

Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen

Raimo Füllsack-Köditz

INSTITUT FÜR KONSTRUKTIVEN INGENIEURBAU
BAUHAUS-UNIVERSITÄT WEIMAR

Weimar
November 2004

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Bauhaus-Universität Weimar. In dieser Zeit wirkte ich an der Durchführung eines durch das Thüringer Ministerium für Wissenschaft, Forschung und Kunst geförderten Verbundprojektes zum Thema „Untersuchung von Betonbauteilen mit alternativer Bewehrung aus glasfaserverstärkten Kunststoffen“ mit.

Für die wertvollen Anregungen und für die stetige Diskussionsbereitschaft möchte ich mich beim Leiter der Professur Massivbau I, meinem Betreuer Herrn *Prof. Dr.-Ing. habil. Erich Raue*, sehr herzlich bedanken.

Bedanken möchte ich mich ebenfalls bei den Mitarbeitern der Versuchstechnischen Einrichtung des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, den Technikern sowie den Diplomanden, die die Durchführung einzelner Versuchsreihen wesentlich unterstützten, sowie bei meinen Kollegen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.

Weimar, November 2004

Raimo Füllsack-Köditz

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs genehmigten Dissertation.

Vorsitzender der Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. habil. J. Stark

Gutachter der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. habil. E. Raue
2. Prof. Dr.-Ing. U. Freundt
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Curbach

Die Dissertation wurde am 3. März 2004 bei der Bauhaus-Universität Weimar eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieurwesen am 14. Juli 2004 angenommen.

Vollständiger Abdruck der Dissertation in:

Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
der Bauhaus-Universität Weimar

Heft 101

November 2004

ISBN 3-86068-240-7

Bezugsmöglichkeit:

Bauhaus-Universität Weimar

Universitätsverlag Weimar

Marienstraße 5

99421 Weimar

Telefon: +49 (0) 36 43/58 11 52

Telefax: +49 (0) 36 43/58 11 56

Inhaltsverzeichnis

1	EINFÜHRUNG	1
1.1	Einordnung der Arbeit	1
1.2	Problemstellung	2
1.3	Zielstellung und Gliederung der Arbeit	2
2	GFK-STÄBE ALS BEWEHRUNGSMATERIAL IM BETONBAU	4
2.1	Zusammensetzung und Herstellung der GFK-Stäbe	4
2.2	Stoffliche Eigenschaften der GFK-Stäbe	7
3	ZUSAMMENWIRKEN VON BEWEHRUNG UND BETON	12
3.1	Allgemeines	12
3.2	Prinzipielle Wirkungsweise des Verbundes	18
3.3	Experimentelle Bestimmung der Verbundeigenschaften von Bewehrungsstäben	22
3.4	Modellansätze zum Verbund zwischen Bewehrung und Beton	25
3.4.1	Allgemeines	25
3.4.2	Vorhandene Modelle zum Verbund zwischen Betonstahl und Beton	25
3.4.3	Modelle zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton	27
4	MODELLBILDUNG UND ERMITTLUNG DER RISSBREITE	30
4.1	Allgemeines	30
4.2	Ermittlung der Rissbreite auf Grundlage des Verbundgesetzes	33
4.2.1	Rissbreite im Stadium der Einzelrissbildung	33
4.2.1.1	Grundlagen der Modellbildung im Stadium der Einzelrissbildung	33
4.2.1.2	Bestimmung der Rissbreite für $\tau_b(s) = \tau_{b,max} (s/s_1)^\alpha$	34
4.2.2	Rissbreite im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung	36
4.2.2.1	Grundlagen der Modellbildung im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung	36
4.2.2.2	Bestimmung der Rissbreite für $\tau_b(s) = \tau_{bm,max} (s/s_1)^\alpha$	36
4.3	Ermittlung der Rissbreite auf Grundlage angenommener Verläufe der Verbund- und Materialspannungen	37
4.3.1	Bestimmung der Rissstörlänge l_t und des Rissabstandes s_{cr}	37
4.3.1.1	Grundlagen der Modellbildung	37
4.3.1.2	Bestimmung des Rissabstandes im Stadium der Einzelrissbildung	37
4.3.1.3	Bestimmung des Rissabstandes im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung	38
4.3.2	Bestimmung der mittleren Dehnung ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$)	40
4.3.2.1	Grundlagen der Modellbildung	40
4.3.2.2	Mittlere Dehnung ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) für beanspruchungsabhängige Mitwirkung des Betons	41
4.3.2.3	Mittlere Dehnung ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) für beanspruchungsunabhängige Mitwirkung des Betons	42

