in den sogenannten Nachbruchbereich zu treffen. Es werden mechanisch begründbare Modellvorstellungen entwickelt, mit deren Hilfe der Einfluß der Fasern in den beiden Beanspruchungsphasen erklärt werden kann. Gestützt auf Versuchsergebnisse wird ein Stoffgesetz für zugbeanspruchten Stahlfaserbeton formuliert.

Im Abschnitt 5 wird der Frage nachgegangen, welchen Einfluß Stahlfasern auf den Verbund zwischen geripptem Bewehrungsstahl und Beton ausüben. Hierzu wurden Ausziehversuche durchgeführt, um die Auswirkungen der Fasern auf die Verbundrißbildung zu klären.

Im Abschnitt 6 wird von Bauteilversuchen an mittig gezogenen, stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben berichtet. Diese Versuche liefern erstmalig quantitative Angaben zur Rißabstandsentwicklung, zur Rißbreite und zur Bauteilverformung in Abhängigkeit vom Fasergehalt, die einer rechnerischen Auswertung zugänglich sind.

Im Anschluß daran wird im Abschnitt 7 ein analytisches, verbundorientiertes Verfahren zur Ermittlung des Riß- und Verformungsverhaltens von mittig gezogenen, stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementen vorgestellt. Der Vergleich zwischen den Ergebnissen der Rechnung und der Bauteilversu-

che zeigt, daß die Rißbreiten und Dehnungen von stahlfaser-
verstärkten Stahlbetonzuggliedern zuverlässig vorhergesagt
werden können.

Abschnitt 8 enthält die Zusammenfassung und zeigt offe-
ne Probleme auf.

2 Bisherige Untersuchungen an stahlfaserverstärktem Stahlbeton im Überblick

Während sich die Forschungstätigkeit zur Erfassung der Materialeigenschaften von Faserbeton in den letzten 25 Jahren in über 800 wissenschaftlichen Veröffentlichungen dokumentiert, wurde der Frage, welche Einsatzmöglichkeiten für diesen Verbundwerkstoff im konstruktiven Ingenieurbau bestehen, erst in jüngster Zeit nachgegangen. Die experimentellen und theoretischen Untersuchungen an vornehmlich auf Biegung beanspruchten Bauteilen verfolgten zum Teil recht unterschiedliche Ziele:

- Erhöhung der Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Verminderung der Verformungen /83, 84, 85, 88, 89, 92 bis 96/,
- Ersatz der herkömmlichen Bewehrung durch Faserbewehrung /94, 97/,
- Verbesserung des Energieabsorptionsvermögens bei Stoßbelastung /82, 98/,
- Verminderung der Rißbreiten /84, 86, 88, 89, 92 bis 95 97/,
- Verbesserung des Dauerschwingverhaltens von Biegebalken /92, 93/.

Die Experimente an faserverstärkten Stahlbetonbalken und -platten haben gezeigt, daß eine Verbesserung der Biegetragfähigkeit in nur sehr begrenztem Maße durch Fasern zu erzielen ist. Die prozentual größten Steigerungsraten der Bruchmomente werden bei niedrig bewehrten Bauteilen mit hohen Fasergehalten gemessen.

Ansätze zur rechnerischen Erfassung des Einflusses einer Faserbewehrung auf die Bruchschnittgrößen von Stahlbetonbalken sind z. B. in den Arbeiten von Henager/Doherty /84/, Swamy/Al-Ta'an /86/, Stiller /94/ und Onet /96/ enthalten. Stiller unternimmt sogar den Vorstoß, auf Grundlage seiner Versuchsergebnisse und aus theoretischen Überlegungen heraus ein Bemessungsverfahren zu entwickeln.

Wie der Vergleich der rechnerischen mit den gemessenen Bruchmomenten zeigt, gelingt es, anhand der bestehenden Theorien die Tragfähigkeit faserverstärkter Stahlbetonbalken mit genügender Genauigkeit vorherzubestimmen.

Über das Verformungs- und Rißverhalten wird ebenfalls in einer Vielzahl von Veröffentlichungen berichtet, jedoch standen derartige Untersuchungsziele zumeist nicht im Vordergrund der Experimente. Hieraus erklärt sich die Tatsache, daß die Angaben zum überwiegenden Teil nur qualitativen Charakters sind und sich zudem häufig nur auf den Bruchzustand beziehen. Durchbiegungsmessungen wurden beispielsweise von Swamy et al. /87/, Vißmann /95/, und Körmeling et al. /93/ durchgeführt. Messungen von Rißbreiten und Rißabständen sind z. B. bei Stiller /94/, Körmeling et al. /93/ und Samarai/Elvery /90/ zu finden.

Übereinstimmend berichten alle Arbeiten von einer beträchtlichen Reduzierung der Durchbiegungen. Sehr große Durchbiegungsverringerungen infolge einer zusätzlichen Faserbewehrung wurden insbesondere bei Platten mit geringer Konstruktionshöhe und niedrigem Bewehrungsgrad gemessen (siehe Vißmann /95/). Unstrittig ist gleichfalls die Beobachtung, daß Fasern eine zum Teil drastische Verkleinerung der Rißbreiten verursachen. Hingegen liegen bezüglich der Rißabstandsentwicklung widersprüchliche Versuchsergebnisse vor.

Stiller und Vißmann beobachteten für den Gebrauchsspannungsbereich an stahlfaserverstärkten Balken und Platten einen größeren mittleren Rißabstand, der sich in der Bruchphase dem der unverstärkten Bauteile angleicht. Alle übrigen Forscher weisen darauf hin, daß mit wachsendem Fasergehalt der mittlere Rißabstand abnimmt und belegen diese Aussage mit Messungen, die sich allerdings nur auf den Bruchzustand der Bauteile beziehen.

Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Verformungen stahlfaserverstärkter Stahlbetonbauteile wurden von Onet /96/ und Vißmann /95/ entwickelt. Mit Hilfe dieser Theorien können Durchbiegungen und Krümmungen von Balken und Platten berechnet werden, wobei allerdings der versteifende Einfluß des zwischen den Rissen auf Zug mitwirkenden Betons (tension stiffening effect) unberücksichtigt bleibt. Für den von Vißmann untersuchten Fall einer vierseitig gelagerten Platte mit Punktlast erscheint die Vernachlässigung dieses Effektes vertretbar, weil die Durchbiegung im wesentlichen aus den Anteilen der Verdrehwinkel der Rißquerschnitte resultiert. Bei Biegebalken und insbesondere bei Zuggurten hingegen darf bei einer wirklichkeitsnahen Berechnung der Verformungen die versteifende Wirkung des zugbeanspruchten Betons nicht außer acht gelassen werden.

Die Verringerung der Rißbreite wird allgemein als einer der Hauptgründe für den Einsatz von Stahlfaserbeton im konstruktiven Ingenieurbau angesehen. Um so mehr verwundert es, daß nach Kenntnis des Verfassers erst zwei Versuche unternommen wurden, den Rißbildungsprozeß von stahlfaserverstärktem Stahlbeton analytisch zu beschreiben.

Ibrahim und Luxmoore /91/ entwickeln ein Konzept, bei dem sie auf die bekannten halbempirischen Formeln zur Berechnung der Rißbreite, wie sie bei Leonhardt /100/, Rehm/Martin /101/ und in der CEB/FIP-Mustervorschrift 78 /102/ zu finden sind, zurückgreifen. Sie modifizieren die Gleichungen dahingehend, daß sie zum einen bei der Berechnung der Stahlspannung im Rißquerschnitt den Traganteil der Fasern berücksichtigen, zum anderen den Fasern eine deutliche Verbesserung des Verbundes zwischen Beton und geripptem Bewehrungsstahl zuschreiben. Letztere Annahme stützen die Autoren auf Verbunduntersuchungen, deren wesentlichen Ergebnissen aufgrund eigener Versuche und neueren Untersuchungen von Spencer et al. /64/ widersprochen werden muß (siehe Abschnitt 5).

Grundsätzlich spricht gegen die von Ibrahim und Luxmoore beschrittene Vorgehensweise, daß ein bloßes statistisches Anpassen einzelner Koeffizienten in bestehenden empirischen Formeln kein vertieftes Verständnis für den Ribbildungsmechanismus in stahlfaserverstärktem Stahlbeton liefern kann. Es entsteht so die Gefahr, daß die Wirkungsweise der Fasern fehlinterpretiert wird, wie durch Ibrahim und Luxmoore geschehen.

Vißmann /95/ erkennt dieses Problem und geht deshalb bei seinem Rechenansatz einen anderen Weg. Er berechnet zuerst die Stahlspannung in der Hauptbewehrung für den Fall des stahlfaserverstärkten Biegeträgers, wobei er die Auswirkungen einer Faserbewehrung auf die Dehnungsverteilung im Ribquerschnitt (tiefer liegende Nulllinie) berücksichtigt. Diese Stahlspannung setzt er dann in die Ribbreitenformel von Noakowski /74/ ein, die auf analytischem Wege verbundorientiert hergeleitet wurde. Verständlicherweise kann mit dieser einfachen Methode der Einfluß der Fasern auf den Prozeß der Ribbildung in seiner Komplexität nur sehr unvollkommen erfaßt werden.

Dennoch erscheint der durch die Arbeiten von Vißmann und Noakowski vorgezeichnete Weg - vom Grundsatz her - der zur Zeit einzig gangbare: Zum einen ist die Anzahl von Meßdaten, die einer statistischen Auswertung zugänglich sind, bislang zu gering, um darauf aufbauende empirische Formeln herzuleiten, und zum anderen - und dies ist eigentlich entscheidend -, ist der Mechanismus der Ribbildung in stahlfaserverstärktem Stahlbeton bis heute nicht verstanden und bedarf somit erst einer theoretischen Klärung.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es deshalb, die Auswirkungen einer zusätzlichen Stahlfaserbewehrung auf das Rib- und Verformungsverhalten von Stahlbeton anhand eines mechanischen Modells zu beschreiben, das alle faserbeton-spezifischen Merkmale berücksichtigt. Mit diesem Modell können dann entsprechende mathematische Beziehungen der Spannungen und Verformungen entwickelt werden.

3 Herstellungstechnologie von Stahlfaserbeton

3.1 Allgemeines

Die Festigkeitseigenschaften zementgebundener Baustoffe werden in hohem Maße von der Herstellungstechnologie (Mischen, Verdichten etc.) beeinflusst. Für den Verbundwerkstoff Faserbeton trifft dies in besonders ausgeprägter Form zu. Vorrangiges Ziel eines Herstellungsverfahrens muß es sein, die Fasern im Beton so einzubetten, daß das Zusammenwirken von Faser und Betonmatrix in optimaler Weise erfolgt. Hieraus ergeben sich die Forderungen nach einer möglichst gleichmäßigen Verteilung der Faser im Beton (Homogenität), nach einer guten Ankopplung der Faser an die Matrix (Verbund) sowie nach einer unverminderten Qualität der Matrix selbst.

Faserbeton wird sowohl im Mischverfahren als auch im Spritzverfahren hergestellt. Auf letzteres Verfahren, das vornehmlich zur Herstellung von Tunnelauskleidungen verwendet wird, soll nicht näher eingegangen werden. Zusammenfassende Darstellungen zur Verfahrenstechnik und Anwendung von Faserspritzbeton sind in /78, 79, 80/ enthalten. Im folgenden Abschnitt wird die Besonderheit der Stahlfaserbetonherstellung im Mischverfahren erläutert, weil mit diesem Verfahren die Betone für bewehrte Konstruktionsbauteile hergestellt werden (siehe z. B. Abschnitt 6).

3.2 Baustoffe

An die Materialeigenschaften von Zuschlagstoffen, Bindemitteln und Betonzusätzen für Faserbeton bestehen keine zusätzlichen Anforderungen, verglichen mit denen im üblichen Betonbau. Die Stoffraumanteile der einzelnen Komponenten sind bei Faserzugabe der gewünschten Verarbeitung anzupassen.

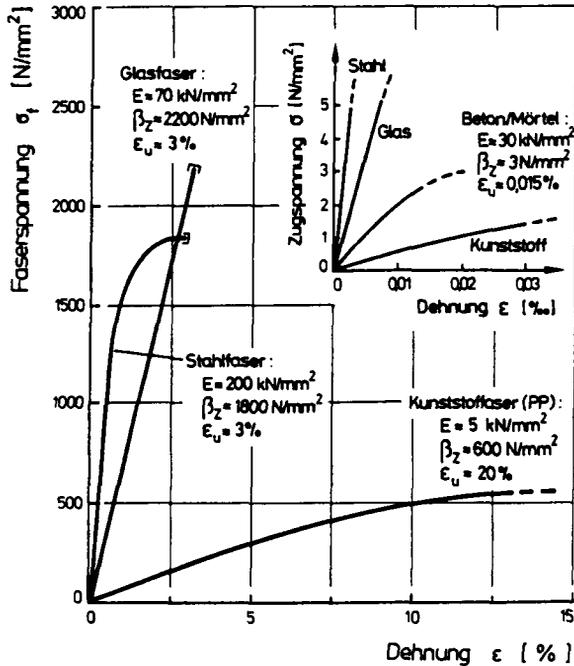


Bild 3.1: Mechanische Eigenschaften von Fasern und Beton (Überblick)

Für die exakte Erfassung der mechanischen Eigenschaften eines Verbundwerkstoffes ist die Kenntnis der Materialeigenschaften von Faser und Matrix (hier: Beton bzw. Mörtel) unerlässlich. In Bild 3.1 sind die wesentlichen Materialkennwerte einiger Faserwerkstoffe denen des Betons gegenübergestellt. Besonders hinzuweisen ist auf die Tatsache, daß beim Stahlfaserbeton eine duktile Faser in einer spröden Matrix eingebettet ist ($\epsilon_{su} = 30\% \gg \epsilon_{bu} = 0,02\%$). Hieraus ergeben sich, wie später gezeigt wird, völlig andere Trag- und Bruchmechanismen als bei den üblichen Faserwerkstoffen, wie z. B. glasfaserverstärkter Kunststoff (GFK) oder kohlefaserverstärkter Kunststoff (CFK), bei denen hochfeste Fasern in einer sehr dehnfähigen Matrix eingebunden sind. Stahlfasern unterliegen bezüglich ihrer Abmessungen, Form und ihrer mechanischen Eigenschaften keinerlei Vor-

schriften; eine allgemeingültige Klassifizierung existiert bisher nicht. Die mechanischen Kennwerte wie auch sonstige besondere Eigenschaften, wie beispielsweise Korrosions- oder Feuerbeständigkeit, sind den Angaben der Hersteller zu entnehmen. Einen Überblick über die Formenvielfalt der in Deutschland handelsüblichen Stahlfasern vermittelt das Bild 3.2.

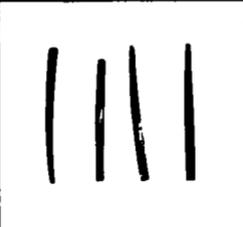
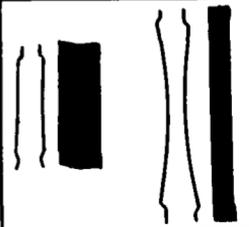
gerade Fasern	gefräste Fasern	Hakenfas. (Bündel)
		
$\frac{12,5}{0,4}$ $\frac{25}{0,4}$ $\frac{30}{0,5}$ $\frac{50}{0,5}$ $\frac{45}{1,0}$	$\frac{30}{0,2 \times 2,0}$	$\frac{30}{0,5}$ $\frac{50}{0,5}$
$\frac{l}{d}$ - Verhältnisse $\left[\frac{\text{mm}}{\text{mm}} \right]$		

Bild 3.2: Abmessung und Formen einiger üblicher Stahlfasern

3.3 Mischen und Verarbeiten von Stahlfaserbeton

Beim Mischen eines Stahlfaserbetons treten zwei faser-spezifische Probleme auf. Das erste Problem betrifft die Zugabe der Fasern, das zweite den Mischvorgang. Das Einschütten von Fasern unmittelbar aus dem Liefergebinde (20 - 30 kg) in die Mischertrommel führt erfahrungsgemäß zu keiner homogenen Verteilung der Fasern im Frischbeton. Die trockenen Fasern sind häufig von vornherein ineinander verklettet und verhakt. Aus diesem Grunde werden üblicherweise die Stahlfasern auf Rüttelsieben vereinzelt und dem Beton bei laufendem Mischer zugegeben. Fasern mit einem Verhältnis von Länge zu Dicke von maximal $l/d = 100$ lassen sich mit dieser Technik problemlos verarbeiten.

Eine Möglichkeit auf die gerätetechnisch aufwendige Faserdosierung über Rüttelsiebe zu verzichten, besteht darin, die einzelnen Fasern zu Bündeln zu verkleben, wodurch zunächst ein verarbeitungstechnisch günstiges niedriges l/d -Verhältnis vorliegt (siehe Hakenfasern im Bild 3.2). Die Faserbündel können ohne Schwierigkeiten gleichmäßig in den Beton untergemischt werden. Die eigentliche Faserverarbeitung erfolgt dann während des Mischvorgangs dadurch, daß die Klebverbindung durch das Anmachwasser gelöst wird.

Über die Reihenfolge der Zugabe der einzelnen Betonanteile sowie zur Mischdauer lassen sich trotz zahlreicher Untersuchungen keine allgemeingültigen Angaben machen, weil hierbei bekanntermaßen die technische Konzeption der Mischanlage ausschlaggebend ist. Ganz pauschal kann man jedoch sagen, daß sowohl zu kurze als auch zu lange Mischzeiten zu einer inhomogenen Faserverteilung führen können. Insbesondere verursacht eine zu lange Mischdauer die häufig beobachtete "Igelbildung", d. h. ein Zusammenballen der Fasern.

Inwieweit Schwierigkeiten bei der Verarbeitung von Stahlfaserbeton zu erwarten sind, hängt nicht ausschließlich von den Faserabmessungen ab, sondern vielmehr vom Produkt aus Fasergehalt V_f und l/d -Verhältnis der Fasern. Edgington, Hannant und Williams /19/ haben durch ihre Studien der rheologischen Eigenschaften des Faserfrischbetons gezeigt, daß die aufzuwendende Verdichtungsenergie - ausgedrückt durch die V-B-Zeit nach /99/ - eine Funktion von Fasergeometrie und Fasergehalt ist. Zudem hängt sie stark von der Kornzusammensetzung des Zuschlaggemisches ab.

In Bild 3.3 sind die wesentlichen Untersuchungsergebnisse aus /19/ zusammengefaßt. Aus der Darstellung kann man ablesen, daß für eine bestimmte Faser je nach Art der Kornzusammensetzung eine maximal verarbeitbare Fasermenge existiert, die, wie Hannant /81/ später schreibt, auch durch den Einsatz von Betonverflüssigern nur unbedeutend vergrößert

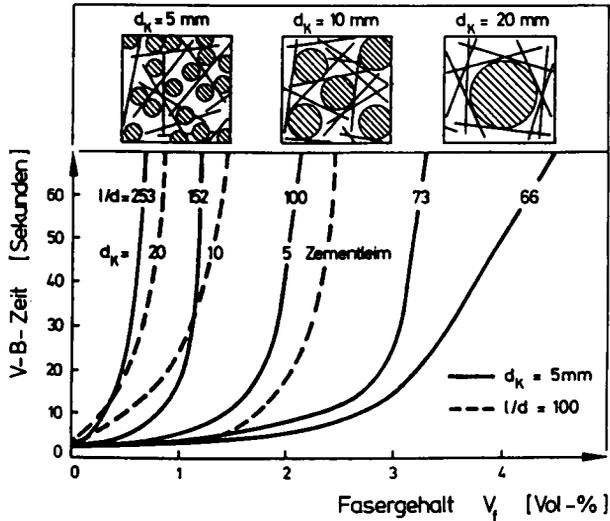


Bild 3.3: Einfluß von Fasergeometrie und Größtkorn des Zuschlages auf die Verdichtungswilligkeit von Stahlfaserbeton, nach /19/

Bert werden kann. Zur Berechnung des maximalen Fasergehaltes ist in /19/ folgende empirische Formel angegeben:

$$\max V_f = \frac{2,35(100 - G_5)}{l/d} \quad [\text{Vol.-%}] \quad (3.1)$$

Hierin ist G_5 der prozentuale Anteil des Zuschlaggemisches mit einem Korndurchmesser größer 5 mm. Für einen Beton mit einer Kornzusammensetzung entsprechend der Regelsieblinie B_{16} nach DIN 1045 ergibt sich nach Gl. (3.1) ein Wert für $\max V_f$ von:

$$\text{Beton } (B_{16}): \quad \max V_f \approx 150 \cdot \frac{d}{l} \quad [\text{Vol.-%}]$$

4 Materialverhalten des Verbundwerkstoffes Stahlfaserbeton

4.1 Allgemeines

Bei der Beschreibung des Materialverhaltens von Stahlfaserbeton sollen die wesentlichen experimentellen Ergebnisse dargestellt werden. Ebenso werden die relevanten theoretischen Ansätze zur quantitativen Abschätzung der Materialkennwerte vorgestellt und einer kritischen Wertung unterworfen. Diese gleichzeitige Behandlung von Versuch und Theorie erscheint insofern unerlässlich, als es sich gerade beim Stahlfaserbeton gezeigt hat, daß eine rein phänomenologische Vorgehensweise häufig zu einer physikalisch nichtbegründeten Interpretation des Materialverhaltens führt. Gleichwohl bedürfen die den unterschiedlichen Theorien zugrundeliegenden mechanischen Modelle einer Überprüfung durch eine möglichst breite Palette von Versuchsergebnissen, um etwaige Lücken oder Widersprüche aufzeigen zu können.

Hierbei wird das Hauptaugenmerk auf die Darstellung des Verhaltens des Faserbetons unter Zugbeanspruchung gerichtet werden. Die genaue Kenntnis von Zugfestigkeit und Zugdehnverhalten ist für eine rechnerische Erfassung der Ribbildungsprozesse in einem stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteil von fundamentaler Bedeutung. Dem Abschnitt 4.2 ist deshalb in dieser Arbeit ein breiter Raum zugebilligt worden.

Darüber hinaus werden auch andere Materialkennwerte, wie z. B. die Betondruckfestigkeit, angesprochen, die auf den ersten Blick keinen Bezug zum Problem der Ribbildung in zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben haben. Man darf allerdings nicht übersehen, daß beispielsweise für das Verbundverhalten von geripptem Bewehrungsstahl im Stahlfaserbeton die Betondruckfestigkeit eine maßgebliche Größe ist.

4.2 Verhalten von Stahlfaserbeton bei Zugbeanspruchung

4.2.1 Vorbemerkungen

Die wohl wesentlichste Werkstoffeigenschaft in allen Ribbildungsgesetzen des Stahlbetonbaus ist die Betonzugfestigkeit. Deren genaue Kenntnis ist ausschlaggebend für die Qualität einer rechnerischen Ribbreitenbestimmung. Die Ermittlung der stofflichen und mechanischen Einflüsse auf die Betonzugfestigkeit sowie die Erklärung ihrer unterschiedlichen Erscheinungsformen (Zug-/Biegezug-/Spaltzugfestigkeit) sind bis heute Gegenstand intensiver Forschung (König/Jahn /3/, Elgehausen/Sawade /4/). Insbesondere die Möglichkeit der Verbesserung der Zugfestigkeit und des Zugdehnverhaltens bei Verwendung von Stahlfasern hat zu zahlreichen Forschungsarbeiten in den vergangenen zwei Jahrzehnten ange-regt.

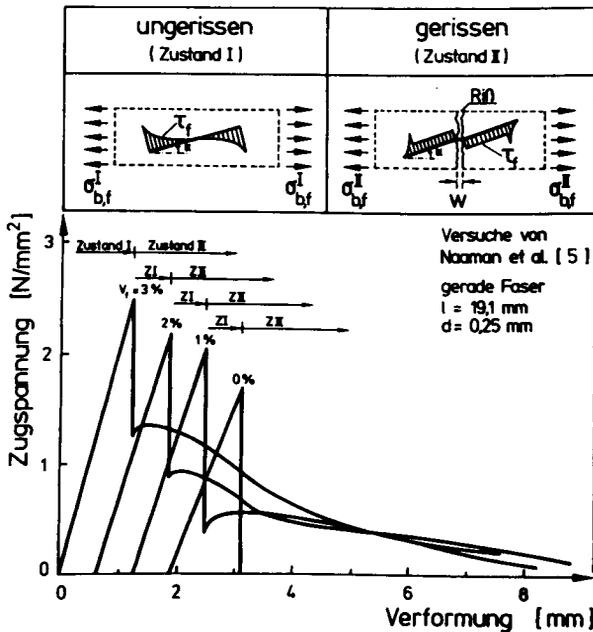


Bild 4.1: Schematische Darstellung der Beanspruchung der Fasern im ungerissenen bzw. gerissenen Faserbeton

Bei der Formulierung einer Rißtheorie für stahlfaser-
verstärkten Stahlbeton ist es nicht ausreichend, ausschließ-
lich das Verhalten des Betons bis zum Erreichen der Zugfe-
stigkeit, d. h. bis zur Entstehung eines Makrorisses/Trenn-
risses, zu berücksichtigen. Es ist allgemein bekannt, daß
Stahlfaserbeton auch im gerissenen Zustand Kräfte aufnehmen
kann. Da, wie sich später zeigen wird, die Wirkungsweise
der Fasern und damit auch ihre Beeinflussung der Materialei-
genschaften im ungerissenen Zustand eine völlig andere ist als
im gerissenen Zustand, sollen diese beiden Phasen in der
Beanspruchung der Deutlichkeit halber in zwei getrennten
Abschnitten behandelt werden.

In Bild 4.1 sind die beiden zu unterscheidenden Bean-
spruchungszustände schematisch dargestellt. Man erkennt so-
fort, daß im ungerissenen Zustand die Faserverbundspannungen
einen ganz anderen Verlauf aufweisen als im gerissenen Zu-
stand. Bild 4.1 zeigt außerdem typische Spannungs-Verfor-
mungslinien von Stahlfaserbeton bei zentrischer Zugbela-
stung. An den Kennlinien sind die Grenzen zwischen ungeris-
senem und gerissenem Beton angezeichnet.

4.2.2 Ribfestigkeit

4.2.2.1 Theorien zur Verstärkungswirkung von Stahlfasern

Ausgehend von der bei Experimenten gemachten Beobachtung der positiven Beeinflussung des Zugverhaltens von Beton durch Fasern - vornehmlich bei Biegezug- und Spaltzugversuchen -, wurden in den 60iger Jahren einige Theorien zur Beschreibung der Wirkungsweise einer Faserbewehrung - eingebettet in eine spröde Matrix (wie z. B. Zementstein) - entwickelt.

Dabei wurden zwei prinzipiell unterschiedliche Konzepte verfolgt. Die eine Gruppe von Forschern (i. w. vertreten durch Romualdi et al. /8, 10/, Kar und Pal /9/, Schnütgen /60/, Kleiser /11/) stützt ihre Theorie auf Überlegungen, die aus der Bruchmechanik abgeleitet wurden (Crack Arrest Concept bzw. Spacing Concept, SC). Andere Wissenschaftler betrachten den Verbundwerkstoff Faserbeton als Zweiphasensystem und leiten dessen Materialverhalten aus den bekannten Eigenschaften der einzelnen Komponenten ab (Composite Concept, CC). Beide Konzepte werden im folgenden erläutert.

a) Spacing Concept (SC)

Der grundlegende Gedanke, auf dem dieses bruchmechanische Konzept basiert, ist, daß die Zugfestigkeit eines Werkstoffes (Beton) nicht bis zu ihrer theoretischen Größe ausgenutzt werden kann, weil interne Fehlstellen (Poren, Mikrorisse, etc.) der Ausgang für ein zum Bruch führendes Ribwachstum sind. Mit Hilfe der Bruchmechanik lassen sich die Mechanismen, die zur instabilen Ribausbreitung führen, quantitativ beschreiben.

Das von Griffith /6/ formulierte Bruchkriterium besagt, daß ein instabiles Ribwachstum dann einsetzt, wenn in einem Medium mit einem Rib der Länge $2a$ die Freisetzungsrates der

gespeicherten elastischen Energie U größer wird als die zur Bildung neuer Rißflächen erforderliche Rate der Oberflächenenergie V . Dieser Zusammenhang wird durch die Gl. (4.1)

$$\frac{\partial}{\partial a} (U-V) = 0 \quad (4.1)$$

dargestellt.

Die Oberflächenenergie eines Risses in einer unendlich großen Scheibe mit der Dicke "1" läßt sich als Funktion der spezifischen Oberflächenspannung γ_0 und der Rißlänge a angeben.

$$V = 4\gamma_0 a \quad (4.2)$$

Für den ebenen Spannungszustand (ESZ) in einer dünnen Scheibe mit einem Riß der Länge $2a$, die durch eine äußere Spannung σ beansprucht wird, gibt Griffith für die Reduktion der gespeicherten elastischen Energie folgenden analytischen Ausdruck an.

$$U = \frac{\pi \sigma^2 a^2}{E_b} \quad (4.3)$$

Setzt man nun die Gl. (4.2) und (4.3) in (4.1) ein und differenziert dann nach a , so erhält man

$$\frac{\pi \sigma^2 a}{E_b} = 2\gamma_0 \quad (4.4)$$

Irwin /7/ erweitert die Theorie von Griffith für "quasi-spröde" Werkstoffe, indem er der rechten Seite von Gl. (4.4) einen Anteil für die plastische Formänderungsenergie hinzufügt. Die Summe beider Terme nennt Irwin die Rißerweiterungskraft G , s. Gl. (4.5).

$$\frac{\pi \sigma^2 a}{E_b} = 2\gamma_0 \cdot \frac{\partial W}{\partial a} = G \quad (4.5)$$

Außerdem führt Irwin den Spannungsintensitätsfaktor K ein, der mit der Ribberweiterungskraft G für den Fall des ESZ in folgender Beziehung steht.

$$G = \frac{\pi K^2}{E_b} \quad (4.6)$$

Daraus ergibt sich für die Ribspannung σ_{cr} unter Verwendung des kritischen Spannungsintensitätsfaktors $K_{\sigma c}$ des Materials

$$\sigma_{cr} = \frac{K_{\sigma c}}{\sqrt{a}} \quad (4.7)$$

Die Benutzung des Faktors K ist insofern von Vorteil, da sich bei Vorliegen mehrerer unterschiedlicher Spannungszustände eine Superposition durch einfache Addition der K_i -Werte ermöglichen läßt.

$$K = \pm K_1 \pm K_2 \pm K_3 \pm \dots \quad (4.8)$$

Im speziellen Fall des Faserbetons geben Romualdi/Batson /8/ für einen inneren Rib, der von vier Stahlfasern (s. Bild 4.2) umgeben ist, folgende Beziehung für K an.

$$K = K_\sigma - K_f \quad (4.9)$$

K_σ : aus äußerer Last; K_f : aus Faserwirkung

Aus Gl. (4.9) geht hervor, daß Romualdi und Batson /8/ die Wirkung der Fasern durch eine Erhöhung des kritischen Spannungsintensitätsfaktors berücksichtigen. Sie gehen davon aus, daß die an der Ribwurzel auftretende Dehnungen durch das Vorhandensein der Fasern vermindert werden. Wesentlich für ihre Theorie ist, daß die größte Fehlstelle (Mikrorib, u. ä.,) in der Größenordnung des Faserabstandes

angenommen wird. Die Fasern selbst werden als sogenannte "Ribstopper" angesehen. Damit ergibt sich die Ribspannung im faserverstärkten Beton zu:

$$\sigma_{cr} = \frac{K_{gc} + K_{fc}}{\sqrt{s} l_2} \quad (4.10)$$

In einem späteren Aufsatz erweitern Romualdi/Mandel /10/ die ursprünglich nur für in Spannungsrichtung liegende Fasern geltende Theorie für den Fall zufällig räumlich orientierter (3-D), kurzer Fasern. Hierzu geben sie den Faserabstand (spacing) unter Berücksichtigung der Effektivität der Faser in Beanspruchungsrichtung mit

$$s = 13,8 \frac{d}{\sqrt{V_f}} \quad (4.11)$$

an. Eine vergleichbare Formel wird von Kar und Pal /9/ abgeleitet, wobei die unterschiedlichen Orientierungsmöglichkeiten der Fasern in einem realen Querschnitt (Rand-, Ecken, Mittenbereiche) Berücksichtigung finden.

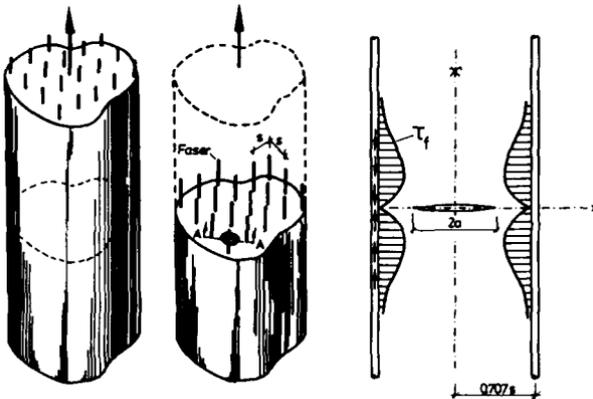


Bild 4.2: Bruchmechanisches Modell des zugbeanspruchten Faserbetons von Romualdi/Batson /8/

Zur Überprüfung ihrer theoretischen Überlegungen führten Romualdi und Mandel Biegezug- und Spaltzugversuche durch, wobei sie Steigerungsraten der Festigkeitswerte von bis zu 250 % gemessen haben. Die auf den Normalbeton bezogenen Festigkeitswerte setzten sie zu den rechnerischen Faserabstandswerten in Bezug. Unter der Annahme, daß Fasern ab einem Abstand größer 25 mm keine Ribstopperfunktion mehr besitzen, stellten sie einen "engen Zusammenhang" zwischen dem theoretischen Kurvenverlauf für die relative Festigkeitserhöhung und den Versuchsergebnissen fest (siehe Bild 4.3).

In jüngster Zeit wurde von Kleiser /11/ der bruchmechanische Ansatz erneut aufgegriffen und verfeinert. Kleiser nimmt zum einen in seinem Modell die Faser nicht mehr als unendlich steif an, zum anderen untersucht er den Einfluß unterschiedlicher Verbundspannungsverteilungen entlang der Stahlfasern. Er geht somit von der Annahme eines perfekten Haftverbundes unbeschränkter Größe ab. Ausgehend von Ergebnissen aus Faserausziehversuchen, setzt er je nach Beanspruchungszustand entlang der Faser Bereiche mit Haftverbund und solche mit Gleitverbund an.

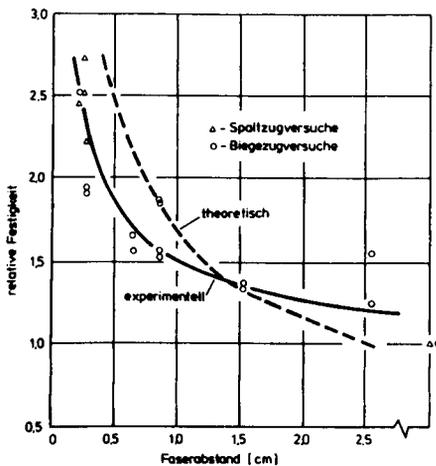


Bild 4.3: Theoretische und experimentelle bezogene Betonzugfestigkeiten als Funktion des Faserabstands, aus /10/

Als Ergebnis seiner Untersuchungen faßt er zusammen, daß die rechnerische Festigkeitserhöhung nahezu unabhängig von der Verbundspannungsverteilung ist, die Größe der Verbundspannungen jedoch maßgeblich die erforderliche Faserlänge beeinflusst. Außerdem stellt er nochmals heraus, daß nach der Theorie der wesentliche Beitrag der Fasern zur Reißspannungserhöhung nicht aus der Vergrößerung des kritischen Spannungsintensitätsfaktors entsprechend Gl. (10) resultiert, vielmehr aus der Verringerung des Durchmessers der angenommenen Fehlstelle (s. Bild 4.4).

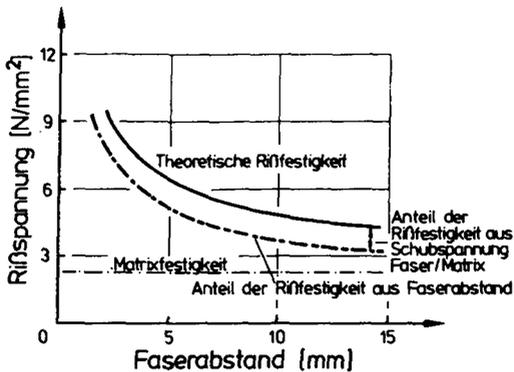


Bild 4.4: Zusammensetzung der Reißspannung in Abhängigkeit vom Faserabstand, Fasergehalt 2,41 Vol.-%, aus /11/

b) Composite Concept (CC)

Die Mehrzahl der grundlegenden theoretischen Arbeiten, in denen Faserverbundwerkstoffe als Mehrphasensysteme behandelt werden, beziehen sich auf faserverstärkte Kunststoffe, insbesondere auf glasfaserverstärkten Kunststoff (GFK). Beim GFK sind i. a. lange, in Beanspruchungsrichtung orientierte hochfeste Fasern in einer duktilen Matrix eingebettet. Der Fasergehalt ist nicht selten größer als 50 %.

Für Stahlfaserbeton werden verhältnismäßig kurze Fasern verwendet, deren Ausrichtung meist zufällig und räumlich ist. Der Zementstein stellt eine äußerst spröde und relativ steife Matrix dar. Der Anteil der Stahlfasern am Gesamtvolumen ist aus verarbeitungstechnischen Gründen mit maximal ca. 3 % sehr gering.

Im folgenden Abschnitt soll eine knappe Darstellung des Konzeptes unter besonderer Berücksichtigung der speziellen stofflichen Eigenschaften der Einzelkomponenten Beton und Stahlfaser erfolgen.

Zuerst sei ein Prisma betrachtet, das in Beanspruchungsrichtung ausgerichtete durchgehende Fasern aufweist (s. Bild 4.5).

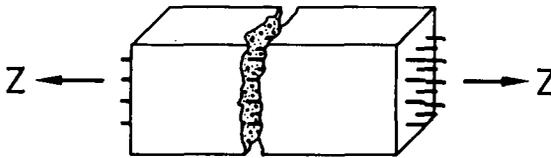


Bild 4.5: Faserbeton mit in Krafrichtung ausgerichteten durchgängigen Fasern unter Zugbeanspruchung

Die einzelnen Phasen liegen zur betrachteten Beanspruchungsrichtung parallel. Unter der Annahme linear-elastischen Verhaltens beteiligen sich die Einzelkomponenten an der Lastaufnahme entsprechend ihrer Steifigkeit und ihres Volumenanteiles.

$$\sigma_{b,f} = (E_b V_b + E_f V_f) \epsilon_{b,f} \quad (4.12)$$

Mit $V_f + V_b = V_{b,f} = 1$ und $m = E_f/E_b$ läßt sich Gl. (4.12) wie folgt anschreiben:

$$\begin{aligned} \sigma_{b,f} &= V_f \sigma_f + (1 - V_f) \sigma_b \\ &= V_f \sigma_b m + (1 - V_f) \sigma_b \end{aligned} \quad (4.13)$$

Die Reißfestigkeit des Verbundmaterials Stahlfaserbeton wird erreicht, wenn die Dehnung der spröden Matrix ihren Bruchwert ϵ_{bu} annimmt. Es wird vorausgesetzt, daß ϵ_{bu} von der zweiten Phase unbeeinflusst bleibt. Die relative Festigkeitssteigerung des Betons durch eine Faserbewehrung beträgt demnach:

$$\frac{\beta_{bz,t}}{\beta_{bz}} = 1 + V_f (m - 1) \quad (4.14)$$

Die Gl. (4.14) gilt wie aus Bild 4.5 hervorgeht, nur für eine Faserbewehrung mit ausgerichteten sehr langen Fasern. Derartige Verhältnisse liegen nur für den Spezialfall Ferrozement vor. In dieser Arbeit interessiert vorrangig das Festigkeitsverhalten eines Faserbetons mit kurzen, räumlich zufällig orientierten Fasern. Für diesen Fall soll die allgemeine Gl. (4.13) in folgender Weise erweitert werden.

$$\sigma_{b,t} = (1 - V_f) \sigma_b + \eta_0 \eta_l V_f \sigma_f \quad (4.15)$$

Der Einflußfaktor η_0 soll die Verminderung der Faserspannung infolge Abweichens der Faserrichtung von der Richtung der Beanspruchung erfassen. Der Längeneinflußfaktor η_l gibt das Verhältnis einer mittleren Faserspannung $\bar{\sigma}_f$ einer kurzen Faser zur maximalen Faserspannung $\max \sigma_f$ einer unendlich langen Faser an.

Tabelle 4.1: Einflußbeiwert η_0 zur Berücksichtigung der Abweichung der Faserrichtung von der Beanspruchungsrichtung

Faserorientierung	η_0
1-D ausgerichtet	1
2-D zufällig i. d. Ebene	3/8
3-D zufällig im Raum	1/5

Ausgehend vom linear-elastischen Verhalten der Einzelkomponenten leiten Krenchel /12/ und Piggott /13/ für bestimmte in der Praxis vorkommende Fälle Orientierungsfaktoren η_0 her (Tab.4.1). Man erkennt an den in Tabelle 4.1 aufgeführten Werten, daß nichtausgerichtete Fasern eine wesentlich geringere Effektivität als ausgerichtete Fasern besitzen.

Durch den Längeneinflußfaktor η_1 soll der Tatsache Rechnung getragen werden, daß bei kurzen Fasern die Faserspannung nicht über die volle Länge konstant ist, sondern sich erst allmählich von den Enden bis zur Mitte hin durch Verbundspannungen aufbaut (s. Bild 4.6).

Geht man davon aus, daß zwischen Faser und Zementstein ausschließlich Haftverbundspannungen wirken - diese Annahme wird sich später als gerechtfertigt erweisen - so errechnet sich die über die Faserlänge gemittelte Faserspannung nach /13/ zu:

$$\bar{\sigma}_f = E_f \epsilon_{b,f} \left[1 - \frac{\tanh(\omega l/d)}{(\omega l/d)} \right] \quad (4.16)$$

mit

$$\omega = 2 \left[\frac{G_b}{E_f} \frac{1}{\ln(2\pi/\sqrt{3} v_f)} \right]^{\frac{1}{2}} ; G_b = \frac{E_b}{2(1+\nu_b)}$$

Der in Gl. (4.16) in Klammern stehende Ausdruck stellt den Längeneinflußfaktor η_1 dar. Man erkennt, daß seine Größe von der Fasergeometrie, vom Fasergehalt und von den elastischen Konstanten der Matrix beeinflusst wird. Die Höhe der Beanspruchung bleibt ohne Einfluß. In expliziter Darstellung ergibt sich η_1 zu:

$$\eta_1 = \frac{\bar{\sigma}_f}{E_f \epsilon_{b,f}} = \left[1 - \frac{\tanh(\omega l/d)}{\omega l/d} \right] \quad (4.17)$$

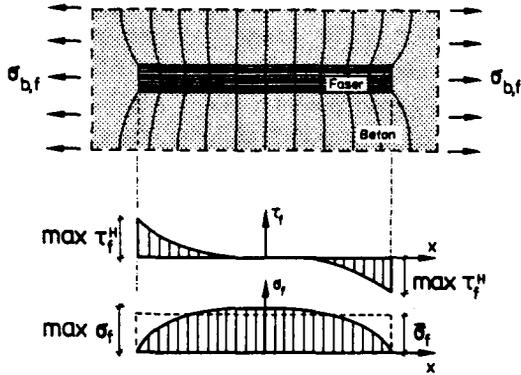


Bild 4.6: Faser-Matrix-Verbundelement, Verformungen und Spannungen

Die Verbundspannung weist ihren größten Wert an den Fasierenden auf. Zur Fasermittle hin nimmt sie auf Null ab; dort treten aus Symmetriegründen keine Relativverschiebungen zwischen Faser und Zementstein auf. Für die maximale Verbundspannung $\max \tau_f^H$ gibt /13/ die folgende Beziehung an:

$$\max \tau_f^H = \frac{\omega}{2} E_f \epsilon_{b,f} \tanh\left(\omega \frac{l}{d}\right) \quad (4.18)$$

Im Gegensatz zum Längeneinflußfaktor sind die Verbundspannungen auch eine Funktion der Beanspruchung. Der überhaupt größte Wert tritt unmittelbar vor Erreichen der Betonzugfestigkeit auf. Setzt man nun für $\epsilon_{b,f}$ die Betonbruchdehnungen ϵ_{bu} ein und formt Gl. (4.18) um, so erhält man folgenden Ausdruck für die bezogene maximale Verbundspannung:

$$\frac{\max \tau_f^H}{\beta_{b2}} = \frac{\omega}{2} m \tanh\left(\omega \frac{l}{d}\right) \quad (4.19)$$

In Bild 4.7 sind der Längeneinflußfaktor η_l und die bezogene maximale Haftverbundspannung $\max \tau_f^H / \beta_{bz}$ in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f für einen Faserbeton aufgetragen. Wie man sieht, steigt $\max \tau_f^H$ mit V_f an, bleibt aber für in der Praxis verwendete Fasergehalte immer kleiner als die Betonzugfestigkeit β_{bz} . Der Einfluß der Faserlänge auf die maximale Haftverbundspannung ist ohne Bedeutung. Erst für Verhältnisse $l/d < 20$ - welche unüblich, weil unwirtschaftlich sind - weicht der letzte Term in Gl. (4.19) wesentlich von Eins ab.

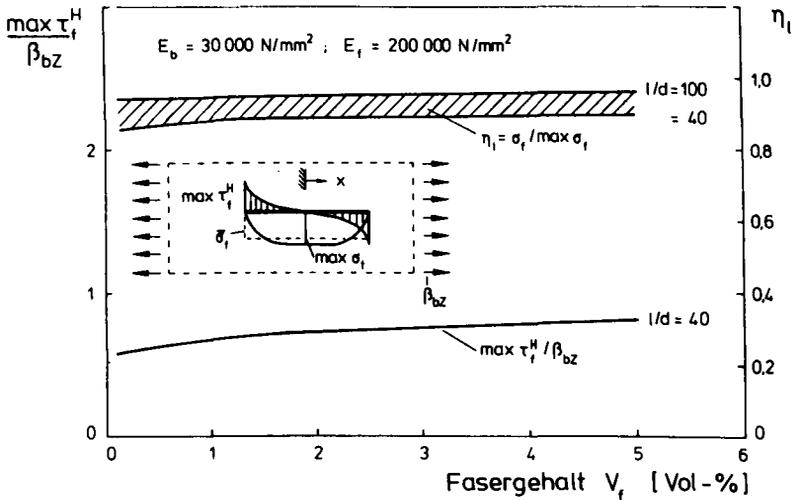


Bild 4.7: Bezogene maximale Haftverbundspannung $\max \tau_f^H / \beta_{bz}$ und Längeneinflußfaktor η_l in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f

Der Längeneinflußfaktor η_l zeigt nur eine geringe Abhängigkeit vom Fasergehalt. Der Einfluß der Fasergeometrie, ausgedrückt durch das Verhältnis l/d dagegen, ist deutlich. Je länger die Faser ist, desto weniger fällt die Störung der Faserspannung an dem Faserende ins Gewicht, d. h. desto größer ist die mittlere Faserspannung $\bar{\sigma}_f$ und damit auch η_l .

Der schraffierte Bereich in Bild 4.7 gibt an, welche Werte η_1 bei Verwendung handelsüblicher Fasern annehmen kann.

Bedenkt man, daß immer einige Unsicherheiten bezüglich der Bestimmung der elastischen Eigenschaften der Einzelkomponenten bestehen, so erscheint eine übertriebene Genauigkeit bei der Festlegung von η_1 nicht angebracht. Setzt man generell den Längeneinflußfaktor $\eta_1 = 1$, so beträgt der aus der Vereinfachung resultierende Fehler i. d. R. nicht mehr als 10 %. In den meisten Fällen wird die Ungenauigkeit wegen der Verwendung wirtschaftlicher Faserlängen noch deutlich geringer sein.

Zusammenfassung Abschnitt 4.2.2.1

In dem voranstehenden Kapitel wurden zwei Theorien (SC und CC) zur rechnerischen Bestimmung der Rißfestigkeit faserverstärkter Werkstoffe vorgestellt. Darüber hinaus wurde ihre Anwendbarkeit auf stahlfaserverstärkte Betone untersucht.

Nach dem auf bruchmechanischen Überlegungen basierenden Spacing-Concept (SC) ist die Rißfestigkeit von Faserbeton nach Gl. (4.10) zu berechnen. Die wesentliche Schwierigkeit dürfte darin bestehen, daß vor Anwendung von Gl. (4.10) der Spannungsintensitätsfaktor K_f durch eine numerisch sehr aufwendige Rechnung zu ermitteln ist.

Die Berechnung der Betonzugfestigkeit nach dem Composite-Concept (CC) erfolgt mittels Gl. (4.15). Von Vorteil ist der sehr einfache Aufbau der Gl. (4.15). Geringe Unsicherheiten bestehen bezüglich der Bestimmung der Einflußfaktoren η_1 und η_0 .

4.2.2.2 Auswertung der experimentellen Untersuchungen

a) Versuchsdurchführung

Zur Abschätzung der Faserwirkung hinsichtlich der Steigerung der Zugfestigkeit von Beton sollen ausschließlich Ergebnisse aus zentrischen Zugversuchen herangezogen werden. Bei dieser Versuchsart kann bei makroskopischer Betrachtungsweise i. a. von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen werden. Dies vereinfacht den Schluß von einem gemessenen maximalen Belastungswert auf einen Festigkeitswert. Störende, die Interpretation der Versuchsergebnisse erschwerende Einflüsse, wie z. B. den Spannungsgradienten beim Biegezug- bzw. Spaltzugversuch, fehlen bei dieser Art des Versuches. Es müssen beispielsweise für eine erste Auswertung keine Annahmen bezüglich der Dehnungsverteilung über den Querschnitt getroffen werden. Gerade falsche, auf der Elastizitätstheorie basierende Einschätzungen der Dehnungsverteilung im auf Biegung beanspruchten Faserbetonbalken, haben dazu geführt, daß die festigkeitssteigernde Wirkung einer Stahlfaserbewehrung lange Zeit bei weitem überschätzt wurde.

Vergleicht man die Anzahl der veröffentlichten Versuchsberichte über zentrische Zugversuche an stahlfaserverstärkten Mörteln und Betonen mit der Zahl der Arbeiten, die sich mit Biegezug- oder Spaltzugversuchen befassen, so erhält man ein Verhältnis von etwa 1 zu 10. Diese Zahl muß verwundern, wenn man die z. T. eingeschränkte Aussagekraft letzterer Versuchsarten bedenkt. Insgesamt wurden 13 Publikationen über Zugversuche ausgewertet. Eine tabellarische Übersicht über die wesentlichen Versuchsergebnisse sowie der untersuchten Werkstoffparameter sind dem Anhang A zu entnehmen.

Bei der Auswertung der in der Literatur beschriebenen Versuche ergaben sich beträchtliche Schwierigkeiten. Häufig liegen nur unvollständige Angaben zu den verwendeten Mate-

rialien, der Herstellungstechnologie der Probekörper sowie deren Abmessungen, den Lagerungsbedingungen der Proben, dem Versuchsaufbau und der Versuchsdurchführung, insbesondere in der Art der Meßwerterfassung, vor. Nicht selten wurden nur relative Festigkeitswerte angegeben bzw. es wurde von Messungen berichtet, deren Ergebnisse allerdings nicht dargestellt wurden. Aus diesen Gründen konnten eine Reihe der in der Tabelle des Anhanges A enthaltenen Versuchsergebnisse nicht in eine vergleichende Betrachtung einbezogen werden.

Bekanntermaßen bestimmt die Versuchsdurchführung das Ergebnis mit. Insofern ist vor einer Einordnung der aus Experimenten gewonnenen Festigkeitswerte eine kritische Beurteilung der wesentlichen Einflußparameter wichtig.

Die experimentelle Realisierung eines vorgegebenen Spannungs- oder Dehnungszustandes hängt vor allem vom gewählten Prüfkörper, von der Lasteintragung und der Prüfmaschine ab. Bild 4.8 vermittelt einen Eindruck von der Vielfalt der untersuchten Zugproben.

Die Abmessungen des Prüfkörpers müssen so gewählt werden, daß die Heterogenität des Betons - hier im wesentlichen durch die Fasergeometrie vorgegeben - berücksichtigt werden kann. Diese Forderung wird in vielen Fällen nicht erfüllt. Sie ist unter der Vorgabe noch handhabbarer Prüfkörpergrößen am ehesten durch die Verwendung von Bohrkernen (Schorn /14/, Rostásy/Hartwich /15/, Körmeling /16/) zu verwirklichen.

Durch die Lasteintragung und die Gestalt der Probe werden häufig mehrachsige Spannungszustände (z. B. durch Querdruck) bzw. Spannungsspitzen induziert. Dies gilt insbesondere für gekerbte Proben, wie sie von Naaman et al. /5/ und Körmeling /16/ verwendet werden. Diesem Aspekt muß gerade bei Untersuchungen an Faserbeton besondere Aufmerksamkeit

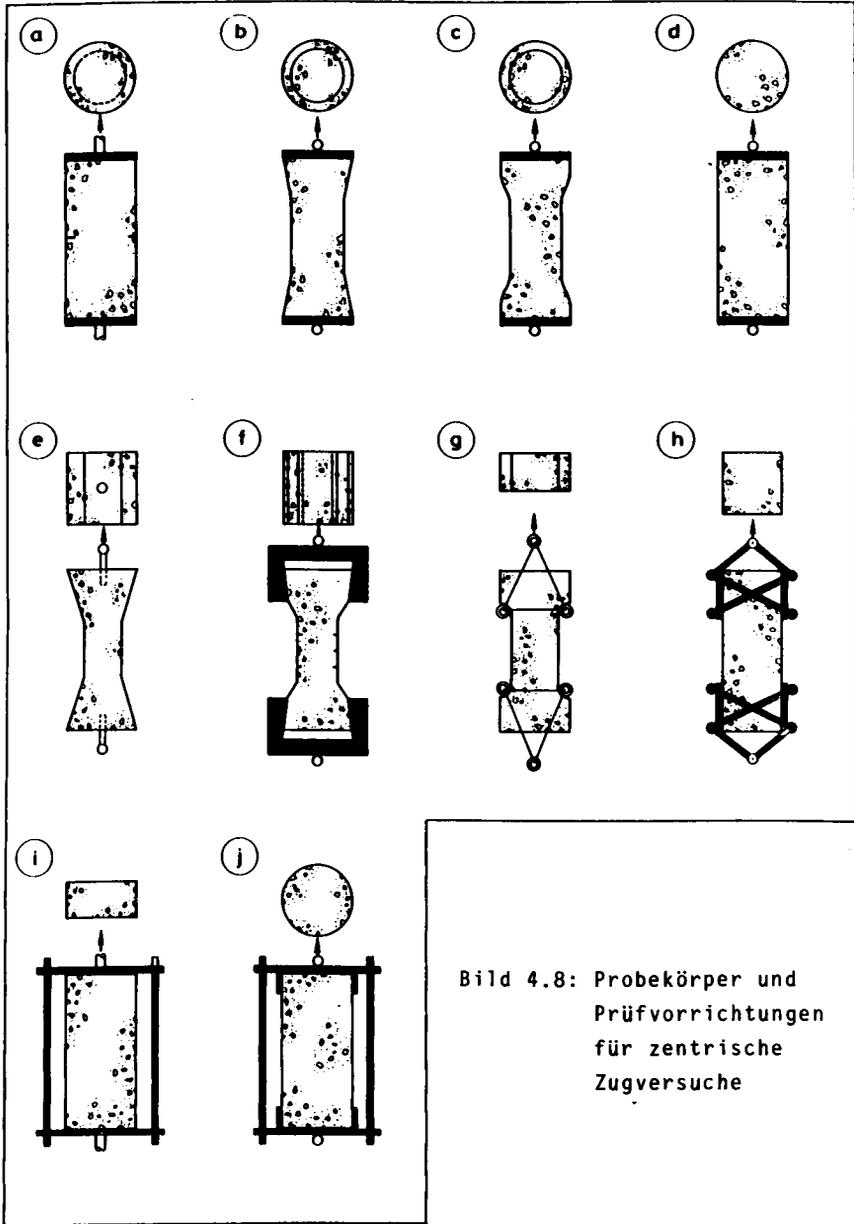


Bild 4.8: Probekörper und Prüfvorrichtungen für zentrische Zugversuche

keit geschenkt werden, weil durch Zugabe von Fasern der spröde Ausgangsbeton in einen duktileren Werkstoff übergeführt wird, der damit eine geringere Kerbempfindlichkeit aufweist (vgl. Hillerborg /17/).

Den Einfluß der Lasteintragung haben Johnston und Gray /18/ experimentell untersucht. Sie stellten fest, daß bei den Zugversuchen an prismatischen Probekörpern (Serie 1) der Bruch immer unmittelbar oberhalb oder unterhalb der zur Lasteintragung benutzten Klemmplatten (siehe Bild 4.9) auftrat. Bei Versuchen an Schulterproben (Serie 2) beobachteten sie eine auf die gesamte Länge des verjüngten Querschnittsbereiches zufällig verteilte Lage der Bruchrisse. Die gemessenen Zugfestigkeiten waren für die gleichen Betone bei Verwendung prismatischer Proben immer niedriger als bei den Schulterproben. In Bild 4.9 sind die Versuchsergebnisse beider Serien einander gegenübergestellt.

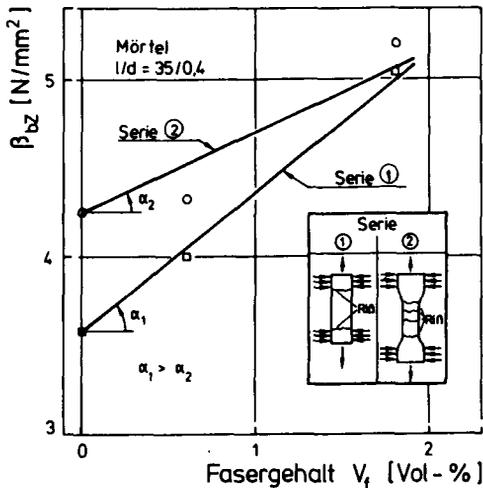


Bild 4.9: Einfluß der Lasteintragung auf die Zugfestigkeit

Aus Bild 4.9 geht deutlich hervor, daß mit zunehmendem Fasergehalt sich der Einfluß der Probekörpergeometrie verringert, d. h. die gemessenen Festigkeitswerte beider Serien liegen dichter zusammen. Als Ursache hierfür kann die bereits oben erwähnte mit dem Fasergehalt ansteigende Duktilität des Betons angesehen werden. Vergleicht man nun die faserbedingten Zugfestigkeitssteigerungsraten, so erhält man für identische Betone bei den zusätzlich auf Querdruck beanspruchten Proben einen erheblich höheren Wert (Bild 4.9: $\alpha_1 > \alpha_2$). Im gleichen Maße wie Querdruck dürften auch Kerben eine zu hohe festigkeitssteigernde Wirkung der Fasern vortäuschen.

b) Versuchsergebnisse

Eine erste Sichtung der Versuchsergebnisse zeigt, daß der Einfluß von Stahlfasern auf das Verhalten von Beton unter Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von einer Vielzahl von stofflichen und herstellungstechnologischen Parametern studiert worden ist (s. Anlage A). Dieses hat u. a. dazu geführt, daß i. a. die Anzahl der Proben innerhalb der Versuchsserien nur sehr gering war. Eingedenk der bekanntermaßen großen Streuung der Betonzugfestigkeitswerte waren Effekte infolge Faserwirkung häufig nur beim Vergleich sogenannter "typischer Versuchsergebnisse" deutlich zu erkennen. Diese Vorgehensweise birgt die Gefahr in sich, den Einfluß der Fasern auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten zu überschätzen. Aus diesem Grund sollen in dieser Arbeit möglichst viele Versuchsergebnisse in eine vergleichende Betrachtung einbezogen werden, auch wenn in manchen Fällen eine Vergleichbarkeit nur mit Einschränkungen gegeben ist.

Als die wesentlichen Versuchsparameter sind der Fasergehalt, der Fasertyp (gerade, gewellt, profiliert etc.), das Fasermaterial (Stahl, Glas, Kunststoff) sowie die Faserabmessungen zu nennen. Des weiteren werden Einflüsse aus Faserorientierung (gerichtet bzw. zufällig orientiert), Oberflächenbehandlung der Fasern, Zusammensetzung des Ausgangsbe-

tons (W/Z-Wert, Größtkorndurchmesser) und Alter des Betons untersucht.

Im überwiegenden Teil der ausgewerteten Veröffentlichungen sind lediglich Angaben zur Betonzugfestigkeit bzw. zur relativen Zugfestigkeit des Faserbetons zum unverstärkten Beton zu finden. Nur in wenigen Arbeiten wird von Verformungsmessungen berichtet. Das elastische Verhalten (E-Modul, Querdehnzahl) wird nur vereinzelt beschrieben.

Nachfolgend werden die wichtigsten Einflüsse auf das Festigkeits- und Dehnverhalten dargestellt. Hierbei erfolgt eine Unterteilung in faserverstärkte Mörtel und in faserverstärkte Betone, da wie vorausgehende Betrachtungen gezeigt haben, sich diese beiden Matrixstoffe hinsichtlich Verarbeitbarkeit (s. Abschnitt 3.3) und Kerbempfindlichkeit erheblich voneinander unterscheiden.

Um die festigkeitssteigernde Wirkung der Stahlfasern aufzuzeigen, wurden alle Zugfestigkeitswerte der Faserbetone/-mörtel auf die Zugfestigkeiten des jeweiligen Ausgangsbetons/-mörtels normiert. Hierdurch können auch Betone miteinander verglichen werden, die in ihrer Zusammensetzung nicht völlig identisch sind. Auf diese Weise konnte die zur Auswertung herangezogene Anzahl von Daten entscheidend vergrößert werden.

Die Bilder 4.10 und 4.11 zeigen die Abhängigkeit der Zugfestigkeit von Mörtel bzw. Beton vom Fasergehalt. Man erkennt einen deutlichen Festigkeitsanstieg bei Mörtel mit zunehmendem Fasergehalt. Die Steigerung der zentrischen Zugfestigkeit fällt bei dem faserverstärkten Beton hingegen vergleichsweise gering aus. Gleichzeitig ist bei den Faserbetonen eine wesentlich größere Streuung der Einzelergebnisse festzustellen. Nicht selten bewirkt die Faserzugabe eine Festigkeitsminderung, was vermutlich aus verarbeitungstechnischen Schwierigkeiten, insbesondere bei hohen Fasergehalten, herrührt.

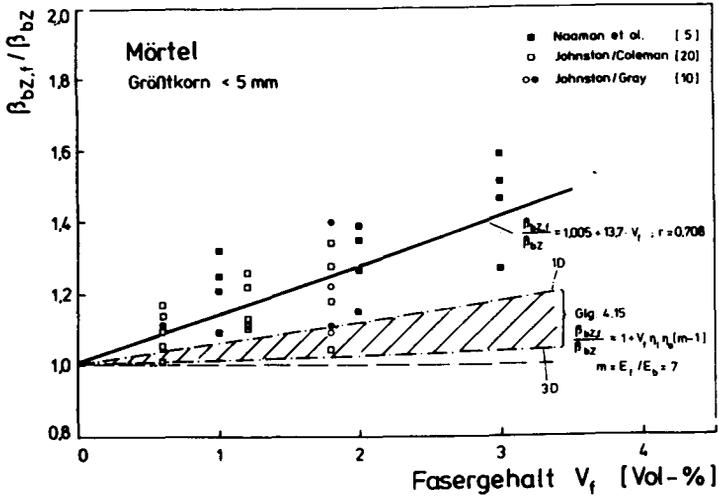


Bild 4.10: Einfluß des Fasergehaltes auf die bezogene Zugfestigkeit $\beta_{bz,f}/\beta_{bz}$ von Mörtel

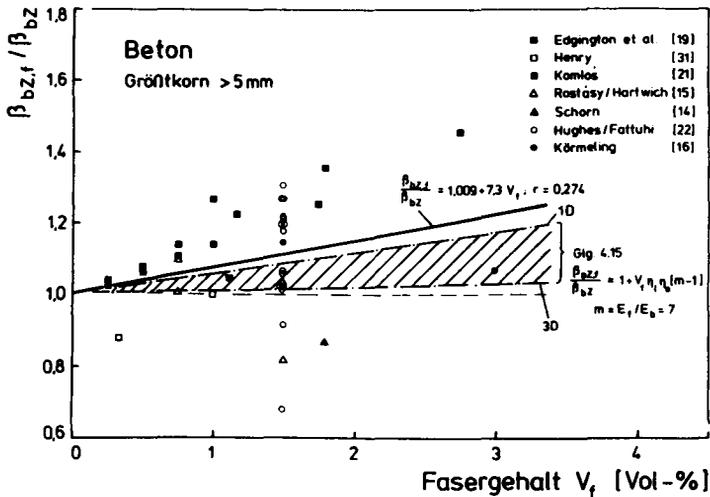


Bild 4.11: Einfluß des Fasergehaltes auf die bezogene Zugfestigkeit $\beta_{bz,f}/\beta_{bz}$ von Beton

Die statistische Auswertung der vorliegenden Versuchsergebnisse ist problematisch, weil nicht auf die Einzelergebnisse der Zugversuche sondern nur auf die Serienmittelergebnisse zurückgegriffen werden kann. Trotzdem wurde zur quantitativen Abschätzung der festigkeitssteigernden Wirkung der Faserbewehrung eine lineare Regressionsrechnung durchgeführt. Die errechneten Ausgleichsgeraden sind in den Bildern 4.10 und 4.11 eingezeichnet. Sie zeigen folgenden funktionellen Zusammenhang zwischen der bezogenen Zugfestigkeit und dem Fasergehalt V_f :

Mörtel:

$$\frac{\beta_{bz,f}}{\beta_{bz}} = 1,005 + 0,134 V_f ; r = 0,708 \quad (4.20)$$

Beton:

$$\frac{\beta_{bz,f}}{\beta_{bz}} = 1,009 + 0,073 V_f ; r = 0,274 \quad (4.21)$$

V_f in Vol - %

Die statistischen Kennwerte geben den bereits augenscheinlich festgestellten Sachverhalt wieder. Die Mörtelzugfestigkeit steigt etwa doppelt so stark mit dem Fasergehalt an wie die Betonzugfestigkeit. Besondere Beachtung ist dem schlechten Korrelationskoeffizienten von $r = 0,274$ für die Ausgleichsgerade bei den Betonzugfestigkeitswerten zu schenken. Dieser ist erheblich niedriger als derjenige für die Mörtelfestigkeiten ($r = 0,708$). Dieses mag als Indiz dafür gewertet werden, daß der Einfluß des Fasergehaltes nicht losgelöst von anderen bezüglich seiner Auswirkung auf die Betonzugfestigkeit bisher nicht berücksichtigten Faktoren betrachtet werden kann. In diesem Zusammenhang sei beispielsweise auf den Abschnitt 3.3 (Verarbeitbarkeit) verwiesen, in dem von größer werdenden Problemen bei der Verdichtung mit zunehmendem Fasergehalt bzw. Grobzuschlaganteil berichtet wird.

In den Bildern 4.10 und 4.11 sind auch die Bereiche eingezeichnet, die die theoretischen Festigkeiten nach dem Composite-Concept angeben. Die obere Begrenzungslinie gilt für in Belastungsrichtung ausgerichtete Fasern, die untere für räumliche Faserorientierung (3-D). Es zeigt sich, daß nahezu sämtliche gemessenen Mörtelfestigkeiten oberhalb der theoretischen Festigkeitswerte liegen. Auch die Betonzugfestigkeiten übertreffen i. M. die rechnerischen Werte. Hieraus kann man folgern, daß die Festigkeitssteigerung nicht ausschließlich mit der durch die Faserbewehrung hervorgerufene Versteifung des als elastisch angenommenen Matrixstoffes (Beton bzw. Mörtel) zu erklären ist.

Nach dem Composite-Concept versagt ein unterbewehrter faserverstärkter Werkstoff ($V_f < \text{krit } V_f$, siehe Abschnitt 4.2.3.4) mit spröder Matrix, wenn die Bruchdehnung ϵ_u der Matrix erreicht ist. Aus den gemessenen Bruchdehnungen von Faserbetonen geht jedoch eindeutig hervor, daß diese mit dem Fasergehalt ansteigen. Bild 4.12 verdeutlicht dieses Phänomen.

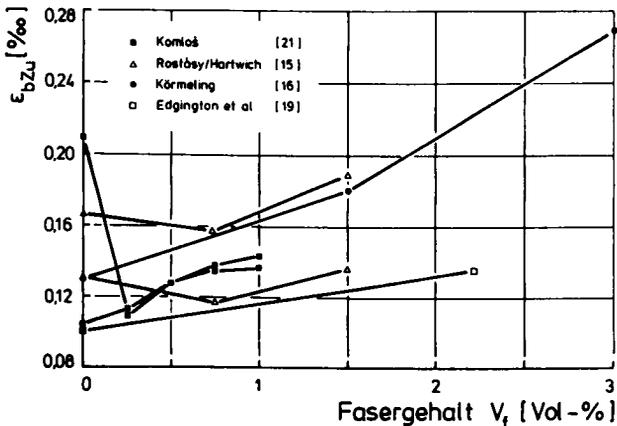


Bild 4.12: Einfluß des Fasergehaltes auf die Betonbruchdehnung ϵ_{bZu}

Edgington et al. /19/ geben ein Beispiel für die Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie eines Mörtels durch eine Faserzugabe von 2,22 Vol.-% (s. Bild 4.13). Hiernach weichen die σ - ϵ -Linien des verstärkten und des unverstärkten Mörtels im unteren Beanspruchungsbereich kaum voneinander ab. Beide zeigen ein nahezu linear-elastisches Verhalten. Bei höherer Belastung nehmen die Dehnungen des unverstärkten Mörtels in stärkerem Maße zu. Kennzeichnend für den Faserbeton ist, daß er - keine Beeinträchtigung der Matrixqualität infolge verarbeitungstechnischer Probleme vorausgesetzt - sowohl eine höhere Festigkeit als auch eine höhere Bruchdehnung als der Ausgangsbeton aufweist. Von einer derartigen Kraft-Verformungscharakteristik wird in zahlreichen Arbeiten (Mörtel: z. B. Johnston/Coleman /20/, Edgington et al. /19/; Beton: z. B. Komlos /21/, Körmeling /16/, Rostásy/Hartwich /15/) berichtet.

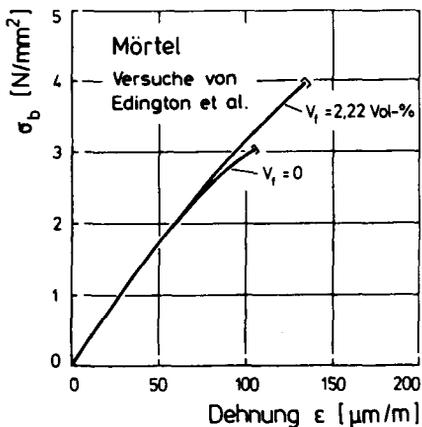


Bild 4.13: Einfluß von Stahlfasern auf die Spannungs-Dehnungslinie nach /19/ bei zentrischem Zug

An anderer Stelle ist bereits darauf hingewiesen worden, daß zwischen den einzelnen Versuchsserien erhebliche Unterschiede in der Festigkeitssteigerung für gleiche Fasergehalte und Matrixwerkstoffe vorliegen. Die Differenzen sind u. a. damit zu erklären, daß Fasern mit unterschiedlichen Abmessungen verwendet wurden. Bild 4.14 zeigt den Einfluß von Faserdurchmesser und Faserlänge auf die Betonzugfestigkeit. Die Darstellung macht deutlich, daß je kleiner der Faserdurchmesser ist, desto stärker die Faserbetonzugfestigkeit ansteigt. Ebenso erhöht sich die Zugfestigkeit, wenn die Faserlänge bei konstantem Durchmesser und Fasergehalt vergrößert wird. Zusammengefaßt heißt das, daß Fasern umso effektiver sind, je größer ihr Verhältnis l/d ist.

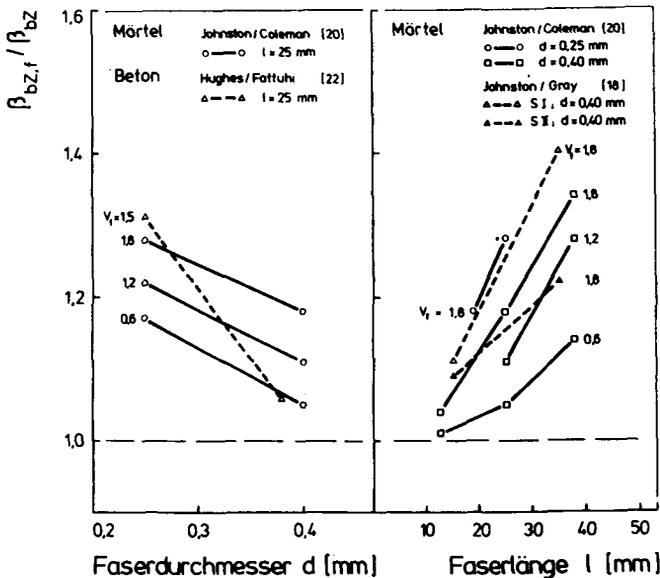


Bild 4.14: Einfluß von Faserdurchmesser und Faserlänge auf die Betonzugfestigkeit

Die in den Versuchen beobachtete starke Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit vom Verhältnis l/d ist nicht allein durch dessen Auswirkungen auf den Längeneinflußfaktor η_l entsprechend dem Composite-Concept zu erklären. So erhöht sich beispielsweise der Längeneinflußfaktor η_l bei einer Verdoppelung von l/d nur um rd. 5 % (s. Bild 4.7), während die Zugfestigkeit um rd. 25 % ansteigt.

Ein wesentlicher Grund für die Verbesserung der Verstärkungswirkung ist sicherlich in der Tatsache zu sehen, daß insbesondere bei kleinen Probenabmessungen die Randeinflüsse auf die Faserorientierung stärker ins Gewicht fallen, d. h. der Anteil der Fasern, die sich an den Schalflächen ausrichten (Übergang von 3-D zur günstigeren 2-D Orientierung), mit steigender Faserlänge prozentual größer wird. Diese vermehrte Ausrichtung findet zudem in den äußeren Querschnittsbereichen statt, in denen der Probekörper häufig durch Kerben oder Lasteintragung (vgl. Abschnitt 4.2.2.2a) besonders hoch beansprucht wird. Eindeutige Hinweise auf einen derartigen Zusammenhang geben die in Bild 4.14 dargestellten Versuchsergebnisse von Johnston und Gray /18/. Für einen festen Fasergehalt von 1,8 Vol.-% beträgt die Festigkeitssteigerung durch Verdoppelung der Faserlänge bei den Schulterproben (Serie II) rd. 13 %, bei den durch Greifscheren zusätzlich auf Querdruck beanspruchten prismatischen Proben der Serie I rd. 29 %.

Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen läßt sich somit folgern, daß generell ein möglichst hohes Verhältnis l/d anzustreben ist. Jedoch darf dabei nicht vergessen werden, daß einer beliebigen Steigerung des Längen-Dickenverhältnisses verarbeitungstechnische Grenzen gesetzt sind. Es ergeben sich beispielsweise Probleme bei der Faservereinzelung für Werte von $l/d \geq 100$ (s. Abschnitt 3.3). Lassen sich die Fasern nicht mehr gleichmäßig in der Betonmatrix verteilen, so entstehen größere unverstärkte Bereiche, von denen letztlich der Bruchvorgang ausgehen wird. Die erstrebte Festigkeitssteigerung durch schlankere Fasern bleibt aus, bzw. es

ist, wie die in Bild 4.15 dargestellten Versuchsergebnisse zeigen, sogar mit einer Verringerung der Verstärkungswirkung der Fasern zu rechnen.

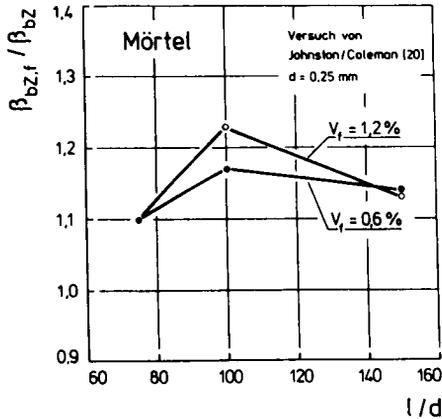


Bild 4.15: Einfluß der Faserabmessungen auf die bezogene Betonzugfestigkeit

Die Erörterung der festigkeitssteigernden Einflüsse hat bislang ergeben, daß sowohl mit dem Fasergehalt V_f wie auch mit dem Verhältnis l/d die Faserbetonzugfestigkeit ansteigt. Setzt man nun die normierten Zugfestigkeiten der Mörtel und Betone in Beziehung zum Produkt $V_f \cdot l/d$, so läßt sich für die Mörtelfestigkeit tatsächlich eine recht gut an die Versuchsergebnisse angepaßte Regressionsgerade finden (s. Bild 4.16).

Mörtel

$$\frac{\beta_{bz,f}}{\beta_{bz}} = 0,99 + 0,193 V_f \frac{l}{d} ; r = 0,894 \quad (4.22)$$

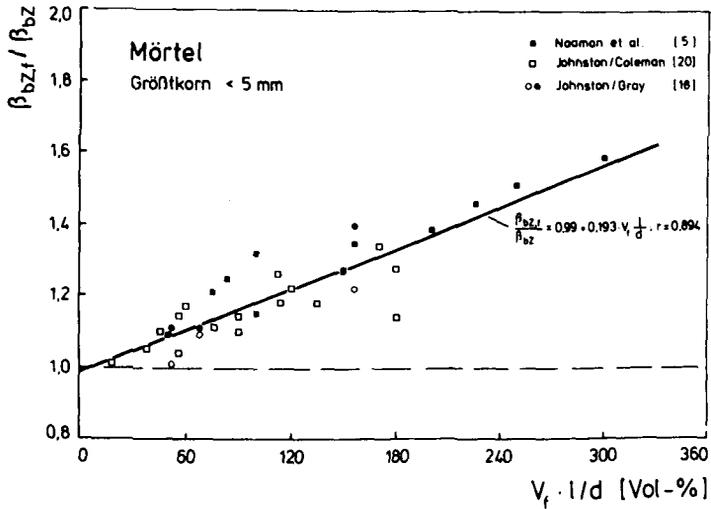


Bild 4.16: Relative Zugfestigkeit von faserverstärktem Mörtel

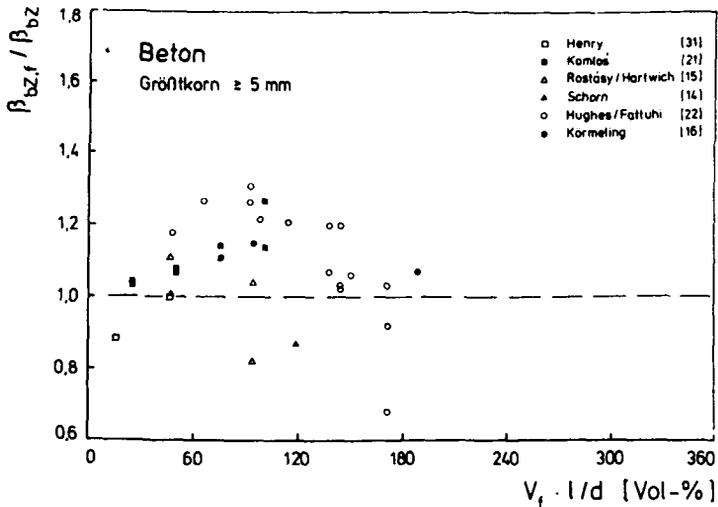


Bild 4.17: Relative Zugfestigkeit von faserverstärktem Beton

Der bei dieser Auswertung ermittelte Steigungsfaktor von 0,193 der Regressionsgeraden befindet sich in sehr guter Übereinstimmung mit dem von Naaman et al. /5/ gefundenen Wert (0,190).

Bild 4.17 zeigt die normierten Betonzugfestigkeiten in Abhängigkeit von $V_f \cdot 1/d$. Man erkennt sofort, daß sich bei Einbeziehung aller Versuchswerte kein brauchbarer linearer Zusammenhang zwischen Faserbetonzugfestigkeit und dem Verhältnis $V_f \cdot 1/d$ finden läßt. Die Regressionsrechnung ergab einen Korrelationskoeffizienten $r \approx 0$. Die Darstellung macht zudem deutlich, daß eine Faserbewehrung nur sinnvoll ist, wenn das Verhältnis $V_f \cdot 1/d = 100$ nicht wesentlich überschritten wird, da sonst die Festigkeitserhöhung durch die Fasern teilweise durch den Verlust an Festigkeit der ungenügend verdichteten Matrix aufgehoben wird.

In einigen Veröffentlichungen werden bei der statistischen Auswertung von gemessenen Zugfestigkeiten Ansätze verwendet, bei denen neben Fasergehalt und Faserabmessungen auch die Faserverbundfestigkeit berücksichtigt wird. Swamy und Mangat /22/ wie auch Naaman et al. /5/ beschreiben die Faserbetonzugfestigkeit durch folgende Gleichung:

$$\beta_{bz,f} = \beta_{bz} (1 - V_f) + \alpha \tau_{fu} V_f \frac{1}{d} \quad \alpha \text{ aus Regressions- (4.23) rechnerung}$$

Die Faserverbundfestigkeit τ_{fu} bestimmten Naaman et al. in Ausziehversuchen (pull-out test). In den o. a. Arbeiten wird allerdings der von den Autoren vermutete Zusammenhang von Faserverbundqualität und Betonzugfestigkeit nicht überprüft. Alle in ihrer statistischen Auswertung berücksichtigten Versuchsergebnisse stammten aus Zugversuchen, bei denen immer Fasern eines Typs (gerade Fasern) verwendet wurden.

Den Einfluß des Fasertyps (gerade, gewellt, profiliert) auf die Zugfestigkeit läßt sich anhand der Versuchsergebnisse von Johnston und Coleman /20/ und Hughes und Fattuli /22/ kontrollieren. Aus den im Bild 4.18 dargestellten Versuchsergebnissen ist keine eindeutige Zuordnung von Faserverbundfestigkeit und Faserbetonzugfestigkeit abzuleiten. Bei Verwendung von Fasern, die im Ausziehversuch besonders hohe Verbundfestigkeiten erbringen (gewellte bzw. profilierte Fasern, siehe Anlage B), wurden geringere Festigkeitssteigerungen gemessen als bei den geraden Fasern.

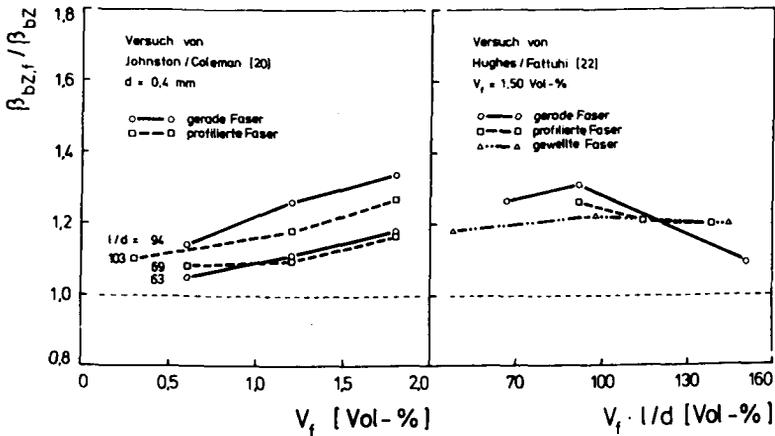


Bild 4.18: Einfluß des Fasertyps auf die Zugfestigkeit von Faserbeton/-mörtel

Dieses Ergebnis ist insofern nicht verwunderlich, da bei der Bestimmung von $\max \tau_f$ im Ausziehversuch ein völlig anderer Beanspruchungszustand der Faser vorherrscht als in der durch Mikrorisse geschwächten Zugprobe.

Zusammenfassung (Abschnitt 4.2.2.2)

In dem voranstehenden Kapitel wurden die stofflichen und versuchstechnischen Einflüsse auf die Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton erörtert. Die wesentlichen Erkenntnisse aus der Analyse der Versuchsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Prüftechnik und Probekörpergeometrie bestimmen maßgeblich zum einen die absolute Größe der gemessenen Zugfestigkeitswerte, zum anderen den Grad der Festigkeitssteigerung durch die Fasern.
2. Die Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton wird entscheidend vom Fasergehalt und von den Faserabmessungen (Verhältnis l/d) beeinflusst. Die Festigkeitserhöhungen sind bei allen Fasertypen (z. B. gewellte, profilierte oder gerade Faser) annähernd gleich.
3. Die gemessenen Faserbetonzugfestigkeiten sind im Mittel signifikant größer als die nach dem CC errechneten theoretischen Festigkeiten. Die Betonbruchdehnung steigt mit dem Fasergehalt an.
4. Eine Verbesserung der Betonzugfestigkeit ist nur dann zuverlässig mittels Stahlfasern zu erreichen, wenn die Qualität der Matrix (Mörtel, Beton) nicht durch verarbeitungstechnische Schwierigkeiten beeinträchtigt wird.

4.2.2.3 Vergleich der rechnerischen Zugfestigkeiten mit den experimentellen Ergebnissen - Folgerungen

An dieser Stelle sollen die im Abschnitt 4.2.2.1 erläuterten theoretischen Konzepte anhand der im Abschnitt 4.2.2.2 dargestellten Versuchsergebnisse daraufhin überprüft werden, ob mit ihnen das Festigkeits- und Verformungsverhalten von zugbeanspruchtem Stahlfaserbeton zutreffend beschrieben werden kann. Der bei der rechnerischen Ermittlung der Zugfestigkeit notwendige numerische Aufwand soll dabei gleichfalls einer kritischen Beurteilung unterzogen werden.

Das Spacing-Concept (SC) geht von der allgemein anerkannten Tatsache aus, daß die Betonzugfestigkeit maßgeblich durch das Vorhandensein innerer Fehlstellen (Mikrorisse, etc.) beeinflußt wird. Durch Stahlfasern wird die instabile Ribvergrößerung behindert. Mit der Methode der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM) wird der Zusammenhang zwischen der bruchauslösenden äußeren Spannung σ_{cr} und materialspezifischen bruchmechanischen Kennwerten hergeleitet.

$$\sigma_{cr} = \frac{\text{tot } K_f}{\sqrt{a}} \quad (\text{ESZ})$$

Die wesentliche Aussage des SC ist, daß die Betonzugfestigkeit bei Zugabe von Stahlfasern dadurch erhöht wird, daß zum einen der kritische Spannungsintensitätsfaktor $K_{\sigma c}$ des Betons durch einen Anteil aus Faserwirkung K_{fc} vergrößert wird

$$\text{tot } K_c = K_{fc} + K_{\sigma c}$$

und daß sich zum anderen die für eine instabile Ribausbreitung maßgebende Größe $2a$ der inneren Fehlstelle mit dem Faserabstand s im gleichen Maße verringert.

$$2a \approx s$$

Beide Faktoren (K_{fc} und s) stehen in einem funktionalen Zusammenhang mit dem Fasergehalt V_f und mit den Faserabmessungen. Insbesondere die Bestimmung von K_{fc} ist mit umfangreichen und komplizierten Berechnungen verbunden. Der sich aus der Wirkung der Stahlfasern als "Rißstopper" ergebende Anteil der Festigkeitssteigerung ist i. a. deutlich kleiner als derjenige, der aus Annahme der Verringerung des Mikrorißdurchmessers resultiert (vgl. Bild 4.4). Nun ist aber gerade die Annahme, daß die maßgebliche Fehlstellengröße z_a genau dem Faserabstand s entspricht, unter Berücksichtigung des Gefüges des Faserbetons sowie aufgrund der im Zugversuch beobachteten einzelnen Phasen des Bruchvorgangs unzutreffend. Darüber hinaus führt der direkte Zusammenhang zwischen der Rißgröße und dem Faserabstand zu dem paradoxen Ergebnis, daß die rechnerische Zugfestigkeit des faserverstärkten Betons bei großen Faserabständen kleiner ist als die des unverstärkten Betons. Im übrigen werden mit dem SC Zugfestigkeitssteigerungsraten errechnet, die weitaus größer sind als diejenigen, die man in zentrischen Zugversuchen mißt.

Zusammenfassend läßt sich zum Spacing-Concept sagen, daß es wegen des enormen rechnerischen Aufwandes sowie - und dieses wiegt viel schwerer - wegen der z. T. falschen Annahme, auf der das Konzept basiert, zur Erfassung der festigkeitssteigernden Wirkung einer Faserbewehrung nicht geeignet ist.

Das Composite-Concept (CC) betrachtet den Faserbeton als Verbundmaterial, dessen einzelne Komponenten (Matrix und Fasern) sich linear-elastisch verhalten und die schlupffrei miteinander verbunden sind. Die Matrix (Mörtel oder Beton) wird als homogen angenommen, wobei sie gleichmäßig mit Fasern durchsetzt sei.

Auf Grundlage dieser Annahmen werden recht einfache analytische Zusammenhänge (Gl. (4.12) bis (4.15)) zwischen den mengenmäßigen Anteilen der einzelnen Phasen und dem Fe-

stigkeits- und Verformungsverhalten des Verbundwerkstoffes abgeleitet. Mit diesen Formeln gelingt eine sehr gute Beschreibung der elastischen Verformung im unteren Beanspruchungsbereich (vgl. Abschnitt 4.5). Hingegen wird, wie die Versuchsergebnisse zeigen, die festigkeitssteigernde Wirkung der Stahlfasern deutlich unterschätzt. Der markante Anstieg der Betonbruchdehnung ϵ_{BU} mit zunehmendem Fasergehalt läßt sich gleichfalls nicht mit den CC erklären. Das CC postuliert nämlich, daß der Bruch des Verbundwerkstoffes mit dem Erreichen der Bruchdehnung ϵ_{U} der spröden Matrix einhergeht - $V_f < \text{krit } V_f$ vorausgesetzt.

Nach den Vorstellungen des CC erfolgt der Bruch "spontan und gleichzeitig" über den gesamten Querschnitt. Dieses widerspricht der in Zugversuchen gemachten Beobachtung, daß sich bereits deutlich unterhalb der Bruchlast zahlreiche Mikrorisse bilden. Das Gefüge des Betons wird mit steigender Beanspruchung durch innere Ribbildung zunehmend heterogener. Die Annahme eines homogenen Werkstoffs weicht damit immer stärker von der tatsächlichen Gefügestruktur ab.

Insbesondere in der Außerachtlassung der Mikroribbildung liegt der entscheidende Mangel des CC. Hierdurch wird in der Bruchphase die Wirkungsweise der Stahlfasern falsch eingeschätzt. Kreuzt beispielsweise eine Faser einen Mikroriß, so stellt sich ein völlig anderer Verbundspannungsverlauf entlang der Faser ein als im rissfreien Beton (vgl. Bild 4.6). Die Faserspannung σ_f^{II} unmittelbar am Mikroriß kann überschlägigen Berechnungen zur Folge etwa das 10fache der Faserspannung σ_f^{I} betragen. Bild 4.19 vermittelt eine Vorstellung vom Verlauf der Faserspannung σ_f und der Verbundspannung τ_f in einem Faserbetonelement mit und ohne Mikroriß.

Faßt man die Vor- und Nachteile des Composite-Concepts zusammen, so ist zu vermerken, daß mit dem CC die elastischen Eigenschaften des Faserbetons im unteren Beanspruchungsbereich auf einfache Weise wirklichkeitsnah zu erfassen

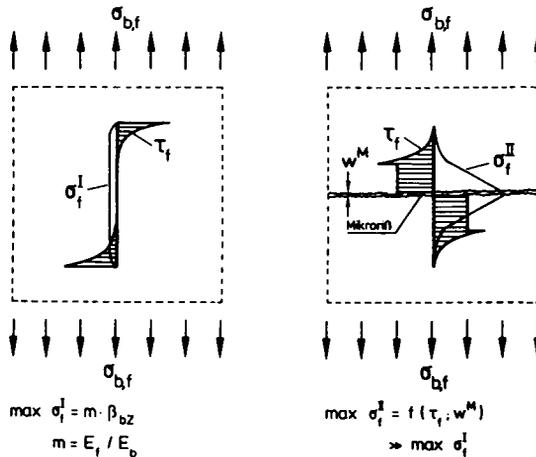


Bild 4.19: Qualitativer Verlauf der Faserspannung σ_f und der Verbundspannung τ_f in einem Faserbetonelement mit bzw. ohne Mikroriß

sen sind. Demgegenüber werden durch das CC die Bruchmechanismen des Faserbetons vollkommen falsch beurteilt. Folglich können mit dem CC weder Festigkeitswerte noch Bruchverformungen zuverlässig prognostiziert werden.

Berechnungen von Faserbetonzugfestigkeitswerten auf Grundlage empirischer Methoden, wie z. B. die im Abschnitt 4.2.2.2 angesprochenen, führen mit sehr geringem Aufwand zu recht befriedigenden Ergebnissen. Allerdings darf man bei der Anwendung derartiger statistischer Verfahren nicht vergessen, daß die Gefahr der Fehlinterpretation des Einflusses einzelner Parameter sehr groß ist, sofern der empirische Ansatz nicht durch ein schlüssiges mechanisches Modell abgesichert ist. In diesem Zusammenhang sei auf die Fehleinschätzung des Einflusses der Faserverbundfestigkeit τ_{fu} und auf die Zugfestigkeit in der von Naaman et al. /5/ entwickelten Formel verwiesen. Es ist schnell einzusehen, daß eine Faser, die einen Mikroriß mit einer Rißbreite $w^M = 5 + 10 \mu\text{m}$ (siehe Steinert und Paulmann /25/) überbrückt, sich in einem gänzlich anderen Verbundbeanspru-

chungsbereich befindet als eine, bei der im Ausziehversuch die Verbundfestigkeit bestimmt wird. Die Verrückungen, der die Fasern infolge Mikrorißöffnung ausgesetzt sind, sind wesentlich kleiner als diejenigen, die im Faser-Ausziehversuch bei Bruchlast gemessen werden. In Bild 4.20 sind diese Zusammenhänge qualitativ dargestellt

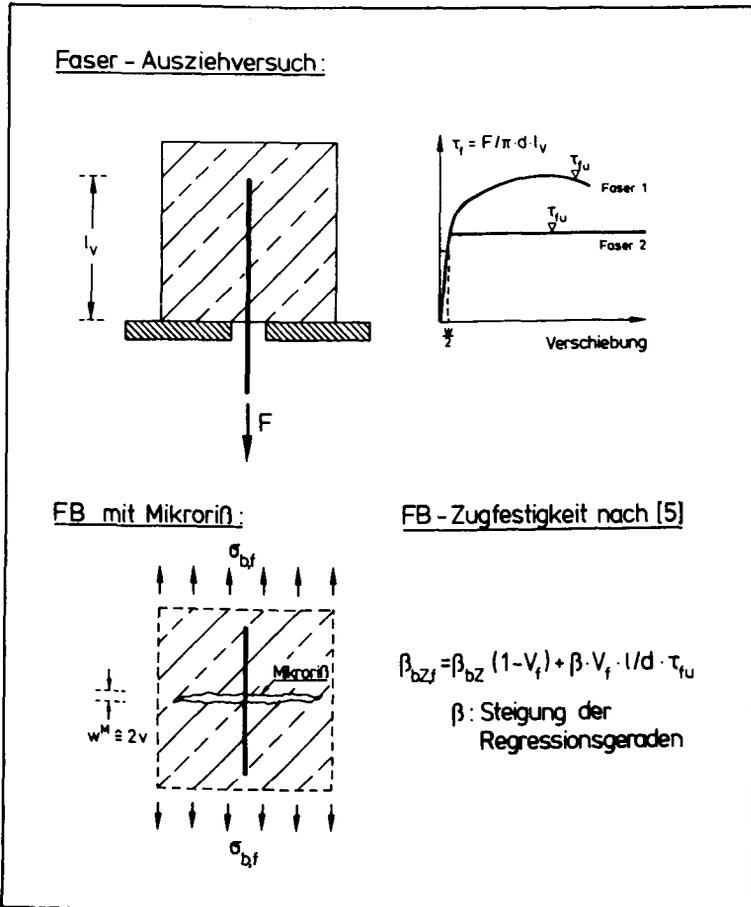


Bild 4.20: Beanspruchungszustand der Faser am Mikroriß und im Ausziehversuch

Die Darstellung verdeutlicht, daß nicht die maximale im Ausziehversuch erzielbare Verbundspannung maßgeblich für die Wirkung der Faser als "Mikrorißbremse" ist, sondern vielmehr die Steifigkeit des Faserverbundes bei relativ kleinen Verschiebungen v. Damit erklärt sich auch, die in Versuchen gemachte Beobachtung von annähernd gleichen Faserbetonzugfestigkeiten bei Verwendung stark unterschiedlicher Fasertypen (glatte, gerade, profilierte, gewellte) mit deutlich voneinander abweichenden Verbundfestigkeitswerten (s. Anlage B).

Ein Nachteil bei der Verwendung von empirischen Formeln zur Berechnung der Zugfestigkeit von Faserbeton ist, daß sie nur in solchen Fällen angewendet werden dürfen, in denen die Zusammensetzung des betrachteten Werkstoffes sich innerhalb der Grenzen bewegt, die durch die Gesamtheit der bei der statistischen Auswertung einbezogenen Werte vorgegeben sind. Ebenso muß die Art der Beanspruchung übereinstimmen, d. h. zentrische Zugfestigkeiten können nicht, wie vereinzelt in der Literatur zu finden ist, durch statistische Auswertung von Spaltzug- oder Biegezugversuchen auf indirektem Wege bestimmt werden.

Die voranstehend erörterten theoretischen Verfahren zur rechnerischen Ermittlung des Einflusses einer Faserbewehrung auf die Größe der Betonzugfestigkeit weisen mehr oder weniger gravierende Mängel auf. Allen gemein ist, daß sie die Heterogenität des Betongefüges i. w. unberücksichtigt lassen.

Nachfolgend soll in knapper Darstellung ein Weg aufgezeigt werden, der zu einer wirklichkeitsnäheren Erfassung der Bruchphasen von faserbewehrtem Beton führt. Auf die mathematische Formulierung des Problems muß allerdings an dieser Stelle verzichtet werden, da dies den Rahmen der vorliegenden Arbeit bei weitem sprengen würde.

Die Untersuchungen der Versagensmechanismen von Beton unter Zugbeanspruchung haben gezeigt, daß der Bruch durch sukzessive Zerstörung des inneren Gefüges, insbesondere durch Lösen des Haftverbundes zwischen Zuschlag und Zementstein (Mikrorißbildung), eingeleitet wird. Sowohl Ort als auch Zeitpunkt des Auftretens dieser inneren Risse sind überwiegend zufälliger Natur. Es ist also davon auszugehen, daß der Zugbruch des Betons sich als ein stochastisches Phänomen darstellt, wobei die statistische Einheit eine strukturorientierte Größe zu sein hat.

Die Grundzüge eines strukturorientierten statistischen Festigkeitsmodells für zugbeanspruchten Beton wurden bereits 1976 von Iványi /23/ dargelegt. Diese Theorie wird für den Werkstoff Faserbeton erweitert, was i. w. durch eine Modifikation des Spannungs-Verformungsverhaltens der repräsentativen Volumeneinheit (RVE) erfolgt. Iványi ordnet den einzelnen RVE ein linear-elastisches, ideal sprödes Materialverhalten zu. Die Zugfestigkeiten σ_i der RVE nimmt er als normalverteilt an; die Steifigkeiten aller RVE sind gleich.

Neuere Erkenntnisse, die im Zusammenhang mit bruchmechanischen Untersuchungen an Beton gewonnen wurden, weisen darauf hin, daß auch Normalbeton im gerissenen Zustand Zugkräfte aufnehmen kann (Hillerborg /17/, Reinhardt /24/, Elighausen/Sawade /4/). Die von Iványi vorgegebene Spannungs-Verformungslinie der RVE wird deswegen um einen "abfallenden Ast" erweitert, welcher das sogenannte "softening" des Materials charakterisiert. Insbesondere dieser "abfallende Ast" wird maßgeblich durch das Vorhandensein von Fasern in seinem Verlauf bestimmt. Im Bild 4.21 ist das Konzept des strukturorientierten statistischen Werkstoffmodells schematisch dargestellt.

Der auf zentrischen Zug beanspruchte Probekörper (Bild 4.21a) wird in einzelne repräsentative Volumeneinheiten unterteilt. Die Größe dieser Elemente richtet sich nach der Zusammensetzung des Betons, insbesondere nach dem Größt-

korndurchmesser d_k des Zuschlags und den Abmessungen der verwendeten Fasern. Der RVE wird (Bild 4.21b) über eine statistische Verteilungsfunktion (Bild 4.21d) ein Zugfestigkeitswert β_i zugewiesen. Wird beim Belastungsvorgang die Zugfestigkeit der RVE erreicht, so reißt diese. Entsprechend der Spannungs-Verformungslinie verringert sich mit wachsender Rißöffnung die aufnehmbare Spannung der RVE (Bild 4.21c).

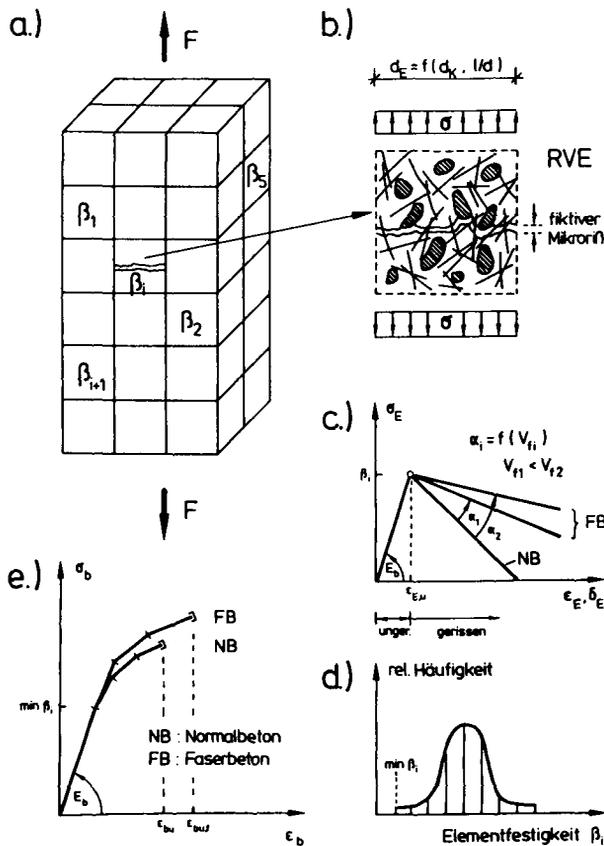


Bild 4.21: Schematische Darstellung des strukturorientierten statistischen Werkstoffmodells für zugbeanspruchten Faserbeton

Typisch für Faserbeton ist, daß dieser Spannungsabfall mit steigendem Fasergehalt deutlich geringer als beim Normalbeton ausfällt. Dadurch erniedrigen sich die auf die anderen Elemente umzulagernden Kräfte. Die Folge davon ist, daß zum einen der Steifigkeitsverlust der Zugprobe kleiner ist und zum anderen der Ausfall der nächsten RVE i. d. R. erst bei einer vergleichsweise höheren Laststufe eintritt. Bild 4.21e zeigt charakteristische σ - ϵ -Linien von einem unverstärkten und einem faserverstärkten Beton, wie sie sich bei einem Simulationsversuch nach den obigen Annahmen ergeben würden. Diese rechnerisch ermittelten σ - ϵ -Linien zeigen den gleichen charakteristischen Kurvenverlauf wie gemessene Kennlinien (vgl. Bild 4.13).

Vor einer numerischen Anwendung des Modells stellt sich allerdings das Problem der quantitativen Bestimmung der folgenden Eingangsgrößen:

- Die Größe der RVE, die wesentlich das Ergebnis der Rechnung beeinflusst, ist zu ermitteln. Dieses kann z. B. auf indirektem Wege über die festigkeitsbestimmende Wirkung unterschiedlicher Spannungszustände (z. B. im Biegezug- oder Spaltzugversuch) bei definierter Materialstruktur bestimmt werden.
- Die Größenordnung der Elementfestigkeiten sowie deren statischen Streuung ist für Faserbeton noch nicht bekannt. Ohne einen allzu großen Fehler zu machen, wird man jedoch in erster Näherung von den bekannten Werten für Normalbeton ausgehen können.
- Die Spannungs-Verformungslinie der RVE (einschließlich "abfallendem Ast") ist in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung ($d_K, V_f, \lambda/d$) experimentell zu bestimmen.

Mit Hilfe des oben erläuterten strukturorientierten statistischen Werkstoffmodells können "festigkeitsbestimmende" Einflüsse, wie z. B. Spannungsgradient, Probekörpergeoe-

metrie oder Fasergehalt, wirklichkeitsnah erklärt werden. Hingegen ist eine Berechnung absoluter Festigkeitswerte nicht möglich, weil keine gesicherten Angaben über die Größe der Haftfestigkeit zwischen Zuschlag und Zementstein - insbesondere unter Berücksichtigung betontechnologischer Parameter (W/Z-Wert, Konsistenz, etc.) - existieren (vgl. /23/), diese aber maßgeblich die Elementfestigkeit β_j bestimmen.

In der Praxis wird man somit zunächst von empirisch ermittelten Festigkeitswerten ausgehen. Auf diesen aufbauend kann man dann nach oben erläuteter Methode die Besonderheiten in Bauteilgeometrie bzw. Beanspruchungsart richtig erfassen.

4.2.3 Nachrißverhalten

Vorbemerkungen

Wie bereits an anderer Stelle erwähnt wurde, zeichnet sich Stahlfaserbeton dadurch aus, daß nach Erreichen der Betonzugfestigkeit die aufnehmbare Zugspannung nicht nahezu schlagartig auf Null abfällt. Vielmehr verfügt Faserbeton trotz fortschreitender Rißöffnung über eine gewisse Tragfähigkeit. Im Gegensatz zum Normalbeton muß deshalb die "Betonzugspannung" im Rißquerschnitt eines im Zustand II befindlichen Stahlbetonbauteils für übliche Beanspruchungszustände des Gebrauchslastbereiches nicht grundsätzlich zu Null gesetzt werden. An die Stelle der Betonzugspannung treten die je Flächeneinheit bezogenen Faserkräfte.

Die Zugtragfähigkeit des gerissenen Stahlfaserbetons wird dadurch hervorgerufen, daß die den Rißquerschnitt überbrückenden Fasern - ähnlich wie bei einer herkömmlichen Bewehrung - Kräfte in dem Maße übertragen können, wie es zum einen ihre Zugfestigkeit und zum anderen ihre Verbundfestigkeit erlauben. Letztere wird sich, wie sich später herausstellen wird, für den in dieser Arbeit zu untersuchenden Fall einer Armierung mit kurzen, ungerichteten Fasern als die maßgebliche Größe erweisen. Die Größe der Faserzugfestigkeit kann u. U. im speziellen Anwendungsfall von Fasern als Ferrozement ausschlaggebend sein.

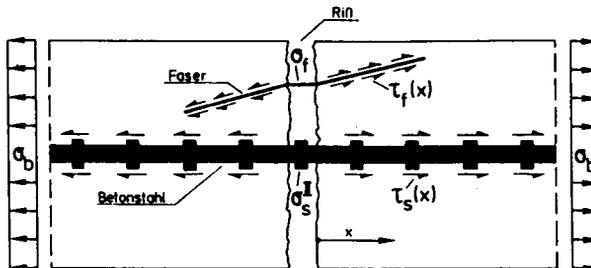
Nachfolgend wird erklärt, welche Mechanismen das Nachrißverhalten von Faserbeton bestimmen und welche Parameter die Größe der "post-kritischen" Betonzugspannung σ_p beeinflussen. Diese fiktive Betonzugspannung wird durch die folgende Gleichung definiert:

$$\sigma_p = \frac{\sum \sigma_{fi} A_{fi}}{A_b}$$

mit

σ_{fi} : Spannung einer Faser im Riß.

Reißt ein stahlfaserverstärktes Stahlbetonbauteil, so werden die freiwerdenden Betonzugkräfte auf den Betonstahl und auf die Fasern umgelagert. Weil der gerissene Faserbetonquerschnitt mit zusätzlicher schlaffer Bewehrung ein innerlich statisch unbestimmtes System darstellt, beteiligen sich Fasern und gerippter Betonstahl an der Lastaufnahme entsprechend ihrer Steifigkeiten. Die Steifigkeiten der einzelnen Tragglieder richten sich nach deren Querschnittsflächen (μ ; V_f), deren Elastizitätsmoduli (E_f ; E_s) sowie nach deren Verbundsteifigkeiten.