4.3.3	Rechenwert der Rissbreite	45
4.4	Problemstellung beim Einsatz von GFK-Bewehrungsstäben	47
5	VERBUND ZWISCHEN GFK-STÄBEN UND BETON	49
5.1	Stand der Forschung zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton	49
5.1.1	Historischer Überblick	49
5.1.2	Einflussgrößen auf die Verbundtragwirkung von GFK-Bewehrungsstäben	53
5.1.2.1	Einflussgröße Bewehrungsmaterial	53
5.1.2.2	Einflussgröße Beton	58
5.1.2.3	Einflussgröße Probekörperform	59
5.1.2.4	Einflussgröße Belastungsart	60
5.1.2.5	Einflussgröße Versuchsrandbedingungen	61
5.1.3	Verankerungslänge	63
5.2	Experimentelle Untersuchungen zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton	64
5.2.1	Vorüberlegung	64
5.2.2	Versuchsprogramm	64
5.2.3	Ergebnisse der Ausziehversuche	67
5.2.3.1	Allgemeines	67
5.2.3.2	Verbundversagen	68
5.2.3.3	Einfluss der Verbundlänge	73
5.2.3.4	Einfluss der Oberflächenprofilierung der Bewehrung	75
5.2.3.5	Einfluss der Betonfestigkeit	81
5.2.3.6	Einfluss der Messpunktanordnung zur Bestimmung des Stabschlupfes	88
5.2.3.7	Einfluss einer wiederholten Beanspruchung	89
5.2.3.8	Verteilung der lokalen Verbundspannungen	93
5.2.3.9	Auslastung der Bewehrungsstäbe	97
5.2.4	Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Literatur	99
5.2.5	Prüfung auf Normalverteilung der Versuchsergebnisse	99
5.3	Auswertung der Versuchsergebnisse	102
5.3.1	Modellansatz zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton	102
5.3.2	Verankerung von GFK-Bewehrungsstäben	108
6	RISSENTWICKLUNG IN GFK-STABBEWEHRTEN BETONBAUTEILEN	112
6.1	Stand der Forschung	112
6.1.1	Allgemeines	112
6.1.2	Rissentwicklung von GFK-stabbewehrten Betonbauteilen	114
6.2	Experimentelle Untersuchungen zur Rissentwicklung in GFK-bewehrten Betonbauteilen	121

6.2.1	Allgemeines	121
6.2.2	Rissentwicklung in GFK-bewehrten Dehnkörpern	121
6.2.2.1	Versuchsprogramm	121
6.2.2.2	Ergebnisse der Dehnkörperversuche	122
6.2.3	Rissentwicklung in GFK-bewehrten Balken	129
6.2.3.1	Versuchsprogramm	129
6.2.3.2	Ergebnisse der Balkenversuche	130
6.2.4	Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Literatur	141
6.2.4.1	Rissentwicklung	141
6.2.4.2	Einflussgrößen auf die Rissentwicklung	142
6.3	Bestimmung der Rissbreite von GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen	144
6.3.1	Allgemeines	144
6.3.2	Richtwert der Rissbreite GFK-bewehrter Betonkonstruktionen	144
6.3.3	Parameter des Verbundgesetzes	145
6.3.4	Größe der effektiv wirksamen Betonzugzone	145
6.3.5	Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen	146
6.3.6	Bestimmung der mittleren Verbundspannung τ_{bm}	148
6.3.6.1	Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes	148
6.3.6.2	Ansatz der Verbundspannung $\tau_{b,s=0,15mm}$	151
6.3.6.3	Energiebilanz der Dehnkörperversuche	155
6.3.6.4	Schlussfolgerung	158
6.3.7	Vergleich der Berechnungskonzepte	158
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	163
	LITERATURVERZEICHNIS	168
	VERZEICHNIS VERWENDETER FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN	179
	ANHANG	