Steifigkeiten :

Fasern $K_f = f(E_f, V_f, \tau_f(x), d_f)$

Betonstahl: $K_s = f(E_s, \mu_s, \tau_s(x), d_s)$

Bild 4.22: Riß im stahlfaserverstärkten Stahlbeton

Mithin ist nicht nur von Interesse, wie groß die post-kritische Betonzugspannung werden kann, sondern es müssen auch die mit dieser Spannung einhergehenden Verformungen der Größe nach bekannt sein. Es wäre beispielsweise denkbar, daß die Faserarmierung derartig steif ist, daß es zu keiner Rißöffnung kommt. Dadurch würde dann die Betonstahlbewehrung von der Lastaufnahme völlig ausgenommen werden, weil wegen der fehlenden Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton keine Verbundkräfte geweckt werden. Zur Verdeutlichung dieser Zusammenhänge sind im Bild 4.22 die am Riß eines stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteils vorherrschenden Spannungen dargestellt. Zur Ergänzung sind in dem Bild die die Steifigkeit beeinflussenden Parameter mit aufgeführt.

4.2.3.1 Untersuchungen zur Steifigkeit des Faserverbundes

Im folgenden Abschnitt sollen die Faserverbundspannungen - unter der Annahme eines für Stahlfasern wahrscheinlichen Verbundgesetzes - bei Ribbildung im Faserbeton bestimmt werden.

In der Regel weisen Stahlfasern eine durch den Herstellungsprozeß des Stahldrahtes (z. B. Kaltziehen) bedingte sehr glatte Oberfläche auf. Liegen derartige Verhältnisse vor, so ist von einem Verbundverhalten auszugehen, das i. w. durch einen Haftverbund- und einen Reibungsverbundanteil charakterisiert wird. Scherverbund, der bei geripptem Bewehrungsstahl die maßgebliche Verbundart ist, tritt nicht auf.

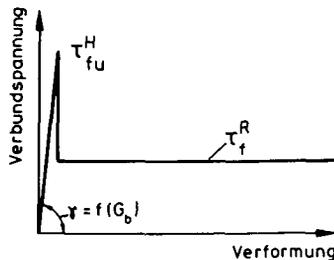


Bild 4.23: Verbundspannungen zwischen Stahlfasern und zementgebundener Matrix

Der Haftverbund τ_f^H wird maßgeblich durch die zwischen Stahl und Zementstein wirkenden Adhäsions- und durch Kapillarkräfte verursacht (vgl. Rehm /1/). Eine Relativverschiebung von Stahl und Beton findet nicht statt. Es handelt sich somit um einen sogenannten "starrten" Verbund. Der Reibungsverbund τ_f^R , der auch noch bei größeren Verschiebungen wirksam ist, wird durch die Rauigkeit der Faseroberfläche hervorgerufen (s. Bild 4.23).

Es gilt nun zu untersuchen, in welchem Maße die beiden o.g. Verbundarten die Größe der Faserkraft bei Ribbildung bestimmen bzw. ob eine der Verbundarten von so überragender Bedeutung ist, daß die andere in erster Näherung für die in der Praxis vorkommenden Fälle vernachlässigt werden kann.

Hierzu stelle man sich einen mit durchgehenden Stahlfasern bewehrten Betonkörper vor. Die Faserorientierung sei zufällig und räumlich (3-D). Aveston und Kelly /26/ haben gezeigt, daß für diesen Fall die Anzahl der Fasern, die eine beliebig gerichtete Einheitsfläche kreuzen,

$$N^{3-D} = \frac{2 V_f}{\pi d^2} \quad (4.24)$$

beträgt. Auf Grundlage der Elastizitätstheorie leiten sie dann eine Beziehung für die maximale Haftverbundspannung $\max \tau_f^H$ zwischen Faser und Betonmatrix ab, die sich unmittelbar an den Ribüfern einstellt:

$$\max \tau_f^H = \frac{\Delta \sigma_f}{2} \left(\frac{2E_f G_m}{\psi E_f E_m V_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.25)$$

Bei räumlicher Faserorientierung (3-D) errechnen sich der Spannungssprung $\Delta \sigma_f$ in der Faser infolge Ribbildung sowie der Beiwert ψ wie folgt:

$$\Delta \sigma_f = 2\beta_{mz} \frac{V_m}{V_f} \quad (4.26)$$

$$\psi = \ln \left[\frac{\pi}{\sqrt{3}} \frac{V_m}{V_f} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.27)$$

Der Faktor ψ gibt an, in welcher Dichte die Fasern angeordnet sind, und er ist damit ein Maß für die Dicke der elastisch angenommenen Verbundschicht.

Mit den Gl. (4.25) bis (4.27) kann man nun für beliebige Matrix- und Faserwerkstoffe die Spannungsspitze der Haftverbundspannung berechnen. Bild 4.24 zeigt das Ergebnis einer solchen Berechnung für Stahlfaserbeton. Es darf in diesem Zusammenhang nicht vergessen werden, daß zwar wie üblich die Faserorientierung beliebig ist, die Länge der Fasern aber nicht begrenzt ist. Die am Rißufer auftretende maximale Haftverbundspannung $\max \tau_f^H$ ist in Bild 4.24 als ein Vielfaches der Betonzugfestigkeit β_{bZ} in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f aufgetragen.

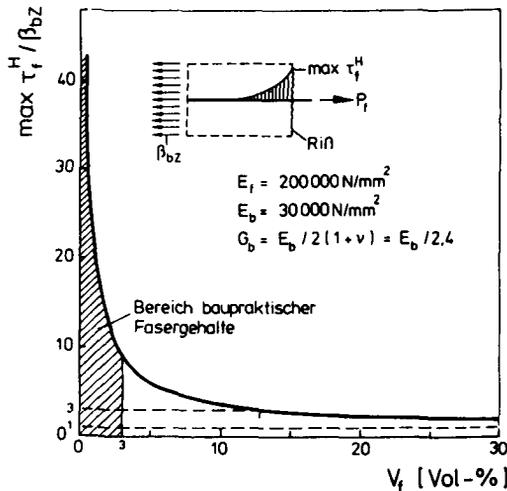


Bild 4.24: Bezogene maximale Haftverbundspannung $\max \tau_f^H / \beta_{bZ}$ in Abhängigkeit vom Fasergehalt bei 3-D-Faserorientierung

Man erkennt, daß für in der Praxis vorkommende Fasergehalte ($V_f < 3$ Vol.-%) die Haftverbundspannung maximale Werte annimmt, die bis zum 20fachen der Betonzugfestigkeit betragen. Tatsächlich kann sich die Haftverbundfestigkeit τ_{fu}^H nur in der Größenordnung der Betonzugfestigkeit bewegen, denn unmittelbar an der Faseroberfläche gilt wegen des Gleichgewichtes zwischen der Hauptzug- und der Hauptdruckspannung

sowie der Verbundspannung: $\sigma_Z = -\sigma_{D,H} = \tau$. Nimmt man nun einmal vorsichtigerweise an, daß τ_{fu} etwa dem 3fachen Wert der Zugfestigkeit entspricht, so wäre gemäß Bild 4.24 ein Fasergehalt von 13 Vol.-% erforderlich, um die Faserkraft P_f ausschließlich über unverschieblichen Verbund zu verankern. Faserbetone mit einem so hohen Fasergehalt sind aber aus verarbeitungstechnischen Gründen nicht herstellbar.

Diese Feststellung läßt rückschließend die Folgerung zu, daß Risse im Beton durch Stahlfasern nicht mit einer Rißbreite "Null" vernäht werden können. Anders ausgedrückt heißt das auch, daß bei praxisüblichen Fasergehalten bei Erreichen der Rißdehnung ϵ_{bu} des Betons immer Haftverbundbruch eintritt und sich somit zwangsläufig eine Relativverschiebung zwischen Faser und Beton ergibt.

Mit der Erkenntnis, daß für die Verankerung der Stahlfasern im Beton der Haftverbund nicht ausreichend ist, vielmehr die Faserrißkraft P_f erst unter Ansatz des Reibungsverbundes in den Beton eingeleitet werden kann, stellt sich nun die Frage, wie groß das Verhältnis der Traganteile der beiden Verbundarten unter Berücksichtigung realistischer Haftverbundfestigkeiten und praxisüblicher Fasergehalte zueinander ist.

Definiert man die Einleitungslänge l^R als jene Strecke entlang der die Faserspannung im Rißquerschnitt auf die m -fache Betonspannung allein durch Reibungsverbund abgebaut wird, so erhält man:

$$l^R = \frac{\Delta\sigma_f}{2\tau_f^R} \frac{d}{2} \quad (4.28)$$

Gesucht wird nun diejenige Länge l' , auf der der Faserspannungssprung $\Delta\sigma_f$ so weit über Reibungsverbund abgebaut wird, daß ein verbleibender Anteil $\Delta\sigma_f'$ über Haftverbund abgetragen werden kann:

$$\Delta\sigma_f' = \Delta\sigma_f - \frac{4l' \tau_f^R}{d} \quad (4.29)$$

Hierzu drückt man $\Delta\sigma_f'$ durch die mit Gl. (4.25) gegebene maximale Haftverbundspannung $\max \tau_f^H$ aus und löst Gl. (4.29) nach l' auf. Man erhält dann:

$$l' = \frac{\Delta\sigma_f}{2\tau_f^R} \frac{d}{2} - \frac{\max \tau_f^H}{\tau_f^R} \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \quad (4.30)$$

Hierin bedeuten:

$$\lambda^{\frac{1}{2}} = \frac{2}{d} \left[\frac{2G_m E_c}{E_f E_m V_m \psi} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$G_m = E_m / 2(1 + \nu_m) \approx E_m / 2,4$$

$$E_c = E_m(1 + m V_f)$$

$$m = E_f / E_m$$

Schließlich läßt sich das Verhältnis der beiden Einleitungslängen wie folgt anschreiben:

$$\frac{l'}{l^R} = 1 - \frac{\max \tau_f^H}{\tau_f^R} \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \frac{V_f}{V_m} \frac{2 \tau_f^R}{\beta_{bz} d}$$

bzw.

$$\frac{l'}{l^R} = 1 - \frac{\max \tau_f^H}{\beta_{bz}} \frac{V_f}{V_m} \left[\frac{E_f 12 V_m}{E_m (1 + m V_f)} \ln \left[\frac{\pi}{\sqrt{3} V_f} \right]^{\frac{1}{2}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.31)$$

Es mag auf den ersten Blick verwundern, daß in Gl. (4.31) die Reibungsverbundspannung τ_f^R nicht mehr explizit enthalten ist. Dieses liegt daran, daß beide Einleitungslängen l' und l^R direkt von τ_f^R abhängen und der Quotient beider Strecken nurmehr ausdrückt, welcher Faserkraft-

anteil bei Vorgabe eines Faserspannungssprunges $\Delta\sigma_f$ und einer Haftverbundfestigkeit über elastischen unverschieblichen Verbund in die Betonmatrix eingeleitet werden kann. Die Kraft P_f , die die Faser im Ribßquerschnitt überträgt, ergibt sich aus dem Integral der Verbundspannungen über die zugehörigen Einleitungslängen zuzüglich der Faserkraft außerhalb der Störzonen.

$$P_f = \pi d \left[\tau_f^R l' + \int_0^{l'} \tau_{f(x)}^H dx + m\beta_{bz} \frac{d}{4} \right] \quad (4.32)$$

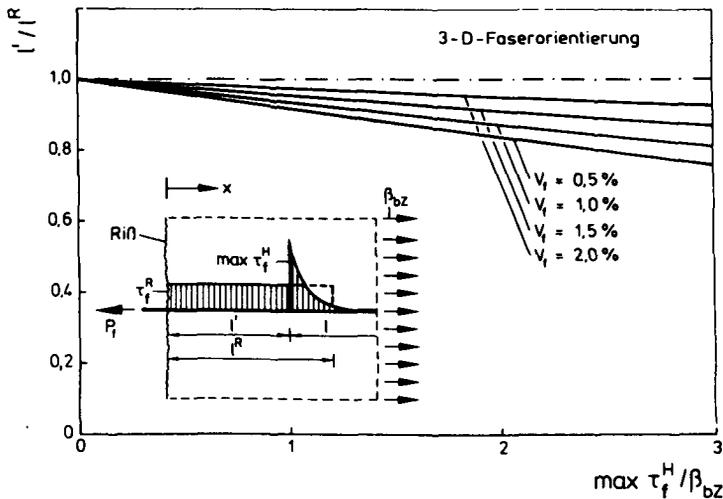


Bild 4.25: Bezogene Einleitungslänge l'/l^R in Abhängigkeit vom Größtwert der Haftverbundspannung

In Bild 4.25 ist das Verhältnis l'/l^R für den Bereich realistischer Werte der Haftverbundfestigkeit und in der Praxis üblicher Fasergehalte aufgetragen. Man erkennt, daß für den überwiegenden Teil aller Fälle die Einleitungslänge

l^R mit l^R gleichgesetzt werden kann, d. h., der Haftverbund eine nur unbedeutende Rolle für die Faserverankerung spielt. In guter Näherung der tatsächlichen Verhältnisse wird man also den Spannungssprung in der Faser infolge Ribbildung wie folgt angeben können:

$$\Delta\sigma_f = \frac{4}{d} l^R \tau_f^R \quad (4.33)$$

Die Gl. (4.33) besagt, daß die Faserribkräfte über Reibungsverbund in den Beton eingeleitet werden. Ist die Verbundfestigkeit τ_f^R einer Faser der Größe nach bekannt, so läßt sich auf einfache Weise die Steifigkeit der Faserarmierung bestimmen.

4.2.3.2 Bestimmung der Faserverbundspannungen

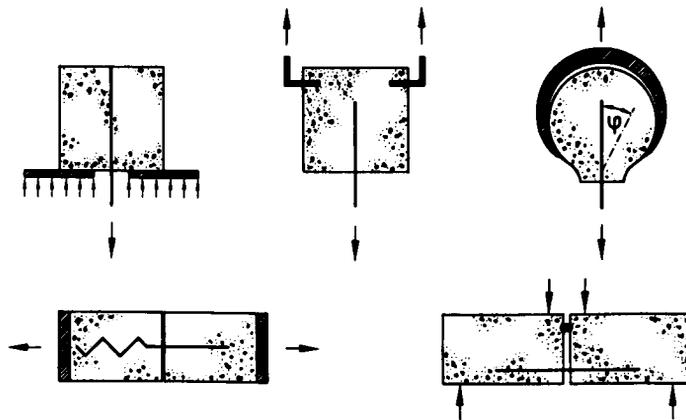
Für die Berechnung der durch Fasern im Ribquerschnitt eines Stahlbetonbauteils übertragbaren Kraft muß entsprechend den Ausführungen des Abschnittes 4.2.3.1 die Größe der Reibungsverbundspannung τ_f^R bekannt sein. Zur Bestimmung des Faserverbundverhaltens wurden zahlreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse im folgenden erörtert werden.

Prinzipiell bestehen zwei Möglichkeiten das Faserverbundverhalten experimentell zu untersuchen. Bei der im allgemeinen als direkte Methode bezeichneten Versuchsart handelt es sich um sogenannte Ausziehversuche (pull-out tests). Dabei werden einzelne oder auch mehrere Fasern mit definierter Einbettungslänge aus einem Probekörper ausgezogen, wobei i. d. R. die aufgewendeten Kräfte und die Ausziehwege gemessen werden. Unter der Gruppe der indirekten Faserverbundversuche faßt man diejenigen Versuchsmethoden zusammen, bei denen eine unmittelbar durch das Faserverhalten maßgeblich beeinflusste Materialgröße, wie z. B. die Betonbiegezugfestigkeit $\sigma_{BZ,f}$ oder die "post-kritische" Betonzugspannung σ_p (vgl. Abschnitt 4.2.3.1), gemessen wird und aus dieser dann

über einen theoretischen Ansatz die eigentlich interessierende Verbundspannung errechnet wird. Bild 4.26 zeigt Beispiele von Probekörpern, die für Faserverbunduntersuchungen benutzt werden.

Um zu einer genaueren Vorstellung über den Charakter des Faserverbundes zu gelangen, muß man direkte Verbundversuche durchführen, weil bei diesen die für eine Auswertung nötigen Annahmen zahlenmäßig deutlich geringer sind als bei

a.) direkte Verbundversuche



b.) indirekte Verbundversuche

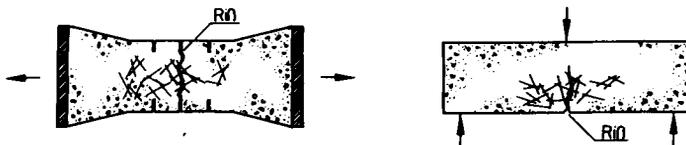


Bild 4.26: Probekörper für Faserverbundversuche

den indirekten Methoden. Zudem können diese Annahmen bei systematischer Versuchsplanung auf ihre Richtigkeit hin überprüft werden. Aus diesem Grund und wohl auch der einfachen Versuchsdurchführung wegen sind in der Literatur überwiegend Versuchsergebnisse von direkten Ausziehversuchen (pull-out tests) zu finden.

In der Anlage B sind alle dem Autor zugänglichen Versuchsergebnisse von Verbunduntersuchungen an Stahlfasern zusammengestellt. Die Vielzahl der dort aufgeführten Untersuchungen mag den Eindruck erwecken, daß der Faserverbund als weitgehend erforscht anzusehen ist. Bei einer kritischen Sichtung der Versuchsergebnisse muß man allerdings feststellen, daß zwar nahezu alle denkbaren stofflichen Einflüsse auf den Faserverbund in irgendeiner Weise untersucht worden sind, dieses zumeist aber auf Kosten einer systematischen Untersuchung bzw. eines vollständigen Meßprogramms. Häufig wurden lediglich die maximalen Ausziehkräfte P_{vu} bestimmt. Angaben zum Verformungsverhalten (Bruchverschiebung δ_u bzw. P_v - δ -Linien) sind nur vereinzelt zu finden.

Die Herleitung eines "Grundgesetzes" für den Faserverbund, vergleichbar mit dem von Rehm /1/ für Betonrippenstahl angegebenen, stößt auf versuchstechnische Schwierigkeiten. So kann z. B. die zunächst einmal bestehende Forderung nach einer im Verhältnis zum Faserdurchmesser kurzen Verbundlänge l_v - erst dann erscheint der Ansatz einer über l_v näherungsweise gleichförmigen Verbundspannungsverteilung gerechtfertigt - in einem Faser-Ausziehversuch nicht einwandfrei realisiert werden, weil diese dann i. d. R. kleiner als 3 mm sein müßte.

Ebenso schließt sich die Möglichkeit aus, das Faserverbundgesetz aus Verbunduntersuchungen mit vergleichsweise großen Einbettungslängen über gleichzeitige Messung der Stahl- und Betondehnungen entlang der Faserachse (z. B. im instrumentierten Dehnkörperversuch) herzuleiten.

Die bisher durchgeführten Faser-Ausziehversuche wiesen folglich Verbundlängen auf, die deutlich größer waren als die für eine differentielle Betrachtungsweise zulässigen. Somit können die gemessenen Ausziehkräfte und -wege nur als ein integrales Verbundverhalten der Fasern interpretiert werden.

In die Ausziehversuchen mit Stahlfasern, die in zementgebundenen Matrixstoffen eingebunden waren, sind zahlreiche stoffliche und versuchstechnische Einflußfaktoren untersucht worden (vgl. Anlage B). Die Variationen der stofflichen Eigenschaften bezogen sich zum einen auf die Fasern (Durchmesser, Oberflächenbeschaffenheit, Material, Form), zum anderen auf den Matrixstoff (Zusammensetzung, Alter, Lagerung). Desweiteren wurde untersucht, inwieweit die Anzahl der Fasern, der Faser-Lastwinkel, die Verbundlänge und die Belastungsgeschwindigkeit die Faserverbundspannung beeinflussen. Gemessen wurden üblicherweise die Ausziehkräfte sowie die Verschiebungswege, wobei unter letzteren i. a. die Wege des Querhauptes bzw. des Kolbens der Belastungsvorrichtung zu verstehen sind. Vollständige Kraft-Verschiebungsdiagramme werden nur in wenigen Fällen aufgezeichnet. Zudem sind diese meist nur qualitativer Art, weil beispielsweise keine konkreten Werte für die Ausziehwege angegeben werden.

Nachfolgend soll das Verbundverhalten einer geraden nicht profilierten Stahlfaser eingehend untersucht werden. Dieser Fasertyp wurde zur Verstärkung der Stahlbetonbauteile verwendet, deren Rißverhalten im Abschnitt 8 rechnerisch erfaßt werden soll. Hierzu ist es sinnvoll, sich zunächst einmal eine Vorstellung von der Struktur der Faser-Matrixgrenzschicht zu verschaffen.

Pinchin und Tabor /27/ konnten durch Aufnahmen mit einem Rasterelektronenmikroskop (REM) zeigen, daß der Faser-Matrixverbundbruch in einer Grenzschicht mit einer Dicke von nur wenigen Mikrometern stattfindet (s. Bild 4.27). Gleichzeitig stellen sie fest, daß die Festigkeit dieser

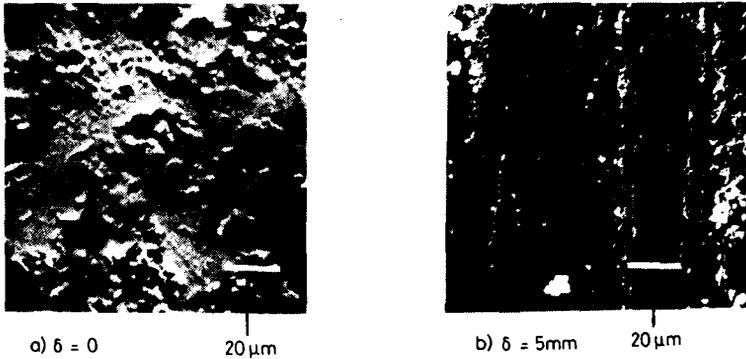
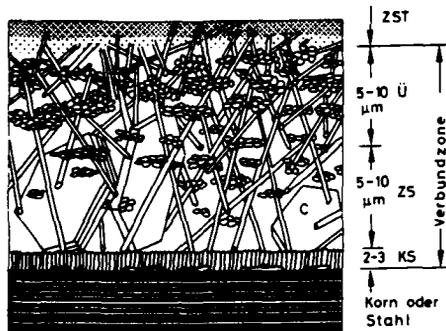


Bild 4.27: REM-Aufnahmen der Oberflächen von Stahlfasern, die zu unterschiedlichen Ausziehwegen δ aus Faser-Ausziehkörpern herauspräpariert wurden, /27/



ZST derber Zementstein
Ü Übergangsbereich
ZS Zwischenschicht
KS Kontaktschicht
C Calciumhydroxidkristalle

Bild 4.28: Verbundzone Zementstein-Zuschlag bzw. -Stahl schematisch nach /28/

Grenzschicht deutlich niedriger ist als die der übrigen Matrixbereiche. Letztere Beobachtung deckt sich mit den Untersuchungsergebnissen von Rehm und Zimbelmann /28/. Bild 4.28 zeigt eine schematische Darstellung der Betonstruktur in unmittelbarer Nähe der Stahloberfläche.

Rehm und Zimbelmann weisen zudem darauf hin, daß die Eigenschaften der Grenzschicht durch spezielle Betonzusatzmittel, wie beispielsweise Betonverflüssiger - diese werden bei der Faserbetonherstellung häufig verwendet - nachhaltig beeinflußt werden, während die Druckfestigkeit des Betons durch diese kaum eine Veränderung erfährt. Dies bedeutet aber auch, daß die Betondruckfestigkeit nur einen ungefähren Anhalt für die Größe der Verbundfestigkeit der Fasern geben kann.

Aus der Tatsache, daß der Verbundbruch in einer nur wenige Mikrometer dicken Grenzschicht stattfindet, kann geschlossen werden, daß eine sehr rasche, d. h. mit nur geringen Relativverschiebungen verbundene Zerstörung der zunächst noch auf der Faseroberfläche haftenden Partikel erfolgt, sobald der elastische, adhäsive Verbund überwunden ist (vgl. Bild 4.27). Der Verbund einer geraden nicht profilierten Faser ist dadurch gekennzeichnet, daß der unverschiebliche elastische Verbund nahezu schlagartig in den auch bei großen Verschiebungen noch vorhandenen und somit als plastisch zu bezeichnenden Reibungsverbund übergeht. Ein allmählicher Übergang vom Haftverbund zum Reibungsverbund durch Zwischenschaltung des Scherverbundes, wie er bei gerippten Betonstählen beobachtet werden kann, findet nicht statt.

Bezieht man nun die obigen, auf Betrachtungen der Morphologie der Verbundflächen basierenden Überlegungen in die Auswertung von Faser-Ausziehversuchen ein, so hat man sich den Verbundspannungsverlauf entlang einer Faser während des Belastungsvorgangs, wie in Bild 4.29 schematisch dargestellt, vorzustellen. Mit Erhöhung der Ausziehkraft P_v

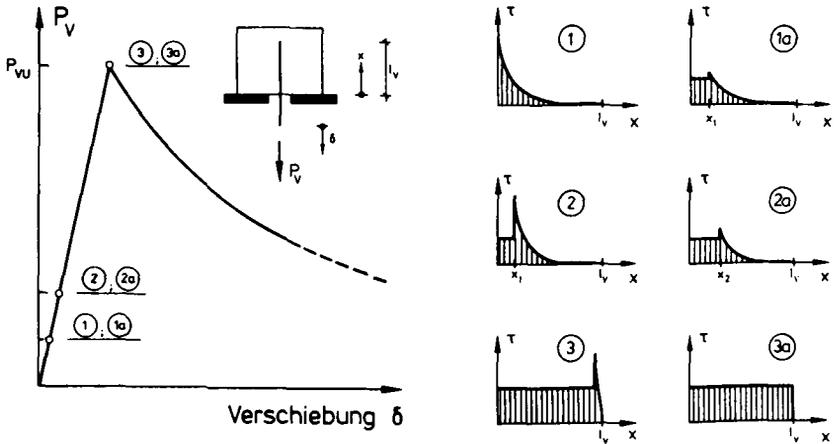


Bild 4.29: Qualitative Darstellung des Fortschritts der Verbundspannungswelle bei Faser-Ausziehversuch

durchläuft eine Verbundspannungswelle die Faser, bis diese an das lastferne Faserende gelangt. Wenn dieser Punkt erreicht ist, kann die Ausziehkraft nicht mehr gesteigert werden, die Faser wird dann sukzessive aus dem Probekörper ausgezogen. Damit verringert sich die Verbundlänge l_v , wodurch ein Abfall der Ausziehkraft erfolgt.

Der Verlauf des "abfallenden Astes" der P_v - δ -Linie ist, wie zahlreiche Versuche gezeigt haben, stark von der Art der Versuchsdurchführung abhängig. Bei kraftgesteuerten Ausziehversuchen wird überhaupt kein Entlastungsast gemessen; der Bruch erfolgt schlagartig. Ist das Verhältnis der freien Länge l_0 der Faser zur eingebetteten Länge l_v groß, wird auch bei weggesteuerten Versuchen ein sprunghafter Lastabfall beobachtet. Erst bei sehr geringer Abziegeschwindigkeit δ des Belastungskolbens stellt sich der erwartete theoretische Verlauf des Lastabfalls ein, der, wie den Gl. (4.34 bis 4.36) zu entnehmen ist, bei Ausziehversuchen an Stahlfa-

sen in etwa einer Geraden folgt. In Bild 4.30 ist ein Beispiel für einen theoretischen "abfallenden" Ast in einem Stahlfaser-Ausziehversuch dargestellt. Der Zusammenhang zwischen der Faser-Ausziehkraft und dem Kolbenweg δ kann durch folgende Gleichungen dargestellt werden.

$$\delta = \left[\frac{1}{2}(l_v - v) + l_o + v \right] \frac{4(l_v - v)\tau_f}{dE_f} + v \quad (4.34)$$

$$P_v = (l_v - v)\tau_f \pi d \quad (4.35)$$

$$\delta = l_v - \frac{P_v}{\tau_f \pi d} \left[1 - \frac{4\tau_f}{dE_f} \left(l_v + l_o - \frac{P_v}{2\tau_f \pi d} \right) \right] \quad (4.36)$$

Aus Gl. (4.36) ist zu erkennen, daß sich ein unkontrollierter Lastabfall im Ausziehversuch dann ergibt, wenn der 2. Term in der eckigen Klammer größer Eins wird, was insbesondere für Ausziehversuche an Kunststofffasern oder dünnen Glasfasern möglich ist.

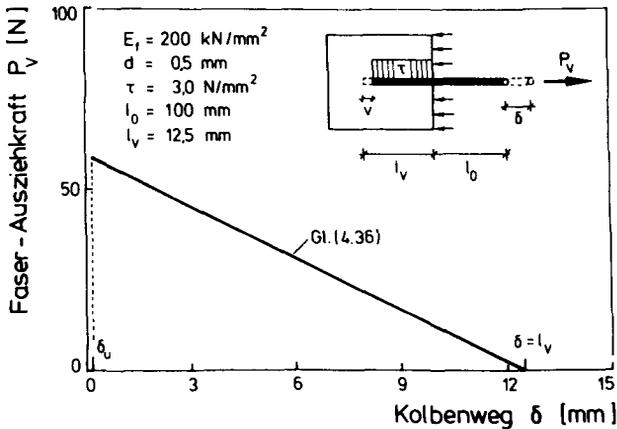


Bild 4.30: Theoretischer Verlauf des abfallenden Astes im Stahlfaser-Ausziehversuch

Charakteristisch für den Faserauszug ist das sogenannte "stick-slip"-Verhalten, was sich in einem mehr oder weniger starken Oszillieren der gemessenen P_v - δ -Linie äußert. Für eine Erklärung dieses Phänomens stelle man sich die eingebettete Faser und die freie Länge der Faser als ein System bestehend aus einem St. Venant-Körper und einer elastischen Feder vor (Bild 4.31).

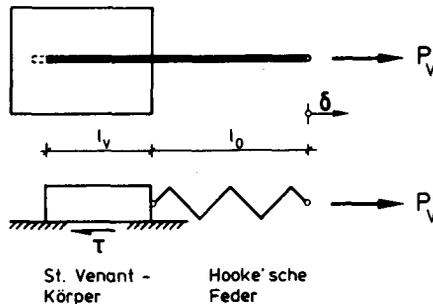


Bild 4.31: Mechanisches Modell für den Faser-Ausziehversuch

Durch den Kolbenvorschub wird die Feder vorgespannt, bis die Grenztragkraft des Reibungskörpers erreicht ist. Dann beginnt sich dieser so weit zu verschieben, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand zwischen Federkraft und Gleitreibungskraft einstellt. Die Faser wird somit nicht gleichmäßig ausgezogen, sondern Phasen der Gleitreibung und der Ruhereibung wechseln einander ab. Der in Bild 4.30 dargestellte theoretische Verlauf der Ausziehkurve bildet die obere Hüllkurve der tatsächlich sägezahnartig verlaufenden Kurve.

In einer Reihe von Veröffentlichungen wird der höchste Wert der P_v - δ -Linie als derjenige Punkt gedeutet, bei dem die adhäsionsbedingte Haftverbundfestigkeit τ_{fu}^H an der Faseraustrittsstelle überwunden wird. Diese Theorien lassen sich

jedoch leicht widerlegen, wenn man Ausziehversuche auswertet, bei denen innerhalb einer Versuchsreihe als einziger Parameter die Verbundlänge l_v variiert worden ist. In Bild 4.32 sind Ergebnisse einer derartigen Versuchsreihe dargestellt. Man erkennt, daß mit zunehmender Einbettungslänge l_v die maximale Ausziehkraft P_{vu} linear ansteigt, d. h. keinem erkennbaren Grenzwert zustrebt. Nach der Theorie des elastischen Haftverbundes hingegen verringert sich die Traglastzunahme mit wachsendem l_v sehr rasch und nähert sich einer Grenztraglast (vgl. Lawrence /36/). Der lineare Zusammenhang von P_{vu} und l_v kann mithin als ein weiteres Indiz dafür gewertet werden, daß im Bruchzustand eine konstante Verbundspannungsverteilung entlang der Faser vorliegt.

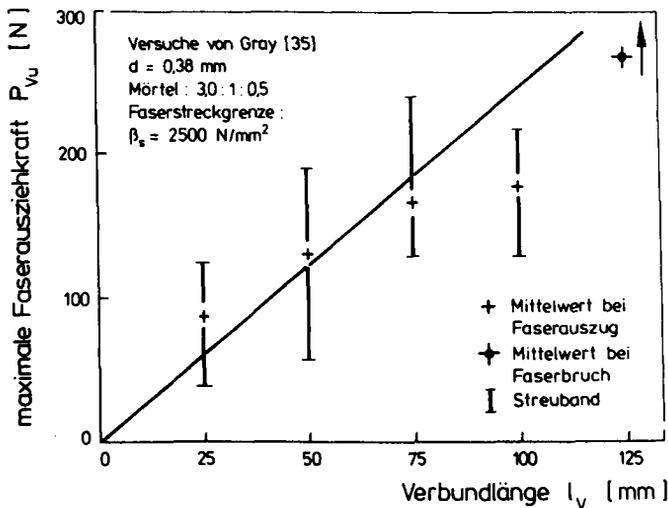


Bild 4.32: Einfluß der Verbundlänge auf die maximale Faserausziehkraft

Die von Naaman und Shah /37/ sowie von Maage /38/ durchgeführten Ausziehversuche, bei denen mehrere Fasern gleichzeitig aus einer Probe gezogen wurden, haben gezeigt, daß sich in etwa, bezogen auf die einzelne Faser, die gleichen Traglasten ergeben wie im Einzelfaserversuch. Auch hieraus läßt sich ableiten, daß der Faserverbund überwiegend einer Reibungscharakteristik folgt, die sich in einem "plastischen" Verhalten äußert.

Zusammenfassend kann man damit die Feststellung treffen, daß die Größe der Faserverbundspannung τ_f^R aus den Bruchlasten P_{vu} über den Ansatz eines starr-plastischen Verbundgesetzes mit der folgenden Gleichung bestimmt werden kann.

$$\tau_f^R = \tau_u = \frac{P_{vu}}{\pi d l_v}$$

Bild 4.33 zeigt das idealisierte Verbundgesetz, das für gerade Fasern und, wie die spätere Auswertung zeigen wird, auch für leicht gewellte Fasern bzw. Fasern mit gekröpften Enden (Hakenfasern), die in Mörtel oder Beton eingebettet sind, Gültigkeit besitzt.

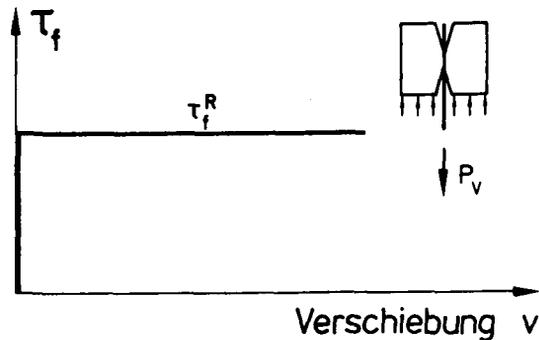


Bild 4.33: Idealisiertes Verbundgesetz von in Beton bzw. Mörtel eingebetteten Stahlfasern

Der in der Praxis übliche Fall ist, daß die Fasern nicht in Beanspruchungsrichtung ausgerichtet sind, sondern vielmehr räumlich orientiert sind. Um den Einfluß des Faser-Lastwinkels zu studieren, haben Naaman und Shah /37/ sowie Maage /38/ Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 4.34 zusammengefaßt dargestellt sind. Man erkennt, daß der Faser-Lastwinkel offenbar keinen Einfluß auf die Faser-ausziehkraft besitzt. Aveston und Kelly /26/ machen in ihren Zugversuchen die gleiche Beobachtung. Sie gelangen schließlich zu der Auffassung, daß man sich an der Umlenke-stelle der Faser eine Art Flaschenzugrolle denken muß.

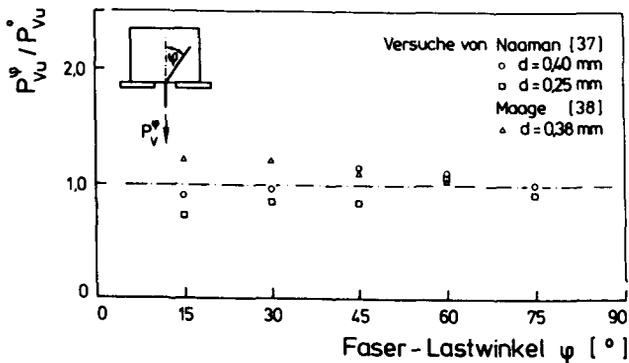


Bild 4.34: Einfluß des Faser-Lastwinkels auf das Verbundverhalten

Mit Hilfe dieser Modellvorstellung sowie unter Zugrundelegung des in Bild 4.33 dargestellten Faserverbundgesetzes ist man in der Lage, die Größe der Faserverbundspannungen auch aus dem "post-kritischen" Verhalten von Faserbeton im Zug- bzw. Biegezugversuch (indirekte Verbundversuche) abzuleiten (vgl. Anlage B).

Tabelle 4.2: Verbundfestigkeiten von Stahlfasern in zementgebundener Matrix

	Verbundfestigkeiten τ_{fu} (N/mm ²)	
	gerade Faser	Hakenfaser
direkte Verbundversuche (Ausziehversuche)	1,5 - 3,5	2,0 - 4,0
indirekte Verbundversuche (Zug-; Biegezugversuch)	1,0 - 4,0	1,0 - 5,0

In Tabelle 4.2 sind die Ergebnisse der Verbunduntersuchungen von Stahlfasern in zementgebundenen Matrixstoffen zusammengestellt. Die dort aufgeführten Verbundfestigkeiten grenzen die Bereiche ein, in denen sich die gemessenen Verbundfestigkeiten zum größten Teil bewegten (vgl. Anlage B). Eine für den Konstrukteur sicherlich wünschenswerte unmittelbare Zuordnung der Faserverbundfestigkeit zur Betondruckfestigkeit kann nicht erfolgen, weil zum einen über die Festigkeiten der Matrixstoffe, die in den Ausziehversuchen verwendet wurden, nur selten Angaben zu finden sind (vgl. Anlage B), zum anderen aber auch deswegen, weil, wie oben gezeigt wurde, der Bruch in einer Grenzschicht verläuft, deren Struktur sich von jener des Betons erheblich unterscheidet.

Vor einer Berechnung der Faserrißspannung σ_f mit Hilfe des in Bild 4.35 skizzierten Faser-Riß-Modells sind einige vereinfachende Annahmen zu treffen:

1. Der den Faserbetonquerschnitt durchtrennende Riß ist als diskreter Riß aufzufassen, d. h. die sicherlich in der Nähe eines Trennrisses vorhandene verstärkte Mikrorißbildung (Prozeßzone, vgl. Abschnitt 4.2) bleibt ohne Berücksichtigung; die Betoneigenschaften und -struktur unmittelbar links und rechts des Risses werden als unverändert aufgefaßt.
2. Die Rißbreite ist im Vergleich zur Faserlänge sehr klein ($w \ll l$).
3. Das Verbundverhalten von geraden, glatten Stahlfasern wird durch das in Bild 4.33 dargestellte starrplastische Verbundgesetz beschrieben; vgl. Abschnitt 4.2.3.2.
4. Die Rißöffnung resultiert allein aus der elastischen Verformung der Faser innerhalb der Einleitungslänge x_e des Verbunds; die sehr geringen Betonzugdehnungen entlang x_e dürfen vernachlässigt werden.
5. Die Fasern verlaufen normal zur Rißebene.
6. Alle Fasern besitzen eine unterkritische Faserlänge ($l < l_{krit}$): Das Versagen findet also durch Faserauszug und nicht durch Faserbruch statt.

Der Zusammenhang von Rißöffnung und Faserspannung läßt sich durch folgende Gleichung beschreiben

$$\frac{w}{2} = \int_0^{x_e} \epsilon_f(x) dx = \frac{1}{E_f} \int_0^{x_e} \sigma_f(x) dx \quad (4.37)$$

Für eine Faser mit kreisförmigem Querschnitt kann man Gl. (4.37) unter Ausnutzung der Gleichgewichtsbedingung

$$\sigma_r A_r = \tau_r U_r x \quad (4.38)$$

umformen zu

$$\frac{w}{2} = \frac{1}{E_r} \int_0^{x_e} \frac{\tau_r 4}{d} x \, dx. \quad (4.39)$$

Durch Lösen des Integrals erhalten wir für die Ribbreite folgende Beziehung

$$w = \frac{4 \tau_r x_e^2}{E_r d} \quad (4.40)$$

Gleichung (4.40) kann selbstverständlich nur für Einleitungslängen x_e gelten, die kleiner bzw. gleich der maximalen Einbettungslänge l_e , mithin der halben Faserlänge l , sind.

$$x_e \leq \frac{l}{2}$$

Anhand der Gln. (4.38) und (4.40) kann nunmehr die Faserrißspannung in Abhängigkeit von der Ribbreite w berechnet werden. Hierbei ist jedoch noch zu berücksichtigen, daß nicht alle Fasern eine Einbettungslänge l_e aufweisen, die größer oder gleich der Einleitungslänge x_e ist. Für einen beliebigen Beanspruchungszustand ist deshalb eine mittlere Einleitungslänge l_{em} zu bestimmen. Diese kann unter der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der kurzen Fasern längs der Faserachse wie folgt angegeben werden:

$$l_{em} = \frac{2}{l} \int_0^{x_e} \left(\frac{l}{2} - x\right) dx \quad (4.41)$$

Durch Einsetzen von Gl. (4.41) in (4.38) und nach dem Lösen des Integrals ergibt sich die mittlere Faserrissspannung σ_{fm} im RiB zu:

$$\sigma_{fm} = \frac{4\tau_f}{d} l_{em}$$

$$\sigma_{fm} = \frac{4\tau_f}{d} x_e \left[1 - \frac{x_e}{l}\right]; 0 \leq x_e \leq \frac{l}{2} \quad (4.42)$$

Löst man Gl. (4.40) nach x_e auf und setzt diesen Wert in (4.42) ein, erhält man die folgende Beziehung zwischen der RiBöffnung und der Faserrissspannung σ_{fm} :

$$\sigma_{fm} = \left(\frac{4\tau_f E_f w}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(\frac{E_f d w}{4\tau_f l^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right] \quad (4.43)$$

Gl. 4.43 gilt nur für RiBbreiten $w \leq$ grenz w gem. Gl. 4.45.

Durch Auswertung der Gl. (4.43) sollen im folgenden der Einfluß einzelner Faserparameter (Länge, Durchmesser, Elastizitätsmodul, Verbundfestigkeit) auf die Wirksamkeit einer Faserbewehrung studiert werden.

Bild 4.36 zeigt den Verlauf der mittleren Faserrissspannung σ_{fm} in Abhängigkeit von der RiBbreite w für Stahlfasern verschiedener Länge. Die Faserrissspannung steigt zunächst recht rasch an, um dann allmählich ihren maximalen Wert anzunehmen. Der maximale Wert der Faserrissspannung ergibt sich gerade dann, wenn die RiBöffnung so weit fortgeschritten ist, daß sämtliche Fasern aus dem Beton ausgezogen werden. An diesem Punkt verliert die Gl. (4.43) ihre Gültigkeit. Für Fasern großer Länge ($l \gg w$) bleibt dann die Faserrissspannung nahezu konstant; ein Spannungsabfall erfolgt in dem Maße, wie sich die Faserverbundlänge durch Ausziehen der Faser verringert. Aus der Darstellung in Bild 4.36 geht zudem deutlich hervor, daß mit zunehmender Faserlänge die Fa-

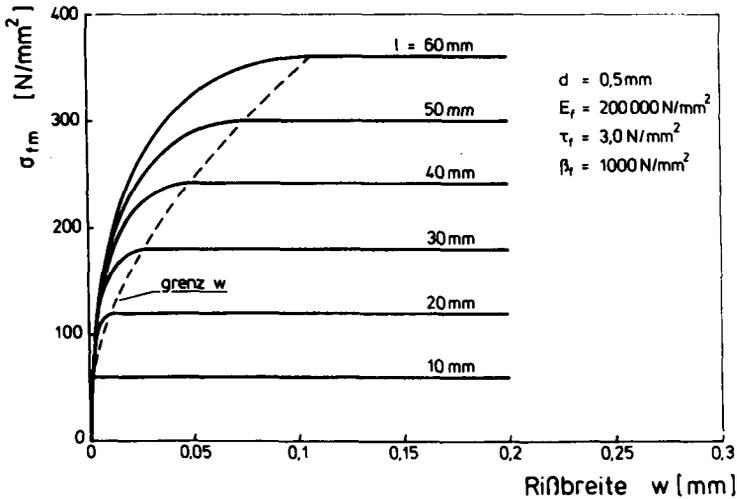


Bild 4.36: Verlauf der mittleren Faserrißspannung σ_{fm} in Abhängigkeit von der Rißbreite und der Faserlänge

serrißspannungen anwachsen, die Wirksamkeit der Faserbewehrung sich folglich erhöht. Setzt man in Gl. (4.42) x_e zu $l/2$, so erhält man für die maximale Faserrißspannung die folgende Beziehung:

$$\max \sigma_{fm} = \frac{\tau_f l}{d} \quad (4.44)$$

Bild 4.36 verdeutlicht aber auch, daß die Fasern nicht sofort bei Erreichen der Betonzugfestigkeit ($w = 0$) Kräfte in nennenswertem Umfang über den Riß übertragen können. Ihre volle Wirksamkeit erfährt die Faserbewehrung erst bei Erreichen der sogenannten Grenzrißbreite, die mit der maximalen Faserspannung in folgender Beziehung steht:

$$\text{grenz } w = \frac{\max \sigma_{fm} l}{E_f} \quad (4.45)$$

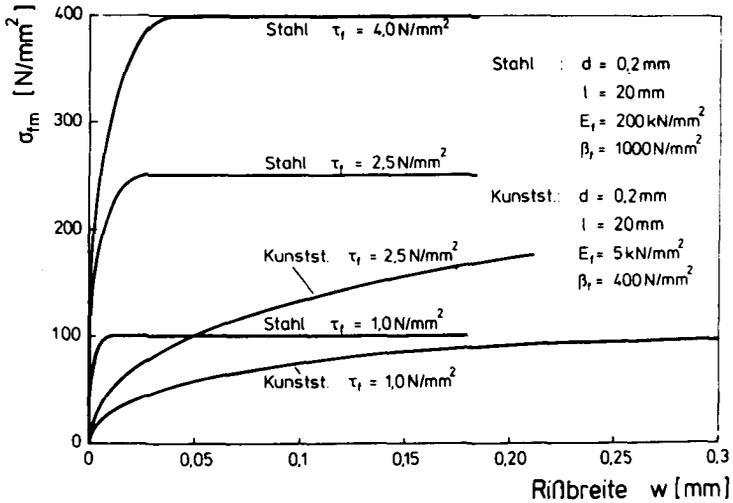


Bild 4.37: Verlauf der mittleren Faserrißspannung σ_{fm} in Abhängigkeit von der Rißbreite und der Verbundfestigkeit τ_f für Stahl- und Kunststofffasern

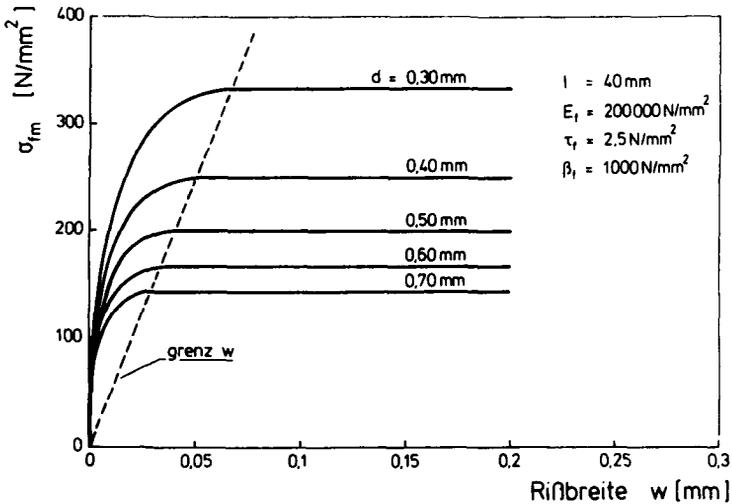


Bild 4.38: Verlauf der mittleren Faserrißspannung σ_{fm} in Abhängigkeit von der Rißbreite und dem Faserdurchmesser

Der Verlauf der Grenzrißbreite ist in Bild 4.36 gestrichelt eingezeichnet und kennzeichnet die Grenze des Gültigkeitsbereiches von Gl. (4.43). Man erkennt, daß gerade die wegen des guten Wirkungsgrades günstigen Fasern mit großer Länge, ihre volle Wirksamkeit erst bei Rißöffnungen von rd. 0,1 mm erreichen.

Bild 4.37 veranschaulicht den Einfluß des Elastizitätsmoduls einer Faser auf deren Effektivität als "Rißbremse" bei Verwendung in einem Stahlbetonbauteil. Zum Vergleich ist der σ_{fm} -w-Verlauf einer Kunststofffaser dem einer Stahlfaser gleicher Abmessung gegenübergestellt. Es ist klar zu erkennen, daß die Kunststofffaser ihre volle ausnutzbare Spannung $\max \sigma_{fm}$ erst bei Rißbreiten erreicht, die größer sind als die unter Beachtung des Korrosionsschutzes des Bewehrungsstahles zulässigen maximalen Rißbreiten. Weiterhin ist zu beachten, daß der der Berechnung zugrundegelegte Elastizitätsmodul des Kunststoffes nur für kurzzeitige Beanspruchung Gültigkeit besitzt, d. h., daß sich durch zusätzliche zeitabhängige Verformungen die Verhältnisse für die Kunststofffaser weiterhin verschlechtern.

Die Bedeutung der Größe der Verbundspannung τ_f auf die Faserrißspannung ist gleichfalls aus Bild 4.37 abzulesen. Eine Verbesserung der Verbundqualität der Faser führt verständlicherweise zu einer höheren Faserspannung und damit zu einer größeren Effektivität der Stahlfasern. Es hat deswegen auch nicht an Versuchen gemangelt, den Verbund zwischen Faser und Beton zu verbessern. In diesem Zusammenhang wurden z. B. Fasern entwickelt, die an den Enden Kröpfungen aufweisen, eine mehr oder weniger stark gewellte Form besitzen oder sogar ähnlich wie Betonstahl profiliert sind. Insgesamt kann man feststellen, daß verglichen mit geraden glatten Fasern nur die letztgenannten eine wesentliche Verbesserung in den Verbundeigenschaften erbrachten (vgl. Abschnitt 4.2.3.2 bzw. Anlage B).

In Bild 4.38 wird der Zusammenhang von Faserdurchmesser und Faserrißspannung in Abhängigkeit von der Rißbreite dargestellt. Man sieht, daß die erzielbare maximale Faserspannung σ_{fm} überproportional mit Verringerung des Faserdurchmessers anwächst. Gleichzeitig steigt die durch Gl. (4.45) definierte Grenzrißbreite an.

An dieser Stelle soll eine erste Überprüfung der analytisch hergeleiteten Beziehung zwischen Rißöffnung und Faserrißspannung erfolgen. Hierzu eignen sich die Versuche von Schorn /14/. Bild 4.39 zeigt das Last-Verformungsdiagramm eines Stahlfaserbetons im zentrischen Zugversuch. Bei den Versuchen wurden Kraftnebenschlußstangen (vgl. Abschnitt 4.2.2.2 bzw. Bild 4.8j) eingesetzt. Der Fasergehalt betrug 1,8 Vol.-%, die geraden Fasern hatten eine Länge von 25 mm und einen Durchmesser von 0,38 mm.

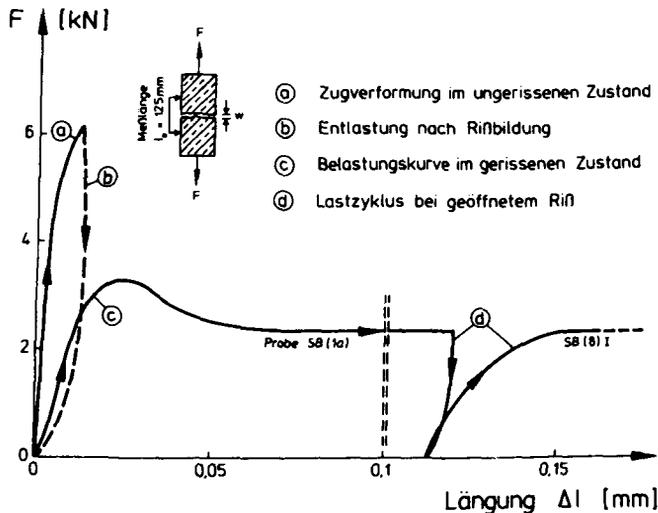


Bild 4.39: Charakteristische Last-Verformungsbeziehung beim zentrischen Zugversuch, aus Schorn /14/

Der mit © gekennzeichnete Kurvenabschnitt stellt die Wiederbelastungskurve einer zuvor bis zur Riblast beanspruchten und dann sofort entlasteten Zugprobe dar. Grundsätzlich ist eine gute Übereinstimmung des gemessenen Kurvenverlaufs mit den in den Bildern 4.36 bis 4.38 auf theoretischem Wege hergeleiteten Faserrißspannungs-RiBöffnungsbeziehungen zu beobachten. Schorn berichtet auch davon, daß alle Wiederbelastungskurven ein charakteristisches Maximum aufwiesen. Wahrscheinlich resultiert dieses aus noch vorhandenen Tragreserven der gerissenen Betonmatrix. Beispielsweise konnten Eligehausen /4/, Hillerborg /57/ und Reinhardt /24/ experimentell nachweisen, daß eine durch einen MakroriB durchtrennte Betonmatrix Zugkräfte - vermutlich durch Hinterzahnung der Zuschlagkörner - übertragen kann. Für Ribbreiten $w > 0,05$ mm verliert der Traganteil der Betonmatrix zunehmend an Bedeutung.

Die voranstehende theoretische Untersuchung des Einflusses von Fasergeometrie, Fasermaterial und Verbundfestigkeit auf die Kraftübertragung durch kurze Fasern über einen MakroriB im Beton wurden an einem vereinfachten Faser-RiB-Modell angestellt, so daß einige in Wirklichkeit zusätzlich auftretende Einflußparameter unberücksichtigt bleiben. Diese sollen im folgenden kurz angesprochen und in ihrer Wirkung abgeschätzt werden.

- Das in Bild 4.35 dargestellte Faser-RiB-Modell geht davon aus, daß die einzelnen Fasern normal auf die RiBfläche treffen. In Realität ist aber von einer flächigen (2-D) oder einer räumlichen (3-D) Ausrichtung der Fasern auszugehen. Die Folge ist, daß der überwiegende Anteil der Fasern an der RiBfläche in Krafrichtung umgelenkt wird (s. Bild 4.40).

In Abhängigkeit vom Fasermaterial (Stahl, Kunststoff, Glas) und von der Fasergeometrie, insbesondere dem Faserdurchmesser, ergeben sich unterschiedliche Verformungswiderstände. Matrixabplatzungen können die Folge von Span-

nungskonzentrationen am Umlenkpunkt sein, aber auch Faserbrüche infolge geringen Verformungsvermögens (z. B. bei Glasfasern). Für Stahlfasern üblicher Dicke ($d \leq 0,5 \text{ mm}$) geben die Ausziehversuche von Naaman /37/ und Maage /38/ Auskunft über den Einfluß der Faserumlenkung auf die Faserausziehkraft. Hiernach wurde keine Abhängigkeit des Faserausziehverhaltens vom Faser-Last-Winkel festgestellt (s. Bild 4.34). Bei Verwendung deutlich dickerer Stahlfasern hingegen ist mit einem zusätzlichen Traganteil aus Dübelwirkung zu rechnen, allerdings werden wegen der geringeren spezifischen Oberfläche dieser Fasern erheblich geringere Verbundkräfte geweckt.

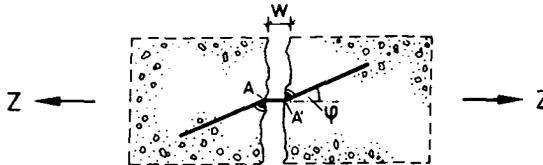


Bild 4.40: Umlenkung der Faser in Kraftrichtung am Rib

- Werden Fasern verwendet, deren Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung wesentlich von dem unter Punkt 3 der Annahmen vorausgesetzten starr-plastischen Verhalten abweicht - dies ist i. a. nur bei profilierten Fasern zu erwarten -, so läßt sich analytisch keine vergleichbar einfache Beziehung wie Gl. (4.43) zwischen Ribbreite und Faserribspannung ableiten. Vielmehr ist eine wesentlich stärkere Abhängigkeit der Faserspannung auch bei großen Riböffnungen ($w > 0,1 \text{ mm}$) zu erwarten. Bei vergleichbaren Faserabmessungen dürfte sich dies in einem steileren Anstieg und in einem größeren Maximalwert der Faserribspannung ausdrücken. In diesem Zusammenhang darf allerdings nicht vergessen werden, daß profilierte Fasern herstellungsbedingt größere Durchmesser aufweisen, wodurch ihre Vorzüge teilweise wieder aufgehoben werden (vgl. Bild 4.38).

- In bestimmten Fällen, bei denen die Verformungsenergie des Betons interessiert, z. B. bei stoßartiger Belastung, ist eine Berücksichtigung der Faserwirkung auch bei großen Rißöffnungen ($w \rightarrow 1$) erforderlich. Mit Zunahme der Rißbreite werden die Fasern aus dem Beton ausgezogen, wodurch sich die mittlere Einbettungslänge und damit auch die Faserrißspannung verringert. Shah et al. /3/ haben diesen Effekt in einem zentrischen Zugversuch mit Kraftneben-schlußstangen nachweisen können. Bild 4.41 zeigt die Spannungs-Dehnungslinie des Versuchs, aus der ein recht gleichförmiger Spannungsabfall zu ersehen ist. Gleichzeitig kann man aus der Darstellung ablesen, daß die Faserrißspannung im Bereich der Rißbreiten von 0,1 mm bis 0,4 mm nur unerheblich abfällt. Damit erscheint eine vereinfachende Annahme eines horizontalen Plateaus für die Faserrißspannung für $0,1 \text{ mm} < w < 0,4 \text{ mm}$ gerechtfertigt.

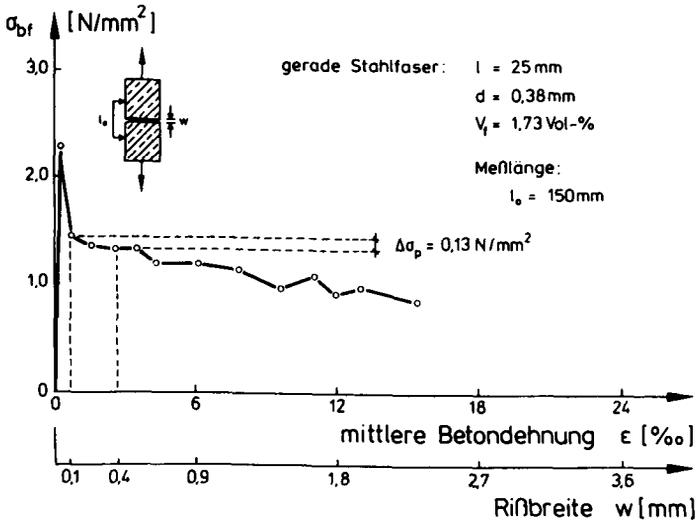


Bild 4.41: Zugspannung-Dehnungslinie eines Stahlfaserbetons nach Shah et al. /33/

Die Ergebnisse der voranstehenden Untersuchung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Die Effektivität einer Faser, ausgedrückt durch die durch Riböffnung induzierte Faserrißspannung, ist umso größer, je größer die Faserlänge l bzw. je kleiner der Faserdurchmesser d ist. Der häufig angegebene Verhältniswert l/d ist somit eine geeignete Größe zur Beurteilung der Wirksamkeit einer Faser.
2. Sollen Fasern als "Ribbremse" im Stahlbetonbau Verwendung finden, so ist anzustreben, daß sie bereits bei kleinen Ribbreiten eine möglichst hohe Faserrißspannung erreichen. Es hat sich gezeigt, daß Kunststofffasern wegen ihrer geringen Steifigkeit hierfür ungeeignet sind. Für diesen Zweck eignen sich Stahlfasern mit Abmessungen von $l = 20 - 50 \text{ mm}$ und $d = 0,2 - 0,5 \text{ mm}$ besser.

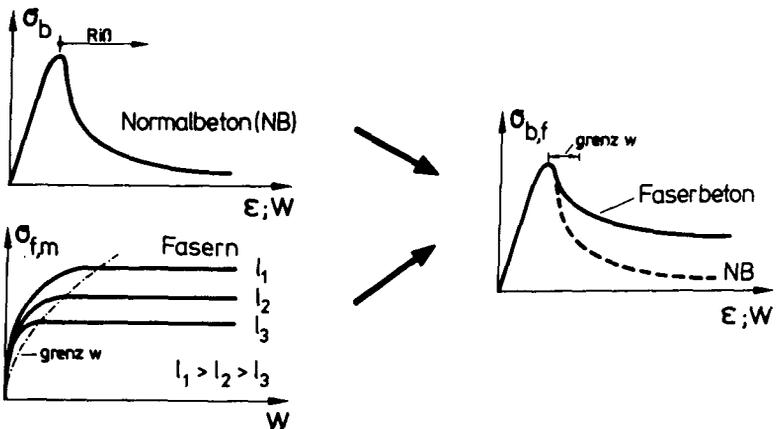


Bild 4.42: Verhalten von Faserbeton im Zugversuch vor und nach Ribbildung, Überlagerung der einzelnen Traganteile.

3. Die theoretischen Überlegungen bestätigen das in zentrischen Zugversuchen beobachtete Phänomen, daß auch bei Verwendung von Stahlfasern unmittelbar nach Erreichen der Betonzugfestigkeit keine kontrollierte Rißöffnung erzeugt werden kann. Der Grund dafür ist, daß die Fasern erst mit fortschreitender Öffnung der Trennrisse die aus dem Beton freigesetzten Kräfte aufnehmen. Dieser Vorgang ist mit Erreichen der Grenzrißbreite abgeschlossen. Die Beschreibung des post-kritischen Verhaltens des Faserbetons (FB) kann, wie in der Prinzipskizze in Bild 4.42 dargestellt, durch einfaches Überlagern des abfallenden Astes der σ_b - ϵ -Linie des Betons mit den in den Bildern 4.36 bis 4.38 dargestellten σ_f - w -Diagrammen erfolgen. Neuere experimentelle Untersuchungen von Körmeling /16/, bei denen die Meßdaten in sehr kurzer Folge erfaßt worden sind, bestätigen diesen theoretischen Ansatz (s. Bild 4.43).

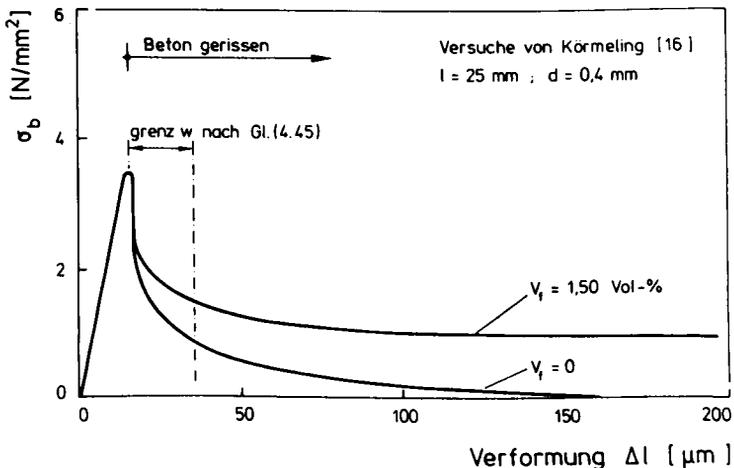


Bild 4.43: Gemessene Spannungs-Verformungslinien von Normal- und Faserbeton

4.2.3.4 Berechnung der post-kritischen Betonzugspannung σ_p von Stahlfaserbeton

Im Abschnitt 4.2.3.3 wurde die in einem Makroriß vorherrschende Faserspannung in Abhängigkeit von geometrischen und stofflichen Parametern mit Hilfe eines Faser-Riß-Modells hergeleitet. Dieses Modell unterstellt eine Faserbewehrung, die aus kurzen in Beanspruchungsrichtung liegenden Fasern besteht. In der Regel werden jedoch Faserbetone verwendet, bei denen die Fasern flächig (2-D) oder räumlich (3-D) ausgerichtet sind.

Durch eine zufällige zweidimensionale oder dreidimensionale Orientierung der Fasern treten den Riß betrachtend gegenüber dem o. g. Modell zwei zusätzliche Effekte auf. Zum einen wird ein Großteil der Fasern am Rißufer in Belastungsrichtung umgelenkt (vgl. Bild 4.40), zum anderen verringert sich die Anzahl der den Riß kreuzenden Fasern. Nun haben Ausziehversuche an Stahlfasern gezeigt, daß Änderungen des Faser-Lastwinkels keine wesentlichen Unterschiede in der Verbundtragfähigkeit der Fasern bewirken (vgl. Abschnitt 4.2.3.2 sowie Bild 4.34). Eine Modifikation des Faser-Riß-Modells bezüglich des erstgenannten Effekt erscheint deswegen nicht erforderlich.

Bei der Berechnung der Anzahl von Fasern die eine beliebig gelegene Rißebeine kreuzen, wird auf eine Herleitung von Aveston und Kelly /26/ Bezug genommen. Hiernach berechnet sich die Anzahl der Fasern je Einheitsfläche des Risses bei eindimensionaler Faserorientierung zu:

$$N_f^{1-D} = \frac{V_f 4}{\pi d^2} \quad (4.46)$$

Das bezogene Faservolumen V_f ist in diesem Fall gleichzusetzen mit dem Verhältnis A_f/A_b . Sind die Fasern zufällig in einer Ebene orientiert, so berechnen Aveston und Kelly die

Faseranzahl im RiB unter der Annahme gleicher Häufigkeit aller auftretenden Richtungswinkel φ mit der Gleichung

$$N_f^{2-D} = \int_0^{\pi/2} 2 N_f^{1-D} \frac{\sin \varphi}{\pi/2} d\varphi = \frac{2}{\pi} N_f^{1-D} \quad (4.47)$$

Für den bei Stahlfaserbeton üblichen Fall der zufälligen Ausrichtung der Fasern im Raum (3-D) leiten sie auf gleichem Wege die folgende Beziehung ab:

$$N_f^{3-D} = \int_0^{\pi/2} 2 N_f^{1-D} \cos \varphi \sin \varphi d\varphi = \frac{1}{2} N_f^{1-D} \quad (4.48)$$

Mit den Gln. (4.46) bis (4.48) sowie der Gl. (4.44) können nun alle Größen bestimmt werden, die für eine Berechnung der maximalen post-kritischen Betonzugspannung des Faserbetons erforderlich sind.

$$\max \sigma_p = \max \sigma_{f,m} N_f \frac{\pi d^2}{4} \quad (4.49)$$

Für die drei möglichen Fälle der Faserorientierung können die maximalen Faserbetonzugspannungen bei gerissenem Querschnitt mit den folgenden Formeln berechnet werden:

$$1-D: \max \sigma_p = \frac{V_f \tau_f l}{d} \quad (4.50)$$

$$2-D: \max \sigma_p = \frac{2}{\pi} \frac{V_f \tau_f l}{d} \quad (4.51)$$

$$3-D: \max \sigma_p = \frac{V_f \tau_f l}{2d} \quad (4.52)$$

Setzt man in den Gln. (4.50) bis (4.52) für $\max \sigma_p$ die Faserbetonzugfestigkeit $\beta_{bz,f}$ ein, so erhält man die Bestimmungsgleichung für den kritischen Fasergehalt $\text{krit } V_f$. Für $V_f > \text{krit } V_f$ ergibt sich für den Faserbeton im gerissenen Zustand eine höhere Tragfähigkeit als im ungerissenen Zustand. Bei 3-D-Faserorientierung beispielsweise lautet die Bestimmungsgleichung:

$$\text{krit } V_f = \frac{2\beta_{bz,f}}{\tau_f} \cdot \frac{d}{l} \quad (4.53)$$

Die post-kritische Faser-Betonzugspannung vermindert sich in dem Maße, wie die Fasern aus dem Beton ausgezogen werden und sich somit deren Verbundlänge verringert. In Bild 4.44 ist dieser Vorgang schematisch dargestellt.

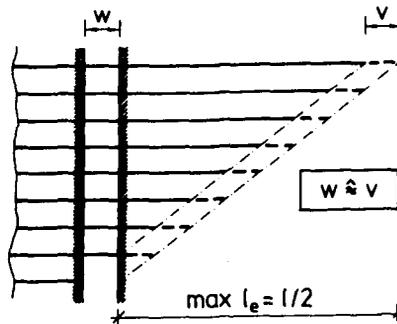


Bild 4.44: Faserauszug bei großer Rißöffnung

Mit der vereinfachenden Annahme, daß der Schlupf v der Faser der Breite w des Risses entspricht - die in Kauf genommene Ungenauigkeit beträgt maximal die mit Gl. (4.45) definierte Grenzrißbreite und ist demnach nur sehr gering -, läßt sich der theoretische Verlauf des "abfallenden" Astes der Spannungs-Verformungslinie von Stahlfaserbeton wie folgt anschreiben:

$$\sigma_p(w) = \max \sigma_p - \frac{N_f \tau_f d}{4 \max l_e} \frac{1}{o} \int_0^w (\max l_e - w) dw \quad (4.54)$$

Durch Lösen des Integrals sowie Einsetzen von $\max l_e = l/2$ erhält man nach einigem Umformen und Anwendung von Gl. (4.44) die folgende Beziehung:

$$\sigma_p(w) = \max \sigma_p \left[1 - \frac{2w}{l} \right]^2 \quad (4.55)$$

Bild 4.45 zeigt den rechnerischen Verlauf der σ_p -w-Linie nach Gl. (4.55) für einen Beton, der mit 25 mm langen Stahlfasern verstärkt wurde. Zur Überprüfung des theoretischen Kurvenverlaufs sind Versuchsergebnisse von Körmeling /16/ miteingezeichnet worden. Dabei wurde die post-kritische Betonzugspannung bei $\Delta l = 0,2$ mm als $\max \sigma_p$ gewählt, weil dann der Traganteil der Matrix aus Hinterzahnung der Zuschlagkörner gerade zu Null wird und hier ja nur σ_p aus Faserwirkung verglichen werden soll (vgl. auch Bild 4.43).

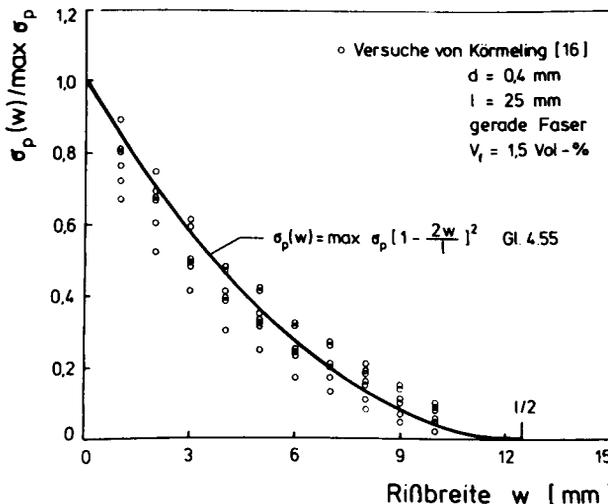


Bild 4.45: Verringerung der post-kritischen Betonzugspannung mit Zunahme der Rißbreite

Man erkennt, daß mit Gl. (4.55) eine sehr gute Approximation an den im Versuch gemessenen "abfallenden" Ast der Spannungs-Verformungslinie eines Stahlfaserbetons gelingt. Hieraus kann man weiterhin schließen, daß die vorangehend entwickelten Modellvorstellungen zur Beschreibung der Faser-verbundmechanismen im Stahlfaserbeton geeignet sind.

4.3 Biegezugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit

Die überwiegende Zahl der Faserbetonbauteile unterliegt einer Biegebeanspruchung. Dies mag der Grund dafür sein, daß die Biegezugfestigkeit die bei weitem am häufigsten untersuchte Eigenschaft stahlfaserverstärkter Betone und Mörtel ist. Während die zentrische Zugfestigkeit von Beton nur marginal durch die Zugabe von Stahlfasern gesteigert werden kann, liegen die gemessenen Biegezugfestigkeiten von Faserbetonen deutlich über denen der Ausgangsbetone. Dieser Sachverhalt läßt sich sehr gut aus den in Bild 4.46 dargestellten Versuchsergebnissen von Edgington et al. /19/ ablesen, die als repräsentativ für alle übrigen gemessenen Biegezugfestigkeitswerte anzusehen sind. Eine umfassende Auswertung von Biegezugversuchen ist in /58/ zu finden.

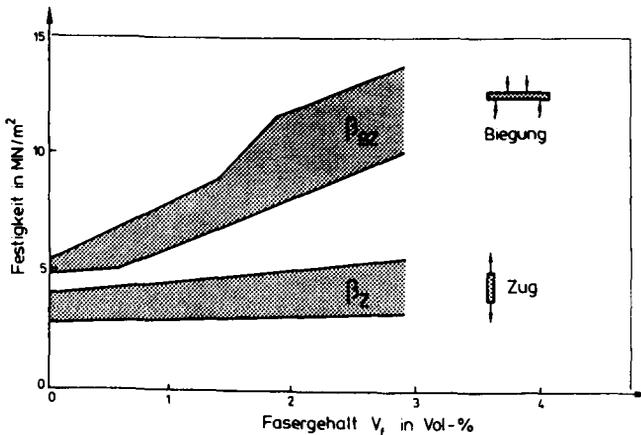
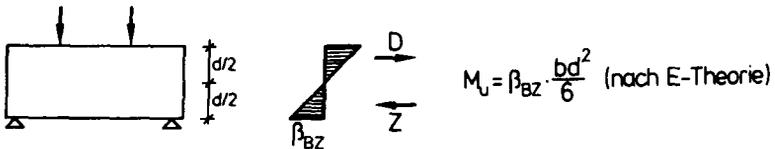


Bild 4.46: Bereiche gemessener Zug- und Biegezugfestigkeiten von Faserbeton, aus /19/

Die Berechnung der Biegezugfestigkeit von Beton erfolgt üblicherweise unter der Annahme eines spröde-elastischen Stoffgesetzes mit Hilfe der Elastizitätstheorie (siehe Bild 4.47a). Die zum Bruchmoment gehörige rechnerische Be-

tonrandspannung wird als Biegezugfestigkeit β_{BZ} definiert. Die bei Normalbeton bereits nur näherungsweise gültige Annahme einer symmetrischen Spannungsverteilung im Bruchzustand (vgl. Jahn/König /3/, Iványi /23/, u. a.) trifft für Faserbeton nicht mehr zu. Die Versuche zeigen nämlich, daß Faserbetonbiegebalken mit üblichen Fasergehalten zwischen einem und drei Volumenprozenten erst im gerissenen Zustand (durchgehender Makroriß) ihre Grenztraglast erreichen. Die in den Versuchen beobachteten Rißbreiten waren häufig sehr klein, so daß die Rißbildung - insbesondere bei niedrigen Fasergehalten und geringer Balkenhöhe - nicht immer bemerkt worden ist, was wiederum nicht selten zu einer Fehlinterpretation des Versagensmechanismus führte. Edgington et al. /19/ konnten durch Ultraschallmessungen nachweisen, daß die Rißentstehung im Faserbetonbalken etwa mit dem Erreichen der Bruchlast der unverstärkten Balken zusammenfällt.

a) Normalbeton



b) Faserbeton



Bild 4.47: Bruchspannungsverteilung am Biegebalken aus Normal- bzw. Faserbeton

Im Ribquerschnitt wandert die Nulllinie zum Druckrand hin, so daß sich eine wie im Bild 4.47 dargestellte Spannungsverteilung einstellt. Die wirkliche Spannungsverteilung kann i. a. mit genügender Genauigkeit durch den Ansatz eines Spannungsblocks in der Zugzone und einer dreieckförmigen Druckspannungsverteilung approximiert werden. Die im Rib anzusetzende Betonzugspannung σ_p kann entsprechend Abschnitt 4.2.3.4 ermittelt werden. Ausgehend von der vereinfachten Spannungsverteilung (s. Bild 4.47b) lassen sich über Gleichgewichtsbedingungen die folgenden Beziehungen ableiten:

$$\text{Aus } \Sigma H = 0 = D + Z = \frac{1}{2} \sigma_{br} x b + \sigma_p (d - x) b$$

folgt mit $x = k_x \cdot d$

$$k_x = \frac{\sigma_p}{\sigma_p - \sigma_{br}/2} \quad (4.56)$$

Das Bruchmoment ergibt sich zu

$$M_{u,f} = \frac{1}{2} \sigma_{br} b d^2 k_x \left(\frac{1}{2} - \frac{k_x}{6} \right) \quad (4.57)$$

und mit k_x aus Gl. (4.56) zu

$$M_{u,f} = \frac{\sigma_{br} \sigma_p (\sigma_p - \sigma_{br}/2) + 2 \sigma_{br} \sigma_p^2}{24 (\sigma_p - \sigma_{br}/2)} b d^2 \quad (4.58)$$

Durch Einsetzen von σ_p aus Gl. (4.49) sowie unter Vorgabe einer maximalen Betonrandspannung σ_{br} kann anhand der Gl. (4.58) das Bruchmoment eines Faserbetonbiegebalkens rechnerisch ermittelt werden. Berechnet man nun unter Mißachtung der tatsächlichen Spannungsverteilung aus dem Moment $M_{u,f}$ mit Hilfe der E-Theorie einen Biegezugfestigkeitswert $\beta_{BZ,f}$ - wie für die Versuchswerte in Bild 4.46 geschehen -, so wird keine wirkliche, sondern nur eine "scheinbare" Materialfestigkeit bestimmt.

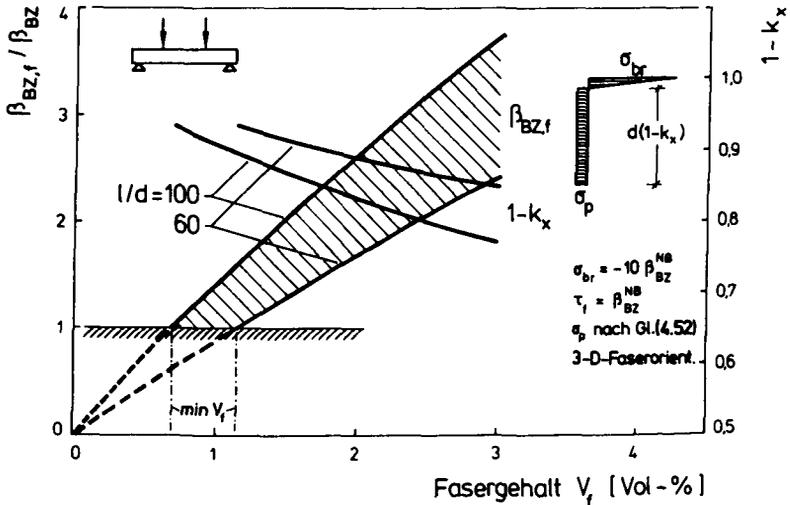


Bild 4.48: Rechnerische "scheinbare" Biegezugfestigkeit von Faserbeton sowie Höhe der Biegezugzone in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Bild 4.48 zeigt das Ergebnis einer Auswertung der Gln. (4.56) und (4.58). Man erkennt, daß mit Zunahme des Fasergehaltes die rechnerische Biegezugfestigkeit $\beta_{BZ,f}$ ansteigt, gleichzeitig verringert sich die Höhe der Biegezugzone. Sofern ein minimaler Fasergehalt $\min V_f$ überschritten wird, ist die Festigkeitssteigerung umso größer, je größer das Verhältnis l/d der Fasern ist. Im übrigen sei auf die bemerkenswert gute Übereinstimmung der rechnerischen "scheinbaren" Biegezugfestigkeiten $\beta_{BZ,f}$ mit den Versuchsergebnissen in Bild 4.46 hingewiesen.

Der theoretische minimale Fasergehalt, der für eine Verstärkung des Betons im Biegeversuch erforderlich ist, ist in Bild 4.49 in Abhängigkeit vom Verhältnis l/d und der Faserorientierung dargestellt. Wie man sieht, ist für eine Verstärkung des Betons unter Biegebeanspruchung ein deutlich niedrigerer Fasergehalt erforderlich als bei reinem Zug - $\min V_f = 0,35$ bis $0,4$ krit V_f , mit krit V_f nach Gl. (4.53).

Die in den Versuchen gemessene Steigerung der Biegezugfestigkeit auch bei Fasergehalten kleiner $\min V_f$, kann durch obige Formeln nicht nachvollzogen werden, weil diese auf Gleichgewichtsbetrachtungen am Biegebalken mit einem durchgehenden Makroriß basieren. Bei einer Erklärung dieses Phänomens sind für den Biegeversuch Überlegungen bezüglich Mikrorißbildung bei Anwesenheit eines Dehnungsgradienten - analog zu denen im Abschnitt 4.2.2.3 für den zentrischen Zug - anzustellen.

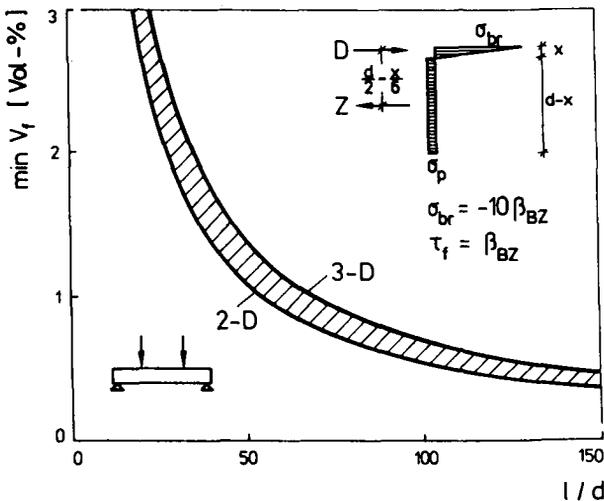


Bild 4.49: Theoretischer minimaler Fasergehalt für eine Steigerung der Biegezugfestigkeit

Im Spaltzugversuch wie auch im Biegezugversuch werden keine "wahre" Materialfestigkeit, sondern vielmehr von den Probekörperabmessungen und vom Material abhängige technologische Festigkeitskennwerte bestimmt. Kennzeichnend für beide Versuchsarten ist der im Probekörper durch die Lasteintragung bedingte Dehnungsgradient. Beim Spaltzugversuch kann allerdings von einer über große Bereiche gleichförmigen Zugspannungsverteilung ausgegangen werden, was dazu führt,

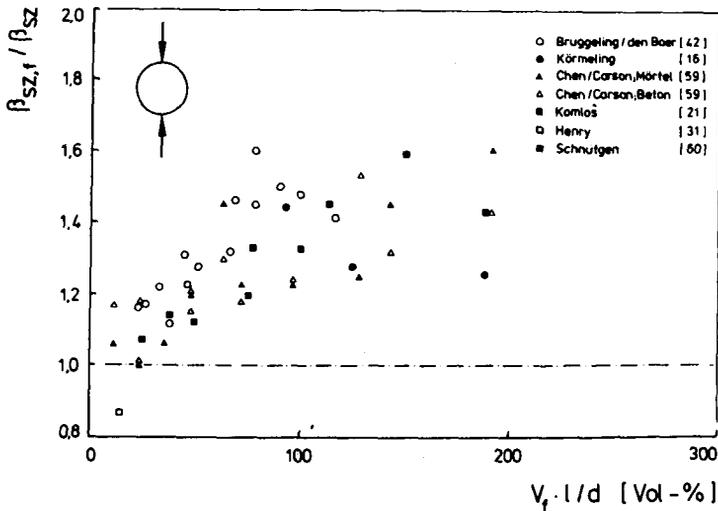


Bild 4.50: Steigerung der Spaltzugfestigkeit mit dem Fasergehalt

daß bei Normalbeton und insbesondere bei Mörtel die gemessenen Spaltzugfestigkeiten sehr dicht bei den zugehörigen zentrischen Zugfestigkeitswerten liegen ($\beta_{SZ} = 1,1 \beta_{BZ}$).

Stahlfaserbeton ist bekanntermaßen ein wesentlich duktilerer Werkstoff als Normalbeton, wodurch in der Bruchphase in sehr viel stärkerem Maße Spannungsumlagerungen ablaufen, die sich in einer höheren Tragfähigkeit des Probekörpers äußern (vgl. Hillerborg /17/). Dieser Sachverhalt spiegelt sich deutlich in den Versuchsergebnissen von Spaltzugversuchen wider (s. Bild 4.50). Der Anstieg der Spaltzugfestigkeit mit Zunahme des Verhältniswertes $V_f \cdot l/d$ ist rd. doppelt so groß wie der Anstieg der zentrischen Zugfestigkeit (vgl. Bild 4.16).

Zusammenfassend bedeutet dies, daß beide indirekten Methoden zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit, Biegezug- und Spaltzugversuch, gerade bei Faserbetonen zu wenig aussa-

gekräftigen Ergebnissen führen, weil bezüglich der Spannungsverteilung über den Querschnitt i. a. Unklarheit herrscht.

4.4 Druckfestigkeit, Druckdehnverhalten

Ergebnis einer von der FMPA-Stuttgart durchgeführten Literaturstudie /58/ ist, daß ein signifikanter Einfluß des Fasergehaltes auf die Betondruckfestigkeit β_D nicht existiert. Nicht selten verursacht eine Faserzugabe sogar eine Festigkeitsminderung, was wohl i. w. auf die schwierigere Verarbeitbarkeit (s. Abschnitt 3.3) und der damit u. U. größeren Porosität des Faserbetons zurückzuführen ist. Unterschiede zwischen Normalbeton und stahlfaserverstärktem Beton ergeben sich bei Druckbeanspruchung erst im "post-kritischen" Bereich.

Eigene Untersuchungen /61/ haben ergeben, daß der Bruchvorgang bei Faserbeton mit wachsendem Fasergehalt zunehmend duktiler verläuft, was in einem langsameren Abfall der σ - ϵ -Linie jenseits der Bruchlast bzw. in einer größeren Verformungsenergie zum Ausdruck kommt. Bild 4.51 zeigt typische Spannungs-Dehnungslinien von Faserbetonen, sowie die zugehörigen Kurvenverläufe für die normierte Deformationsenergie W , welche nach Gl. (4.59) berechnet worden ist.

$$W = \frac{1}{A_b \beta_D} \int_0^{\epsilon_b} P(\epsilon_b) d\epsilon_b \quad (4.59)$$

Bibl.d.TU.

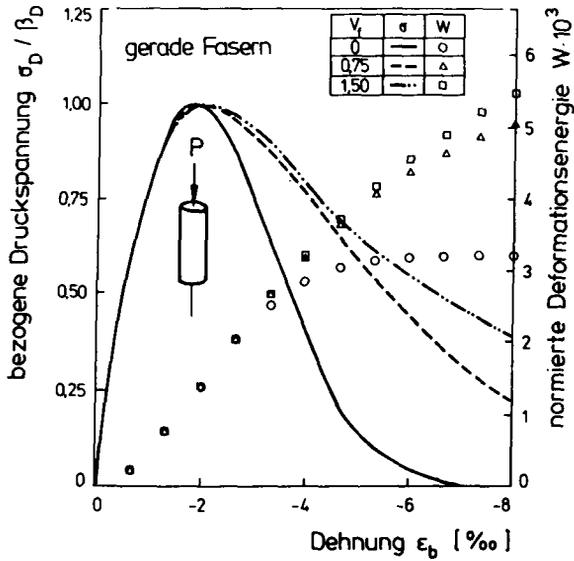


Bild 4.51: Betondruckspannung und Deformationsenergie in Abhängigkeit vom Dehnungszustand für verschiedene Fasergehalte

5 Verbundverhalten von geripptem Betonstahl in Stahlfaserbeton

5.1 Allgemeines

Für die rechnerische Erfassung von Verformungszuständen gerissener faserverstärkter Stahlbetonkonstruktionen müssen sowohl die Größe der durch die Stahlfasern über den Riß hinweg übertragenen Kräfte als auch das Verbundverhalten des Bewehrungsstahls im Faserbeton bekannt sein. Bild 5.1 zeigt die prinzipiell möglichen Mechanismen der Verstärkung eines gerissenen Stahlbetonbauteils durch Stahlfasern.

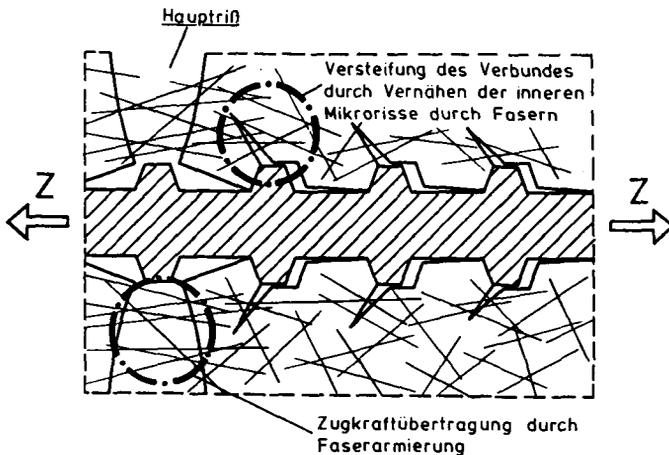


Bild 5.1: Stahlfasern im gerissenen Stahlbetonquerschnitt

Die Größe der von den Fasern übertragbaren Kräfte wird i. w. durch das Verbundverhalten der einzelnen Stahlfasern in der Betonmatrix bestimmt. Anhand der in Abschnitt 4.2.3 beschriebenen Modelle ist eine ausreichend genaue Abschätzung der Wirkung der Fasern bei Berücksichtigung unterschiedlicher stofflicher und geometrischer Parameter mög-

lich. Über das Verbundverhalten von geripptem Bewehrungsstahl im Stahlfaserbeton hingegen lagen bisher keine gesicherten Erkenntnisse vor.

Ziel der nachfolgend beschriebenen Untersuchungen war es daher, eine Klärung der Verbundeigenschaften von Betonstahl im Stahlfaserbeton herbeizuführen. Hierbei wurde auch der Frage nachgegangen, inwieweit eine Stahlfaserarmierung die bei geringer Betondeckung auftretenden und als besonders schädlich erachteten Verbundrisse (Längsrisse) (vgl. Leonhardt /62/) verhindern kann.

5.2 Bisherige Arbeiten

Dem Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Stahlfaserbeton wurde bislang nur sehr geringe Beachtung geschenkt. So sind dem Verfasser nur zwei Arbeiten bekannt, in denen von Verbundversuchen berichtet wird. Deren wesentliche Ergebnisse sollen im folgenden einander gegenübergestellt und kurz erörtert werden.

Swamy/Al-Noori /63/ haben anhand von Ausziehversuchen (pull-out tests) das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von geripptem Betonstahl ($d_s = 10 - 25$ mm) in Normal- und Faserbeton (gerade Faser: $l/d = 0,4/25$ mm, $V_f = 2$ Vol.-%; profilierte Faser: $l/d = 0,5/50$ mm, $V_f = 1$ Vol.-%) studiert. Die Bewehrungsstäbe wurden sowohl liegend als auch stehend im würfelförmigen Ausziehkörper (Kantenlänge 150 mm) einbetoniert; die Verbundlänge l_v betrug immer 150 mm.

Den in /63/ dargestellten Verbundspannungs-Verschiebungslinien ist zu entnehmen, daß bei den Faserbetonen über den gesamten Beanspruchungsbereich deutlich höhere Verbundspannungen gemessen wurden. Die Steigerung betrug bei beiden Fasertypen trotz unterschiedlicher Fasergehalte (s. o.) einheitlich i. M. rd. 40 %, woraus eine größere Effektivität der profilierten Faser abzuleiten wäre. Das verbesserte

Verbundverhalten im Faserbeton wurde damit begründet, daß das im Versuch beobachtete Rißwachstum - über die Art und Größe der Risse wurden keine näheren Angaben gemacht - bzw. eine vermutete Mikrorißbildung (s. Bild 5.1) "kontrolliert" wurde.

Spencer et al. /64/ haben Versuche durchgeführt, bei denen ein in horizontaler Lage einbetonierter Bewehrungsstahl ($d_s = 25 \text{ mm}$) einer kombinierten Zug-Druckbelastung mit wechselnder Beanspruchungsrichtung unterworfen wurde. Vom Prinzip her entspricht der Versuchsaufbau dem eines Auszieh- bzw. Ausdrückversuches, bei dem über die gesamte Einbettungslänge von $l_v = 20 d_s$ die Stahldehnungen mittels in eingefrästen Nuten befindlicher Dehnungsmeßstreifen gemessen wurde. Aus den Differenzen der Stahldehnungen entlang der Einbettungslänge wurden die örtlichen Verbundspannungen errechnet.

Die in allen Laststufen nahezu identisch verlaufenden Stahldehnungslinien der im Normal- bzw. Faserbeton ($\max V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$) eingebundenen Bewehrungsstäbe deuten auf eine nicht meßbare Beeinflussung der Verbundcharakteristik durch die Fasern hin. Auch die aus den Dehnungswerten errechneten örtlichen Verbundspannungen $\tau_v(x)$ lassen keine Unterschiede erkennen. Zudem weisen die $\tau_v(x)$ -Linien erhebliche - durch die Art des Meßverfahrens bedingte - Schwankungen auf, was eine Ableitung von Rechenwerten unmöglich macht.

Man erkennt, daß sich die voranstehend beschriebenen Verbunduntersuchungen in ihren wesentlichen Aussagen widersprechen. Die Unklarheiten bezüglich der Beeinflussung des Verbundes zwischen Beton und geripptem Bewehrungsstahl durch eine Faserarmierung machte eine eigene experimentelle Absicherung eines Verbundgesetzes für Faserbeton erforderlich.

5.3 Eigene Versuche

5.3.1 Versuchsprogramm, Versuchsdurchführung

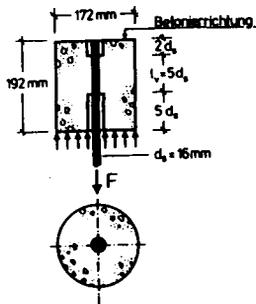
Im Rahmen der Untersuchungen wurden Ausziehversuche (pull-out tests) mit kurzer Verbundlänge durchgeführt. Studiert wurde neben dem Einfluß von Fasergehalt und Fasertyp auf das Verbundverhalten auch die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Größe der Betondeckung. Insbesondere interessierte, ob durch eine Faserverstärkung die Verbundrißbildung (hier: Risse längs der Stabachse) verhindert bzw. verzögert werden kann. Die Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Versuchsparameter.

Tabelle 5.1: Versuchsparameter

Fasertyp	gerade Faser, Hakenfaser
Fasergehalt	$V_f = 0; 0,75; 1,50; 2,25$ Vol.-%
Stablage	zentrisch; Randlage; Ecklage
Betondeckung	$1 d_s; 2 d_s; 5 d_s$ ($d_s = 16$ mm)

Es wurden zylindrische und würfelförmige Ausziehkörper verwendet, deren Form und Abmessungen in Anlehnung an die RILEM/CEB/FIP-Empfehlungen /65/ festgelegt wurden (siehe Bild 5.2). Die Betonierrichtung entsprach der Ziehrichtung im Versuch. Die Prüfkörper wurden in 4 Serien von jeweils 20 bzw. 28 Proben hergestellt; innerhalb einer Serie wurde der Fasergehalt, zwischen den Serien der Fasertyp bzw. das Betondeckungsmaß, variiert. Die Verdichtung erfolgte mit Innenrüttlern. Nach dem Betonieren wurden die Ausziehkörper sieben Tage feucht gehalten, anschließend ausgeschalt und bis zum Versuchsbeginn rd. 21 Tage bei 20 °C/65 % r. F. gelagert.

a) Zylindrischer Ausziehkörper
für zentrische Ausziehversuche



b) Würfelförmiger Ausziehkörper
für exzentrische Ausziehversuche

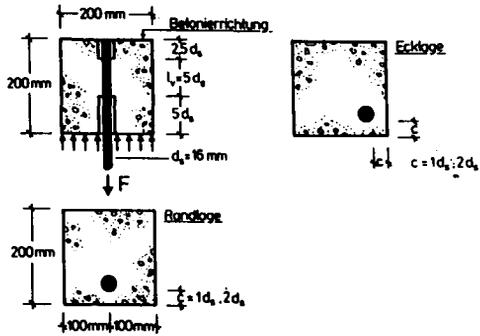


Bild 5.2: Versuchskörper

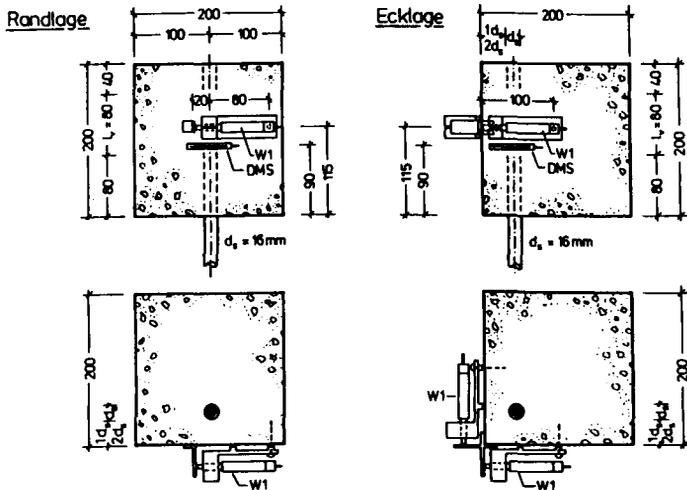


Bild 5.3: Lage der Dehnungsmeßstreifen und der Wegaufnehmer

Die Versuche wurden vier Wochen nach dem Betonieren in einer TREBEL-Zugprüfmaschine durchgeführt. Zur Aufnahme der Ausziehkörper wurde eine stählerne Auflageplatte vom oberen Querhaupt des Prüfrahmens an vier Gewindestangen (\varnothing 20 mm) abgehängt. Die Stahlplatte besaß eine zentrische Bohrung zur Durchführung der Betonstähle, die dann mittels Klemmbakken gefaßt wurden. Die Belastung erfolgte mit konstanter Abzugsgeschwindigkeit des Prüfkolbens. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug i. M. rd. $\dot{F} = 15 \text{ kN/min}$, dies entsprach einer Verbundspannungsrate von $\dot{\sigma} = 4 \text{ N/mm}^2 \text{ min}$.

Während der Versuchsdurchführung wurde die Stabendverschiebung v kontinuierlich mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen und in Abhängigkeit von der Belastung mit einem x-y-Schreiber aufgezeichnet. Zur Bestimmung der Querdehnung des Betons waren auf den Ausziehkörpern, bei denen eine Längsrißbildung erwartet wurde ($c \leq 2 d_s$), DMS in Höhe der Verbundzone aufgebracht. Um nach einer etwaigen Verbundrißbildung auch die Aufweitung dieser Risse verfolgen zu können, wurden je nach Lage des Bewehrungsstahls ein oder zwei Wegaufnehmer im Bereich der Verbundstrecke angeordnet (s. Bild 5.3).

5.3.2 Baustoffe, Betonfestigkeiten

Für die Untersuchungen wurden zwei handelsübliche Stahlfasern verwendet: eine gerade Faser (Markenname Wirex: $l/d = 25/0,4 \text{ mm}$) und eine Faser mit Endaufbiegungen (sog. Hakenfaser mit dem Markennamen Dramix: $l/d = 30/0,5 \text{ mm}$). Die Hakenfasern wiesen insofern eine Besonderheit auf, als daß die einzelnen Fasern mit einem Spezialkleber zu Bündeln verklebt waren. Die Faservereinzelung erfolgte während des Mischvorgangs sowohl durch Reibung mit den Zuschlagstoffen als auch dadurch, daß die Klebverbindung durch das Anmachwasser gelöst wurde. Die Dramixfaser erwies sich hinsichtlich der Verarbeitbarkeit des Frischbetons insgesamt als unproblematischer - einfacheres Zerstreuen der Fasern und geringere Neigung zur Igelbildung.

Beim Bewehrungsstahl handelte es sich um einen Betonstahl BSt 420/500 RU nach DIN 488 (Durchmesser: $d_s = 16$ mm, bezogene Rippenfläche: $f_R = 0,072$). Die Streckgrenze betrug $\beta_s = 492$ N/mm², die Zugfestigkeit $\beta_z = 692$ N/mm².

Alle Betone besaßen das gleiche Mischungsverhältnis (s. Tabelle 5.2). Bei den Faserbetonen wurden lediglich während des Mischvorgangs die Fasern zugestreut sowie ein Betonverflüssiger hinzugegeben (Konsistenz K 2). Die nach 28 Tagen gemessene mittlere Würfeldruckfestigkeit betrug $\beta_w = 44,2$ N/mm²; sie blieb praktisch unbeeinflusst vom Fasergehalt. Die Spaltzugfestigkeit $\beta_{sz,28}$ stieg mit dem Fasergehalt an (vgl. Kapitel 4.3). Der funktionelle Zusammenhang von Spaltzugfestigkeit und Fasergehalt ergab sich aus den Versuchswerten zu:

$$\beta_{sz,28} = 3,11 (1 + 0,141 V_f) \text{ [N/mm}^2\text{]}; V_f \text{ in Vol.-%} \quad (5.1)$$

Tabelle 5.2: Betonzusammensetzung

Baustoffe je m ³ Beton in kg			
Zement PZ 35 F	Zuschlag Sieblinie B	Wasser	W/Z-Wert
301	1800	211	0,70

5.4 Ergebnisse der Untersuchungen

Die Qualität des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstahl wird aufgrund der Beziehung zwischen der relativen Verschiebung v und der damit einhergehenden Verbundspannung τ_v beurteilt. Rehm /1/ hat gezeigt, daß die am Stabdifferential abgeleiteten Zusammenhänge auch für die Verhältnisse, wie sie im Ausziehversuch ($l_v \leq 7 d_s$) vorliegen,

Gültigkeit besitzen. Die eigenen an Ausziehkörpern bestimmten τ_v -v-Beziehungen werden nachfolgend im Rehm'schen Sinne als "Verbundgesetze" verstanden. Es darf jedoch nicht außer acht gelassen werden, daß es sich hierbei nicht um ein von Versuchsart und Probekörperabmessungen unabhängiges Werkstoffgesetz handelt, sondern es ist vielmehr als ein geeignetes "Werkzeug" zu betrachten, mit dem es gelingt, die unterschiedlichen Einflüsse auf das Verbundverhalten phänomenologisch zu beschreiben.

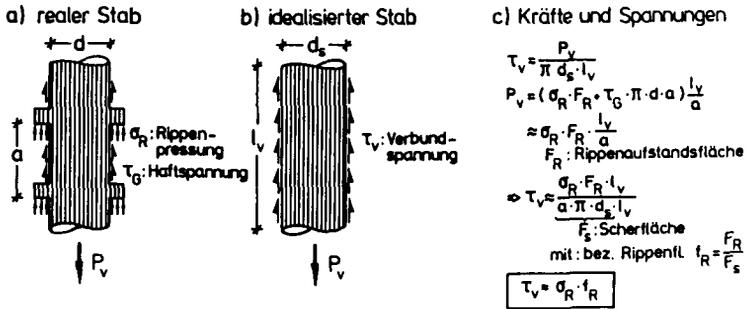


Bild 5.4: Kräfte und Spannungen beim Verbund von geripptem Bewehrungsstahl

Zur Verdeutlichung des Verbundmechanismus gerippter Bewehrungsstähle sind in Bild 5.4 noch einmal die bekannten Zusammenhänge zwischen den tatsächlich am Bewehrungsstab angreifenden Kräften und der "fiktiven" Verbundspannung τ_v dargestellt. Man erkennt, daß das Verbundverhalten zum einen maßgeblich von der Druckbeanspruchung σ_R des Betons unter der Rippe, zum anderen von der Geometrie des Bewehrungsstabes (f_R) abhängt. Bemerkenswert ist vor allem die Größe der Rippenpressung σ_R , die bei in der Praxis üblichen Betonstählen in der Phase des Verbundbruches etwa dem Fünffachen der Würfeldruckfestigkeit entspricht. Derartig große Werte von σ_R erklären sich durch den dreiachsigen Druckspannungszustand, der aus der seitlichen Dehnungsbehinderung des Be-

tons resultiert. Diese Dehnungsbehinderung kann rein rechnerisch durch einen äußeren Querdruck auf die Verbundschicht ersetzt werden. Dessen Einfluß wurde in einigen neueren Arbeiten durch numerisch aufwendige, nicht-lineare Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente nachgegangen (vgl. Dörr /66/, Vos /67/, Kobarg /68/).

An dieser Stelle wird nochmals darauf hingewiesen, daß für die aus den Versuchen abgeleiteten τ_v -v-Beziehungen nicht der Anspruch eines Werkstoffgesetzes erhoben wird; anhand ihrer sollen lediglich das für definierte Verhältnisse geltende Verbundverhalten von Betonrippenstahl und insbesondere dessen Beeinflussung durch eine Faserbewehrung beschrieben werden.

5.4.1 Verbundspannungs-Verschiebungslinien, Verbundfestigkeiten

Bild 5.5 enthält eine Zusammenstellung charakteristischer Verbundspannungs-Verschiebungslinien, wie sie sich aus den Ausziehversuchen ergeben haben. Die τ_v -v-Linien zeigen das für gerippten Bewehrungsstahl typische Verhalten, welches durch einen zunächst sehr steilen Anstieg der Verbundspannungen im Bereich kleiner Stabendverschiebungen gekennzeichnet ist. Dem schließt sich der Bereich an, in dem sich der Verbundbruch ankündigt, d. h. Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Rippen bzw. Absprengen der Betondeckung. Hiermit gehen große Verschiebungen einher. Nach dem Überschreiten des Maximums wurde ein mehr oder weniger starker Abfall der τ_v -v-Linien beobachtet, auf dessen genauen Verlauf im Kapitel 5.4.4 noch näher eingegangen wird.

Die Schar der τ_v -v-Linien aus den Ausziehversuchen mit zentrischer Stablage kann als obere Einhüllende aller übrigen Verbundspannungs-Verschiebungslinien betrachtet werden. Aus dieser schwenken je nach Größe der Betondeckung und Lage des Stabes die τ_v -v-Linien aller übrigen Versuchsserien kurz

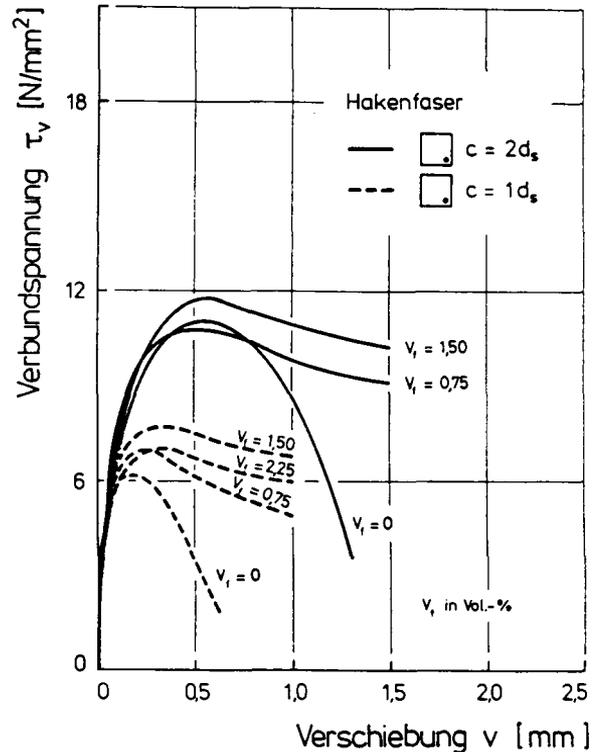
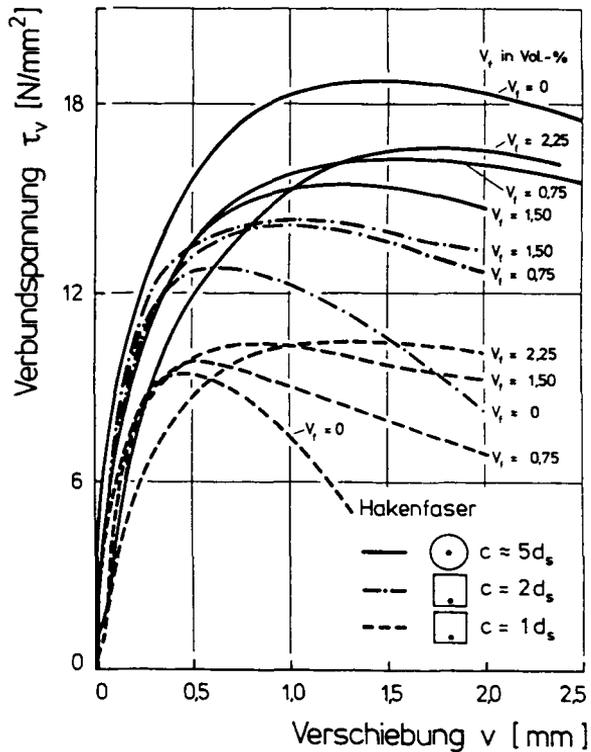


Bild 5.5: Gemessene Verbundspannung-Verschiebungslinie von geripptem Bewehrungsstahl in Abhängigkeit von Fasergehalt und Stablage

vor Erreichen der entsprechenden Versagenslast aus, und zwar umso früher, je exponierter der Bewehrungsstahl angeordnet ist.