1 Einführung

1.1 Einordnung der Arbeit

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonelementen ist wesentlich dadurch bestimmt, inwieweit die Korrosion des Betonstahls für den Nutzungszeitraum behindert bzw. auf ein unschädliches Maß herabgesetzt werden kann. Stahlbetontragwerke sind während ihrer Nutzungsdauer nicht nur mechanischen Beanspruchungen, sondern auch Feuchtigkeit, Temperatur, Luft- und Wasserverschmutzungen, chemischen und biologischen Angriffen und anderen Umwelteinflüssen ausgesetzt. Diese Umwelteinwirkungen reduzieren die Alkalität des Betons und den dadurch gegebenen Korrosionsschutz der Betonstahlbewehrung. Unter ungünstigen Bedingungen reicht mitunter die Betondeckung nicht aus, das Schädigungsrisiko des Betonstahls zu verringern. Bei korrosionsbedingten Schädigungen kann sowohl die Tragfähigkeit als auch die Gebrauchstauglichkeit des Tragwerkes herabgesetzt werden. Sondermaßnahmen zur Reduzierung des Schädigungsrisikos der Bewehrung bzw. eine notwendige Sanierung können die Nutzung stark beeinträchtigen und sind besonders arbeits-, material- und zeitaufwändig.

Eine Möglichkeit zur Verminderung des Korrosionsrisikos der Bewehrung besteht in der Verwendung von alternativen Bewehrungsmaterialien, die eine hohe Beständigkeit gegenüber chemisch aggressiven Medien (wie Säuren, Salze, Aromen etc.) aufweisen. Eine Alternative zum Betonstahl stellen Faserverbundwerkstoffe (FVW) dar. Für einen Einsatz als schlaife Bewehrung stehen glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) wegen ihrer kostengünstigen Herstellung und ihren physikalischen Eigenschaften im Mittelpunkt des wirtschaftlichen und wissenschaftlichen Interesses. Glasfaserverstärkte Kunststoffe zeichnen sich durch eine hohe Zugfestigkeit sowie ein geringes Gewicht aus. Zudem sind GFK-Materialien elektrisch nichtleitend und nichtmagnetisch. Sie sind durch unterschiedliche Verbundeigenschaften, Inhomogenität im Aufbau, Anisotropie der Materialeigenschaften und einen zum Betonstahl vergleichsweise geringen E-Modul charakterisiert. Dies führt zu prinzipiellen Unterschieden im Tragverhalten und Verformungsverhalten von GFK-bewehrten Betonkonstruktionen gegenüber Stahlbetonelementen.

Der allgemeine Einsatz von GFK-Stäben als schlaife Tragbewehrung bzw. als rissbreitenbegrenzende Bewehrung ist gegenwärtig in Deutschland nicht generell möglich, da für diesen Werkstoff keine normative Festlegung und keine allgemeine bautechnische Zulassung vorliegt. Im Zuge der seit ca. 10 Jahren verstärkten Entwicklung von Bewehrungsmaterialien aus Faserverbundwerkstoffen sind die nationalen und internationalen Bemühungen zur Erstellung von Richtlinien bzw. normativen Regelwerken für die Bemessung und Nachweisführung von FVW-bewehrten Betonkonstruktionen intensiviert worden. Aktuell existieren drei Empfehlungen zum Einsatz von FVW als Bewehrung, die zum Teil vor ihrer Einführung als normatives Regelwerk stehen:

- American Concrete Institute; Committee 440; Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars [ACI1],
- Canadian Standards Association; Canadian Highways Bridge Design Code; Section 16; Fiber Reinforced Structures [CSA1] und
- Japan Society of Civil Engineers; Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials [JSCE1].