Insgesamt kann man festhalten, daß aus dem Anstieg der τ_v - v -Beziehungen kein signifikanter Einfluß des Fasergehaltes abzuleiten ist. Dies bedeutet, daß auch die Verbundfestigkeit i. a. vom Fasergehalt unbeeinflußt bleibt (vgl. auch Bilder 5.6 und 5.7). Auszunehmen sind hiervon lediglich die Ergebnisse der exzentrischen Ausziehversuche, bei denen eine Betondeckung $c = 1 d_s$ sowie eine Ecklage der Bewehrung vorlag. Hier war ein Anstieg von τ_{vu} von bis zu 40 % bei einem Fasergehalt von 1,50 Vol.-% zu erkennen.

5.4.2 Einfluß des Fasergehaltes auf das Verbundverhalten im Gebrauchsspannungsbereich

Während das Verbundverhalten bei großen Stabendverschiebungen i. w. nur bei der Bestimmung der Rotationsfähigkeit plastischer Betongelenke (vgl. Bachmann /69/) und für die Verankerung von Verbundverankerungen von Interesse ist, kommt dem Verbundverhalten bei kleinen Verschiebungen im Hinblick auf die Sicherung der Gebrauchsfähigkeit (z. B. Korrosionsschutz der Bewehrung) entscheidende Bedeutung zu. Maßgebend ist hierbei das Verbundverhalten bei Verschiebungen, die durch die Größe der zulässigen Rißbreiten ($w_K = 0,1 + 0,4 \text{ mm}$) vorgegeben werden. Unter der Annahme, daß die Breite eines Risses etwa dem Doppelten der gegenseitigen Verschiebung von Stahl und Beton entspricht, und unter Berücksichtigung der Verhältnisse im Ausziehversuch wird zur Beurteilung des Verbundverhaltens im Gebrauchszustand eine Betrachtung der Verbundspannungen bei Stabendverschiebungen von 0,01; 0,1 und 0,3 mm für ausreichend erachtet.

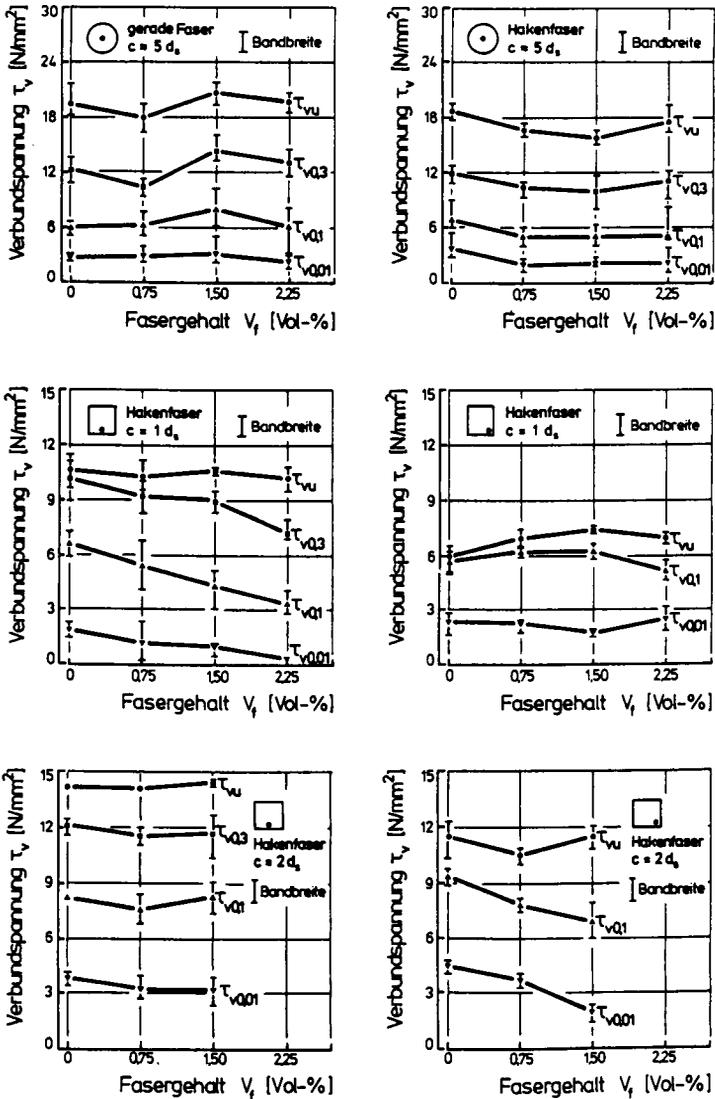


Bild 5.6: Mittlere Verbundspannungen bei Verschiebungen $v = 0,01$; $0,1$ und $0,3$ mm sowie Verbundbruchspannungen in Abhängigkeit von Fasergehalt und Stabgröße

In Bild 5.6 sind die mittleren Verbundspannungen für Verschiebungswerte $v = 0,01; 0,1$ und $0,3$ mm, ergänzt durch die Verbundbruchspannung $\tau_{v,u}$, der einzelnen Versuchsserien in Abhängigkeit vom Fasergehalt aufgetragen.

Unter Berücksichtigung der Streuung der Einzelergebnisse läßt sich für den untersuchten Verschiebungsbereich keine signifikante Abhängigkeit der Verbundspannung vom Fasergehalt aufzeigen. Dieser Sachverhalt wird noch deutlicher, wenn man wie in Bild 5.7 geschehen, die Verbundspannung der Faserbetone (FB) auf die der Ausgangsbetone (NB) normiert. Die tendenziell etwas niedrigeren Verbundspannungen τ_v $0,01$ bei den Faserbetonen haben ihre Ursache wahrscheinlich in einem vom Normalbeton trotz gleicher Konsistenz geringfügig abweichenden Absetzverhaltens der Faserbetone. Dieser Einfluß verschwindet rasch - ist beispielsweise bei $v = 0,1$ mm nicht mehr zu erkennen - und ist absolut betrachtet nur von geringer Größe, so daß er sich auf die Formulierung eines Verbundgesetzes nur unwesentlich auswirkt.

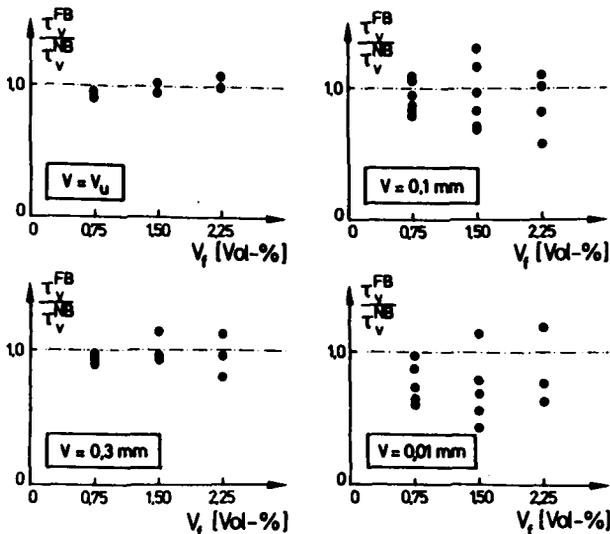


Bild 5.7: Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Damit kann man zusammenfassen, daß im Bereich von Verschiebungen, der hinsichtlich der Beurteilung von Ribzuständen von Stahlbetonkonstruktionen von Interesse ist, eine Versteifung des Verbundes durch eine Stahlfaserarmierung - etwa durch Vernähen der von der Rippung des Bewehrungsstahls ausgehenden Mikrorisse (vgl. Bild 5.1) - durch die hier durchgeführten Verbunduntersuchungen nicht nachgewiesen werden konnte.

5.4.3 Mathematische Approximation der experimentellen τ_v -v-Beziehungen im Gebrauchsspannungsbereich

Die in den Abschnitten 5.4.1 und 5.4.2 dargestellten und erörterten Beziehungen zwischen Verbundspannung und zugehöriger Verschiebung bilden die Grundlage für die weiteren Betrachtungen zum Rib- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonkonstruktionen. Dazu ist eine mathematische Approximation der experimentellen Ergebnisse erforderlich.

Zur analytischen Beschreibung von τ_v -v-Beziehungen existieren zahlreiche theoretische Ansätze. Umfassende Zusammenstellungen dieser, sind bei Rostásy/Rohling /70/, Svensvik /71/ und Eibl/Iványi /72/ zu finden. Bei der Formulierung des hier gewählten analytischen Ansatzes für das Verbundgesetz, wurde besonders darauf geachtet, daß eine möglichst gute Annäherung an die in den Versuchen gemessenen τ_v -v-Linien gelingt. Diese weisen im interessierenden Bereich kleiner Verschiebungen ($v < 0,3$ mm) eine deutliche Nichtlinearität auf. Für die numerische Auswertung wird ein Verbundgesetz mit der allgemeinen Form

$$\tau_v = \beta_w \cdot A \cdot v^N \quad (5.2)$$

benutzt. Diese wurde bereits von Rehm /1/ und später von Martin /73/ und Noakowski /74/ bei der verbundorientierten Beschreibung von Ribbildungsprozessen verwendet.

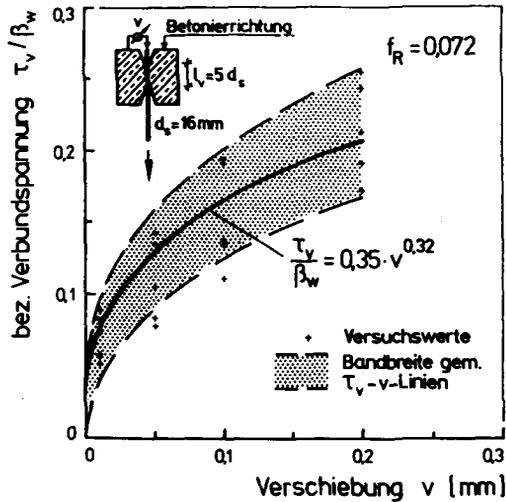


Bild 5.8: Mathematische Approximation der experimentellen Verbundspannung-Verschiebungsbeziehungen

Bild 5.8 zeigt die durch eine Regressionsrechnung gefundene Näherungskurve für die experimentell ermittelten Verbundgesetze. Die durch die Kurvenanpassung bestimmten Verbundbeiwerte A und N besitzen, wie bereits erwähnt, nur Gültigkeit für die in den Versuchen vorherrschenden Verhältnisse. Weitere wesentliche Einflußparameter konnten im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht werden. Diese können jedoch anhand in der Literatur angegebener Zusammenhänge in ihrer Wirkung abgeschätzt werden.

In Bild 5.9 sind die maßgeblich das Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstähle beeinflussenden Parameter zusammengestellt. Die dort gezeigten Abhängigkeiten sind z. T. nur qualitativer Natur; sie ermöglichen dennoch eine weitgehende Anpassung an die wichtigsten in der Praxis vorkommenden Fälle.

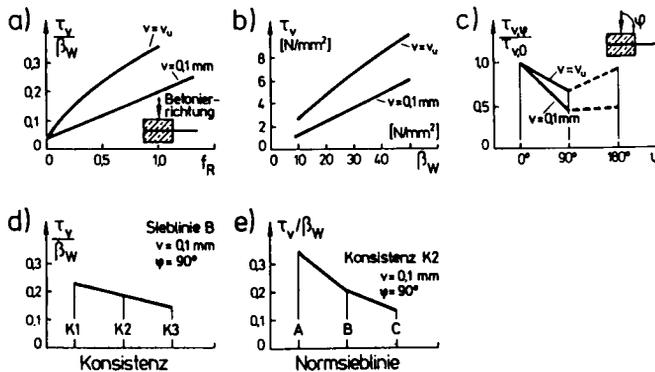


Bild 5.9: Abhängigkeit des Verbundverhaltens von verschiedenen Einflußparametern, aus /117, 118/

An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, daß die Verbundbeiwerte aus Gl. (5.2) rein empirische Größen sind, mit denen experimentelle Zusammenhänge mathematisch angenähert werden. Ein Versuch, das analytische Verbundgesetz auf ein mechanisch begründbares Modell zu stützen, wurde in jüngster Zeit von Schober /2/ unternommen. Ihm ist es gelungen, eine Reihe geometrischer Parameter in das Verbundgesetz miteinzubeziehen; schließlich bestimmt er allerdings die Freiwerte für das dem Modell zugrundegelegte Stoffgesetz des dreiaxial auf Druck beanspruchten Betons durch Anpassung an Versuchsergebnisse aus Ausziehversuchen.

5.4.4 Einfluß von Fasergehalt und Betondeckung auf die Verbundrißbildung und das Sprengbruchverhalten

Auf Biegung oder Zug beanspruchte Stahlbetonkonstruktionen weisen nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit Risse auf, die in der Regel normal zur Hauptbewehrung verlaufen. Nicht selten sind neben diesen Hauptzugrissen auch

Risse längs der Bewehrung zu beobachten. Diese an den Haupt-
rissen beginnenden und unmittelbar über den Bewehrungsstäben
verlaufenden Risse können unter bestimmten Umständen zu einer
beträchtlichen Verminderung des Verbundtragvermögens von ge-
rippten Betonstählen führen.

Die Entstehung derartiger Risse kann aus Bild 5.10 ab-
gelesen werden. Von der Rippe des Bewehrungsstahls ausge-
hend werden radial nach außen gerichtete Druckspannungen in
den Beton eingeleitet. Diese erzwingen in der Betonumhül-
lung tangential gerichtete Zugspannungen, die bei Über-
schreiten der Betonzugfestigkeit ein Aufreißen der Betonde-
ckung längs des Stabes provozieren. Diese Beanspruchung in
der Betondeckung kann analog zu der eines auf Innendruck p
belasteten dickwandigen Zylinders behandelt werden. Aus-
führliche Untersuchungen über die Größe dieser Ringzugspan-
nungen wurden von Martin /73/, Teffers /75/ und Eligehau-
sen /76/ durchgeführt.

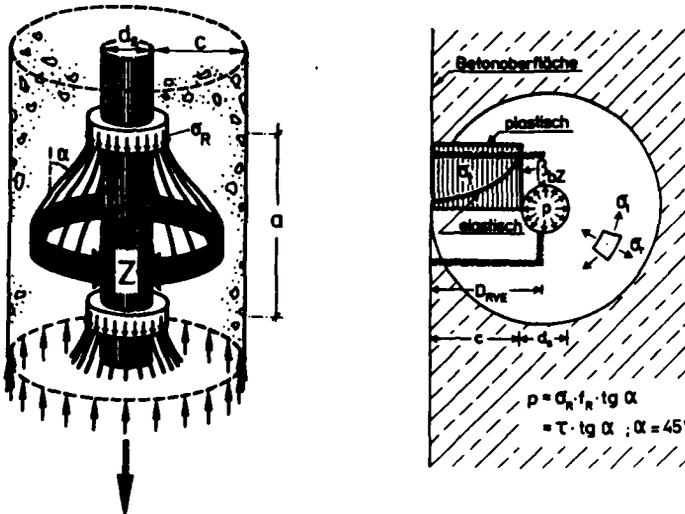


Bild 5.10: Mechanisches Modell der Entstehung von Ringzugspannungen in der Betondeckung

Im Rahmen dieser Arbeit interessierte vor allem die Frage, inwieweit eine Faserbewehrung die Längsrißbildung zu beeinflussen vermag. Hierzu wurden bei den exzentrischen Ausziehversuchen ($c = 1 d_s$ bzw. $2 d_s$) im Bereich der Verbundlänge die tangentielle Dehnung ϵ_t auf der Betonoberfläche mittels DMS gemessen. Die Betondehnungen geben Aufschluß über die Entstehung der Verbundrisse, deren Aufweitung in Abhängigkeit von der Beanspruchung wurde mit Wegaufnehmern erfaßt (s. Bild 5.3).

Sichtbar wurden die Längsrisse erst zu einem Zeitpunkt, als in den meisten Fällen der Verbundbruch schon erfolgt war. Deswegen wurde die Rißbildung bei einer der mittleren Bruchdehnung im zentrischen Zugversuch entsprechenden Dehnung $\epsilon_t = 0,15 \text{ ‰}$ angenommen, sofern die gemessene Dehnungszunahme bei gleichmäßiger Laststeigerung von diesem Wert an progressiv verlief.

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Verbundrißspannung τ_{VR} ergab sich bei den Ausziehkörpern mit Ecklage des Bewehrungsstabes. Hier wurde die Dehnung ϵ_t über Eck an zwei Stellen gemessen (s. Bild 5.3). Für geringe Belastungen wurden etwa die gleichen Dehnungen gemessen. Im Augenblick des Aufreißens einer der Betondeckungen stieg die Betondehnung auf der Rißseite stark an ($\dot{\epsilon}_t \rightarrow \infty$), während die Dehnung auf der anderen Seite ein Maximum durchlief ($\dot{\epsilon}_t = 0$). Die auf diese Weise ermittelten Rißlasten lagen in der Regel nur geringfügig über denen, die auf die im vorhergehenden Absatz beschriebene Art bestimmt worden sind.

In Bild 5.11 sind die Verbundspannung τ_{VR} bei Längsrißbildung in Abhängigkeit vom Fasergehalt eingezeichnet. Es überrascht zunächst einmal, daß ein Einfluß von Stahlfasern auf die Entstehung von Längsrisen in der Betondeckung aus den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht abgeleitet werden kann. Deutlich hingegen ist der Einfluß der Größe der Betondeckung. Interessanterweise wurden bei den Ausziehversuchen mit Ecklage des Bewehrungsstabes in etwa die gleichen

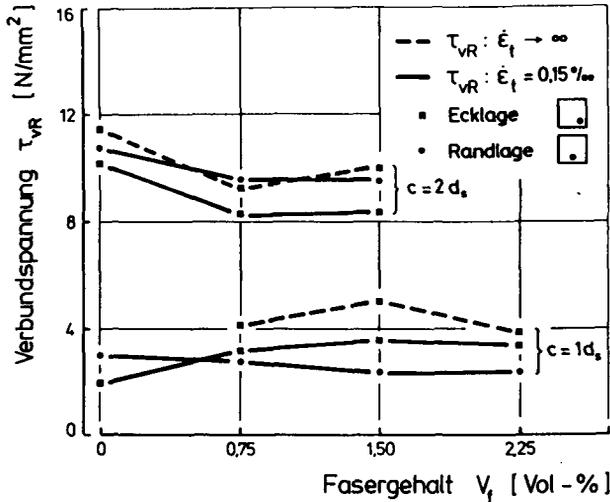


Bild 5.11: Verbundrißspannung τ_{VR} in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Rißlasten gemessen. Hierdurch finden die theoretischen Überlegungen experimentelle Bestätigung, wonach bei der Berechnung der maßgebenden Ringzugspannung lediglich eine zylindrische Betonumhüllung mit der Dicke c zu betrachten ist (vgl. Bild 5.10).

Bild 5.12 zeigt einen Vergleich der gemessenen Verbundrißspannungen τ_{VR} mit theoretischen Werten. Die untere Kurve gibt die rechnerische Rißspannung unter der Annahme eines rein elastischen Verhaltens des Betons auf Zug an. Sie kann unter der Annahme, daß die maximal vorkommende Zugspannung der zentrischen Betonzugfestigkeit β_{bz} entspricht, mit der folgenden Gleichung (s. z. B. Timoshenko /77/) bestimmt werden:

$$\tau_{VR} = \frac{\beta_{bz}}{1g\alpha} \cdot \frac{(c \cdot 0,5d_s)^2 - 0,25d_s^2}{(c \cdot 0,5d_s)^2 + 0,25d_s^2} \quad (5.3)$$

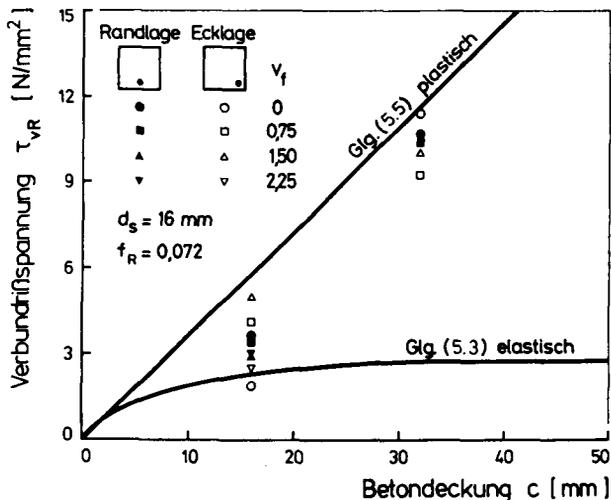


Bild 5.12: Theoretische und gemessene Verbundrißspannung τ_{vR} in Abhängigkeit von der Betondeckung

Weil sich in den Versuchen gezeigt hat, daß die Verbundrißspannung τ_{vR} vom Fasergehalt unabhängig ist, wird für die Betonzugfestigkeit β_{bZ} ein mittlerer Wert aus allen Versuchsbetonen gewählt, der sich über die gemessene Spaltzugfestigkeit in folgender Weise bestimmen läßt:

$$\bar{\beta}_{bZ} \approx 0,8 \bar{\beta}_{sZ} = 0,8 \cdot 3,66 \text{ N/mm}^2 \quad (5.4)$$

Geht man davon aus, daß der Beton in der Betondeckung voll durchplastiziert, so erhält man die obere in Bild 5.12 eingezeichnete Grenzlinie für die Ringtragfähigkeit. Die Verbundrißspannung τ_{vR} berechnet sich dann zu:

$$\tau_{vR} = \frac{\beta_{bZ} \cdot 2c}{\text{tg} \alpha \cdot d_s} \quad (5.5)$$

Vergleicht man die Versuchsergebnisse von τ_{VR} mit den theoretischen die Grenzzustände der Längsrißbildung beschreibenden Kurven nach den Gln. (5.3) und (5.5), so läßt sich eine gute Übereinstimmung feststellen. Insgesamt liegen die gemessenen Werte von τ_{VR} im untersuchten Bereich der Betondeckungsmaße eher an der Grenzlinie für den vollplastischen Spannungszustand des zugbeanspruchten Betons. Dieses Phänomen läßt sich unter Zuhilfenahme der im Abschnitt 4.2.2.3 beschriebenen Modellvorstellung über das Zugtragverhalten des Betons erklären. Dort wird behauptet, daß das Zugversagen (Rißbildung) dann eintritt, wenn innerhalb einer strukturorientierten repräsentativen Volumeneinheit (RVE) die mittlere Betonzugspannung die Elementfestigkeit β_j erreicht. Die Größe der RVE richtet sich nach der Heterogenität der Betonstruktur und wird z. B. von König/Jahn zu

$$D_{RVE} = 2,3 \max d_K$$

geschätzt. Man erkennt sofort, daß, wie in Bild 5.10b bereits eingezeichnet, für Betone mit in der Praxis üblichem Größtkorndurchmesser ($\max d_K \geq 16 \text{ mm}$) und Betondeckungen gängigen Ausmaßes ($c \leq 3,5 \text{ cm}$), die Kantenlänge der RVE immer größer ist als das Betondeckungsmaß ($D_{RVE} > c$). Dies bedeutet schließlich nichts anderes, als daß der aus Verbundwirkung zugbeanspruchte Beton erst insgesamt plastiziert sein muß, bevor die Betondeckung aufreißt.

Mit dieser Erklärung für den Versagensmechanismus wird zugleich verständlich, warum die Stahlfasern keinen merklichen Einfluß auf die Verbundrißbildung ausüben können. Zugbeanspruchter Beton kann durch eine Faserbewehrung erst dann maßgeblich verstärkt werden, wenn bei Vorliegen eines Dehnungsgradienten, die gegenüber dem Normalbeton erhöhte Plastifizierfähigkeit des Faserbetons in Ansatz gebracht werden kann, wie dies beispielsweise bei biegebeanspruchten Balken oder Platten der Fall ist. Bei diesen ist i. a. die Höhe der Biegezugzonen in der Bruchphase um ein Vielfaches größer

als die Kantenlänge der RVE (vgl. Kapitel 4.3).

Hier sind die Verhältnisse insofern anders gelagert, weil trotz eines Dehnungsgradienten eine Beanspruchung des Betons - wegen der Bedingung $c < D_{RVE}$ und des damit verbundenen gleichmäßigen Durchplastizierens des betrachteten Querschnitts (s. Bild 5.10b) - vergleichbar der im zentrischen Zugversuch vorliegt. Die Verstärkungswirkung der Fasern ist folglich wie bei zentrischer Zugbelastung einzuschätzen. Die relative Erhöhung der Verbundrißspannung kann mit Hilfe der Gln. (4.14) und 4.15) wie folgt abgeschätzt werden:

$$\begin{aligned}\frac{\Delta\tau_{VR}(V_f)}{\tau_{VR}(V_f=0)} &= V_f \underbrace{(m-1)} \underbrace{\eta_o \cdot \eta_i} \quad ; \quad \eta_o \cdot \eta_i \approx 0,33 \quad (2-D) \\ &\approx V_f \cdot 6 \cdot 0,33 \\ &\approx 2V_f\end{aligned}$$

Selbst wenn man berücksichtigt, daß durch das Zugplastizieren des Betons die in den Fasern induzierte Stahlspannung etwa doppelt so groß werden sollte, wie es durch das Verhältnis E_f/E_b ausgedrückt wird, ist die Steigerung der Ringzugtragfähigkeit mit maximal rd. 10 % als unerheblich anzusehen.

Mit der Verbundrißbildung (Primärriß) war bei den Ausziehkörpern mit Ecklage der Bewehrung die maximale Verbundtragfähigkeit erreicht (vgl. Bild 5.11 mit 5.6) und die Betonecke wurde förmlich abgesprengt (s. Bild 5.13). Mit steigendem Fasergehalt konnte ein zunehmend duktileres Sprengbruchverhalten im Versuch beobachtet werden, was sich bei einer Betondeckung $c = 1 d_s$ sogar in einer marginalen Erhöhung der Verbundfestigkeit τ_{VUS} äußerte (max $\Delta\tau_{VUS}(V_f) \approx 30$ Prozent).

Die Verhältnisse bei den Ausziehkörpern mit Randlage des Bewehrungsstabes unterscheiden sich von den voranstehend beschriebenen insofern, als daß mit dem Eintritt des Ring-

zugversagen (Primärriß, s. Bild 5.13) sich ein neuer Tragmechanismus einstellt. Dieser besteht aus zwei sehr steifen, den Bewehrungsstahl umklammernden Betonkonsolen. Die Tragfähigkeit dieser Konsolen kann mit dem von Tefers /75/ für Bewehrungsstöße entwickelten Berechnungsmodell bestimmt werden. Unter der Annahme eines vollplastischen Verhaltens des Betons auf Zug kann die Sprengbruchspannung τ_{vUS} mit der Gl. (5.6) berechnet werden:

$$\tau_{vUS} = \frac{2\beta_{bz}}{d_s \cdot \lg \alpha} \cdot (c + 0,5d_s) \quad (5.6)$$

Hierin ist β_{bz} mit Gl. (5.4) zu bestimmen. Bild 5.13 zeigt das Bruchbild (Sekundärrisse), das beim Versagen der Konsolen beobachtet wird. Auch beim Sprengbruch ist wie schon zuvor bei der Längsrißbildung - wegen $D_{RVE} \geq c + 0,5d_s$ - die volle Zugplastizierung des Betons anzusetzen, wodurch sich rein rechnerisch ein nur geringer Einfluß der Fasern auf das Sprengbruchverhalten ergibt. In der Tabelle 5.3 sind die theoretischen Verbundfestigkeiten nach Gl. (5.6) den gemessenen Werten gegenübergestellt. Die Übereinstimmung der rechnerischen τ_{vUS} -Werte mit der in den Versuchen bestimmten Verbundfestigkeit kann als durchaus befriedigend bezeichnet werden.

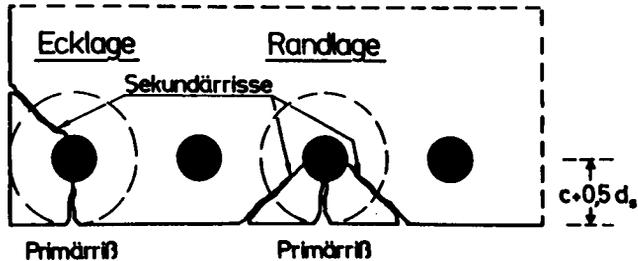


Bild 5.13: Schematische Darstellung der Ribildung beim Sprengbruch

Tabelle 5.3: Theoretische und gemessene Verbundfestigkeiten bei Sprengbruchversagen

Randlage	mittlere Verbundfestigkeit τ_{vUS} in N/mm ²	
	gem. τ_{vUS}	rechn. τ_{vUS}
$c = 1 d_s$	10,36	8,79
$c = 2 d_s$	14,06	14,65

Während die Verbundfestigkeit vom Fasergehalt weitgehend unbeeinflusst bleibt, wirkt sich eine Faserbewehrung auf das post-kritische Verbundverhalten positiv aus. Der Verlust der Verbundtragfähigkeit bei Verschiebungen $v > v_u$ verläuft beim Faserbeton sehr viel gemäßiger als beim Normalbeton, was sich in einem nur allmählichen Abfall der τ_v -v-Linie dokumentiert (s. Bild 5.5). Dieses Verhalten kann u. U. für Bauteile, die für extreme Beanspruchungsfälle (z. B. Anprall) ausgelegt werden müssen, von baupraktischem Interesse sein.

Zusammenfassung:

Die wesentlichen Ergebnisse der voranstehend beschriebenen Untersuchungen zum Verbundverhalten von geripptem Bewehrungsstahl lassen sich zusammenfassend wie folgt darstellen:

- Die Verbundfestigkeit bleibt im Falle großer Betondeckung unbeeinflusst von einer Faserarmierung. Bei Vorliegen einer geringen Betondeckung ($c = 1 d_s$) und insbesondere dann, wenn der Bewehrungsstab in einer Ecke des Querschnitts angeordnet ist, kann mit einer faserbedingten Steigerung der Verbundbruchspannung von rd. 30 % gerechnet werden.

- Im für eine Ribbreitenbeschränkung interessierenden Bereich der Stabendverschiebungen ($v \leq 0,3 \text{ mm}$) sind keine Unterschiede im Verbundverhalten von Normalbeton und Stahlfaserbeton zu erkennen. Diese Aussage steht im Widerspruch zu den Versuchsergebnissen von Swamy/Al-Noori /63/, bestätigt und präzisiert jedoch die Beobachtung von Spencer et al. /64/.
- Stahlfasern können die Entstehung sogenannter Verbundrisse (Risse in der Betondeckung längs der Bewehrung) weder verhindern noch entscheidend verzögern. Sie sind allerdings in der Lage, den bei geringer Betondeckung üblichen Sprengbruch zu kontrollieren, d. h., sie verhindern das schlagartige Absprengen des Betons und den damit verbundenen abrupten Abfall der Verbundspannungen.

6 Versuche an mittig gezogenen Stäben aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton

6.1 Ziel und Überblick

Trotz zahlreicher experimenteller und theoretischer Untersuchungen ist das Verformungs- und Rißverhalten von stahlfaserverstärktem Stahlbeton weitgehend ungeklärt. Dies ist das wesentlichste Ergebnis der Literaturstudie aus Abschnitt 2. Im einzelnen wird dort darauf hingewiesen, daß die bisher verfügbaren Angaben zur Rißbreite und zum Rißabstand vorwiegend qualitativen Charakters sind oder sich nur auf den Bruchzustand beziehen. Der Großteil der Versuchskörper war zudem sehr klein bzw. die Abschnitte, in denen die Beanspruchung konstant war, waren zu kurz. So konnten jeweils nur wenige Meßwerte aufgenommen werden, die den Einfluß der Fasern bestenfalls in der Tendenz aufzeigen konnten.

Ziel der nachfolgend beschriebenen Versuche war es, die Rißbildung im stahlfaserverstärkten Stahlbeton in allen Phasen der Beanspruchung, d. h. vom Auftreten des ersten Risses bis zum Bruchzustand, auf einer breiten Basis von Meßergebnissen quantitativ zu erfassen. Als Versuchskörper für diese Grundlagenuntersuchungen wurde ein zentrisch gezogener Stahlbetonstab gewählt. Dieser hat gegenüber dem Biegebalcken den Vorteil, daß die Kräfte im Rißquerschnitt über eine einfache Gleichgewichtsbetrachtung bestimmt werden können. Annahmen zur Dehnungsverteilung, wie es beim Biegebauteil erforderlich ist, müssen nicht getroffen werden.

Außerdem sind beim Zugkörper problemlos große Meßlängen mit konstanter Beanspruchung zu realisieren, innerhalb derer die Rißbildung - unbeeinflußt von systembedingten Störungen - erfolgen kann.

Die Ribbildung in Stahlbetonbauteilen wird durch eine Reihe stofflicher und geometrischer Parameter beeinflusst. In dem 10 Versuche umfassenden Untersuchungsprogramm waren die Hauptparameter der Fasergehalt, der Fasertyp und der Bewehrungsgrad. Hierdurch ergab sich der in Tabelle 6.1 angegebene Versuchsplan.

Tabelle 6.1: Umfang der Versuche

Bewehrungsgrad (%)	Fasertyp	Fasergehalt V_f (Vol.-%)	Bezeichnung des Versuchskörpers
$\mu = 1,54$	gerade Faser	1,50	ZK 1
		0,75	ZK 2
	Hakenfaser	1,50	ZK 3
		0,75	ZK 4
	./.	./.	ZK 9
$\mu = 0,77$	gerade Faser	1,50	ZK 5
		0,75	ZK 6
	Hakenfaser	1,50	ZK 7
		0,75	ZK 8
	./.	./.	ZK 10

Zusätzlich wurde der Einfluß der Betondeckung und der einer schwingenden Belastung auf die Ribbreite und den Ribabstand untersucht. Im Rahmen dieser Arbeit wird hierauf nicht näher eingegangen; die Auswirkung dieser Versuchsparameter auf die Meßergebnisse wird aber bei der Auswertung berücksichtigt.

6.2 Abmessungen und Herstellung der Versuchskörper

Die Zugkörper besaßen einen Rechteckquerschnitt von $b/d = 20/10$ cm. Die Gesamtlänge betrug 350 cm, der Meßbereich hatte eine Länge von 250 cm. Bild 6.1 zeigt eine Ansicht und die Querschnitte der Versuchskörper.

Die Versuchskörper wurden auf einer Schmalseite liegend betoniert. Gleichzeitig wurden Begleitproben hergestellt, an denen zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung die Druck-, Zug- und Spaltzugfestigkeiten der Betone bestimmt wurden. Begleitproben und Versuchskörper lagerten sieben Tage unter feuchten Tüchern und anschließend bis zum Prüftermin rd. weitere vier Wochen bei $20\text{ °C}/65\%$ r. F.. Die Mischungszusammensetzung der Betone ist der Tabelle 6.2 zu entnehmen. Die gemessenen Betonfestigkeitswerte sind in der Anlage C zusammengefaßt.

Tabelle 6.2: Betonzusammensetzung je m^3

Zement	:	313 kg	(PZ 35 F)
Wasser	:	219 kg	
Zuschlag		1718 kg	(Kl.essand B ₁₆)
Betonverflüssiger	:	max 2 % v. Zement-Gehalt (Addiment)	
Stahlfasern	:	117,8 kg	$\hat{=}$ 1,50 Vol.-%
		58,9 kg	$\hat{=}$ 0,75 Vol.-%

Die Hauptbewehrung bestand aus einem oder zwei durchgehenden Betonstählen $\phi 14$ mm der Güteklasse BSt 420/500 RU (nach DIN 488). An deren Enden wurden Stahlbleche zur Lasteinleitung angeschweißt. Anlage D enthält die Zusammenstellung der mechanischen Kennwerte des Bewehrungsstahls.

Für die Untersuchungen fanden zwei Typen von Stahlfasern Verwendung: Gerade glatte Fasern mit einem Verhältnis $l/d = 25/0,4$ mm und sogenannte Hakenfasern mit $l/d =$

30/0,5 mm. Letztere weisen gekrüpfte Faserenden auf und waren zu Bündeln verklebt (siehe auch Abschnitt 3.3).

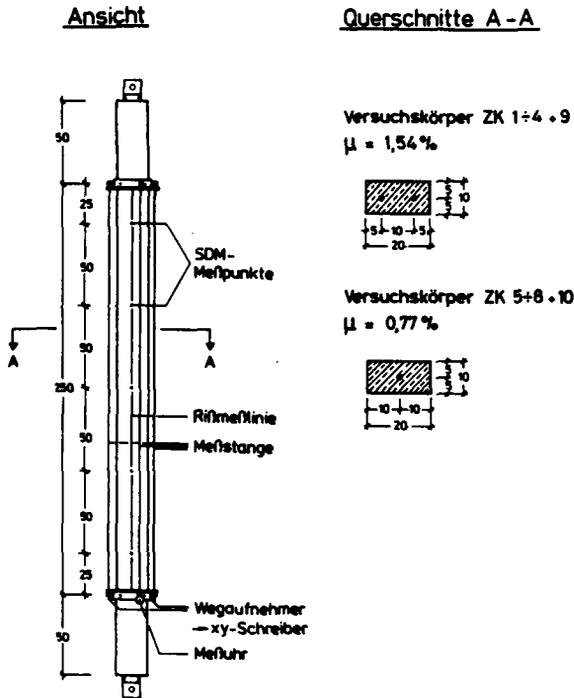


Bild 6.1: Ansicht und Querschnitte der Versuchskörper

6.3 Versuchsdurchführung, Messungen

Alle Zugkörper wurden hängend geprüft. Die Zugkraft wurde mit einer hydraulischen Presse erzeugt. Bis zum Auftreten des ersten Risses erfolgte die Belastung zügig, von dort an wurde sie stufenweise erhöht, bis die Streckgrenze der Bewehrung erreicht war. Zwischendurch wurden 50 Lastwechsel ausgeführt, deren Oberlasten bzw. Unterlasten rechnerischen Stahlspannungen von $N_0/A_s = 300 \text{ N/mm}^2$ bzw. von $N_u/A_s = 120 \text{ N/mm}^2$ entsprachen.

Die Dehnungen der Versuchskörper wurden auf einer Meßlänge von 250 cm mittels Meßbuhren und induktiver Wegaufnehmer kontinuierlich während des gesamten Belastungsvorgangs gemessen. Bei jeder Laststufe wurden zusätzlich die Dehnungen in den Rißmeßlinien mit einem Setzdehnungsmesser ($l_0 = 50$ cm) bestimmt. Die Anordnung der Meßvorrichtungen ist aus Bild 6.1 ersichtlich.

Die Rißbreitenmessung wurde nach folgendem Ablaufschema durchgeführt: Markieren der Risse, dann Messen deren Breite in den Meßlinien (s. Bild 6.1). Die erste Messung nach Entstehen eines Risses erfolgte mit einer elektronischen Kamera. Der Riß wurde auf einem Monitor abgebildet, die Rißbreite wurde dann mit einem Meßraster (2/100 mm Teilung) bestimmt. Die Rißaufweitung wurde nach Aufkleben von Meßplättchen mit einem Setzdehnungsmesser (Typ: Tensotast; 1/1000 mm Teilung; $l_0 = 50$ mm) verfolgt.

6.4 Versuchsergebnisse

6.4.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf

Die Bilder 6.2 und 6.3 zeigen den Verlauf der mittleren Dehnung ϵ_m der Zugkörper in Abhängigkeit von der bezogenen Normalkraft N/A_s . Der Ordinatenwert N/A_s erlangt erst für den Zustand II eine mechanische Bedeutung; dort gibt er für die nicht faserverstärkten Versuchskörper, ZK 9 und ZK 10, die Stahlspannung σ_s im Riß an. Zum Vergleich ist die σ_s - ϵ_s -Linie des "nackten" Bewehrungsstahls eingezeichnet.

Im ungerissenen Zustand (Zustand I) verläuft ϵ_m entlang einer der Steifigkeit $K_{D1} = E_b \cdot A_1$ entsprechenden Geraden. Aus den gemessenen Normalkraft-Dehnungslinien ist keine Abhängigkeit der Zugkörpersteifigkeit vom Fasergehalt zu erkennen. Dies war auch nicht anders zu erwarten, da, wie in

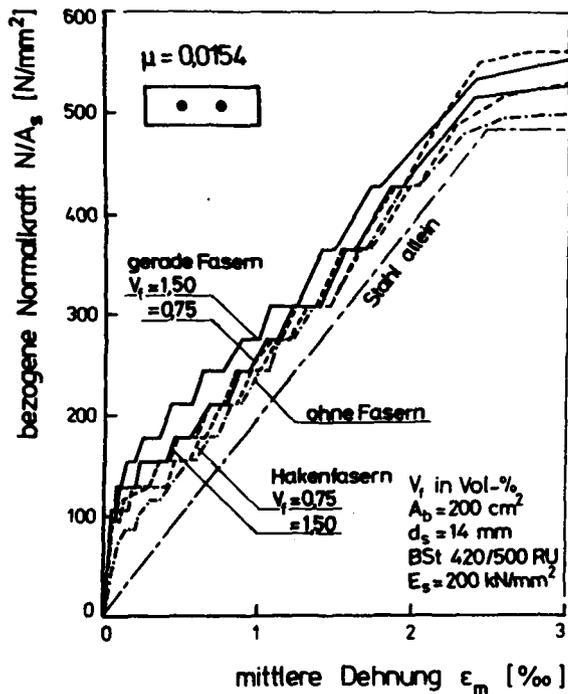


Bild 6.2: Gemessene Normalkraft-Dehnungs-
linien der Zugkörper mit hohem
Bewehrungsgehalt ($\mu = 0,0154$)

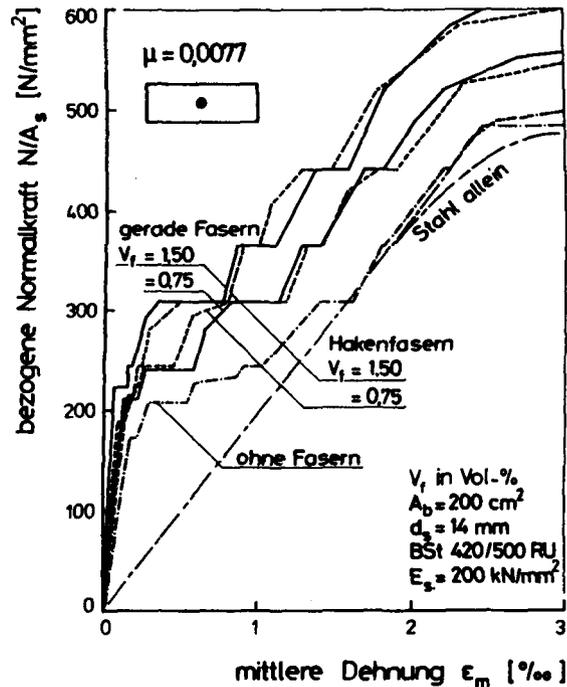


Bild 6.3: Gemessene Normalkraft-Dehnungs-
linien der Zugkörper mit niedri-
gem Bewehrungsgehalt ($\mu = 0,0077$)

Abschnitt 4.2.2 gezeigt wurde, der Elastizitätsmodul des Betons durch Faserbeigabe nur unbedeutend erhöht wird. Der Zustand I endet bei Erreichen der Betonzugfestigkeit. In der Tendenz war ein Anstieg der Erstrißlast N_r mit steigendem Fasergehalt zu beobachten. Die Normalkraft-Dehnungslinien einiger Versuchskörper konnten in diese vergleichende Betrachtung nicht miteinbezogen werden, weil sie bereits vor Belastungsbeginn durch einen Riß vorgeschädigt waren. Als Erstrißlast dieser Zugkörper wurde die Normalkraft bei Entstehung eines weiteren Risses angenommen.

Die aus den Erstrißlasten der Zugkörper berechneten Betonzugfestigkeiten $\sigma_{bZ}^{ZK} = N_r/A_f$ sind in der Anlage C den axialen Zugfestigkeiten der gleichgelagerten Begleitproben gegenübergestellt. Man erkennt aus dem Verhältnis $\sigma_{bZ}^{ZK}/\sigma_{bZ} = 0,55$, daß die Versuchskörper wesentlich früher reißen als die im Querschnitt etwa gleichen, aber sehr viel kürzeren Begleitproben ($\phi/l = 15/30$ cm). Auch durch diese Ergebnisse finden die theoretischen Überlegungen aus Abschnitt 4.2.2.3 experimentelle Bestätigung. Entsprechend den Vorstellungen des statistischen strukturorientierten Werkstoffmodells für Faserbeton zeigt sich nämlich, daß die Zugfestigkeit in stärkerem Maße als der Elastizitätsmodul durch die Fasern beeinflusst wird und daß an längeren Probekörpern immer kleinere Zugfestigkeitswerte gemessen werden als an kurzen.

Nach Überschreiten der Erstrißlast steigt die mittlere Dehnung sprunghaft an. Der Zugkörper verweicht zunehmend mit steigender Belastung. Wie ein Vergleich der Bilder 6.2 und 6.3 zeigt, ist die Mitwirkung des Betons auf Zug - ersichtlich aus dem horizontalen Abstand der $N/A_s - \epsilon_m$ -Linie zur Kennlinie des Bewehrungsstahls - um so größer, je kleiner der Bewehrungsgrad μ ist. Mit steigender Last verringert sich der Traganteil des Betons. Dies gilt für stahlfaserverstärkte und unverstärkte Versuchskörper in gleicher Weise.

Anders als im Zustand I ist jedoch jetzt aus den Normalkraft-Verformungslinien ein deutlicher Einfluß der Fasern erkennbar. Im gesamten Beanspruchungsbereich ist die mittlere Dehnung um so kleiner, je größer der Fasergehalt ist. Besonders markant tritt der versteifende Effekt der Fasern bei den niedrig bewehrten Zugkörpern hervor (s. Bild 6.3). Dem Typ der Faser (Hakenfaser, gerade Faser) kommt hierbei offensichtlich keine Bedeutung zu.

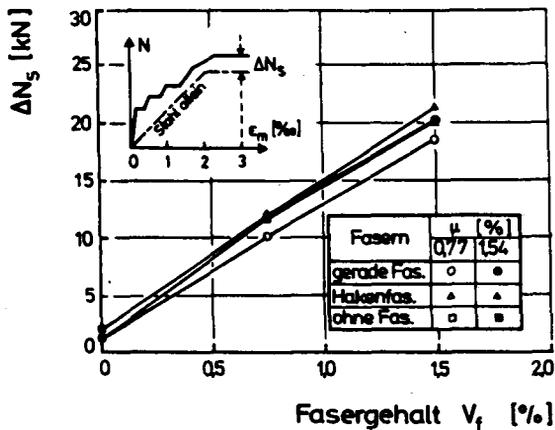


Bild 6.4: Differenzstrecklasten ΔN_s

Zum Abschluß der Versuche wurde die Belastung bis zum Fließen der Bewehrung gesteigert. Es zeigte sich, daß die Strecklasten der Versuchskörper linear mit dem Fasergehalt anwachsen. Bild 6.4 verdeutlicht dieses Verhalten.

6.4.2 Rißbilder

Die Bilder 6.5 und 6.6 zeigen die Entwicklung des Rißbildes von Zugkörpern mit unterschiedlichen Fasergehalten. Die jeweils erste in der Folge von vier Skizzen veranschaulicht das frühe Rißbild, die letzte Skizze gibt das Endrißbild wieder.

Die Risse verlaufen normal zur Beanspruchungsrichtung. Typisch für die Rißbildung in allen zehn Zugkörpern war, daß die Risse trotz mittiger Bewehrungsanordnung nicht auf dem gesamten Umfang die gleiche Rißbreite aufwiesen. Häufig waren die Risse nur auf einer Halbseite des Versuchskörpers zu sehen. Dieses Phänomen verringerte sich zwar mit steigender Belastung, blieb aber insbesondere bei den Versuchskörpern mit hohen Fasergehalten bis zur höchsten Laststufe erhalten. Zu erklären ist diese spezielle Rißform damit, daß bereits sehr kleine Ausmittigkeiten der Bewehrung bzw. geringfügige Inhomogenitäten des Betons eine, wenn auch nur geringe, exzentrische Beanspruchung der Versuchskörper verursachen. Diese im Vergleich zu den Normalkräften nahezu vernachlässigbar kleinen Momente um die biegeeweiche Achse des gerissenen Zugkörpers bewirken, daß die Risse, die den gesamten Querschnitt durchtrennen, auf der einen Seite zum Teil vollkommen geschlossen und entsprechend auf der gegenüberliegenden Seite auf den doppelten Wert der eigentlichen Rißbreite geöffnet werden. Von einer ähnlichen Form der Trennrißbildung berichten Rehm, Eligehausen und Mallée /103/.

Bei den mit nur einem mittigen Stab bewehrten Zugkörpern konnten zwei weitere interessante Rißphänomene beobachtet werden. Zum einen bildeten sich Längsrisse, die von den Trennrisen ausgehend direkt über dem Bewehrungsstahl verliefen. Diese Risse sind eine Folge der in unmittelbarer Nähe der Hauptrisse wirkenden großen Verbund- bzw. Sprengkräfte. Eine Deutung der Entstehung derartiger Verbundrisse wurde bereits im Abschnitt 5.4.4 gegeben. Auffälligerweise war die Längsrißbildung um so ausgeprägter, je niedriger der Fasergehalt war.

ZK 1



$V_f = 1,50\%$ ($\sigma_{k0} = 152 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 240 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 306 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 420 \text{ N/mm}^2$)



90 cm 250 cm 50 cm

ZK 2



$V_f = 0,75\%$ ($\sigma_{k0} = 152 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 240 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 306 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 420 \text{ N/mm}^2$)



90 cm 250 cm 50 cm

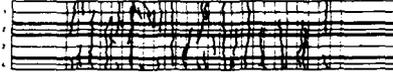
ZK 9



$V_f = 0\%$ ($\sigma_{k0} = 152 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 240 \text{ N/mm}^2$)



($\sigma_{k0} = 306 \text{ N/mm}^2$)



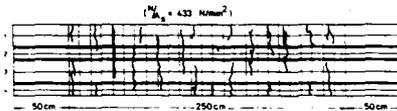
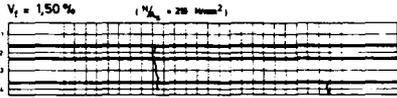
($\sigma_{k0} = 420 \text{ N/mm}^2$)



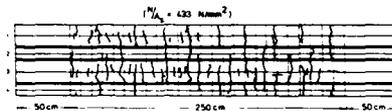
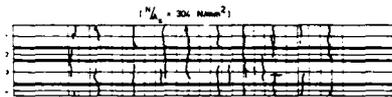
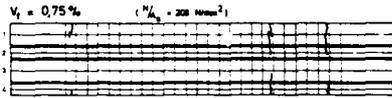
90 cm 250 cm 50 cm

Bild 6.5: Entwicklung des Ribbildes bei Versuchskörpern mit hohem Bewehrungsgrad ($\mu = 0,0154$) in Abhängigkeit vom Fasergehalt

ZK 5



ZK 6



ZK 10



Bild 6.6: Entwicklung des Ribbildes bei Versuchskörpern mit niedrigem Bewehrungsgrad ($\mu = 0,0077$) in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Die zweite Besonderheit im Ribbild der niedrig bewehrten Versuchskörper stellen die sogenannten Zwischen- oder auch Sekundärrisse dar. Diese treten erst in den oberen Laststufen auf den Seiten mit der geringsten Betondeckung der Bewehrung (Breitseiten) auf (siehe ZK 6 und ZK 10 in Bild 6.6). Ihre Länge ist sehr begrenzt und ihre Breite ist um eine Größenordnung kleiner als die der Trennrisse. Nicht selten ist die Ribbreite sogar so gering, daß die Risse mit bloßem Auge nicht auszumachen waren. Man kann ihre Existenz dann nur daraus ableiten, daß die Kurve für die mittlere Versuchskörperdehnung ϵ_m stark von der Kurve für die bezogene Ribbreitensumme $\Sigma w/l_0$ abweicht. Beispielsweise waren beim Zugkörper ZK 5 überhaupt keine Zwischenrisse beobachtet worden (s. Bild 6.6). Aus dem großen Abstand der Kurven im Bild 6.7 muß allerdings gefolgert werden, daß sich eine große Anzahl von sehr schmalen Zwischenrissen gebildet hat. Broms /104 bis 106/ hat diese Zwischen- bzw. Sekundärribbildung eingehend untersucht. Er versucht diese spezielle Form der Ribbildung durch Betrachtungen von Krafteinleitungsfällen (St. Venant) an kurzen Betonscheiben zu erklären.

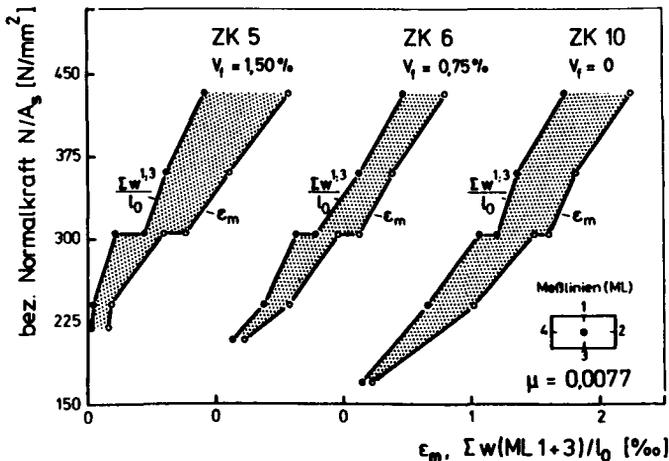


Bild 6.7: Vergleich der mittleren Dehnung ϵ_m mit der bezogenen Ribbreitensumme $\Sigma w^{1,3}/l_0$

Auf Grundlage der Analyse der Ribbilder wird bei der weiteren Auswertung wie folgt vorgegangen:

1. Trennrisse werden generell auf allen vier Seiten als vorhanden angesehen. Die Breite eines Risses w_i errechnet sich aus der Summe der Ribbreiten auf den vier Meßlinien dividiert durch vier. Damit entspricht w_i der Ribbreite in der Achse des Bewehrungsstabes.
2. Zwischenrisse und Trennrisse werden gesondert behandelt. Der Ribabstand s_{rm} gibt die mittlere Entfernung zwischen den Trennrissen an.
3. Bei der Berechnung der mittleren Ribbreite w_m werden nur die Trennrisse einbezogen, weil diese um ein Vielfaches breiter als die Zwischenrisse und damit im Hinblick auf den Korrosionsschutz der Bewehrung als maßgeblich anzusehen sind.

6.4.3 Ribabstand

Die Bilder 6.5 und 6.6 vermitteln einen guten Gesamteindruck von der Entwicklung des Ribbildes bzw. des Ribabstandes. Wesentlich detailliertere Auskunft hierüber geben die Bilder 6.8 und 6.9, in denen die Ribanzahl n_r und der Ribabstand $s_{rm} = l_0/n_r$ in Abhängigkeit von der Normalkraft aufgetragen sind.

Der Verlauf der Kurven in den Bildern 6.8 und 6.9 bestätigt die bekannte Tatsache, daß die frühe Ribbildung ein verwickelter, von zahlreichen Zufallsgrößen gesteuerter Prozeß ist. So hängt die Ribbildung im unteren Bereich der Beanspruchung nicht nur von der Streuung der Betonzugfestigkeit, sondern auch von der Art der Versuchsdurchführung, d. h. zum Beispiel von der Belastungsgeschwindigkeit bzw. von der Haltezeit bei einer Laststufe, ab. Auch darf nicht vergessen werden, daß Risse erst ab einer Breite

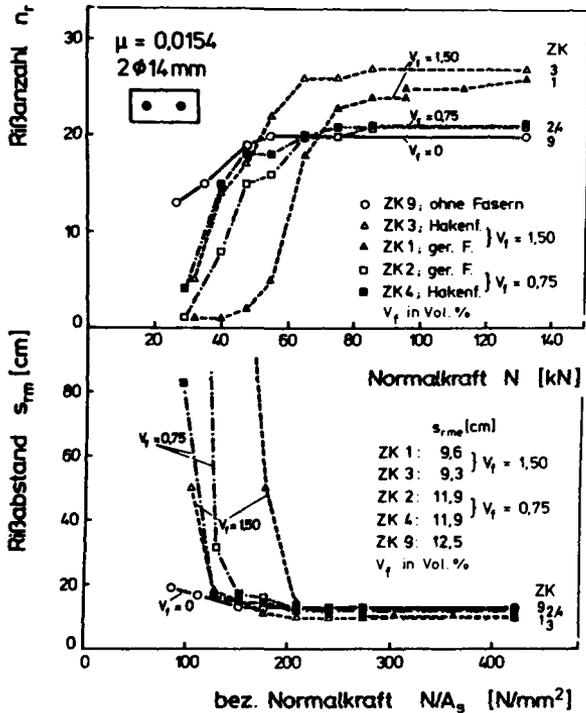


Bild 6.8: Rißzahl und Rißabstand der hochbewehrten Zugkörper in Abhängigkeit von der Belastung

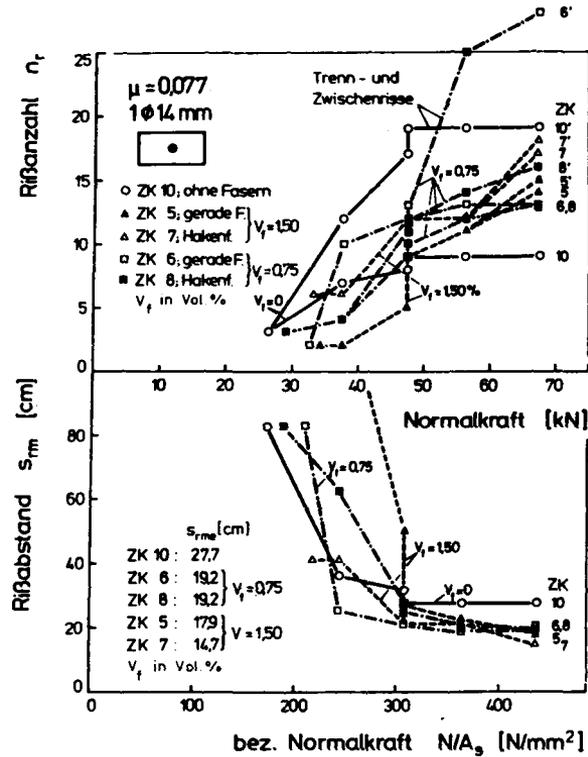


Bild 6.9: Rißzahl und Rißabstand der niedrigbewehrten Zugkörper in Abhängigkeit von der Belastung

$w \geq 2/100$ mm mit dem bloßen Auge zu erkennen sind. Stahlfaserverstärkte Stahlbetonbauteile weisen im Mittel immer geringere Anfangsrißbreiten auf, weil als Folge des Traganteils der Stahlfasern der Spannungssprung in der Hauptbewehrung mit Zunahme des Fasergehaltes vermindert wird. Insbesondere die zuletzt genannten Zusammenhänge dürften z. T. dafür verantwortlich sein, daß im Stadium anfänglicher Ribbildung häufig - so auch bei den eigenen Versuchen - bei den faserverstärkten Versuchskörpern ein vergleichsweise größerer Ribabstand gemessen worden ist.

Mit Zunahme der Belastung ordnen sich die Linien für den Trennrißabstand s_{rm} entsprechend dem Fasergehalt. Der in den Versuchen gemessene Endrißabstand der Trennrisse verringerte sich mit steigendem Fasergehalt; dies um so ausgeprägter, je kleiner der Bewehrungsgrad μ war. Wie der Vergleich der Endrißabstandswerte aus den Bildern 6.8 und 6.9 zeigt, ist auch bei faserverstärkten Stahlbetonbauteilen vom überragenden Einfluß des Verhältnisses d_s/μ auf den Ribbildungsprozeß auszugehen.

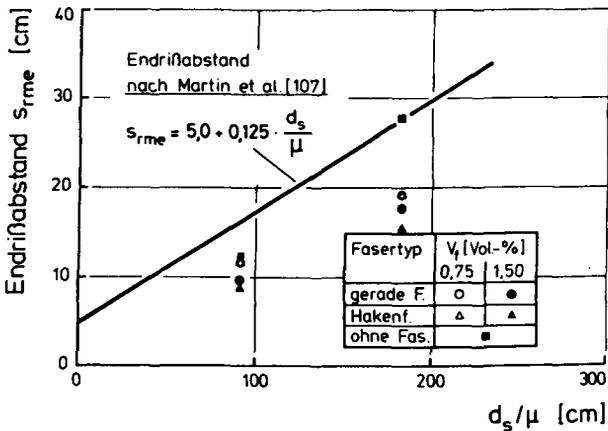


Bild 6.10: Vergleich des gemessenen Endrißabstandes mit der empirischen Formel von /107/

In Bild 6.10 sind die gemessenen Endrißabstände s_{rme} der Zugkörper der empirischen Rißabstandsbeziehung

$$s_{rme} = 5,0 + 0,125 \cdot d_s / \mu \text{ [cm]} \quad (6.1)$$

nach Martin/Schießl/Schwarzkopf /107/ gegenübergestellt, die wohl als die z. Zt. am besten abgesichert gilt. Wie man sieht, gelingt mit dieser Formel eine ausreichend genaue Prognose des Endrißabstandes unverstärkter Versuchskörper. Der Einfluß einer Faserbewehrung auf den Rißabstand kann durch diesen empirischen Ansatz nicht erfaßt werden. Dies kann insofern nicht überraschen, weil in der Gl. (6.1) die beim Abschluß des Versuches vorliegende Zugbeanspruchung des Betons zwischen den Rissen nicht berücksichtigt wird. Diese wird aber gerade durch die Fasern nachhaltig beeinflusst.

6.4.4 Rißbreiten

Die an den ausgewählten Laststufen gemessenen, mittleren Rißbreiten sind in den Bildern 6.11 und 6.12 in Abhängigkeit von der Beanspruchung aufgetragen.

Die Rißbreiten nehmen monoton - in etwa einer Geraden folgend - mit steigender Belastung zu. Der sprunghafte Anstieg der mittleren Rißbreite bei einer bezogenen Normalkraft $N/A_s = 300 \text{ N/mm}^2$ verdeutlicht die Rißaufweitung infolge der 50 Lastwechsel.

Da bei den einander gegenübergestellten Zugkörpern nur der Fasergehalt bzw. der Fasertyp variiert wurde, kann die deutlich erkennbare Reduzierung der Rißbreite allein auf die Stahlfaserverstärkung zurückgeführt werden. Die Rißbreitenreduzierung ist im gesamten untersuchten Beanspruchungsbereich zu beobachten, d. h., auch bei großen Rißöffnungen ($w = 0,5 \text{ mm}$). Durch diese Versuchsergebnisse finden die Modellvorstellungen aus Abschn. 4.2.3.4 eine erste Bestäti-

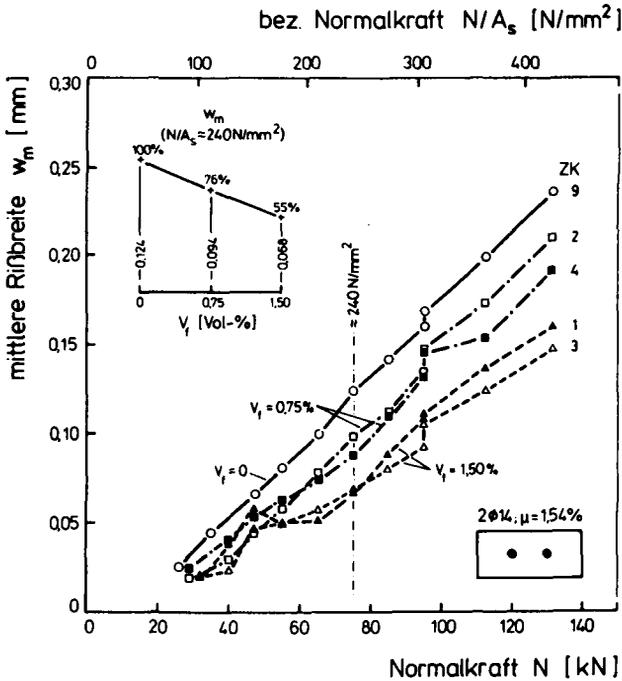


Bild 6.11: Mittlere Rißbreite der hochbewehrten Zugkörper in Abhängigkeit von der Belastung

gung, wonach entsprechend Gl. (4.55) der Anteil der Faserbewehrung an der Kraftübertragung im Riß für Rißbreiten, die deutlich kleiner sind als die Faserlänge ($w \ll l$), praktisch in voller Größe erhalten bleibt.

Aus dem nahezu deckungsgleichen Verlauf der Kurven für die mittlere Rißbreite der Versuchskörper mit gleichem Fasergehalt kann geschlossen werden, daß Hakenfasern und gerade Fasern im Zusammenhang mit der Rißbreitenbeschränkung als gleich effizient angenommen werden können. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den Beobachtungen, die bei den Untersuchungen zum Rißabstand und zu den Versuchskörperdehnungen gemacht wurden.

Ein Vergleich der Bilder 6.11 und 6.12 macht deutlich, daß der Grad der Rißbreitenreduzierung infolge der Faserverstärkung besonders hoch bei den Versuchskörpern mit niedrigem Bewehrungsgrad ($\mu = 0,0077$) ist. Die in den Bildern enthaltenen Skizzen veranschaulichen dies. Hiernach verringern sich die Rißbreiten der mit 1,50 Vol.-% Fasern verstärkten hochbewehrten Zugkörper (s. Bild 6.11) im Gebrauchslastbereich ($N/A_s = 240 \text{ N/mm}^2$) um rd. 45 %; die mittlere Breite der Risse der niedrigbewehrten faserverstärkten Zugkörper (s. Bild 6.12) beträgt im Extremfall ($V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$) sogar nur noch ein Viertel derjenigen, die am unverstärkten Zugkörper gemessen worden ist. Gleichfalls kann man aus den Darstellungen ablesen, daß sich die Rißbreiten mit steigendem Fasergehalt eher unterproportional verringern.

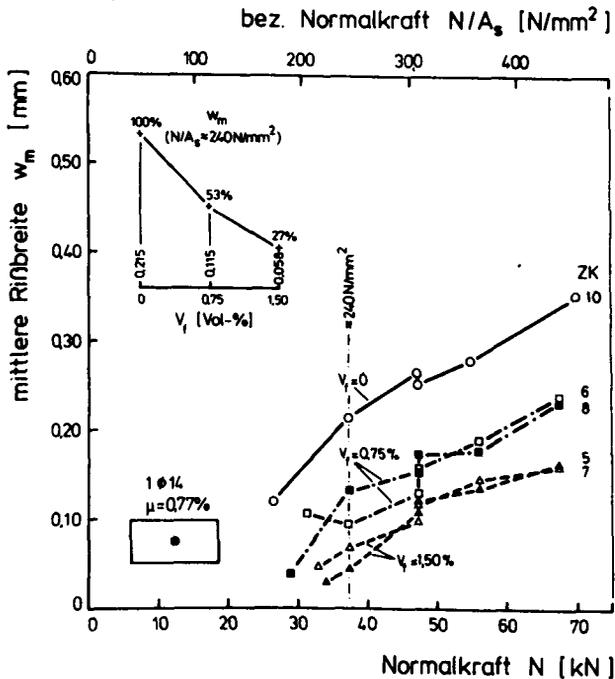


Bild 6.12: Mittlere Rißbreite der niedrigbewehrten Zugkörper in Abhängigkeit von der Belastung

6.5 Zusammenfassung und Folgerungen:

Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, die Wirksamkeit einer Stahlfaserverstärkung hinsichtlich der Reduzierung der Rißbreiten von Stahlbetonbauteilen quantitativ zu erfassen. Hierzu wurden insgesamt zehn zentrische Zugversuche an Stahlbetonstäben mit und ohne Faserbeton durchgeführt. Dabei wurde der Einfluß des Fasergehaltes ($V_f = 0; 0,75; 1,50$ Vol.-%), des Fasertyps (Hakenfaser; gerade Faser) und des Bewehrungsgrades ($\mu = 0,0077$ bzw. $\mu = 0,0154$) auf das Riß- und Verformungsverhalten eingehend studiert.

Zusammenfassend lassen sich die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen wie folgt darstellen:

1. Im ungerissenen Zustand weisen stahlfaserverstärkte und unverstärkte Zugkörper die gleiche Verformungscharakteristik auf. Der Übergang von Zustand I zum Zustand II verzögert sich mit steigendem Fasergehalt zu geringfügig höheren Erstrißkräften.
2. Die mittlere Dehnung ϵ_m im Zustand II ist um so kleiner, je größer der Fasergehalt ist. Dies ist gleichbedeutend damit, daß die Mitwirkung des Betons auf Zug mit steigendem Fasergehalt anwächst.
3. Der Endrißabstand s_{rme} war um so kleiner, je höher der Fasergehalt war. Für das Stadium der frühen Rißbildung geben die Rißabstandsmessungen keinen eindeutigen Aufschluß über den Einfluß einer Faserverstärkung. Die Rißbildung wird in dieser Phase von einer Reihe stark streuender Einflußgrößen, wie z. B. der Betonzugfestigkeit, maßgeblich bestimmt, so daß ein etwaiger Zusammenhang zwischen Fasergehalt und Rißabstand überdeckt worden ist.

4. Die Ribbreite w_m wird in besonders starkem Maße vom Fasergehalt beeinflusst. So betrug beispielsweise die mittlere Ribbreite eines faserverstärkten Zugkörpers unter Gebrauchslast nur ein Viertel derjenigen, die am entsprechenden unverstärkten Versuchskörper gemessen worden ist.
5. Insgesamt war festzustellen, daß der Einfluß der Faserverstärkung um so ausgeprägter hervortrat, je kleiner der Gehalt an konventioneller Bewehrung war. Ein Unterschied in der Effizienz der beiden untersuchten Fasertypen (Hakenfaser, gerade Faser) war nicht zu erkennen. Die in den Versuchen gemessene Erhöhung der Strecklasten (Fließen der Bewehrung) war ausschließlich vom Fasergehalt und nicht vom Fasertyp abhängig.

Die Versuche haben gezeigt, daß eine zusätzliche Faserbewehrung das Rib- und Verformungsverhalten von Stahlbetonteilen in hohem Maße verändert. Erstmals liegen nun auch komplette Datensätze vor, in denen Ribabstand, Ribbreite und mittlere Dehnung in allen Beanspruchungsphasen, vom ersten Rib bis zum Fließen der Bewehrung, lückenlos erfaßt sind. Auf eine Formulierung von Bewehrungsgrundsätzen, die sich allein auf die vorliegenden Versuchsergebnisse stützen, wird wegen der im Abschnitt 2 ausführlich dargelegten Gründe verzichtet. Vielmehr sollen die Versuchsergebnisse dazu benutzt werden, das im folgenden Abschnitt 7 entwickelte Modell zur Beschreibung des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstabes sowie die daraus auf analytischem Wege abgeleiteten Beziehungen zu überprüfen.

7 Berechnung der Spannungen, Verformungen und Ribbreiten von mittig gezogenen stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben

7.1 Modell des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementes

In diesem Abschnitt der Arbeit soll das Rib- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärktem Stahlbeton mit Hilfe einer geschlossenen analytischen Lösung beschrieben werden. Grundlage der Ribtheorie ist ein Stahlbetonstabwerksmodell, in dem alle spezifischen Eigenschaften des Faserbetons Berücksichtigung finden.

Ausgangspunkt der Betrachtung ist der Rib bzw. die dort wirkenden Kräfte. Ein Rib entsteht, wenn die Betonspannung infolge äußerer Beanspruchung aus Last und/oder Zwang die örtliche Betonzugfestigkeit β_{bZ} erreicht. Im Ribquerschnitt eines Stahlbetonbauteils werden die Zugkräfte dann vom Bewehrungsstahl übernommen. Vom Rib ausgehend werden Kräfte solange vom Stahl über Verbund in den Beton eingeleitet, bis beide die gleiche Dehnung aufweisen bzw. bis keine Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton auftritt.

Rehm /1/ und später Martin /73/, Noakowski /74/, Krips /108/ und Schober /2/ haben diesen Vorgang im Stahlbetonbauteil mit Hilfe der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes beschrieben und für spezielle Fälle Lösungen angegeben. Für stahlfaserverstärkten Stahlbeton existiert bislang keine verbundorientierte Ribtheorie mit der alle Phasen der Zugbeanspruchung, vom ersten Rib bis zum Fließen der Bewehrung, erfaßt werden können.

Bild 7.1 zeigt das mechanische Modell des gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementes, an dem nachfolgend die mathematischen Beziehungen zur Beschreibung der Verformungs- und Ribzustände hergeleitet werden. Die Span-

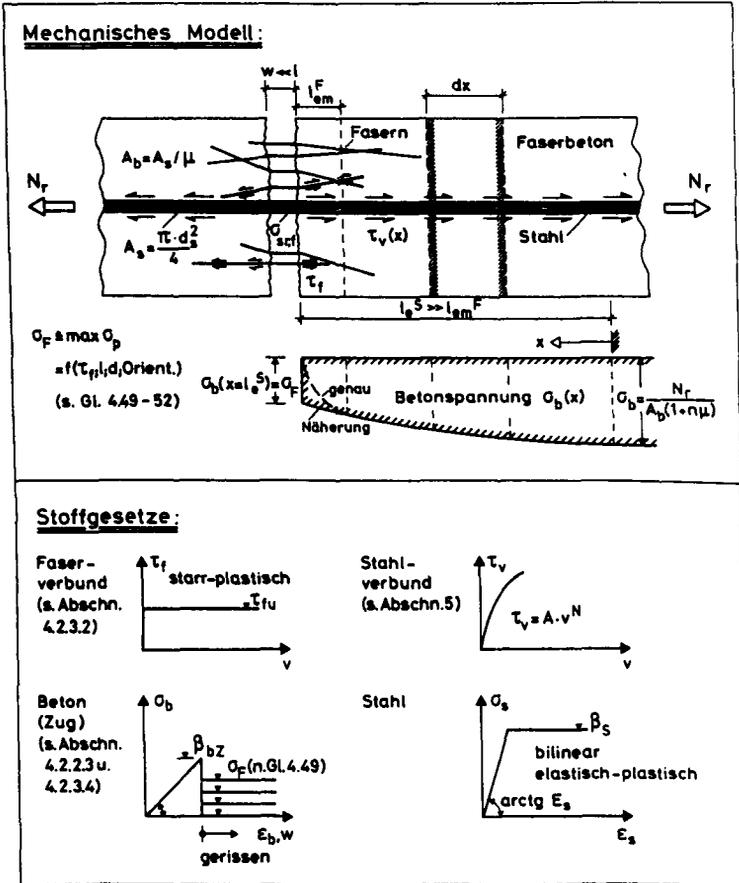


Bild 7.1: Mechanisches Modell und Stoffgesetze für stahlfaser-
 serverstärkten Stahlbeton

nungen im Ribquerschnitt werden bei Stahlbeton üblicherweise unter der Voraussetzung bestimmt, daß der Beton (Normalbeton) keine Zugspannungen überträgt. Die entscheidende Besonderheit beim Faserbeton ist, wie die ausführlichen Untersuchungen im Abschn. 4.2.3 gezeigt haben, daß die Stahlfasern eine im wesentlichen von der Geometrie und räumlichen Ausrichtung der Fasern abhängigen Kraft über den Rib hinweg transportieren.

An der freien RiBoberfläche ist der Faserbeton - sieht man die Fasern als filigrane Bewehrungsstäbe an - genauso wie der Normalbeton spannungslos. Doch bereits nach wenigen Millimetern ($l_{em}^F = 1/4$) sind die Faserkräfte in den Beton über Verbund eingetragen. Man kann also, ohne eine allzu große Ungenauigkeit in Kauf nehmen zu müssen, näherungsweise die auf die Betoneinheitsfläche bezogenen Faserkräfte $\max \sigma_p$ als eine unmittelbar am RiBufer anliegende Betonspannung annehmen. In Bild 7.1 ist der genaue und der genäherte Verlauf der Betonspannung in RiBnähe eingezeichnet.

Um die Abhängigkeit der Betonspannung am RiB von der Faserverstärkung hervorzuheben, wird nachfolgend die maximale post-kritische Betonzugspannung $\max \sigma_p$ mit σ_F bezeichnet.

Die Betonzugfestigkeit β_{bZ} wird durch die Fasern nur geringfügig beeinflusst (vgl. Abschn. 4.2.2), so daß deren Veränderung mit dem Fasergehalt in Anbetracht der angestrebten Genauigkeit der Rechnung vorerst nicht berücksichtigt werden muß. Das in Bild 7.1 eingezeichnete Stoffgesetz des auf Zug beanspruchten Stahlfaserbetons gliedert sich in zwei Bereiche: Der eine ist durch ein von den Fasern unbeeinflusstes linear-elastisches Verhalten bis zum Zugbruch gekennzeichnet; der andere durch einen horizontalen Ast im Nachbruchbereich, dessen Verlauf vom Reibungsverbund zwischen Faser und Betonmatrix und dessen Höhe zudem vom Fasergehalt abhängt (siehe Faserverbundgesetz, Bild 7.1).

Betrachten wir nun die Stahlspannungen im RiBquerschnitt eines gerade gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstabes. Aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\sum H = 0 = A_b \cdot \sigma_F + A_s \cdot \sigma_{s,r,f} - N_r \quad (7.1)$$

folgt mit dem Bewehrungsgrad $\mu = A_s/A_b$ die Stahlspannung im Bewehrungsstahl:

$$\sigma_{sr,f} = \frac{N_r}{A_s} - \frac{\sigma_F}{\mu} \quad (7.2)$$

Die Normalkraft N_r kann über die Betonzugfestigkeit β_{bz} ausgedrückt werden:

$$N_r = \beta_{bz} \cdot A_b (1 + n\mu) \quad (7.3)$$

Innerhalb der Einleitungslänge l_e wird die Stahlspannung $\sigma_{sr,f}$ über Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Faserbeton (Verbundgesetz s. Bild 7.1 bzw. Abschn. 5), auf den n -fachen Wert der Betonzugfestigkeit abgemindert; diese Stahlspannung entspricht genau derjenigen, die vor dem Reißen auch am Ribort vorlag. Der bei Ribbildung auftretende Stahlspannungssprung $\Delta\sigma_{sr,f}$ kann damit wie folgt angeschrieben werden:

$$\Delta\sigma_{sr,f} = \sigma_{sr,f} - n \cdot \beta_{bz} \quad (7.4)$$

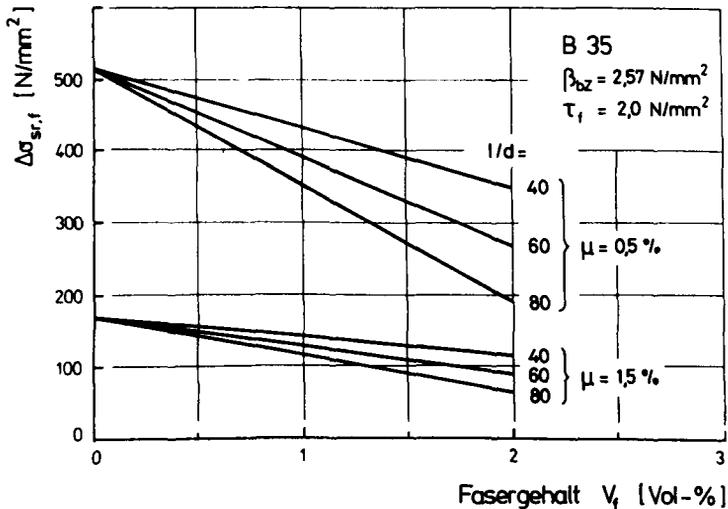


Bild 7.2: Stahlspannungssprung $\Delta\sigma_{sr,f}$ in Abhängigkeit vom Fasergehalt und den Faserabmessungen bei einem hohen und einem niedrigen Bewehrungsgrad

Die Bilder 7.2 bis 7.4 zeigen das Ergebnis einer Auswertung der Gln. (7.2) bis (7.4). Dabei wurde von einer zufälligen räumlichen Ausrichtung der Fasern (3-D) ausgegangen, wie sie üblicherweise in faserverstärkten Konstruktionsbauteilen vorliegt. Bild 7.2 zeigt, daß die Mitwirkung der Fasern an der Kraftübertragung im Riß, ausgedrückt durch die Abminderung des Stahlspannungssprunges $\Delta\sigma_{sr,f}$, um so größer ist, je größer der Fasergehalt bzw. je größer das Verhältnis von Faserlänge zu Faserdurchmesser ist. Ebenso ist aus dem Bild ablesbar, daß Fasern die Stahlspannung im Riß insbesondere bei schwach bewehrten Bauteilen reduzieren. Aus dem Verlauf der Kurven in Bild 7.3 geht dies noch deutlicher hervor. Dort ist der Zusammenhang von μ und $\Delta\sigma_{sr,f}$ für beliebige Bewehrungsgrade dargestellt.

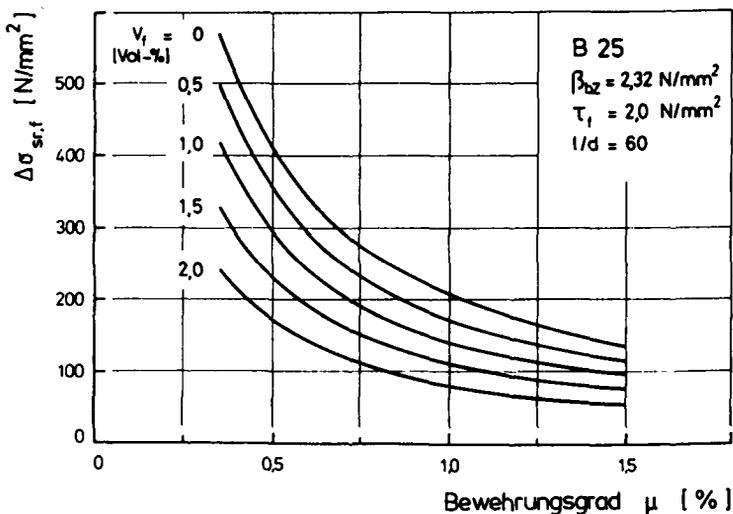


Bild 7.3: Stahlspannungssprung $\Delta\sigma_{sr,f}$ in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad für verschiedene Fasergehalte

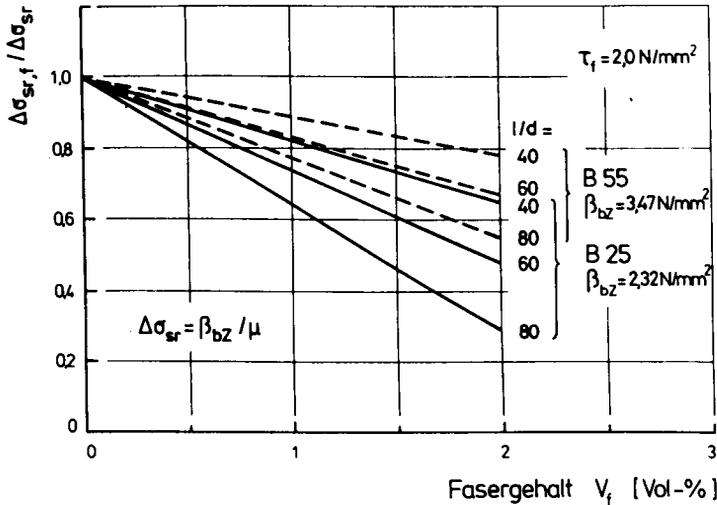


Bild 7.4: Einfluß von Fasergehalt, Faserbemessung und Betonqualität auf den bezogenen Stahlspannungssprung $\Delta\sigma_{sr,f} / \Delta\sigma_{sr}$

Aus Bild 7.4 ist ersichtlich, daß die Betonzugfestigkeit in starkem Maße die Größe der Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{sr,f}$ beeinflusst. Mit steigender Betongüte wächst der Unterschied zwischen dem horizontalen Ast vom Stoffgesetz des Betons zur Betonzugfestigkeit an. Hierdurch steigt der Anteil der Kräfte, der beim Reißen des Bauteils auf den Bewehrungsstahl umgelagert wird, an. Die Darstellung macht zudem deutlich, daß durch eine Anpassung der Faserabmessungen an die Mischungszusammensetzung des Ausgangsbetons - angestrebt wird i. a. ein möglichst hohes l/d -Verhältnis (siehe Abschnitt 3.3) - der Fasergehalt optimiert werden kann.

7.2 Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und deren Lösung für Faserbeton

7.2.1 Stadium der frühen Rißbildung

Der Prozeß der Rißbildung in einem Stahlbetonbauteil kann in die Phasen der frühen und der fortgeschrittenen Rißteilung eingeteilt werden. Anfänglich bilden sich nur wenige Risse, deren Abstand zueinander sehr groß ist. Mit Steigerung der äußeren Belastung verringert sich der Rißabstand. Schließlich wird ein Zustand erreicht, der dadurch gekennzeichnet ist, daß der Rißabstand den doppelten Wert der beanspruchungsabhängigen Einleitungslänge $l_e(N_r)$ annimmt, d. h., Überschneidungen der Einleitungslängen nicht vorliegen, so daß in der Mitte zwischen zwei Rissen die Stahlspannung immer der n -fachen Betonspannung entspricht.

Die frühe Rißbildung wird durch eine Reihe zufälliger und stark streuender Einflußparameter gesteuert. Auf statistischen Überlegungen basierende Ansätze zur mathematischen Erfassung der frühen Rißabstandsentwicklung sind u. a. in den Arbeiten von Koch /109/, Svensvik /71/, Rethmeyer /110/, Schober /2/ und Schwennicke /111/ enthalten. Die in diesen theoretischen Modellen einzuführenden statistischen Größen werden allerdings stets auf den nachzurechnenden Einzelfall zugeschnitten; den Anspruch der Allgemeingültigkeit erfüllt keine dieser Theorien.

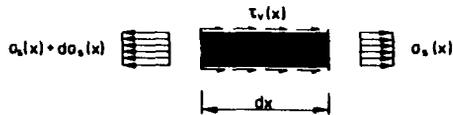
7.2.1.1 Lösung der Differentialgleichung bei großem Rißabstand ($s_r \geq 2 l_e$)

Das in Bild 7.1 dargestellte Stabwerksmodell eines stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementes bildet die Grundlage für die Herleitung der Differentialbeziehung zur Beschreibung der Spannungen und Verformungen im gerissenen Bauteil. Hierzu lösen wir ein Element mit der differentiell-

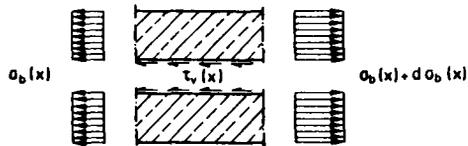
len Länge dx aus dem rißnahen Bereich des Stabes heraus und betrachten die dort auftretenden Spannungen und Verschiebungen (s. Bild 7.5).

Spannungen :

Stahl :



Beton :



Verformungen :

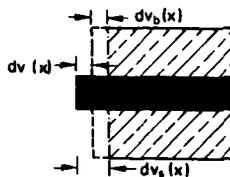


Bild 7.5: Spannungen und Verformungen am Stabdifferential

Bemerkung: In den folgenden Gleichungen werden die faserbetonspezifischen Größen nur in den Fällen mit f indiziert, wenn dies zur Unterscheidung unbedingt erforderlich ist; im allgemeinen wird darauf verzichtet.

Über die Gleichgewichtsbedingung

$$d\sigma_s(x) \cdot A_s = \tau_v(x) \cdot u_s \cdot dx = -d\sigma_b(x) \cdot A_b \quad (7.5)$$

können für die örtlich veränderliche Verbundspannung $\tau_v(x)$ die folgenden Beziehungen hergeleitet werden:

$$\tau_v(x) = \frac{d\sigma_s(x)}{dx} \cdot \frac{A_s}{u_s} = \frac{d\sigma_s(x)}{dx} \cdot \frac{d_s}{4} \quad (7.6)$$

bzw.

$$\tau_v(x) = - \frac{d\sigma_b(x)}{dx} \cdot \frac{A_b}{u_s} = - \frac{d\sigma_b(x)}{dx} \cdot \frac{d_s}{4\mu}$$

Die Veränderung der Verschiebung $v(x)$ zwischen Stahl und Beton beträgt:

$$\frac{dv(x)}{dx} = \epsilon_s(x) - \epsilon_b(x) \quad (7.7a)$$

Drückt man die Betondehnung mit $n = E_s/E_b$ über die Stahlspannungen aus, so ergibt sich:

$$\frac{dv(x)}{dx} = \frac{1}{E_s} (\sigma_s(x) - n\sigma_b(x)) \quad (7.7b)$$

Berücksichtigt man nun, daß die Stahlspannungen und die Betonspannungen sich proportional zueinander ändern und geht man bei der Betrachtung der Spannungen von einem beliebigen, jedoch festen Punkt x_0 innerhalb der Einleitungslänge aus, so kann man die differentielle Änderung der Verschiebung wie folgt anschreiben:

$$\frac{dv(x)}{dx} = \frac{1}{E_s} \{ \sigma_s(x) - n [\sigma_b(x_0) - (\sigma_s(x) - \mu\sigma_s(x_0))] \} \quad (7.8)$$

Nach einigem Umformen sowie nach dem Ableiten der Gl. (7.8) erhält man schließlich eine Beziehung zwischen der ortsabhängigen Verbundspannung $\tau_v(x)$ und der Verschiebung $v(x)$.

$$\frac{d^2v(x)}{dx^2} = \frac{1+n\mu}{E_s} \cdot \frac{d\sigma_s(x)}{dx} \quad (7.9a)$$

bzw. mit Gl. (7.6)

$$\frac{d^2v(x)}{dx^2} = \frac{1+n\mu}{E_s} \cdot \frac{4}{d_s} \cdot \tau_v(x) \quad (7.9b)$$

Setzt man nun in die Gl. (7.9b) den durch Versuche gefundenen Zusammenhang zwischen der Verschiebung v und der Verbundspannung τ_v , in der Form

$$\tau_v = \beta_W \cdot A \cdot v^N$$

ein, (s. Bild 7.1), so erhält man die Differentialgleichung (DGL) des verschieblichen Verbundes.

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} = \frac{4(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_W \cdot A \cdot v(x)^N \quad (7.10)$$

Bei dieser Beziehung handelt es sich um eine nichtlineare DGL zweiter Ordnung, für die nach Kamke /112/ folgende Lösung existiert:

$$v(x) = \left[\frac{2(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_W \cdot A \cdot \frac{(1-N)^2}{1+N} \right]^{\frac{1}{1-N}} \cdot x^{\frac{2}{1-N}} \quad (7.11)$$

Durch zweimaliges Differenzieren der Gl. (7.11) erhalten wir:

$$\frac{dv(x)}{dx} = \frac{2}{1-N} \left[\frac{2(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_W \cdot A \cdot \frac{(1-N)^2}{1+N} \right]^{\frac{1}{1-N}} \cdot x^{\frac{2}{1-N}} \quad (7.12)$$

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} = \frac{2(1+N)}{(1-N)^2} \left[\frac{2(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_W \cdot A \cdot \frac{(1-N)^2}{1+N} \right]^{\frac{1}{1-N}} \cdot x^{\frac{2N}{1-N}} \quad (7.13)$$

Den Verlauf der Verbundspannung $\tau_v(x)$ können wir angeben, wenn wir die Gl. (7.13) in die Gl. (7.9b) einsetzen.

$$\tau_v(x) = \left[\frac{2(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_W \cdot A \right]^{\frac{1}{N}} \cdot \left[\frac{(1-N)^2}{1+N} \right]^{\frac{N}{1-N}} \cdot x^{\frac{2N}{1-N}} \quad (7.14)$$

Wie eingangs erwähnt, existieren bei der frühen Ribbildung zwischen den Rissen stets Bereiche im Zustand I. Als Ursprung der Laufvariablen x wird nun derjenige Punkt gewählt, bei dem der Krafteinleitungsprozeß abgeschlossen ist, d. h. Beton- und Stahldehnung übereinstimmen. Damit kann die erste zur Lösung der DGL erforderliche Randbedingung (RB) formuliert werden.

$$\text{RB 1: } \sigma_s(x=0) = n \cdot \sigma_b(x=0) \quad (7.15)$$

Den Stahlspannungsverlauf $\sigma_s(x)$ erhalten wir, indem wir die Gl. (7.15) und (7.12) in die Gl. (7.8) einsetzen.

$$\sigma_s(x) = \sigma_s(x=0) + \frac{E_s}{1+n\mu} \cdot \frac{2}{1-N} \left[\frac{2(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{(1-N)^2}{1+N} \right]^{\frac{1}{1-N}} \cdot x^{\frac{1-N}{1-N}} \quad (7.16)$$

Entsprechend Gl. (7.5) kann der Betonspannungsverlauf $\sigma_b(x)$ als Komplement des Verlaufes der Stahlspannung aufgefaßt werden, so daß man unter Verwendung von Gl. (7.16) folgende Beziehung anschreiben kann:

$$\sigma_b(x) = \sigma_b(x=0) - \frac{2}{1-N} \cdot \frac{\mu \cdot E_s}{1+n\mu} \left[\frac{2(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{(1-N)^2}{1+N} \right]^{\frac{1}{1-N}} \cdot x^{\frac{1-N}{1-N}} \quad (7.17)$$

Die bislang abgeleiteten Beziehungen gelten für unverstärkten und stahlfaserverstärkten Stahlbeton in gleichem Maße. Die Berücksichtigung der Stahlfaserverstärkung erfolgt durch Anpassung der zweiten Randbedingung an den für Faserbeton typischen Betonspannungszustand am Rib (vgl. Bild 7.1).

$$\text{RB 2: } \sigma_b(x=l_e) = \sigma_F \quad (7.18)$$

Diese Randbedingung führen wir in die Gl. (7.17) ein

$$\sigma_b(x=l_e) = \sigma_F = \sigma_b(x=0) - \frac{2\mu}{1-N} \left[\frac{2 \cdot \beta_w \cdot A}{d_s} \left(\frac{1+n\mu}{E_s} \right)^N \frac{(1-N)^2}{1+N} \right]^{\frac{1}{1-N}} \cdot x^{\frac{1-N}{1-N}} \quad (7.19)$$

und erhalten damit schließlich unter Beachtung von Gl. (7.3) die von der bezogenen Fasertension σ_F abhängige Einleitungslänge l_e zu:

$$l_e = \frac{1}{1-N} \left[(\beta_{bZ} - \sigma_F)^{1-N} \cdot \left(\frac{2E_s \mu}{1+n\mu} \right)^N \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{1 \cdot N}{\mu \beta_W \cdot A} \right]^{\frac{1}{1-N}} \quad (7.20)$$

Man erkennt sofort, daß die Einleitungslänge l_e folgerichtig zu Null wird, wenn die bezogene Fasertension σ_F mit der Betonzugfestigkeit β_{bZ} übereinstimmt. In diesem Fall würde die Ribkraft N_r allein von den Fasern übertragen werden. In der Praxis wird dies, wie die eingehenden Untersuchungen im Abschn. 4.2.3.1 gezeigt haben, kaum eintreten, weil die hierzu erforderlichen Fasergehalte aus verarbeitungstechnischen Gründen i. d. R. nicht realisierbar sind (siehe Abschnitt 3.3).

Mit der nun bekannten Einleitungslänge lassen sich für die Spannungen und Verformungen im Einleitungsbereich die folgenden einfachen Beziehungen angeben. Sie lauten:

Betonspannungsverlauf:

$$\sigma_b(x) = \beta_{bZ} - (\beta_{bZ} - \sigma_F) \cdot \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{1-N}{1-N}} \quad (7.21)$$

Stahlspannungsverlauf:

$$\sigma_s(x) = n \cdot \mu \cdot \Delta \sigma_{sr} + (\Delta \sigma_{sr} - \frac{\sigma_F}{\mu}) \cdot \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{1-N}{1-N}} \quad (7.22)$$

mit $\Delta \sigma_{sr} = \beta_{bZ} / \mu$

Verbundspannungsverlauf:

$$\tau_v(x) = \frac{1 \cdot N}{1-N} \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{1}{l_e} \cdot \frac{\beta_{bZ} - \sigma_F}{\mu} \cdot \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{2N}{1-N}} \quad (7.23)$$

Verschiebungsverlauf:

$$v(x) = (\beta_{bz} - \sigma_F) \frac{1-N}{2} \cdot \frac{1 \cdot n \mu}{\mu \cdot E_s} \cdot l_e \cdot \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{2}{1-N}} \quad (7.24)$$

Für den Spezialfall $\sigma_F = 0$ (Normalbeton) gehen die obigen Gleichungen in die von Noakowski /74/ auf anderem Wege für zwangbeanspruchte Stahlbetonbauteile hergeleiteten Beziehungen über.

7.2.1.2 Diskussion der Rechenergebnisse für frühe Ribbildung

Mit den Gln. (7.20) bis (7.24) steht ein Werkzeug zur Verfügung, mit dessen Hilfe sämtliche Einflüsse, stofflicher oder geometrischer Natur, auf die Spannungen und Verformungen in einem gerissenen stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteil studiert werden können. Im Rahmen dieser Arbeit beschränkt sich die Diskussion der Rechenergebnisse auf die maßgeblich durch die Faserverstärkung beeinflussten Größen.

In Bild 7.6 sind die Spannungen und Verschiebungen eines stahlfaserverstärkten denen eines unverstärkten Stahlbetonzugstabes gegenübergestellt. Man erkennt, daß durch die Verwendung von Faserbeton ($V_f = 2,0$ Vol.-%) die Verbundspannungen und Stahlspannungen im Einleitungsbereich erheblich erniedrigt werden. Der Betonspannungsverlauf hingegen wird fülliger, was sich in der höheren mittleren Betonspannung $\sigma_{bm,f}$ innerhalb der Einleitungslänge ausdrückt.

$$\sigma_{bm,f} = \beta_{bz} - (\beta_{bz} - \sigma_F) \frac{1-N}{2} \quad (7.25)$$

Weil mit dem Anstieg der mittleren Betondehnung $\epsilon_{bm,f} = \sigma_{bm,f} / E_b$ zudem eine Verkürzung der Einleitungslänge verbunden ist (s. Bild 7.6 oben), kann in bestimmten Fällen der frühen Ribbildung eine sehr große Steigerung der Mitwir-

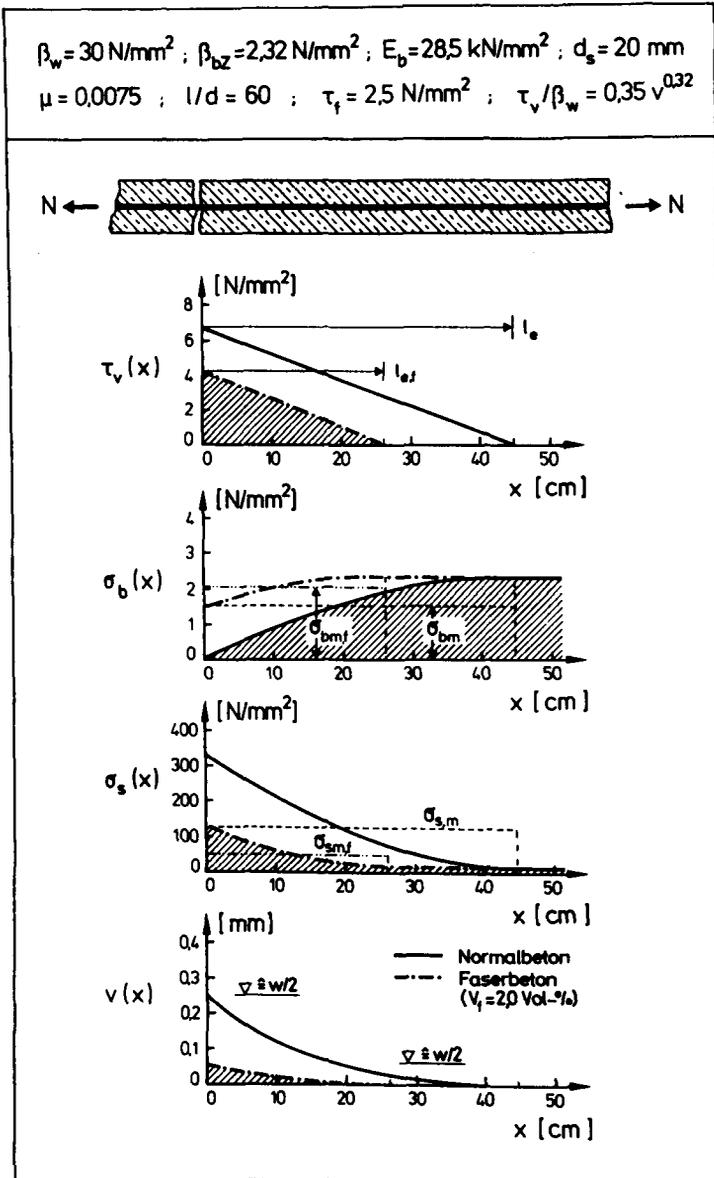


Bild 7.6: Verlauf von Verbund-, Beton- und Stahlspannung sowie der Verschiebung bei einem stahlfaserverstärkten bzw. unverstärkten Stahlbetonzugstab

kung des Betons auf Zug und damit auch ein markanter Anstieg der Gesamtsteifigkeit des durch Stahlfasern verstärkten Bauteils verzeichnet werden.

Besondere Beachtung verdient der Verlauf der Verschiebung $v(x)$, der, wie Bild 7.6 dokumentiert, in sehr ausgeprägter Weise durch die Verwendung von Faserbeton verändert wird. Die relative Verschiebung des Bewehrungsstahles gegenüber dem Beton am Ort des Risses entspricht der halben Rißbreite $w/2$. Bei dem in Bild 7.6 untersuchten Zugstab wird beispielsweise die Rißbreite durch eine Verstärkung mit 2 Vol.-% Fasern auf etwa ein Fünftel des ursprünglich vorhandenen Wertes reduziert.

Wie aus den Gln. (7.21) bis (7.24) hervorgeht, stellt die Einleitungslänge die zentrale das Riß- und Verformungsverhalten beschreibende Größe dar. Aus diesem Grund soll anhand von drei Bildern die Abhängigkeit der Einleitungslänge von den bekanntermaßen maßgeblich den Rißprozeß bestimmenden Einflußparametern veranschaulicht werden. Bild 7.7 zeigt den Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Einleitungslänge in Abhängigkeit vom Fasergehalt. Aus dem Verlauf der Kurven ist zu erkennen, daß mit steigendem Bewehrungsgrad die Einleitungslänge kürzer wird. Der gleiche Effekt stellt sich ein, wenn der Fasergehalt angehoben wird. Mit dem Anstieg des Fasergehaltes wird eine überproportionale Verkürzung von l_e beobachtet, hingegen verläuft die Abnahme von l_e mit wachsendem Bewehrungsgrad degressiv.

Die Betonzugfestigkeit σ_{bz} ist jene Materialeigenschaft, die die Rißbildung entscheidend bestimmt. Je höher die Betonzugfestigkeit ist, desto länger bleibt ein Bauteil rißfrei, was unter Umständen, so z. B. im Behälterbau, von Vorteil ist. Andererseits steigen mit der Betonzugfestigkeit auch die Kräfte an, die beim Reißen auf den Bewehrungsstahl umgelagert werden. Hierdurch vergrößert sich die Einleitungslänge, wie aus Bild 7.8 ersichtlich ist. Die unmittelbare Folge ist eine große Erstrißbreite.

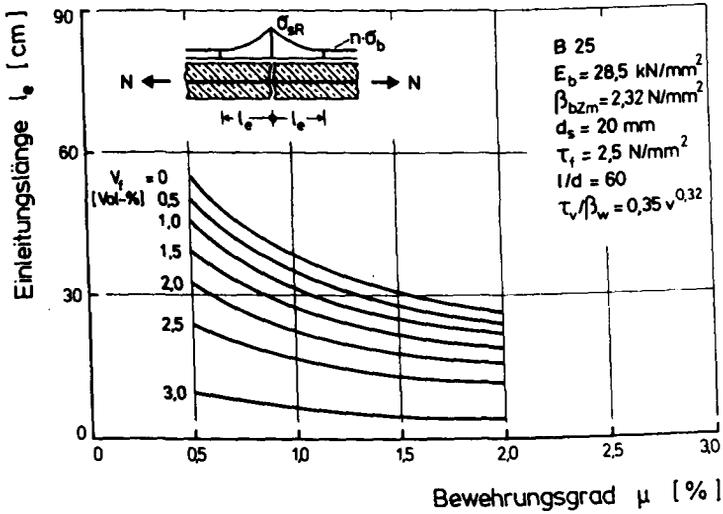


Bild 7.7: Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Einleitungs-
länge bei unterschiedlichem Fasergehalt

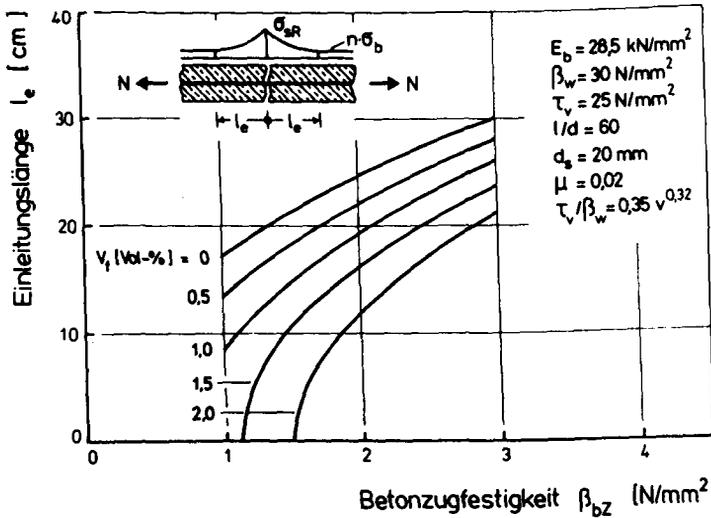


Bild 7.8: Einfluß der Betonzugfestigkeit auf die Einlei-
tungslänge bei unterschiedlichem Fasergehalt

Hieran ist deutlich zu erkennen, daß die Anforderung an die Betonzugfestigkeit, die dem Verlangen nach einem rißfreien Bauwerk entstammt, gegenläufig ist zu der, die aufgrund des Bestrebens zur Beschränkung der Rißbreite gestellt werden muß. Bei Verwendung von Faserbeton kann dieser Gegensatz zumindest teilweise behoben werden. Mit steigendem Fasergehalt verringert sich die Einleitungslänge, in bestimmten Fällen wird ihre Größe sogar zu Null, d. h., daß trotz Erreichen der Rißlast das Bauteil in einem Zustand verbleibt, der bezüglich der Dehnungen vergleichbar mit dem Zustand I (ungerissen) ist. Tatsächlich hat sich jedoch ein Riß gebildet, den man sich als sehr schmalen Mikroriß vorzustellen hat, bei dem die Fasern die gesamte Rißkraft übertragen, so daß praktisch die volle Betonzugspannung - wie im ungerissenen Zustand - auf der ganzen Bauteillänge erhalten bleibt.