Die Einführung von GFK-Bewehrungsstäben als Baustoff macht weiterführende Untersuchungen erforderlich, um den spezifischen mechanischen und chemischen Eigenschaften der GFK-Stäbe bei der Bemessung und Nachweisführung von GFK-bewehrten Konstruktionen Rechnung zu tragen.

1.2 Problemstellung

Grundvoraussetzung zur Effizienz und Funktion von Verbundwerkstoffen ist definitionsgemäß die Gewährleistung eines dauerhaften kontinuierlichen Verbundes der Einzelkomponenten, der wesentlich auf dem Formverbund beruht. Während bei GFK-Stäben mit profilierter Oberfläche der Formverbund wirksam werden kann, übertragen GFK-Stäbe mit unbehandelter glatter Staboberfläche nur Verbundkräfte von der Größenordnung des glatten Betonstahls infolge Haftung und Reibung. Aus der Vielzahl der herstellungsspezifischen Möglichkeiten ergeben sich vielfältige Oberflächenprofilierungen der GFK-Stäbe, bei denen der Haft-, Form- und Reibungsverbund in unterschiedlicher Größenordnung wirksam werden. Beim Betonstahl wird die Effizienz des Formverbundes durch eine optimierte Rippengeometrie und Rippenanordnung erreicht. Wegen der Inhomogenität des Stabaufbaus, der Anisotropie des Stabmaterials und der Spezifik der Oberflächenprofilierung ist das Verbundverhalten von Stäben aus Betonstahl nur bedingt auf GFK-Stäbe übertragbar. Aussagen zum Verbundverhalten und zu Mechanismen des Verbundversagens der Bewehrung ist nur auf der Basis von experimentellen Untersuchungen möglich. Bisherige Untersuchungen zum Verbundverhalten von GFK-Stäben hatten die Bestimmung der Verbundeigenschaften und die Entwicklung einer optimierten Profilierung zum Ziel. Aufgrund der unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen und betrachteten Einflussparametern ist kein direkter Vergleich und keine Übertragbarkeit der Ergebnisse von anderen Forschungsarbeiten möglich. Insbesondere besteht ein Defizit an Erkenntnissen zum Verbundverhalten einzelner GFK-Stabarten basierend auf einheitlichen Versuchsrandbedingungen für Einflussgrößen wie Oberflächenprofilierung, Betonfestigkeit und kurzzeitiger bzw. wiederholter und langzeitlicher Beanspruchung.

Im Hinblick auf den unmittelbaren Zusammenhang zwischen den Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials und der Rissentwicklung in bewehrten Betonkonstruktionen ist zu untersuchen, welche prinzipiellen Unterschiede zum Stahlbeton sich beim Einsatz von GFK-Stäben bei der Rissentwicklung ergeben. Wegen des geringen E-Moduls der GFK-Materialien ist die Rissentwicklung in Betonbauteilen mit Bewehrung aus GFK-Stäben, die vergleichbare Verbundeigenschaften besitzen wie Betonstahl, durch ein Rissbild mit kleinen Rissabständen und großen Rissbreiten charakterisiert. Zur Gewährleistung der Funktionsanforderungen und des ästhetischen Eindruckes der Betonkonstruktion sind die Rissbreiten von GFK-bewehrten Konstruktionen zu beschränken. Dabei ist im Unterschied zum Stahlbeton der Aspekt der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit bei der Rissbreitenbegrenzung von untergeordneter Bedeutung. Aufgrund der Unterschiede im Materialverhalten sind die für den Stahlbeton üblichen Ansätze zur Rissbreitenbestimmung von GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen zu modifizieren. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, wesentliche Einflüsse auf die Rissentwicklung experimentell zu untersuchen.