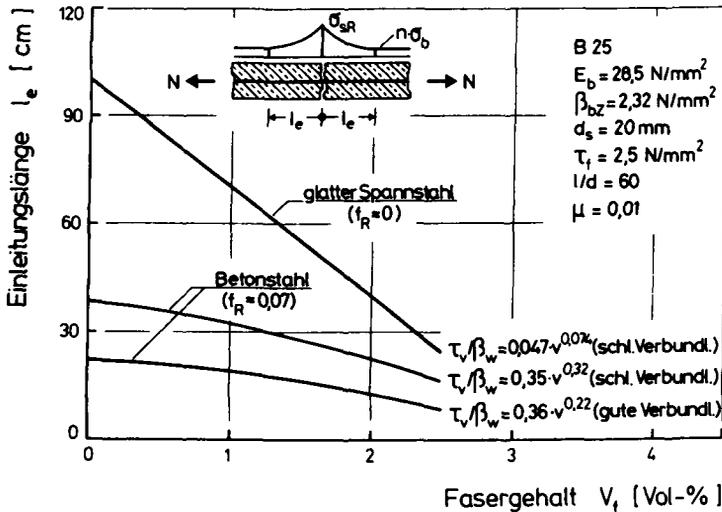


Bild 7.9: Einleitungslänge in Abhängigkeit von Fasergehalt und Verbundqualität

Bild 7.9 zeigt den Einfluß des Fasergehalts auf die Einleitungslänge in Abhängigkeit von der Verbundqualität des Bewehrungsstahles. Für glatten Spannstahl mit einer bezogenen Rippenfläche $f_R = 0$ ergibt mit Zunahme von V_f die stärkste Abminderung der Einleitungslänge. Liegt eine gute Verbundqualität vor, wie sie im allgemeinen für gerippten Betonstahl angenommen werden kann, so ist der Einfluß des Fasergehaltes merklich geringer.

Dieser auf theoretischem Wege hergeleitete Unterschied in der Effektivität einer Faserverstärkung, kann durch die von Vißmann im Versuch gemachten Beobachtungen bestätigt werden. Wurde anstelle eines Normalbetons ein Faserbeton ($V_f = 1,8$ Vol.-%) verwendet, so verursachte dies bei den mit schlaffem Spannstahl ($f_R = 0$) bewehrten Platten eine wesentlich stärkere Abnahme der Durchbiegungen als bei den ansonsten gleichen, jedoch mit geripptem Stahl armierten Platten.

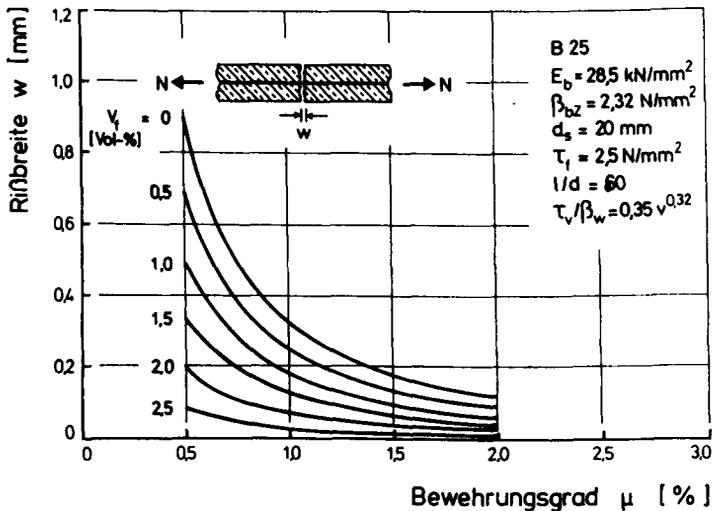


Bild 7.10: Einfluß von Fasergehalt und Bewehrungsgrad auf die Ribbreite

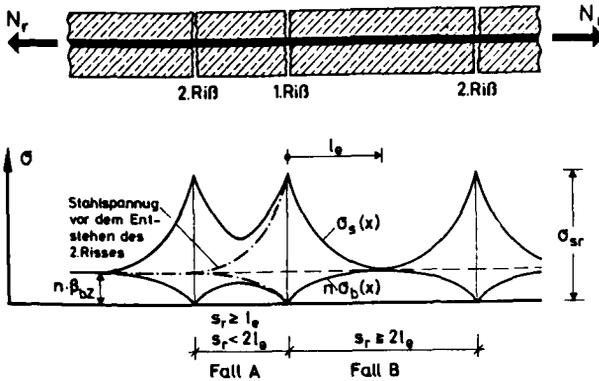
Bekanntermaßen ist, die Erstrißbreite bei niedrig bewehrten Bauteilen besonders groß. Mit Zunahme des Bewehrungsgrades μ verringert sich diese rasch. Aus Bild 7.10 ist ersichtlich, daß in jedem Fall durch eine Faserverstärkung die Rißbreite reduziert wird; dies um so ausgeprägter, je schwächer das Bauteil bewehrt ist. Demnach erscheint ein Einsatz von Faserbeton insbesondere bei ausschließlich auf Zwang bemessenen Bauteilen interessant zu sein.

7.2.2 Stadium der fortgeschrittenen Rißbildung

Bislang wurde davon ausgegangen, daß der Rißabstand s_r immer größer oder gleich der doppelten Einleitungslänge l_e ist, d. h., zwischen zwei Rissen existieren immer Bereiche, in denen der Beton und der Stahl die gleichen Dehnungen aufweisen ($\epsilon_b = \epsilon_s$, Zustand I). Läßt man einmal die Streuung der Betonzugfestigkeit außer acht ($\beta_{bZ}(x) = \beta_{bZm}$), so kann sich am Ende der Einleitungsstrecke gerade ein Riß bilden oder gerade nicht, denn dort herrschen dieselben Verhältnisse, die zum ersten Riß geführt haben. Der maximale Rißabstand ist damit $s_r = 2 l_e$, der minimale $s_r = l_e$.

Bild 7.11 veranschaulicht den Verlauf der Stahl- und Betonspannungen in einem stahlfaserverstärkten und zum Vergleich in einem mit der gleichen Normalkraft beanspruchten unverstärkten Stahlbetonstab für die Fälle, daß die Risse in einem Abstand $l_e \leq s_r < 2 l_e$ (Fall A) bzw. $s_r = 2 l_e$ (Fall B) aufweisen. Der Fall B ist dadurch gekennzeichnet, daß sich die Einleitungsbereiche der ersten Risse und der sogenannten Zweitrisse nicht überschneiden. Die Berechnung der örtlichen Spannungen und Verschiebungen kann dann mit Hilfe der im vorhergehenden Abschnitt 7.2.1 hergeleiteten Beziehungen erfolgen.

Normalbeton



Faserbeton

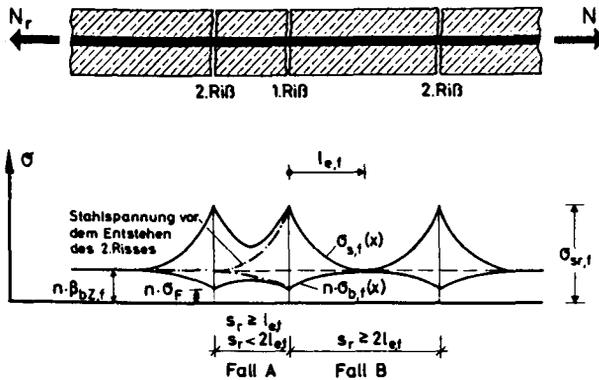


Bild 7.11: Stahl- und Betonspannungsverlauf bei fortschreitender Rißbildung

Im Fall A überlappen sich die Einleitungsstrecken zumindest bereichsweise, woraus eine gegenseitige Beeinflussung der Spannungen und Verformungen in den Einleitungsbereichen resultiert. Erste Ansätze zur rechnerischen Erfassung eines derartigen Rißabstandes sind in den Arbeiten von Koch /109/ und Schober /2/ enthalten. Eine entscheidende Eingangsvoraussetzung für die dort aufgestellten Berechnungsverfahren ist eine wesentliche Vereinfachung im Ver-

bundgesetz /2/ bzw. im Verbundspannungsverlauf /109/ durch Linearisierung. Darüberhinaus muß die belastungsabhängige Rißabstandsentwicklung über empirische Beziehungen hergeleitet werden. Über die Auswirkungen einer Faserverstärkung auf den Rißstand liegen jedoch bisher keine gesicherten Erkenntnisse vor.

Wie schon erwähnt, gehen die in Abschnitt 7.2.1 für stahlfaserverstärkten Stahlbeton hergeleiteten Gln. (7.20) bis (7.24) für einen Fasergehalt $V_f = 0$ in die von Noakowski /74/ für Stahlbeton geltenden, die frühe Rißbildung beschreibenden Beziehungen über. Durch die Arbeit von Krips /108/ fand die Noakowski'sche Theorie dahingehend eine Erweiterung, daß nun auch Rißzustände rechnerisch erfaßt werden können, in denen die Spannungen und Verschiebungen auch vom Rißabstand abhängen. Zudem wird von Krips für die Rißabstandsentwicklung eine analytische Lösung angegeben. Es lag nun nahe, zu untersuchen, inwieweit eine Übertragung dieses Lösungsansatzes auf den Fall des stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstabes möglich ist. Hierbei werden im folgenden nur die charakteristischen Merkmale der Krips'schen Theorie vorgestellt; die Besonderheiten, die sich durch die Einführung des Faserbetons ergeben, werden ausführlich erläutert.

7.2.2.1 Lösung der Differentialgleichung bei kleinem Rißabstand ($s_r < 2 l_e$)

Krips geht davon aus, daß die Verschiebung bei Entstehung eines zweiten Risses im Abstand $s_r = l_e$ vom ersten Riß (sog. Zweitrißbildung) über einen zusätzlichen Verschiebungsanteil beschrieben werden kann:

$$v_2(x) = v_1(x) - v^*(x) \quad (7.26)$$

In dieser Verfügung wird vorausgesetzt, daß der Verbund zwischen Stahl und (Faser-) Beton sich elastisch, wenngleich nicht linear-elastisch, verhält. Diese Verfügung stellt zumindest bei hoher Verbundbeanspruchung eine wesentliche Vereinfachung dar, die von Ausziehversuchsergebnissen nicht getragen wird. Bei hoher Verbundbeanspruchung liegt ein irreversibles plastisches Verhalten vor. Man darf allerdings bei dieser Kritik nicht vergessen, daß, wie sich zeigen wird, die größten Verschiebungsänderungen in jenen Bereichen auftreten, in denen bei Erstrißbildung nur sehr niedrige Verbundspannungen vorliegen. Für diese dürfen aber nach Schober /2/ durchaus noch elastische Formänderungen des druckbeanspruchten Betons unterhalb der Rippe des Bewehrungsstahls angenommen werden.

Mit der in Gl. (7.26) formulierten Erweiterung des Verbundgesetzes lautet die weiterhin für Stahlbeton und für stahlfaserverstärkten Stahlbeton im gleichen Maße geltenden DGL des verschieblichen Verbundes:

$$\frac{d^2 v_1(x)}{dx^2} = \frac{d^2(v_1 - v^*)}{dx^2} = \frac{4(1+n\mu)}{E_s \cdot d_s} \cdot \beta_w \cdot A \cdot (v_1(x) - v^*(x))^N \quad (7.27)$$

Als Lösung für die DGL wird in /108/ die folgende Beziehung angegeben.

$$v_2(x) = v_1(x) \cdot \left(1 - \frac{C_1}{x} - \frac{C_2}{x^2}\right) \quad (7.28)$$

Hierin ist $v_1(x)$ die mit Gl. (7.24) zu berechnende Verschiebung bei Erstrißbildung. Zur Bestimmung der beiden Integrationskonstanten C_1 und C_2 stehen zwei Randbedingungen zur Verfügung: 1.) Die Gesamtverschiebung $v_2(x)$ im Symmetriequerschnitt zwischen zwei Rissen muß sich zu Null ergeben; 2.) Die äußere Last ändert sich nicht bei der Zweitrißbildung, folglich bleiben auch die Spannungen im Ribquerschnitt gleich. Für stahlfaserverstärkten Stahlbeton sind demnach die folgenden Randbedingungen in Gl. (7.28) einzuführen.

$$\text{RB1: } v_2(x=l/2) = 0 \quad (7.29)$$

$$\text{RB2: } \sigma_{b2}(x=l_e) = \sigma_F \quad (7.30)$$

Damit erhalten wir für den Verschiebungsverlauf bei der Zweitribbildung den folgenden Ausdruck:

$$v_2(x) = (\beta_{b2} - \sigma_F) \frac{1-N}{2} \cdot \frac{1+n\mu}{\mu \cdot E_s} \cdot l_e \left(\frac{x}{l_e}\right)^{\frac{2}{1-N}} \left[1 + \frac{N}{2} \cdot \frac{l_e}{x} - \frac{1+N}{4} \cdot \frac{l_e^2}{x^2}\right] \quad (7.31a)$$

bzw. mit Gleichung (7.11)

$$v_2(x) = v_1(x) \cdot \left[1 + \frac{N}{2} \cdot \frac{l_e}{x} - \frac{1+N}{4} \cdot \frac{l_e^2}{x^2}\right] \quad (7.31b)$$

Die in der Gl. (7.31) enthaltene Einleitungslänge wird mit Gl. (7.20) berechnet, worin der Einfluß der Faserverstärkung Berücksichtigung findet. Für die Spannungen zwischen den Rissen können die folgenden Beziehungen angegeben werden:

Verbundspannungsverlauf:

$$\tau_{v2}(x) = \frac{\beta_{b2} - \sigma_F}{\mu} \cdot \frac{1+N}{1-N} \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{1}{l_e} \left(\frac{x}{l_e}\right)^{\frac{2N}{1-N}} \left[1 + \frac{N}{2} \cdot \frac{l_e}{x} - \frac{1+N}{4} \cdot \frac{l_e^2}{x^2}\right]^N \quad (7.32a)$$

bzw. mit Gleichung (7.23)

$$\tau_{v2}(x) = \tau_{v1}(x) \cdot \left[1 + \frac{N}{2} \cdot \frac{l_e}{x} - \frac{1+N}{4} \cdot \frac{l_e^2}{x^2}\right]^N \quad (7.32b)$$

Betonspannungsverlauf:

$$\begin{aligned} \sigma_{b2}(x) = & \sigma_F + (\beta_{b2} - \sigma_F) \left[1 + \frac{N(1+N)}{4} + \frac{N(1+N)^2}{4(1-3N)}\right] \\ & - (\beta_{b2} - \sigma_F) \left(\frac{x}{l_e}\right)^{\frac{1+N}{1-N}} \left[1 + \frac{N(1+N)}{4} \cdot \frac{l_e}{x} + \frac{N(1+N)^2}{4(1-3N)} \cdot \frac{l_e^2}{x^2}\right] \end{aligned} \quad (7.33)$$

Stahlspannungsverlauf:

$$\sigma_{s2}(x) = \left(\sigma_{sr} - \frac{\sigma_F}{\mu} \right) \cdot \left(\frac{\beta_{bz} - \sigma_F}{\mu} \right) \cdot \left[1 + \frac{N(1+N)}{4} + \frac{N(1+N)^2}{4(1-3N)} \right] + \left(\frac{\beta_{bz} - \sigma_F}{\mu} \right) \cdot \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{1+N}{1-N}} \cdot \left[1 + \frac{N(1+N)}{4} \cdot \frac{l_e}{x} + \frac{N(1+N)}{4(1-3N)} \cdot \frac{l_e^2}{x^2} \right] \quad (7.34)$$

mit $\sigma_{sr} = N_r / A_s$.

Wertet man die Gln. (7.31) und (7.32) aus, so stellt man fest, daß die Verbundspannungs- und die Verschiebungsverläufe von unverstärkten und stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstäben dieselbe Charakteristik aufweisen (siehe Bild 7.12). Der Einfluß der Fasern drückt sich in einer verkürzten Einleitungslänge aus, woraus niedrigere Verbundspannungs- und Verschiebungswerte resultieren. Typisch für die Zweitrißbildung ist, daß die Verschiebungen am Ort des ersten Risses - damit auch die Ribbreite w - geringfügig kleiner wird; ein Phänomen, das auch im Versuch beobachtet wird.

Normalbeton:

Faserbeton:

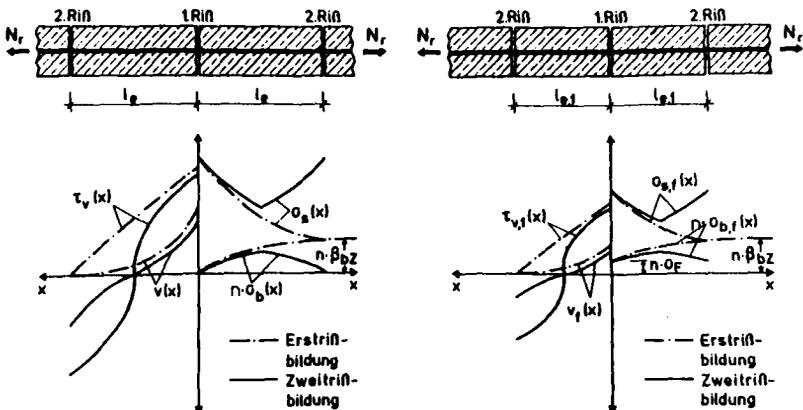


Bild 7.12: Verschiebungen, Verbund-, Stahl- und Betonspannungen bei der Zweitrißbildung

Die Änderungen der Stahl- und Betonspannungen infolge der Entstehung des zweiten Risses im Abstand $s_r = l_e$ sind bei Stahlbetonbauteilen aus Normal- und Faserbeton einander entsprechend, wobei wiederum der für Faserbeton charakteristische fülligere Verlauf der Betonspannung zu beachten ist (s. Bild 7.12).

Bei der Herleitung der Gln. (7.31) bis (7.34) wurde davon ausgegangen, daß sich die Einleitungslängen der Erst- und Zweitrißbildung vollständig überschneiden, also der theoretisch kleinste Rißabstand vorliegt, der bei einer durch die Höhe der Betonzugfestigkeit vorgegebenen Beanspruchung möglich ist. Der stetige Übergang vom größten Rißabstand $s_r = 2 l_e$ zum kleinsten Rißabstand $s_r = l_e$ wird durch Einführung des auf die Einleitungslänge bezogenen Rißabstandes

$$\eta = \frac{s_r}{l_e} \quad (7.35)$$

beschrieben. Die größten Verschiebungs- und Spannungsänderungen sind bei $\min \eta = 1$ zu erwarten; keine Änderungen ergeben sich bei $\max \eta = 2$.

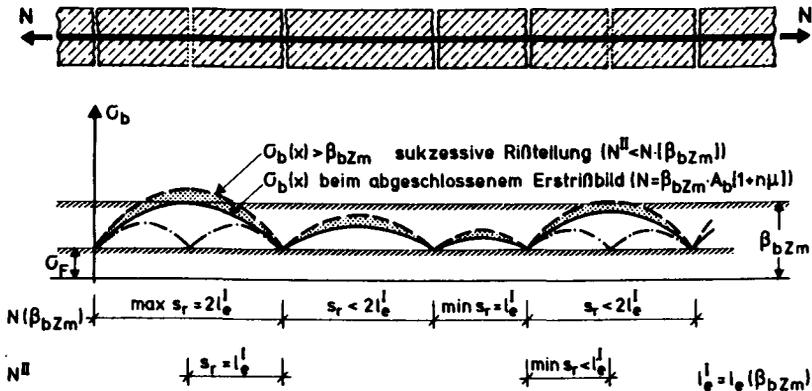


Bild 7.13: Sukzessive Rißteilung bei stahlfaserverstärktem Stahlbeton

Ein typisches Merkmal der Zweitrißbildung ist, daß die Betonzugspannung zwischen den Rissen die als konstante Größe angenommene maßgebliche mittlere Betonzugfestigkeit β_{bZm} nicht mehr erreicht (s. Bild 7.13). Um auch Belastungszustände $N^{II} > N(\beta_{bZm})$ erfassen zu können, wird von Krips eine fiktive Einleitungslänge l_e^{II} eingeführt. Für stahlfaserverstärkten Stahlbeton kann diese über die folgende Beziehung angegeben werden:

$$l_e^{II} = \left(\frac{\sigma_s^{II}}{1 \cdot n \mu} - \frac{\sigma_F}{\mu} \right)^{\frac{1-N}{1-N}} \left[\left(\frac{1-N}{2} \right)^{1-N} \left(\frac{E_s}{1 \cdot n \mu} \right)^N \frac{d_s}{2 \beta_{bW} \cdot A} \cdot \frac{1 \cdot N}{(1-N)^2} \right]^{1 \cdot N} \quad (7.36)$$

mit $\sigma_s^{II} = N^{II} / A_s$. Der Zusammenhang zwischen der Einleitungslänge $l_e^I = l_e(\beta_{bZm})$ und l_e^{II} kann über den Beanspruchungsgrad α ausgedrückt werden, der bei Verwendung von Faserbeton wie folgt lautet:

$$\alpha = \frac{l_e^{II}}{l_e^I} = \left(\frac{\frac{\sigma_s^{II}}{1 \cdot n \mu} - \frac{\sigma_F}{\mu}}{\frac{\beta_{bZm} \cdot \sigma_F}{\mu}} \right)^{\frac{1-N}{1-N}} \quad (7.37)$$

Die Spannungen und Verschiebungen zwischen zwei Rissen, deren Abstand zueinander maximal $s_r = 2 l_e^I$ und minimal $s_r = l_e^I$ beträgt, können bei beliebig hoher Last N^{II} unter Verwendung der Gln. (7.36) und (7.37) mit Hilfe der nachfolgend aufgeführten Gln. (7.38) bis (7.41) berechnet werden.

Verschiebungsverlauf:

$$v_2(x) = \left(\frac{\sigma_s^{II}}{1 \cdot n \mu} - \frac{\sigma_F}{\mu} \right) \cdot \frac{1 \cdot N}{2} \cdot \frac{1 \cdot n \mu}{E_s} \cdot l_e^{II} \left(\frac{x}{l_e^{II}} \right)^{\frac{2}{1-N}} \cdot \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \left(\frac{N}{2} \cdot \frac{l_e^{II}}{x} - \frac{1 \cdot N}{4} \cdot \frac{l_e^{II2}}{x^2} \right) \right] \quad (7.38)$$

Verbundspannungsverlauf:

$$\tau_{v2}(x) = \left(\frac{\sigma_s^{II}}{1 \cdot n \mu} - \frac{\sigma_F}{\mu} \right) \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{1 \cdot N}{1-N} \cdot \frac{1}{l_e^{II}} \cdot \left(\frac{x}{l_e^{II}} \right)^{\frac{2N}{1-N}} \cdot \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \left(\frac{N}{2} \cdot \frac{l_e^{II}}{x} - \frac{1 \cdot N}{4} \cdot \frac{l_e^{II2}}{x^2} \right) \right] \quad (7.39)$$

Betonspannungsverlauf:

$$\sigma_{b2}(x) = \sigma_F + \mu \left(\frac{\sigma_s^I}{1 + \eta \mu} - \frac{\sigma_F}{\mu} \right) \left\{ \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \cdot \left(\frac{N(1 \cdot N)}{4} \cdot \frac{N(1 \cdot N)^2}{4(1 - 3N)} \right) \right] \right. \\ \left. + \left(\frac{x}{l_e^I} \right)^{\frac{1+2N}{1-N}} \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \cdot \left(\frac{N(1 \cdot N)}{4} \cdot \frac{l_e^I}{x} + \frac{N(1 \cdot N)^2}{4(1 - 3N)} \cdot \frac{l_e^I{}^2}{x^2} \right) \right] \right\} \quad (7.40)$$

Stahlspannungsverlauf:

$$\sigma_{s2}(x) = \left(\sigma_s^I - \frac{\sigma_F}{\mu} \right) - \left(\frac{\sigma_s^I}{1 + \eta \mu} - \frac{\sigma_F}{\mu} \right) \left\{ \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \cdot \left(\frac{N(1 \cdot N)}{4} + \frac{N(1 \cdot N)^2}{4(1 - 3N)} \right) \right] \right. \\ \left. - \left(\frac{x}{l_e^I} \right)^{\frac{1+2N}{1-N}} \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \cdot \left(\frac{N(1 \cdot N)}{4} \cdot \frac{l_e^I}{x} + \frac{N(1 \cdot N)^2}{4(1 - 3N)} \cdot \frac{l_e^I{}^2}{x^2} \right) \right] \right\} \quad (7.41)$$

Setzt man in der Gl. (7.38) für $x = l_e^I$ ein, so erhält man für die von der Last N^{II} abhängige Rißbreite w^{II} einen relativ einfachen Ausdruck, aus dem hervorgeht, daß die aktuelle Rißbreite immer als ein Vielfaches der Erstrißbreite w^I (s. Abschn. 7.2.2.1) dargestellt werden kann.

$$2 \cdot v_2(x = l_e^I) = w^{II} = w^I \cdot \alpha^{\frac{2}{1-N}} \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \cdot \frac{N-1}{4} \right] \quad (7.42)$$

Wie in Bild 7.13 zu erkennen ist, steigt mit der äußeren Beanspruchung die Betonspannung zwischen den Rissen an, so daß in einigen Fällen die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Es kommt zu einer beanspruchungsabhängigen sukzessiven Rißteilung, die aus der Bedingung

$$\max \sigma_b(x_m = \frac{l_e^I}{2} (2\alpha - \eta)) \stackrel{!}{=} \beta_{bzm} \quad (7.43)$$

resultiert. Setzt man die Gl. (7.43) in die Gl. (7.40) ein, so kann der größtmögliche Rißabstand $\max \eta$ für einen beliebig hoch belasteten stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstab bestimmt werden.

$$\max \eta (N^{\text{II}}) = 2 \cdot \alpha^{\frac{2 \cdot N}{2}} \cdot \left[1 - \left(\frac{\frac{\sigma_s^{\text{II}}}{1 \cdot \eta \mu} - \frac{\beta_0 z m}{\mu}}{\frac{\sigma_s^{\text{II}}}{1 \cdot \eta \mu} - \frac{\sigma_F}{\mu}} \right)^{\frac{2 \cdot N}{2} \frac{1-N}{1-N}} \right] \quad (7.44)$$

Der zur gleichen Last zugehörige kleinste Rißabstand ergibt sich konsequenterweise bei Rißteilung zu:

$$\min \eta (N^{\text{II}}) = \frac{1}{2} \cdot \max \eta (N^{\text{II}}) \quad (7.45)$$

Im Hinblick auf den angestrebten Vergleich der rechnerischen Verformungen und Spannungen mit im Versuch gemessenen mittleren Werten, müssen die bisher nur für die Grenzißabstandswerte $s_r = \max \eta$ und $s_r = \min \eta$ hergeleiteten Beziehungen durch Einführung des mittleren Rißabstandes η_m in ihrer Gültigkeit verallgemeinert werden. Der mittlere Rißabstand kann nach Krips über das Integral der Verteilungsdichtefunktion, $f(\eta) = (\eta \cdot \ln 2)^{-1}$, der einzelnen Rißabstände berechnet werden.

$$\eta_m = \int_{\min \eta}^{\max \eta} \frac{1}{\eta \cdot \ln 2} \cdot \eta \, d\eta = \frac{\min \eta}{\ln 2} \quad (7.46)$$

Hierin sind $\min \eta$ und $\max \eta$ mit den Gln. (7.44) und (7.45) zu bestimmen, wodurch der Einfluß der Faserverstärkung erfaßt wird. Die mittlere Stahlspannung $\bar{\sigma}_{sm}$ wird auf analogem Wege, ausgehend von der Gl. (7.41), ermittelt.

$$\bar{\sigma}_{sm} = \int_{\min \eta}^{\max \eta} f(\eta) \cdot \frac{2\alpha}{\eta} \int_{\xi = \frac{2\alpha - \eta}{2\alpha}}^1 \sigma_{s2}(\xi) \, d\xi \, d\eta \quad (7.47)$$

mit $\xi = x/l \frac{I}{e}$. Für das in der Gl. (7.47) enthaltene Doppelintegral existiert keine geschlossene Lösung. Krips gibt ein Näherungsverfahren an, das auch für den vorliegenden

Fall des stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstabes benutzt werden kann. Damit ergibt sich die mittlere Stahlspannung zu:

$$\bar{\sigma}_{sm} = (\sigma_s^II - \frac{\sigma_F}{\mu}) \left\{ 1 - \frac{\beta_{bz_m} - \sigma_F}{\beta_{bz_m}(1 + \eta\mu) - \sigma_F} \cdot \frac{1 \cdot N}{1 - N} \cdot \frac{1}{4 \ln 2} \cdot \frac{\min \eta}{\alpha} \cdot \left[1 - \frac{N \cdot \min \eta}{2\alpha(1 - N)} \right] \right\} \quad (7.48)$$

Zur Ermittlung der mittleren Rißbreite w_m geht man auf die gleiche Weise vor. Mit Gl. (7.42) erhält man:

$$w_m = w^I \cdot \alpha^{\frac{2}{1-N}} \int_{\min \eta}^{\max \eta} \frac{1}{\ln 2} \cdot \frac{1}{\eta} \left[1 + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{(2\alpha - \eta)^2}{\alpha - N(\alpha - \eta)} \cdot \frac{1 - N}{4} \right] d\eta$$

$$w_m = w^I \cdot \alpha^{\frac{2}{1-N}} \cdot \frac{1}{4 \ln 2} \cdot \left[\ln \left(\frac{\alpha(1 - N) + N \cdot \max \eta}{\alpha(1 - N) + N \cdot \min \eta} \right) \cdot \frac{(1 - N)^2}{N^2} \cdot \frac{\max \eta}{\alpha} \cdot \frac{1 - N}{N} \right] \quad (7.49)$$

Mit den Gln. (7.48) und (7.49) ist man nun in der Lage das Riß- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugelernen auf beliebigem Beanspruchungsniveau zu beschreiben.

7.2.2.2 Diskussion der Rechenergebnisse

In den Bildern 7.14 und 7.15 ist die mittlere Rißbreite w_m als Funktion der Beanspruchung in Abhängigkeit von einigen wesentlich den Rißbildungsprozeß beeinflussenden Parametern aufgetragen.

In den Darstellungen ist die Rißbreitenentwicklung in zwei Bereiche unterteilt. Im ersten Bereich, der die Phase der frühen Rißbildung erfäßt, nehmen die Rißbreiten progressiv mit der Beanspruchung zu. Der Rißabstand ist groß; die Risse beeinflussen sich nicht gegenseitig in der beanspruchungsabhängigen Zunahme ihrer Breite.

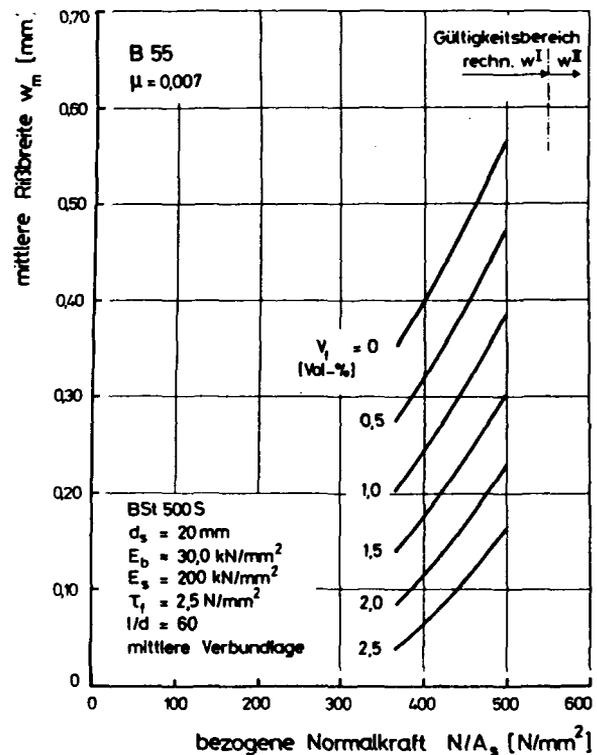
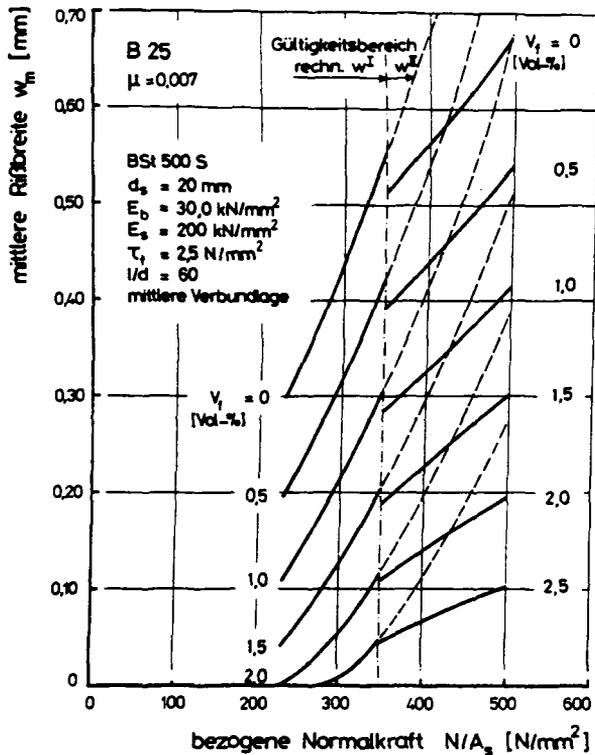


Bild 7.14: Rechnerische Rißbreite w_m in Abhängigkeit von der Beanspruchung bei schwachbewehrten stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstäben ($\mu = 0,7$ %) für unterschiedliche Betongüten und Fasergehalte

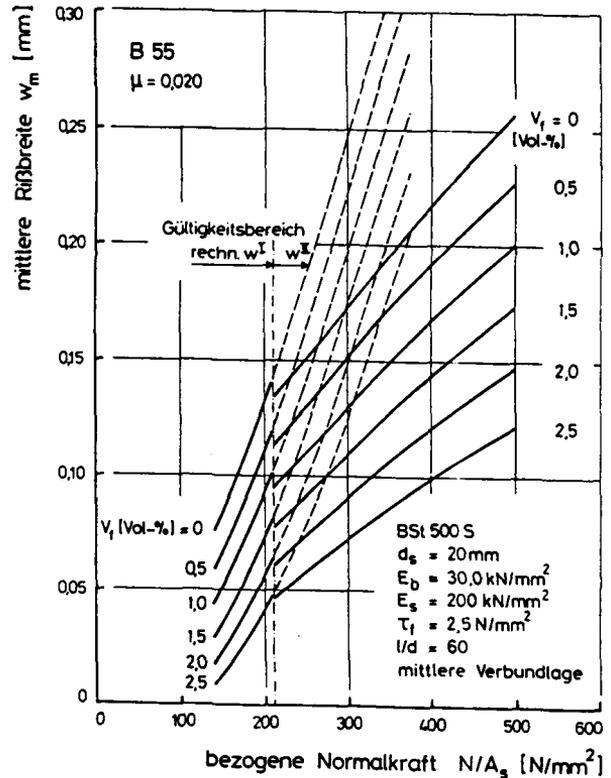
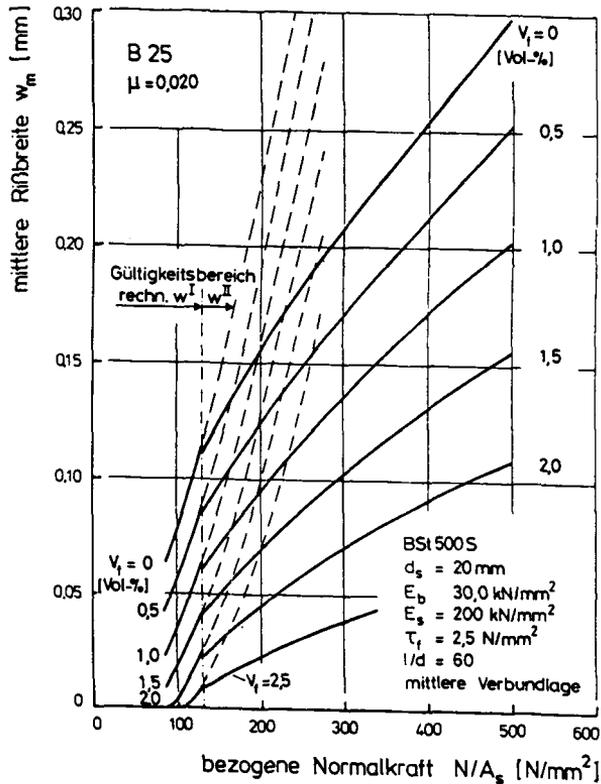


Bild 7.15: Rechnerische mittlere Rißbreite w_m in Abhängigkeit von der Beanspruchung bei hochbewehrten stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstäben ($\mu = 2,0$ %) für unterschiedliche Betongüten und Fasergehalte

Über die in der Rechnung maßgebenden Werte der Betonzugfestigkeit wird wie folgt verfügt: Der Beginn der frühen Ribbildung ist bei einer dem 5 %-Fraktilewert der Betonzugfestigkeit entsprechenden Normalkraft angenommen worden ($\beta_{bZ5\%} = 0,16 \cdot \beta_{ws}^{2/3}$). Die frühe Ribbildung ist beendet, wenn die Beanspruchung eine Höhe erreicht, die der mittleren Betonzugfestigkeit β_{bZm} entspricht. Hierauf folgt die fortgeschrittene Ribbildung. Die mittlere Betonzugfestigkeit wird mit Hilfe der von Heilmann /113/ durch zahlreiche Versuche abgesicherten empirischen Formel

$$\beta_{bZm} = 0,24 \cdot \beta_{ws}^{2/3} \quad (7.50)$$

bestimmt. Diese Festlegung mag zunächst als willkürlich erscheinen, doch, wie umfangreiche Vergleichsrechnungen gezeigt haben, scheint ein enger Zusammenhang zwischen der im Abschn. 7.2.2.1 eingeführten maßgeblichen Betonzugfestigkeit und der mittleren Betonzugfestigkeit nach /113/ zu existieren.

Durch den Verlauf der Kurven im zweiten Bereich wird die Ribbreitenentwicklung bei fortgeschrittener Ribbildung beschrieben. Man erkennt, daß als Folge der gegenseitigen Beeinflussung der Risse und der sukzessiven Ribteilung die Ribbreitenzunahme deutlich geringer ausfällt. Die Unstetigkeit der $w_m - N/A_s$ -Linie an der Bereichsgrenze resultiert aus der Verschiebungsabnahme bei der sogenannten Zweitribbildung (vgl. Bild 7.12). Die dünn gestrichelten Linien im zweiten Beanspruchungsbereich sollen andeuten, wie die Risse sich verbreiten würden, wenn sich nicht deren Einleitungslängen - wie es aber in Realität bei hochbeanspruchten Bauteilen stets der Fall ist - überschneiden würden. Der zweite Bereich endet mit Erreichen der Streckgrenze (bzw. Proportionalitätsgrenze) des Bewehrungsstahles.

Die Kurven in den Bildern 7.14 und 7.15 lassen einen deutlichen Einfluß der Faserverstärkung auf die mittlere Ribbreite w_m erkennen. In allen Beanspruchungsphasen kann

mit ansteigendem Fasergehalt eine verstärkte Reduzierung der Rißbreiten beobachtet werden, wobei, wie ein Vergleich der Bilder 7.14 und 7.15 zeigt, die Rißbreitenabnahme, in absoluten Beträgen ausgedrückt, bei den Bauteilen mit niedrigem Bewehrungsgrad besonders hoch ausfällt. Vergleicht man den Einfluß des Fasergehaltes auf die Rißbreite bei Bauteilen mit unterschiedlich hohen Betongüten, so kann man beispielsweise aus Bild 7.15 ablesen, daß bei einem Zugstab aus B 25 die Rißbreite bei einer bezogenen Normalkraft $N/A_s = 300 \text{ N/mm}^2$ - dies entspricht etwa der zulässigen Spannung für einen BSt 500 S - die mittlere Rißbreite durch Zugabe von 2,0 Vol.-% Stahlfasern von 0,2 mm auf ein Drittel dieses Wertes reduziert wird; bei ansonsten gleichen Verhältnissen, jedoch Verwendung eines B 55, verringert sich die Rißbreite nur von 0,17 auf 0,09 mm.

Zusammengefaßt heißt das, daß die Stahlfasern um so effektiver hinsichtlich der Rißbreitenbeschränkung sind, je niedriger der Bewehrungsgrad und je niedriger die Betongüte ist.

Das Bild 7.16 zeigt rechnerische Normalkraft-Dehnungslinien von axial gezogenen, stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben. Die Kurven beschreiben das Dehnverhalten der Bauteile in dem Beanspruchungsbereich, in dem von einer fortgeschrittenen Rißbildung ausgegangen werden kann. Eine rechnerische Erfassung der Verformungen in der insbesondere bei zwangbeanspruchten Bauteilen interessierenden Phase der anfänglichen Rißbildung ist mit den in den voranstehenden Abschnitten hergeleiteten Beziehungen nicht möglich. Im Gegensatz zur Rißbreitenberechnung müssen bei der Ermittlung der mittleren Bauteildehnung neben den Verformungen in den Einleitungslängen auch die Größe der zwischen den Einleitungslängen befindlichen Bereiche, d. h. also der Rißabstand, bekannt sein.

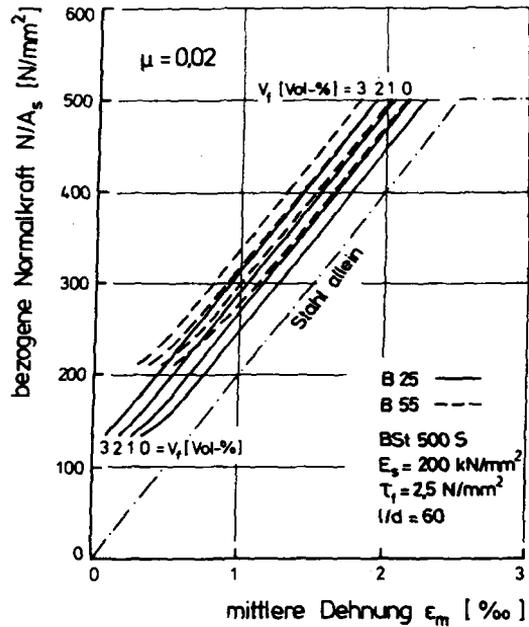
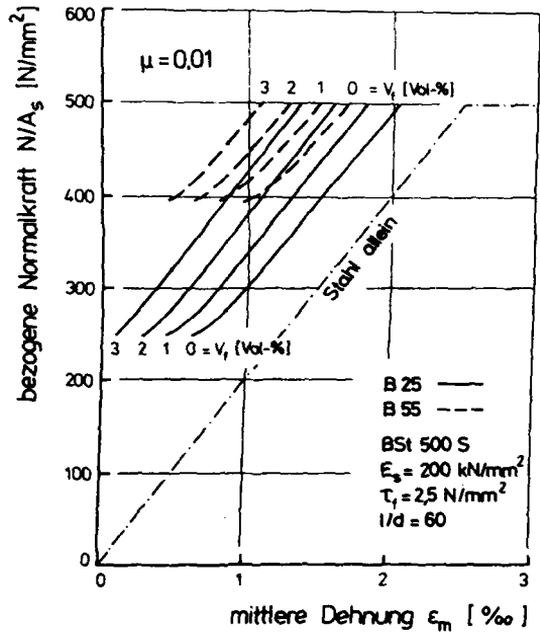


Bild 7.16: Rechnerische Normalkraft-Dehnungslinie von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug

Die in Versuchen zu beobachtende Ribabstandsentwicklung in der frühen Phase der Ribbildung unterliegt außerordentlich starken Schwankungen. Zudem dürfte sie maßgeblich von der Belastungsgeschichte/-geschwindigkeit abhängig sein. Folglich differieren die in der Literatur zu findenden empirischen Ansätze zur Beschreibung der Verformungen in dieser Beanspruchungsphase in erheblichem Maße. Während Eibl /114/ und Noakowski /74/ davon ausgehen, daß die Dehnungen sich auf einem Erstrißplateau entwickeln, nehmen z. B. Rostásy /115/ und Rabich /116/ an, daß eine Dehnungszunahme stets mit einem Kraftanstieg verbunden ist. Daran ist zu erkennen, daß die Herleitung einer allgemeingültigen Beziehung zwischen Belastung und Dehnung im Bereich der frühen Ribbildung die Berücksichtigung der vielfältigen und streuenden Parameter erfordert. Allerdings liegen über deren Verteilungsdichtefunktion keine gesicherten Ergebnisse vor.

Der Einfluß der Fasern geht deutlich aus dem Verlauf der Kurven in Bild 7.16 hervor. Aus dem horizontalen Abstand der $N/A_s - \epsilon_m$ -Linien ist die Mitwirkung des Betons auf Zug ablesbar. Diese wird durch die Fasern erhöht und zwar um so ausgeprägter, je niedriger der Bewehrungsgrad des Stahlbetonzugstabes ist. Die versteifende Wirkung der Fasern kann unter bestimmten Umständen (z. B. Verringerung der Zusatzmomente aus Theorie II. Ordnung) von wirtschaftlichem Vorteil sein.

7.3 Vergleich der Rechen- und Versuchsergebnisse

In den Abschnitten 7.1 und 7.2 wurde ein Berechnungsverfahren zur Erfassung des Rib- und Verformungsverhaltens von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug entwickelt. Mit den Ergebnissen der im Abschnitt 6 beschriebenen Bauteilversuche bietet sich die Möglichkeit, die Güte der analytischen Beziehungen zu überprüfen.

spannung-Verschiebungsbeziehung aus. Die Zugkörper hingegen wurden liegend, also normal zur Bewehrungsstab- und Beanspruchungsrichtung betoniert. Im Bereich kleiner Verschiebungen ($v \leq 0,1$ mm) ergeben sich unter diesen Verhältnissen deutlich höhere Verbundspannungen.

Eine Möglichkeit zur Berücksichtigung der Lageabhängigkeit des Bewehrungsstabs in bezug zur Betonierichtung in der τ_v - v -Beziehung ist in Bild 7.17 dargestellt. Die Kurve ② ist die gemittelte Verbundspannung-Verschiebungslinie im schraffierten Streubereich der eigenen Verbunduntersuchungsergebnisse. Im vereinfachten, linearen Verbundgesetz von Schober /2/ wird die lageabhängige Verbundqualität durch einen Beiwert ψ erfaßt. Danach entspricht die Kurve ② einer mittleren Verbundgüte ($\psi = 0,7$). Für eine gute Verbundlage ergibt sich nach Schober ein Beiwert von $\psi = 0,9$. In der in dieser Arbeit gewählten mathematischen Formulierung des Verbundgesetzes kann die für die Zugkörper anzunehmende gute Verbundlage im interessierenden Verschiebungsbereich $v \leq 0,2$ mm durch eine Parameterwahl entsprechend Kurve ① erfaßt werden.

Die mittlere Betonzugfestigkeit β_{bZm} der Zugkörper wird mit Hilfe der Gl. (7.50) über die an Begleitproben gemessene, mittlere Würfeldruckfestigkeit der Versuchsbetone berechnet. Der Anstieg der Betonzugfestigkeit mit dem Fasergehalt wird entsprechend den Untersuchungsergebnissen aus Abschn. 4.2.2.2 (vgl. Bild 4.11) zu 5 % bei $V_f = 0,75$ Vol.-% bzw. zu 10 % bei $V_f = 1,50$ Vol.-% abgeschätzt.

Die Berechnung der im Nachrißbereich vom Faserbeton aufnehmbaren Zugspannung σ_f kann nach Gl. (4.49) erfolgen (s. Bild 7.1). Hierzu muß die vom Fasertyp abhängige Faserverbundfestigkeit τ_{fu} bekannt sein (s. Anlage B). Tabelle 4.2 gibt Bereiche an, in denen sich τ_{fu} bewegt. Für die bei der Herstellung der Zugkörper verwendeten geraden Fasern und Hakenfasern kann daraus eine gemeinsame mittlere Verbundfestigkeit von rd. $2,5$ N/mm² abgeschätzt werden. Die

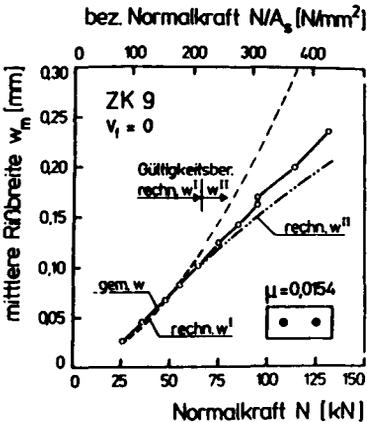
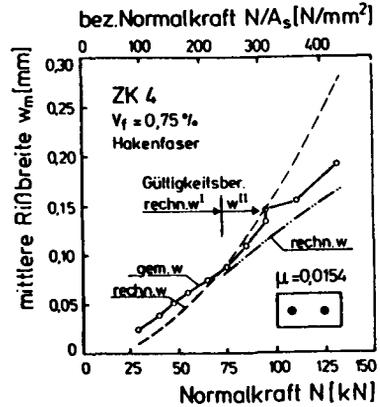
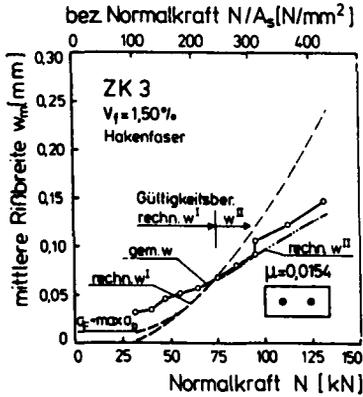
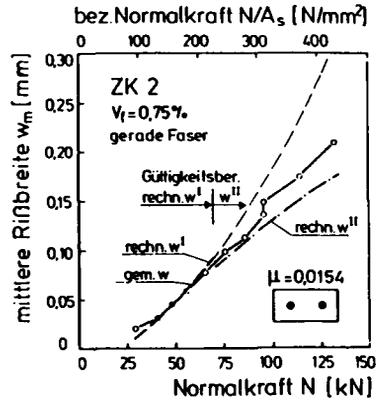
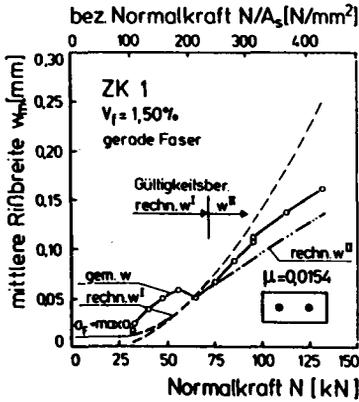


Bild 7.18:

Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rißbreiten, Versuchskörper mit einem Bewehrungsgrad $\mu = 1,54\%$

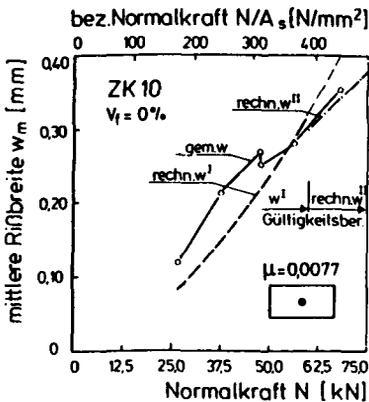
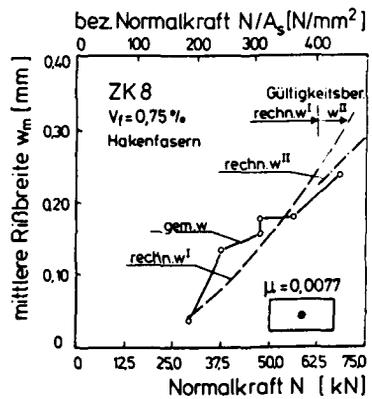
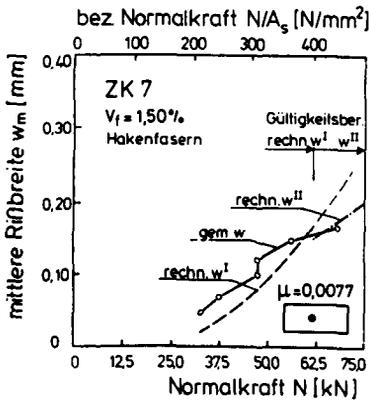
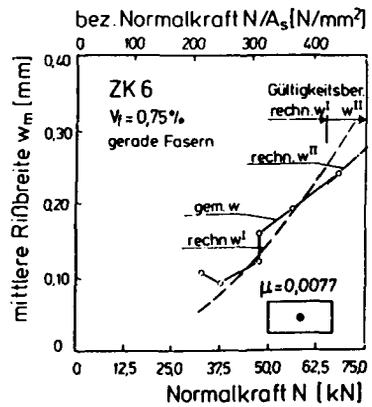
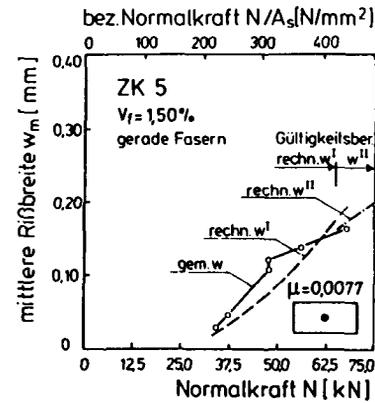


Bild 7.19:

Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rißbreiten, Versuchskörper mit einem Bewehrungsgrad $\mu = 0,77\%$

unmittelbare Bestimmung der Nachrißfestigkeit des Faserbetons war in den Bauteilversuchen durch die Belastung der Zugkörper bis weit in den Fließbereich der Bewehrung möglich. Aus den gemessenen, nur vom Fasergehalt und nicht vom Fasertyp abhängigen Differenzstrecklasten ΔN_s kann für beide Fasern eine einheitliche Faserverbundfestigkeit von rd. $2,2 \text{ N/mm}^2$ errechnet werden (vgl. Bild 6.4). Dieser Wert wird der weiteren Berechnung zugrundegelegt.

In den Bildern 7.18 und 7.19 sind die rechnerischen Rißbreiten den in den Bauteilversuchen gemessenen mittleren Rißbreiten gegenübergestellt. Unter Berücksichtigung der mit einer Rißbreitenmessung immer verbundenen Ungenauigkeiten kann von einer guten Übereinstimmung der Rechenergebnisse mit den Versuchswerten gesprochen werden.

Aus dem Verlauf der Kurven im Bild 7.18 geht deutlich hervor, daß bei der Berechnung der Rißbreiten im Bereich hoher Beanspruchung die Mechanismen der fortgeschrittenen Rißteilung (s. Abschn. 7.2.2) unbedingt berücksichtigt werden müssen. Würden diese nicht beachtet werden, ergäben sich rechnerisch viel zu große Rißbreiten, wie aus dem dünn gestrichelten Verlauf der Kurven für w^I in diesem Beanspruchungsbereich ersichtlich ist.

In Bild 7.18 ist exemplarisch bei zwei Versuchskörpern der veränderte Verlauf der rechnerischen Rißbreite für sehr kleine Rißöffnungen eingezeichnet worden. Dieser ergibt sich, wenn man berücksichtigt, daß in die Fasern wegen der Bedingung $w < \text{grenz } w$ (s. Abschn. 4.2.3.3) noch nicht die maximale Spannung über Reibungsverbund eingeleitet worden ist. Folgerichtig ergeben sich in diesen Fällen größere rechnerische Rißbreiten.

Tabelle 7.1 enthält eine Zusammenstellung der gemessenen und rechnerischen Endrißabstandswerte. Der Rißabstand ist um so geringer, je größer der Bewehrungsgrad und je größer der Fasergehalt ist. Die gute Übereinstimmung dieser

Werte lassen die Schlußfolgerung zu, daß in dem der Rechnung zugrundegelegten Modell der Einfluß der Faserverstärkung auf die Ribabstandsentwicklung wirklichkeitsnah erfaßt wird. Die tendenziell etwas größeren Abweichungen bei den Zugkörpern mit niedrigem Bewehrungsgrad ($\mu = 0,0077$) können damit erklärt werden, daß deren Endrißabstand in einem Beanspruchungszustand gemessen worden ist, in dem sich der Ribabstand bei Laststeigerung noch stark verringert (vgl. Bild 6.9).

Tabelle 7.1: Rechnerische und gemessene Endrißabstände

Fasertyp/ Fasergehalt		Endrißabstand s_{rme} (cm)					
		$\mu = 0,0154$			$\mu = 0,0077$		
Typ	V_f (Vol.-%)	ZK	gem	rechn	ZK	gem	rechn
g. Faser	1,50	1	9,6	9,8	5	17,9	19,6
	0,75	2	11,9	11,7	6	19,2	23,0
Hakenf.	1,50	3	9,3	9,9	7	14,7	18,8
	0,75	4	11,9	11,0	8	19,2	22,7
ohne F.	./.	9	12,5	12,3	10	27,7	26,0

Wie Bild 7.20 zeigt, gelingt mit dem analytischen Berechnungsverfahren eine recht gute Beschreibung des Verformungsverhaltens von stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstäben. Die rechnerische Erfassung der mittleren Bauteil deformierungen beschränkt sich dabei auf den Beanspruchungsbereich, in dem von einer fortgeschrittenen Ribbildung ausgegangen werden kann. Eine Erklärung hierfür wurde bereits im Abschn. 7.2.2.2 gegeben.

Als Ergebnis der vergleichenden Betrachtung von Versuchs- und Rechenergebnissen läßt sich zusammenfassend feststellen, daß das Rib- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug mit Hilfe des entwickelten verbundorientierten Berechnungsverfahrens zutreffend erfaßt werden kann.

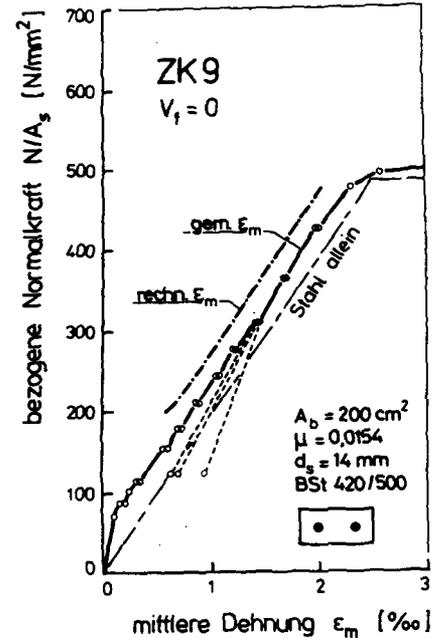
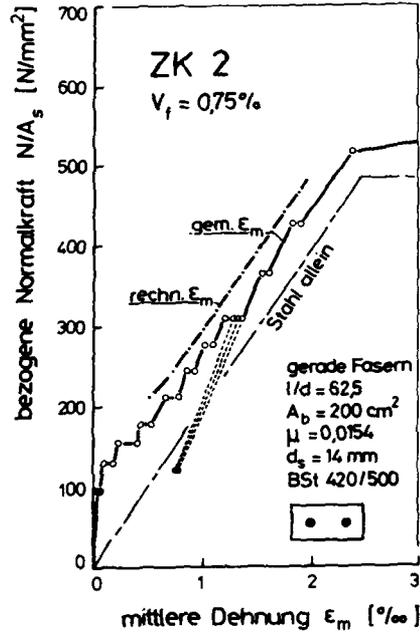
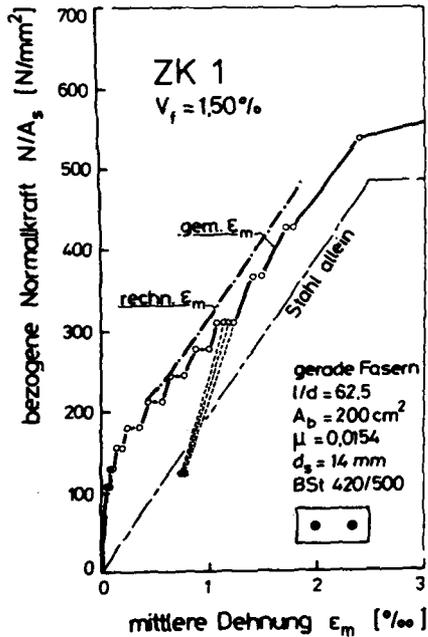


Bild 7.20: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Zugkörperdehnungen

8 Zusammenfassung und offene Probleme

In der vorliegenden Arbeit wurde das Riß- und Verformungsverhalten von mit Stahlfaserbeton hergestellten Stahlbetonstäben unter axialem Längszug untersucht. Ziel der Arbeit war es, durch experimentelle und theoretische Studien zur Klärung der Wirkungsmechanismen der Stahlfasern beim Rißbildungsprozeß beizutragen. Die wesentlichen Ergebnisse können wie folgt zusammenfassend dargestellt werden.

- Die elastischen Eigenschaften des zugbeanspruchten Betons bleiben durch eine Zugabe von zufällig räumlich orientierten Stahlfasern praktisch unbeeinflußt. Hingegen kann durch Stahlfasern die Betonzugfestigkeit, allerdings nur in sehr begrenztem Maße, gesteigert werden. Für Konstruktionsbetone dürfte die maximal erzielbare Zugfestigkeitssteigerung rd. 20 % betragen. Der Wirkungsmechanismus der Stahlfasern bei der Zugfestigkeitssteigerung wurde unter Berücksichtigung der stets dem Betonzugbruch vorausgehenden Mikrorißbildung in einem statistischen strukturorientierten Festigkeitsmodell beschrieben (s. Abschn. 4.2.2).
- Durch Stahlfasern kann das Trag- und Verformungsverhalten des Betons im sogenannten Nachrißbereich maßgeblich verändert werden. Während beim Normalbeton mit Öffnen eines Makrorisses die aufnehmbare Zugspannung äußerst rasch zu Null tendiert, werden beim Stahlfaserbeton auch bei größeren Rißbreiten noch nennenswerte Kräfte durch die Fasern von Rißufer zu Rißufer übertragen. Die Größe der für Faserbeton typischen Nachrißfestigkeit σ_p ist eine Funktion der Faserabmessungen, der Faserverbundfestigkeit, der Faserorientierung und der Rißbreite. Die Abhängigkeit von σ_p von der Rißbreite w kann vernachlässigt werden, solange w sehr viel kleiner als die Faserlänge ist. Derartige Verhältnisse liegen üblicherweise bei stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteilen vor (s. Abschn. 4.2.3).

- Die Untersuchungen zum Verbundverhalten von geripptem Bewehrungsstahl in Stahlfaserbeton hatten zum Ergebnis, daß durch Stahlfasern keine Verbesserung der Verbundgüte in jenem Bereich der Verschiebungen, der hinsichtlich der Beschränkung der Rißbreite von Stahlbetonbauteilen von Interesse ist ($v \leq 0,2$ mm), zu erzielen ist. Die Fasern sind jedoch in der Lage, das Verbundversagen durch Sprengbruch - diese Versagensart tritt bei geringer Betondeckung auf - duktil zu gestalten (s. Abschn. 5).

- Im Abschnitt 6 wurde über Bauteilversuche berichtet, deren Notwendigkeit sich aus einer Auswertung bisheriger experimenteller Untersuchungen ergab. Es galt die Dehnungen, die Rißbreiten und insbesondere auch die Rißabstände von stahlfaserverstärkten Stahlbetonzugstäben in allen Phasen der Beanspruchung - vom ersten Riß bis zum Fließen der Bewehrung - in Abhängigkeit vom Fasergehalt, Fasertyp und Bewehrungsgrad lückenlos zu erfassen. Es zeigte sich, daß mit steigendem Fasergehalt die Dehnungen im Zustand II, in besonderem Maße die Rißbreiten und auch die Endrißabstände verringert werden, und zwar um so ausgeprägter, je niedriger der Gehalt an konventioneller Bewehrung war. Hinsichtlich der Effizienz der beiden untersuchten Fasertypen (Hakenfaser, gerade Faser) konnten dabei keine Unterschiede festgestellt werden.

- Im Abschnitt 7 wurde ein verbundorientiertes Berechnungsverfahren zur Erfassung des Riß- und Verformungsverhaltens von zugbeanspruchtem stahlfaserverstärktem Stahlbeton entwickelt. Grundlage der Rißtheorie ist ein Stahlbetonstabwerksmodell, in dem die spezifischen Eigenschaften des Faserbetons Berücksichtigung finden. Die hergeleiteten analytischen Beziehungen beruhen auf der Lösung der Differentialgleichung (DGL) des verschieblichen Verbundes. Hierbei wurde insbesondere die Notwendigkeit erkannt, die Rißabstandsentwicklung in die Berechnung der Rißbreiten und der Bauteilverformungen miteinzubeziehen. Anhand der geschlossenen Lösung der DGL konnte der Einfluß wesentlich

die Ribbildung beeinflussender Parameter, wie z. B. die Betonzugfestigkeit, der Bewehrungsgrad und die bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstahls, in Abhängigkeit vom Fasergehalt studiert werden. Ein abschließender Vergleich von rechnerischen Ergebnissen mit Versuchsergebnissen zeigte, daß mit Hilfe des vorgestellten Rechenverfahrens die Ribbreiten, die Ribabstände und die Dehnungen von stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteilen unter Längszug zutreffend erfaßt werden können.

Auch in dieser Arbeit konnten einige Probleme nicht gelöst werden, von denen im folgenden nur auf zwei wesentliche kurz eingegangen werden soll, um damit zu weiteren Forschungsarbeiten anzuregen. Es wurde gezeigt, daß die zugfestigkeitsteigernde Wirkung der Stahlfasern darauf beruht, daß die Mikroribbildung in Beton verzögert wird. Nicht geklärt werden konnte jedoch der Einfluß der Fasern auf die Streuung der Betonzugfestigkeit. Erst mit deren Kenntnis kann dann mit Hilfe wahrscheinlichkeitstheoretischer Überlegungen auch eine rechnerische Erfassung der Ribabstandsentwicklung und der Bauteilverformungen in der Phase der frühen Ribbildung erfolgen, was insbesondere für zwangbeanspruchte Bauteile von Interesse ist

Ein wesentliches Problem, das nicht faserbetonspezifisch sondern genereller Art ist, besteht darin, daß bei der Berechnung der Ribbreiten und Bauteilverformungen stets ein Verbundgesetz zugrundezulegen ist, in dem sämtliche Rahmenbedingungen, wie z. B. die Betonzusammensetzung, bezogene Rippenfläche, Lage der Bewehrung, Betondeckung, usw. global erfaßt werden. Im Labor wird dies dadurch erreicht, daß die Verbunduntersuchungen auf die Bauteilversuche abgestimmt werden. Um die vielfältigen Variationen der Praxis wirklichkeitsnah erfassen zu können, müßte ein universelles konstitutives Verbundgesetz verfügbar sein. Trotz großer Anstrengungen ist bislang die Formulierung eines derartigen Verbundgesetzes nicht gelungen. In der Weise wie zutreffend das Verbundgesetz die Verhältnisse im Bauteil berücksich-

tigt, steht oder fällt die Qualität der Berechnung der Rißbreiten. Man darf sich nicht von der Genauigkeit der Rißbreitenberechnung für unter Laborbedingungen hergestellte Bauteile blenden lassen und denken, man könnte Verformungs- und Rißbreitenberechnungen auf dem gezeigten analytischen Wege mit einer der Tragfähigkeitsberechnung vergleichbaren Zuverlässigkeit durchführen. Die in dieser Arbeit zugestellten Berechnungen erheben deshalb nicht den Anspruch der Allgemeingültigkeit, anhand ihrer sollte ausschließlich der Einfluß einer Faserverstärkung auf das Riß- und Verformungsverhalten von Stahlbetonzugelementen aufgezeigt werden.

9 Literatur

- /1/ REHM G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Heft 138, DAfStb, Berlin, 1961.
- /2/ SCHOBER, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Dissertation, Universität Stuttgart, 1984.
- /3/ KÖNIG, G. und JAHN, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. Beton- und Stahlbetonbau 9 und 10, 1983.
- /4/ ELIGHAUSEN, R. und SAWADE, G.: Verhalten von Beton auf Zug bei hohen Dehnungsgradienten. Prof. Dr.-Ing. G. Rehm zum 60. Geburtstag, Eigenverlag des Inst. f. Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1984, S. 19 - 29.
- /5/ NAAMAN, A. E.; MOAVENZADEH, F. und MC GARRY, F. J.: Probabilistic analysis of fiber-reinforced concrete. Journal Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol. 100, April 1974, S. 397 - 413.
- /6/ GRIFFITH, A. A.: The phenomena of rupture and flow in solids. Phil. Trans., Royal Soc. of London, A. 221, 1921.
- /7/ IRWIN, G. R.: Fracturing of metals. American Soc. of Metals, Cleveland, Ohio, 1948.
- /8/ ROMUALDI, J. P. und BATSON, G. B.: Mechanics of crack arrest in concrete. Proc. ASCE, Journal Engineering Division, Vol. 89, Juni 1963 S. 147 - 168.
- /9/ KAR, J. N. und PAL, A. K.: Strength of fiber reinforced concrete. Proc. ASCE, Journal Structural Division, May 72, S. 1053 - 1068.
- /10/ ROMUALDI, J. P. und MANDEL J. A.: Tensile strength of concrete affected by uniform distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement. ACI-Journal, June 64, S. 657 - 671.
- /11/ KLEISER, K.: Bruchmechanische Untersuchungen an einer stahlfaserbewehrten Zementmörtelmatrix. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1981.
- /12/ KRENCHER, H.: Fibre reinforcement. Akademisk Forlag, Copenhagen, 1964.
- /13/ PIGGOTT, M. R.: Load-bearing fibre composites. Pergamon Press, Oxford, 1980.

- /14/ SCHORN, H.: Baustoffliche Kriterien für die Anwendung von Stahlfaserbeton. Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte, Heft 34, Vulkan Verlag, Essen, 1980.
- /15/ ROSTÁSY, F. S. und HARTWICH, K.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von stahlfaserbewehrtem Normalbeton unter hohen und schnell ablaufenden Belastungen. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1983.
- /16/ KÖRMELING, H. A.: Impact tensile strength of steel fibre concrete. Report 5-84-8, Stevin Laboratory, TH Delft, 1984.
- /17/ HILLERBORG, A : Some practical conclusions from the application of fracture mechanics for concrete. Proc. Symp 60th anniversary of Prof. S. G. Bergström, Inst. f. Cement and Concrete, Stockholm, 1981, S. 43 - 54.
- /18/ JOHNSTON, C. D. und GRAY, R J.: Uniaxial tensile testing of steel fibre reinforced cementitious composites. Proc. Rilem Symp. Sheffield, 1978, Testing and Test methods of fibre cement composites, ed. R N. Swamy The Construction Press Ltd., Lancaster, England, 1978, S. 451 - 461.
- /19/ EDGINGTON, J.; HANNANT, D. J. und WILLIAMS, R.J. T : Steel fibre reinforced concrete, Fibre Reinforced Materials. The Construction Press Ltd., Lancaster, England, 1978, S. 112 - 128.
- /20/ JOHNSTON, C. D. und COLEMAN, R A.: Strength and deformation of steel fiber reinforced mortar in uniaxial tension. ACI-Special Publication SP-44, Detroit, 1974, S. 177 - 193.
- /21/ KOMLOS, K.: Strength and deformation properties of concrete reinforced with randomly spaced steel and basalt fibres. Proc. Rilem Symp London, 1975, Fibre reinforced cement and concrete, ed. A Neville, The Construction Press Ltd., Lancaster, England, 1975, S. 237 - 245.
- /22/ HUGHES, B. P. und FATTUHI, N. I : Fibre reinforced concrete in direct tension. Proc. Conf. on Fibre Reinforced Materials Inst. of Civil Engineers, London, 1977, S. 141 - 147.
- /23/ IVÁNYI, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Technische Universität Braunschweig, 1976.

- /24/ REINHARDT, H. W.: Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete. Heron Vol. 29, No. 2, Stevin-Laboratory, TH Delft, 1984.
- /25/ PAULMANN, K. und STEINERT J.: Verhalten der Biegedruckzone nach schneller, hoher und kurzzeitiger Belastung. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1983.
- /26/ AVESTON, J. und KELLY, A.: Theory of multiple fracture of fibrous composites. Journal of Materials Science, Vol. 8, 1973, S. 352 - 362.
- /27/ PINCHIN, D. J. und TABOR, D.: Interfacial phenomena in steel fibre reinforced cement. Part I + II, Cement and Concrete Research, Vol. 8, 1978, S. 15 - 24 und S. 139 - 150.
- /28/ REHM, G.; DIEM P. und ZIMBELMANN, R.: Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton. DAFStb, Heft 283, Berlin, 1983.
- /29/ PINCHIN, D. J. und TABOR, D.: Mechanical properties of the steel/cement interface: some experimental results. Proc. Rilem Symp. London, 1975, Vol. 2, Fibre reinforced cement and concrete, ed. A. Neville, The Construction Press Ltd., Lancaster, England, 1976, S. 521 - 526.
- /30/ SEGIET, K.: Haftzugfestigkeiten von Stahlfasern in zementgebundenen Matrizen. Diplomarbeit, Institut für Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1980.
- /31/ HENRY, R. L.: An investigation of large diameter fiber reinforced concrete pipe. ACI-Special Publication SP 44, Detroit 1974, S. 433 - 454.
- /32/ PAKOTIPRAPH, B.; PAMA, R. P. und LEE, S. L.: Mechanical properties of cement mortar with randomly oriented short steel wires. Magazin of Concrete Research, Vol. 26, No. 86, March 1974, S. 3 - 15.
- /33/ SHAH, S. P.; STROEVEN, P.; DALHUISEN, D. und VAN STECKELBURG, P.: Complete stress-strain curves for steel fibre reinforced concrete in uniaxial tension and compression. *ibid* /18/, S. 399 - 408.
- /34/ SHAH, S. P. und RANGAN, B. V.: Fiber reinforced concrete properties. ACI-Journal, Feb. 1971, S. 126 - 135.
- /35/ GRAY, R. J.: Analysis of the effect of embedded fibre length on fibre debonding and pull-out from an elastic matrix; Part 2 Application to a steel fibre-cementitious matrix composite system. Journal Materials Science, Vol. 19, 1984, S. 1680 - 1691.

- /36/ LAWRENCE, P.: Some theoretical considerations of fibre pull-out from an elastic matrix. *Journal Materials Science*, Vol. 7, 1972, S. 1 - 6.
- /37/ NAAMAN, A. E. und SHAH, S. P.: Pull-out mechanism in steel fiber-reinforced concrete. *Proc. ASCE, Journal Structural Division*, Aug. 1976, S. 1537 - 1548.
- /38/ MAAGE, M.: Interaction between steel fibres and cement based matrixes. *Matériaux et Constructions*, Vol. 10, No. 59, S. 297 - 301.
- /39/ STROEVEN, P. und DE WIND, G.: Structural and mechanical aspects of debonding of a steel bar from a cementitious matrix. *Bond in Concrete*, ed. P. Partos, Applied Science Publishers, London 1982, S. 40 - 50.
- /40/ STROEVEN, P.: Micro- and macromechanical behaviour of steel fibre reinforced mortar in tension. *Heron*, Vol. 24, No. 4, Stevin-Laboratory, TH Delft, 1979, S. 7 - 40.
- /41/ HUGHES, B. P. und FATTUHI, N. I.: Fibre bond strengths in cement and concrete. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 27, No. 92, Sept. 1975, S. 161 - 166.
- /42/ BRUGGELING, A. S. G. und DEN BOER, L. J.: Eigenschaften von stahlfaserbewehrtem Kiesbeton. *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, Heft 6, 1974, S. 424 - 429.
- /43/ MANGAT, P. S.; MONTAMEDI-AZARI, M. und SHAKAR RAMAT, B. B.: Steel fibre-cement matrix interfacial bond characteristics under flexure. *The Int. Journal of Cement Composites* Vol. 6, No. 1, Feb. 1984, S. 29 - 37.
- /44/ MAAGE, M.: Steel fibre bond strength in cement-based matrixes influenced by surface treatments. *Cement and Concrete Research*, Vol. 7, 1977, S. 703 - 710.
- /45/ SWAMY, R. N. und MANGAT, P. S.: The interfacial bond stress in steel fibre cement composites. *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, 1976, S. 641 - 650.
- /46/ GOKOZ, U. N. und NAAMAN, A. E.: Effect of strain rate on the pull-out behaviour of fibres in mortar. *The Int. Journal of Cement Composites*, Vol. 3, No. 3, 1981, S. 187 - 202.
- /47/ TATTERSALL G. H. und URBANOWICZ, C. R.: Bond strength in steel-fibre-reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 26, No. 87, Juni 1974, S. 105 - 113.

- /48/ GRAY, R. J. und JOHNSTON, C. D.: The measurement of fibre-matrix interfacial bond strength in steel fibre-reinforced cementitious composites. *ibid* /18/, S. 317 - 328.
- /49/ DE VEKEY, R. C und MAJUMDAR, A. J.: Determing bond strength in fibre-reinforced composites. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 20, No. 65, Dec. 1968, S. 229 - 234.
- /50/ PINCHIN, D. J. und TABOR, D.: Interfacial contact pressure and frictional stress transfer in steel fibre cement. *ibid* /18/, S. 337 - 344
- /51/ BURAKIEWICZ, A.: Testing of fibre bond strength in cement matrix. *ibid* /18/, S. 355 - 365.
- /52/ DEHOUSE, N. M.: Méthodes d'essais et caractéristiques mécaniques des bétons armés de fibres métalliques. *ibid* /21/, S. 119 - 136.
- /53/ HANNANT D. J.: Additional data on fibre corrosion in cracked beams and theoretical treatment of the effect of fibre corrosion on beam load capacity *ibid* /29/, S. 533 - 538.
- /54/ ROSTASY, F S. und HARTWICH, K.: Ribverhalten von faserbewehrtem Beton mit zusätzlicher schlaffer Bewehrung. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Aug. 1982.
- /55/ GRAY, R. J. und JOHNSTON, C D.: The effect of matrix composition on fibre-reinforced mortar. *Cement and Concrete Research*, Vol. 14, 1984, S. 285 - 296.
- /56/ AVESTON, J. A.; MERCER, R. A. und SILLWOOD, J. M.: Fibre reinforced cements - scientific foundations for specifications. Proc. Conference, Composites, Standards, Testing and Design. London, April 1974 IPC Science and Technolgie Press, 1974, S. 93 - 102.
- /57/ HILLERBERG, A.: Analysis of one single crack. *Fracture Mechanics of Concrete*, ed. F. Wittmann, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, 1983, S. 223 - 249.
- /58/ REHM, G.: Forschungsvorhaben Faserbeton Teil I: Literaturlauswertung. Bericht des Otto-Graf-Instituts, Universität Stuttgart 1979.
- /59/ CHEN, W. und CARSON, J. L.: Stress-strain properties of random wire reinforced concrete. *ACI-Journal*, Dec. 1971, S. 933 - 936.
- /60/ SCHNÜTGEN, B.: Das Festigkeitsverhalten von mit Stahlfasern bewehrtem Beton unter Zugbeanspruchung. Technisch-Wissenschaftliche Mitteilungen des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, Nr. 75-8, August 1975.

- /61/ ROSTASY, F. S. und HARTWICH, K.: Compressive strength and deformation of steel fibre reinforced concrete under high rate of strain. International Journal of Cement Composites, Vol. 7, No. 1, Febr. 1985, S. 21 - 28.
- /62/ LEONHARDT, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften. Beton- und Stahlbeton, Heft 7, 1985, S. 179 - 184.
- /63/ SWAMY, R. N. und AL-NOORI, K.: Bond strength of steel fibre reinforced concrete. Concrete, Aug. 1974, S. 36 - 37.
- /64/ SPENCER, R. A.; PANDA, A. K. und MINDESS, S.: Bond of deformed bars in plain and fibre reinforced concrete under reversed cyclic loading. Int. Journal of Cement Composites, Vol. 4, No. 1, Febr. 1982, S. 3 - 17.
- /65/ RILEM/CEB/FIP. Bond test for reinforcing steel; I. Beam test, II. Pull-out test. Matériaux et Construction, Vol. 3, No. 15, 1970, S. 169 - 178.
- /66/ DÖRR, K.: Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhalten. Dissertation, TH Darmstadt, 1980.
- /67/ VOS, E.: Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced concrete - numerical and experimental approach, Dissertation, TH Delft, 1983.
- /68/ KOBARG, J.: Verankerung axialbeanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton unter Querbeanspruchung. Bericht des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Aug. 1984.
- /69/ BACHMANN, H.: Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken. Dissertation, ETH Zürich, 1967.
- /70/ ROSTASY, F. S. und ROHLING, A.: Konstitutives Stoffgesetz des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl - Literaturstudie. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1984.
- /71/ SVENSVIK, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Dissertation, TU Braunschweig, 1981.
- /72/ EIBL, J. und IVANYI, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb, Heft 260, 1976.

- /73/ MARTIN, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAFStb, Heft 228, 1973.
- /74/ NOAKOWSKI, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978.
- /75/ TEPFERS, R.: A theory of bond applied to overlapped tensile reinforced splices for deformed bars. Publication 73-2, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1973.
- /76/ ELIGEHAUSEN, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. DAFStb, Heft 301, Berlin, 1979.
- /77/ TIMOSHENKO, S. P. und GOODIER J. N.: Theory of elasticity: Mc Graw-Hill Kogakusha Ltd. Tokyo, 1970.
- /78/ ZERNA, W. (Hrsg.): Stahlfaserspritzbeton. Konstruktiver Ingenieurbau-Berichte, Heft 34, Vulkan-Verlag, Essen, Nov. 1980.
- /79/ ZERNA, W (Hrsg.): Technologie des Stahlfaserbetons und des Stahlfaserspritzbetons. Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte, Heft 42, Vulkan-Verlag, Essen, Nov. 1984.
- /80/ ACI-COMMITTEE 506: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. Concrete International, Dec. 1984, S. 15 - 27.
- /81/ HANNANT, D. J.: Fibre cements and fibre concretes. John Wiley + Sons, Ltd., Chichester 1978.
- /82/ HUGHES, B. P.: Design for prestressed fiber reinforced concrete beams for impact. ACI-Journal, July - Aug. 1981, S. 276 - 281.
- /83/ CRAIG, R. J.: Structural application of reinforced fibrous concrete. Concrete International, Dec. 1984, S. 28 - 32.
- /84/ HENAGER, C. H. und DOHERTY, T. J.: Analysis of reinforced fibrous concrete beams. Proc. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. St. 1, Jan. 1976, S. 177 - 188.
- /85/ HENAGER, C. H.: Ultimate strength of reinforced steel fibrous concrete beams. *ibid* /22/, S. 165 - 173.
- /86/ SWAMY, R. N. und AL-TA'AN, S. A.: Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete, ACI-Journal Sept./Oct. 1981, S. 395 - 405.

- /87/ SWAMY, R. N.; AL-TA'AN, S. A. und ALI, S. A. R.: Steel fibres for controlling cracking and deflection. Concrete International, Aug. 1979, S. 41 - 49.
- /88/ BENTUR, A. und MINDESS, S.: Concrete beams reinforced with conventional steel bars and steel fibres: properties in static loading. The International Journal of Cement Composites, Aug. 1983, S. 199 - 202.
- /89/ ELVERY, R. H. und SAMARAI, M. A.: An examination of the behavior of fibres in reinforced concrete. Composites, Juli 1976, S. 180 - 184.
- /90/ SAMARAI, M. A. und ELVERY, R. H.: The influence of fibres upon crack development in reinforced concrete subjected to uniaxial tension. Magazine of Concrete Research, Vol. 26, No. 89, Dec. 74, S. 203 - 211.
- /91/ IBRAHIM, O. T. und LUXMOORE, A. R.: Control of crack width by inclusion of fibres in conventionally reinforced concrete. The International Journal of Cement Composites, No. 2, 1979, S. 77 - 89.
- /92/ KÖRMELING, H. A.; REINHARDT, H. W. und SHAH, S. P.: Static and fatigue properties of concrete beams reinforced with continuous bars and with fibers. ACI-Journal, Jan./Febr. 1980, S. 36 - 43.
- /93/ KÖRMELING, H. A.; REINHARDT, H. W. und SHAH, S. P.: Static and dynamic testing of concrete beams reinforced with fibres and continuous bars. Stevin Report S-78-10, TH Delft, 1979.
- /94/ STILLER, W.: Zum Tragverhalten von bewehrtem Stahlfaserbeton. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1978.
- /95/ VIBMANN, H. W.: Stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1983.
- /96/ ONET, T.: The behaviour of bar and steel-fibre reinforced concrete beams in static testing. Stevin Report S-78-5, TH Delft, 1978.
- /97/ MUNGAN, J. und ZELL W.: Schalen aus Stahlbeton und stahlfaserverstärktem Beton unter Temperaturbeanspruchung. Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte, Heft 37, Vulkan-Verlag Essen, 1981, S. 40 - 46
- /98/ STANGENBERG, F: Stahlfaserbeton für Anprallschutzkonstruktionen in kerntechnischen Anlagen. Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte, Heft 37, Vulkan-Verlag Essen, 1981, S. 46 - 48.

- /99/ BS 1881 : 1970; Methods of testing concrete. British Standards Institution.
- /100/ LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau Bd. IV. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 1978.
- /101/ REHM, G. und MARTIN, H.: Zur Frage der Ribbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 1968, S. 175 - 182.
- /102/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, 3. Ausgabe, 1978.
- /103/ REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R und MALLEE, R.: Ribverhalten von Stahlbetonkörpern bei Zugbeanspruchung. Untersuchungsbericht Nr. 76/4 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1976.
- /104/ BROMS, B. B.: Technique for investigation of internal cracks in reinforced concrete members. ACI-Journal, Jan. 1965, S. 35 - 44.
- /105/ BROMS, B. B.: Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks. ACI-Journal, Sept. 1965, S. 1095 - 1108.
- /106/ BROMS, B. B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journal, Oct. 1965, S. 1237 - 1255.
- /107/ MARTIN, H.; SCHIEBL, P. und SCHWARZKOPF, M : Ableitung eines allgemeingültigen Berechnungsverfahrens für Ribbreiten aus Lastbeanspruchung auf der Grundlage von theoretischen Erkenntnissen und Versuchsergebnissen. Straßenverkehrstechnik, Heft 209, 1980
- /108/ KRIPS, M.: Ribbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Dissertation, TH Darmstadt, 1984.
- /109/ KOCH, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1976.
- /110/ RETHMEYER, H.: Ribbildung in Stahlbetonbauteilen. Diplomarbeit, Inst. f. Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1982.
- /111/ SCHWENNICKE, A.: Zur Berechnung von Stahlbetonbalken und -scheiben im gerissenen Zustand unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, TU Berlin, 1983.
- /112/ KAMKE, E.: Differentialgleichungen - Lösungsmethoden und Lösungen. Akademische Verlagsgesellschaft Beker und Erler Kom.-Ges., Leipzig, 1940.

- /113/ HEILMANN, H. G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. beton, 2/1969, S. 68 - 70.
- /114/ EIBL, J.: Zwängung und Rißbildung von Stahlbetonstäben bei Behinderung der Längsverformungen. Die Bau-technik, 11/1969, S. 373 - 379.
- /115/ ROSTÄSY, F. S.: Zwang- und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975.
- /116/ RABICH, R.: Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahlbeton unter Berücksichtigung der Rißbildung. Aus Theorie und Praxis des Stahlbetonbaues, Franz-Festschrift, W. Ernst und Sohn, Berlin, 1969.
- /117/ MARTIN, H. und NOAKOWSKI, P.: Verbundverhalten von Betonstählen. - Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAFStb, Heft 319, Berlin, 1981.
- /118/ MARTIN, H.: Bond performance of ribbed bars (pull-out-tests) - influenced of concrete composition and consisteney. Bond in Concrete, ed. P. Bartos, Applied Science Publ., London, 1982, S. 289 - 299.

ANHANG

Nr.	Verfasser	Lit	Beton/MDerteil		V_f Vol.-%	Fasern			Prüfungsgröße			Lagerung		Beleglastver- suche		Versuchsergebnisse						Bemerkungen	
			max. β	A/Z:W/Z		l	d	l/d	Typ	$\phi_{\text{Bzw.}}/b/d$	l	Her- stellung	Alt.	l/line	$\phi_{B1} \phi_{B2} \phi_{B3}$	ϕ_{B2}	$\phi_{B1} \phi_{B2} \phi_{B3}$	E_b	E_{2h}	$\sigma-c$ Linie	max. σ_p		$\sigma-s$ Linie
			mm	-		mm	mm	-	mm	mm		d	°C/7d	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	%		N/mm ²			
1	Edgington, Hansel, Williams	119	5	4,0;0,43	0 1,12 1,81 2,76	y ¹⁾	y	y	y	100/100	500	S				3,56 3,79 4,71 5,18	1,00 1,00 1,36 1,46	33,9 -- 34,8	-- -- 0,15	(2) (2)			1) variabel 2) nur zwei Typ. Linien $V_f = 0$ bzw. 2,22%
			10	4,0;0,48	0 1,18 1,75											3,26 4,01 4,10	1,00 1,23 1,26	39,7 40,9					
			20	4,0;0,47	0,60 1,19											3,06 2,91	-- --	-- --					
2	Henry	121	5	5,7; --	0 0,33 1,00	18	0,40	47	y	76	100	S	28	20/65	39,1;-;3,66 33,4;-;3,19 39,5;-;4,50	2,58 0,88 2,58	1,00 40,6 1,00	42,7 40,6 34,0					
3	Kowles	121	15	7,5;0,46	0 0,25 0,50 0,75 1,00	20	0,20	100	y	100/100	560 200	S	28	20/100	1)	2)	1,00 1,04 1,08 1,14 1,14	31,1 ³⁾ 31,7 33,1 35,1 38,2	0,207 0,109 0,127 0,135 0,142			1) $\phi_{B1} \phi_{B2}$; ϕ_{B3} nur rel. Werte 2) nur rel. Werte 3) $\phi_{B1} = 1,0$	
			30	0,30	0 0,25 0,50 0,75 1,00		0,30	100	y	100/100	560 200	S				1,00 1,03 1,07 1,13 1,27	32,5 ³⁾ 33,3 33,9 35,1 36,7	0,104 0,112 0,127 0,135 0,137					
4	Pekot Iprapha Pama, Lee	122	Sand	1,75;0,39	4,00 3,00 2,00	30 35 40	0,52	58 67 77	y	25 75	350	S	22	20/95	39,3;-;-; 41,4;-;-; 41,3;-;-;	3,33 2,30 2,69	-- -- --	29,7 31,4 29,6	0,110 0,105 0,084	+	+	+	
5	Reaman	151	Sand	2,5;0,40	0 1,00 2,00 3,00	12,5	0,25	50	y	51/51	254 102	S+G	7	20/100		1,68 ²⁾ 1,83 1,98 2,14	1,00 1,09 1,15 1,27			0 0,37 0,59 0,86	1) + + +	1) σ -Werte vermütlich aus Kolben- + + 2) mit An- gabe der Ständerab- weichung	
					0 1,00 2,00 3,00	18	75	y								1,68 ²⁾ 2,00 2,14 2,46	1,00 1,21 1,27 1,46			0 0,53 0,80 1,32	1) + + +		
					0 1,00 2,00 3,00	25	100	y								1,68 ²⁾ 2,22 2,34 2,68	1,00 1,32 1,39 1,59			0 0,69 1,19 1,68	1) + + +		
					0 1,00 2,00 3,00	12,5	0,15	83	y							1,68 ²⁾ 2,10 2,26 2,54	1,00 1,25 1,35 1,51			0 0,30 0,50 0,80	1) + + +		

A/1

Autor	Lit	Testtyp a)	Parameter b)	Matrix					Faser					Ergebnisse				Bemerkungen
				$\beta_0; \beta_Z$	GröÙtk.	A/Z; M/Z	Lager.	Alt.	Typ c)	d	l	l , bzw l/d/h	$\beta_2; \beta_5$	τ_U dl	δ_U	τ -6- Linie	τ_p dl	
				N/mm ²	mm		°C/RI	d	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	mm	o qual. + quan.	N/mm ²		
Naaman, Shah	[37]	A	FD;AZ;Z	--	S	2,50;0,55	21/100	8	g	0,15 -0,40	--	12,7	--	2,62 ² 1,02 ³ -3,0)	0,50	+	v ¹⁾	1) τ_p (δ) f mit f p 2) τ_U für Einzelfaservers. 3)min τ_U bis max τ_U
Stroeven, De Wind	[39]	A	FD	40;3,1	8	-5,00;0,50	20/ 65	8	g	4,10	--	20,0	1950; 2020	1,90 -10,2	0,00 -0,1	+	0,9- 2,0	1)Endschlupf δ
Pinchin, Tabor	[27]	A	L;FD	--	S	1,77;0,35	20/100	28	g	0,87	--	42,5	--	0,85 - 6,0	0,15 -0,7	+ ¹⁾	0,1- 1,55	1)Kolbenweg
Stroeven	[40]	A	MZ;FT	--	8	2,50;0,50	20/100	7-28	g h p	0,39 0,40 0,75	-- -- --	12,5 15,0 25,0	-- -- --	0,66 4,10 5,00	0,2-3 -0,6 10,0	o	$\sim \tau_U$ -0,5 τ_U --	
Hughes, Fattuhi	[41]	A	MZ;AZ;FT	--	S	2,00;0,40	20/ 95	28	g p	0,64 0,64	-- --	30,0 20,0	-- --	-1,9 ¹⁾ -9,2	-- --	o	-- --	1)Einzelfaser im Mörtel
Bruggeling, denBoer	[42]	A	A;FD;lv	--	1,4	2,70;0,50	20/ 70	v ¹⁾	g	0,15 -0,38	--	v	2500	0,6 -1,2	0 - 0,1	(+)	0,2 -0,6	1.)variabel
Mangat et al.	[43]	BA	lv;AZ;FD; MZ ¹⁾	--	--	2,50;0,55	--	9	g	0,20 -0,62	--	25,0 -60,0	--	0,6 -1,2	--	o	--	1)z.B.:Matrix mit Fasern bzw Kunststoffharz
Maage	[38] [44]	A	FT;AZ;lv; FO;Z	--	2,0	3,00;0,50	--	28	g p h w	0,30 0,50 0,40 0,40	-- -- -- --	12,5 12,5 21,8 12,0	1200 950 1350 1600	-2-4,5 10,7 5,2 14,1	-- -- -- --	-- -- -- --	τ_U -- -- --	

Autor	Lit	Testtyp a)	Parameter b)	Matrix					Faser					Ergebnisse				Bemerkungen
				$B_D; \beta_Z$	GröÙtk.	A/Z; M/Z	Lager.	Alt.	Typ c)	d	l	L bzw T/d/h	$\beta_Z; \beta_S$	$\tau_{u,d}$	δ_u	τ - δ -Linie	$\tau_{p,d}^{max}$	
				N/mm ²	mm		°C/RH	d	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	mm	o qual. + quan.	N/mm ²		
Swamy, Mangat	[45]	B	MZ; A	V	V	V	V	V	g	V	V	V	V	2,0 -5,0	--	--	--	$\sigma_{BZ, r} = \sigma_{BZ} (1 - \nu_p) + 0,84 \nu_p l / d \cdot \tau$
Gokoz, Naaman	[46]	A	Belastungs-geschw.	--	S	2,00; 0,50	23/100	7	g	0,40	--	12,5	--	0,69	--	0,56	--	$\tau_{dyn} / \tau_{stat} = 1$ 1) stat. Ausziehvers.
Tattersall, Urbanowicz	[47]	A	L; MZ; F0; A ¹⁾	--	S	3,00; 0,50	20/ 90	7	g	0,38	--	17,5	2040	1,25 7,10	--	--	--	1) Mörteldruck beim Herstellen
		A	Quellbeton	--	S	3,00; 0,30	20/ 90	7	g	0,38	--	17,5	2040	0,96 8,8	--	--	--	
Gray, Johnston	[55]	A	L; MZ; A; Betonferr.	30; 60	S	3,00; 0,50	V	V	g	0,38	--	50,0	--	0,95 - 2,1	--	--	--	guter Überblick über bisherige Versuche
de Yekey, Majumdar	[49]	A	M; L; A; F0; FM	--	--	--	--	28	g	--	--	1,0	--	4,80 -11,0	--	o	--	
Pinchin, Tabor	[50]	A	F0; höherer Druck	--	S	1,77; 0,35	20/100	28	g	0,38	--	30,5	800 -1050	--	--	o	0,3- 3,3	
Burakiewicz	[51]	A	MZ ¹⁾ ; β_{BZ}	--	S	-- ; 0,55	18/ 70	28	g	0,38	25	5-30	--	0,6 -2,4	-0,2	o		1) Matrix mit Fasern
									g	0,30 -0,50	25	--	1,0 -2,1	-0,2		$-\tau_u$ - $\tau/2$		
									h	0,40	30	--	2,2 -3,0	0,2		τ_u		

Autor	Lit	Testtyp a)	Parameter b)	Matrix					Faser					Ergebnisse				Bemerkungen
				$B_D; B_Z$	GröÙtk.	A/Z; W/Z	Lager.	Alt	Typ c)	d	l	L bzw l/d/h	$B_Z; B_S$	τ_{ud}	δ_u	τ -6- Linie	max τ_p d)	
				N/mm ²	mm		°C/10h	d		mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	mm	o qual. + quan.	N/mm ²	
Dehousse	(52)	A	FT;MZ	--	V	V	V	--	g	0,35	30	15,0	1400	0,82	--	o	--	
									h	0,35	30	15,0	1600	-2,6	--	o	--	
Pinchin, Tabor	(29)	A	FD	--	--	-- ; 0,25	20/100	110	g	0,85	--	30,0	--	2,7	--	o	τ_u 0,3 τ_u	
Hannant	(53)	BZ	FT;L;A	$B_{BZ}=6,5$	10	3,40;0,50	20/100	8	g	0,25	25	500/ 100/ 100	--	1)2) 3,3	--	--	--	1)5,2 N/mm ²
									w	0,50	50	100	--	2)3) 3,8	--	--	--	3)6,0 N/mm ²
		Z ²⁾	FT	$B_{BZ}=6,5$	10	3,40;0,50	20/100	628	g	0,25	25		--	-2,6 ¹⁾	--	--	--	1) s.u.
								w	0,50	50		--	-3,6 ¹⁾	--	--	--	--	2) Zugvers. am ger. Balken
Stroeven, Shah	(33)	Z	FT;MZ	--	8	2,50;-0,4	20/100	28	g	0,38	25	100/ 200/ 50	--	-2,6 ¹⁾	--	--	--	1) s.u.
									h	0,40	30		--	-2,5 ¹⁾	--	--	--	
									p	0,75	50		--	-3,8 ¹⁾	--	--	--	
Schorn	(16)	Z	MZ	--;-3,0	8	4,70;0,50	--	--	g	0,38	25	∅ 50	--	2,7 ¹⁾	--	--	--	1) s.u.
Naaman et al.	(15)	Z	FL;FD;V _f	--;-1,7	5	2,50;0,60	20/100	7	g	0,15	12,5	250/ 50/50	--	-1,3 ¹⁾	--	--	--	1) s.u.
										-0,25	-25,0							
Rostäsy, Hartwich	(15) + (54)	Z ²⁾	V _f	45;2-3	16	5,50;-0,65	20/ 65	28- 200	g	0,40	25	V	V	2,2 ¹⁾	--	--	--	1.) s.u. 2.) z.T. faserverstärkter Stahlbeton

- B/3 -

Autor	Lit	Testtyp a)	Parameter b)	Matrix					Faser					Ergebnisse			Bemerkungen	
				B _p :B _z	GröÖtk.	A/Z;M/Z	Lager.	Alt.	Typ c)	d	l	L bzw l/d/l _h	B _z :B _s	τ _u d)	δ _u	ε-δ- Ltn.		max τ _p d)
				N/mm ²	mm		°C/RH	d	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	mm	o qual. + quan.	N/mm ²		
Kleiser	[11]	A	MZ;A ₁ d ₁ lv	V	V	0,4-0,6;V	20/100	V	g	0,20 -0,50	2-25	V	500	1,0 ¹⁾ -4,0	--	--	τ _u ¹⁾ -τ _u /3	1)max τ _p =f(δ) 2) τ _u mit lv
Gray	[35]	A	lv	--	S	3,00;0,50	20/100	28	g	0,38	--	25-125	2550	1,9 -3,0	--	--	--	τ _u mit lv
Gray, Johnston	[48]	A	Betonier., MZ;Belast- ungsgesche	--	S	2-4,0,50	20/100	28	g	0,38	--	51,0	--	1,3 -2,8	--	--	--	
Aveston et al.	[56]	Z	l;d;V _f	--	S	4,00;0,50	20/100	20	g	0,15 -0,38	12,5 -50	500/ 100/ 100	--	4,3 ¹⁾	--	--	--	1) s.u.
Hughes, Fattuhi	[22]	Z	l/d;A	--	10	4,00;0,49	20/100	30	g	V p w	V V V	≠ 80 1-150	--	-1,04 ¹⁾ -1,08 -1,37	--	--	--	1) s.u.
								190	p w h	0,64 0,51 0,36	59 49 41			-- -- --	-- -- --	-- -- --		

a) A : Ausziehversuch
 Z;BZ : Zug- bzw. Biegezugversuch
 BA : Biegeausziehversuch

b) A : Alter
 AZ : Faseranzahl
 FD : Faserdurchmesser
 FL : Faserlänge
 FM : Fasermaterial
 FO : Faseroberflächen-
 behandlung
 FT : Fasertyp
 L : Lagerungsart
 l : Verbundlänge
 M' : Matrixwerkstoff
 MZ : Matrixzusammensetzung
 Z : Ziehrichtung

c) g : gerade Faser
 h : Hakenfaser
 p : profilierte Faser
 w : gewellte Faser

$$d) \tau_u = \frac{P_{vu}}{\pi \cdot d \cdot l_v}$$

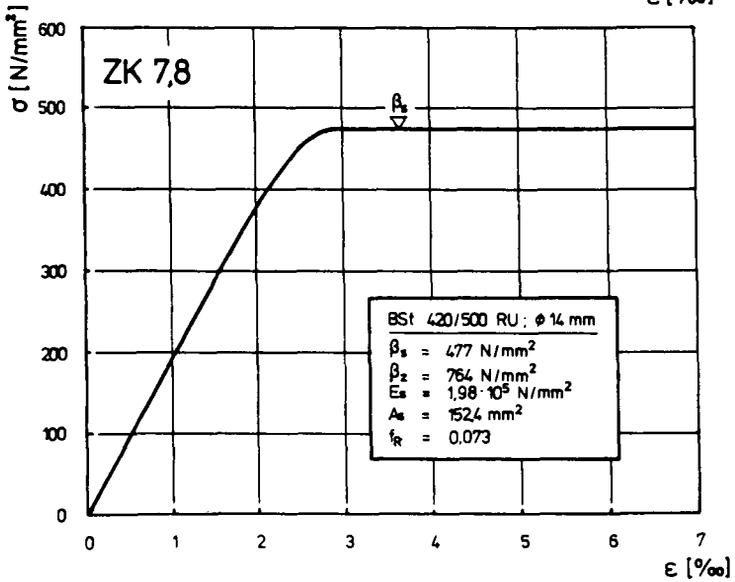
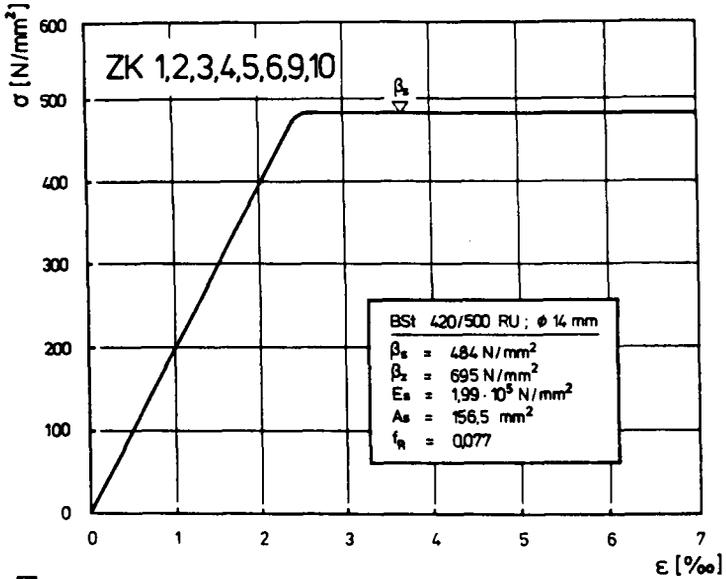
$$\max \tau_p = \frac{\max P_p}{\pi \cdot d \cdot l_v}$$

$$1) \tau_u = \frac{2 \max \sigma_p \cdot d}{V_f \cdot l}$$

$$2) \tau_u = \frac{M_u}{z} \cdot \frac{2 \cdot d}{V_f \cdot l} ; z = \frac{8}{15} h$$

Betonfestigkeiten:

Faser- gehalt V_f	Versuchs- körperbe- zeichnung	Druckfestig- keit B_w	Spaltzug- festigkeit B_{sz}	Zugfestig- keit B_{bz}	<u>ErstriBlast</u> $A_D (1+\mu)$
Vol.-%	—	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
1,50	ZU 1	44,0	./.	2,38	1,36
0,75	2	42,0	2,78	2,39	1,30
1,50	3	46,0	3,70	2,24	1,24
0,75	4	48,0	3,04	2,16	1,27
1,50	5	45,5	3,86	2,41	1,62
0,75	6	45,5	3,68	./.	1,54
1,50	7	42,0	3,01	1,88	1,33
0,75	8	43,0	2,76	2,08	1,37
./.	9	40,0	2,86	1,88	0,94
./.	10	41,0	2,54	2,13	1,11
				$\bar{x}_1 = 2,17$	$\bar{x}_2 = 1,18$
				$\bar{x}_2/\bar{x}_1 = 0,545$	



In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen: (ISSN 0178-5796)

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel (Dissertation). (1962)
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen (Diss.) (1963).
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung.
Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton (Diss.). (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen (Diss.). (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (Diss.) (1967).
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz (Diss.). (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln (Diss.). (1967)
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger (Diss.) (1968).
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt - (Diss.). (1968)
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (Diss.) (1969).
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben (Diss.). (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (Diss.) (1970).
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (Diss.) (1971).
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern (Diss.). (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (Diss.) (1972).
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse (Diss.). (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (Diss.) (1972).
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand (Diss.). (1973)
von Hassan Taha El-Arousy

- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (Diss.). (1973)
von Günter Rieche
- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons (Diss.). (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (Diss.) (1973).
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (Diss.). (1974)
von Jürgen Neisecke -vergriffen-
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)
von Josef Eibl und György Iványi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten (Diss.) (1976).
von Olaf Hjorth -vergriffen-
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (Diss.) (1976).
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton (Diss.). (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall (Diss.). (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (Diss.) (1977).
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall (Diss.). (1977)
von Rolf Bechtold

- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone (Diss.) (1978).
von Rolf Weiß
- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton (Diss.). (1978)
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (Diss.). (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (Habil.-Schr.)(1979).
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979. (1979).
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. (Diss.) (1980).
von Volker Henke -vergriffen-
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever -vergriffen-
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell - (Diss.). (1981)
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit (Diss.). (1981)
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981. (1981).
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. (1982)
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)
von Volker Henke

- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden (Habil.-Schr.TU Istanbul). (1982)
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile (Diss.). (1982)
von Viggo Weber
- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Bau- stahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (Diss.) (1982).
von Ernst-Holger Ranisch -vergriffen-
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. (Diss.) (1982).
von Günter Wiedemann -vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen(Diss.)(1982).
von Reiner Timm
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen (Diss.). (1983)
von Ulrich Diederichs
- Heft 58: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil II). (1983)
von Ulrich Schneider
- Heft 59: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil III). (1983)
von Reinhold Dobbernack und Ulrich Schneider
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschall- prüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen (Diss.). (1983)
von Wolfgang Hillger
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silo- vorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spann- beton. (Diss.)(1984).
von Franz Blume
- Heft 62: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung - (Diss.). (1984)
von Diedrich Nölting
- Heft 63: Tragverhalten von Stahlbetonplatten im bauprakti- schen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung (Diss.). (1985)
von Jürgen Wesche
- Heft 64: Untersuchungen zur Technologie des Gleitscha- lungsbaus (Diss.). (1985)
von Siegfried Droese

- Heft 65: Forschungsarbeiten 1978 -1983. (1984)
- Heft 66: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. (Diss.)(1985).
von Josef Hegger
- Heft 67: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau (Diss.). (1985)
von Bernhard Kepp
- Heft 68: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben (Diss.). (1985)
von Helmut Sager
- Heft 69: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Eisen (Diss). (1986)
von Rüdiger Haß
- Heft 70: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. März 1986. Kurzfassungen der Beiträge. (1986).
- Heft 71: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. (Diss.) (1986).
von Christian Ehm
- Heft 72: Zum Riß- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. (Diss.). (1986).
von Kurt Hartwich
- Heft 75: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227. Kurzfassungen der Beiträge. (1986).