1.3 Zielstellung und Gliederung der Arbeit

Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit ist die experimentelle Bestimmung der Verbundeigenschaften von GFK-Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Profilierung unter einheitlichen Versuchs-

randbedingungen im Zusammenhang mit der experimentellen Untersuchung der Rissentwicklung GFK-stabbewehrter Betonbauteile. Hierbei sind prinzipielle Aussagen zum Verbundverhalten von GFK-Stäben und zur Rissentwicklung in GFK-bewehrten Betonkonstruktionen zu treffen. Ziel ist, auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen zu prüfen, inwieweit die für Stahlbeton üblichen Ansätze zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreite bzw. der Verankerungslänge auf GFK-stabbewehrte Betonbauteile übertragbar sind bzw. Modifizierungen dieser erforderlich werden. Hierfür ist ausgehend von den Modellansätzen zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton sowie der Modellbildung der Rissbreite eine Präzisierung dieser durch die Versuchsergebnisse notwendig. Gegenstand der Untersuchungen sind im Einzelnen:

- Basierend auf den Modellansätzen zur Beschreibung des Verbundes zwischen GFK-Stäben und Beton und auf der Modellbildung zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreite werden einzelne Schwerpunkte für die experimentellen Untersuchungen abgeleitet.
- Im Rahmen von Ausziehversuchen werden charakteristische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von GFK-Stäben mit unterschiedlicher Profilierung sowie von Betonstahl unter einheitlichen Versuchsrandbedingungen bestimmt. Dabei werden Einflussgrößen wie Oberflächenprofilierung, Stabdurchmesser, Betonfestigkeit, Verbundlänge sowie Beanspruchungsart variiert. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse erfolgt eine Bewertung der Verbundeigenschaften, der Mechanismen des Verbundversagens und der Verbundgesetze. Für die untersuchten GFK-Stäbe werden entsprechende Parameter des Verbundgesetzes abgeleitet. Zur Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge von GFK-Stäben wird ein Ansatz erarbeitet.
- Im Rahmen von Versuchen an Dehnkörpern und Balken bei Variation des Bewehrungsmaterials, des Bewehrungsgrades, der Betonfestigkeit und der Belastungsart wird die Rissentwicklung in GFK-bewehrten Betonelementen charakterisiert. Auf Basis der experimentellen Untersuchungen werden die Einflussgrößen bzw. die Annahmen bei der Rissbreitenbestimmung bewertet und modifiziert, wobei ein Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsansätze der Rissbreite erfolgt.

Der zuvor genannten Zielstellung entsprechend wurde folgende Gliederung der Arbeit vorgenommen:

Einführend werden grundlegende physikalische Eigenschaften und Besonderheiten im Aufbau der GFK-Bewehrungsstäbe erörtert. Es werden Unterschiede bzw. Gemeinsamkeiten von Betonstahl und GFK-Stäben hinsichtlich ihres Zusammenwirkens im Verbundquerschnitt verdeutlicht. Die Modellansätze zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton sowie die Modellbildung zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreite erfolgt in den Abschnitten 3 und 4. Im Abschnitt 5 wird der gegenwärtige Kenntnisstand zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton dargelegt. Hier erfolgen die Darstellung und die Bewertung der im Rahmen von Ausziehversuchen an ca. 300 Prüfkörpern gewonnenen Ergebnissen. Auf deren Grundlage werden Parameter des Verbundgesetzes abgeleitet und die Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge von GFK-Stäben wird aufgezeigt. Gegenstand des Abschnittes 6 sind der Stand der Forschung zur Rissentwicklung in GFK-bewehrten Betonkonstruktionen, die Auswertung der eigenen Bauteilversuche und die rechnerische Bestimmung der Rissbreite von GFK-stabbewehrten Betonelementen.

2 GFK-Stäbe als Bewehrungsmaterial im Betonbau

2.1 Zusammensetzung und Herstellung der GFK-Stäbe

Glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) zählen zu den *Faserverbundwerkstoffen*. Nach ihrer stofflichen *Zusammensetzung* bestehen sie aus einer Vielzahl dünner ($\varnothing 5 \dots 30 \mu\text{m}$), unidirektional ausgerichteter *Glasfasern*, die in einer Matrix aus *Kunstharz*, *Füller* und *Zusatzstoffen* eingebettet sind. Dabei bestimmen nicht nur die Eigenschaften und die Mengenanteile der einzelnen Komponenten, sondern auch der *Herstellungsprozess* sowie die Spezifik des *Zusammenwirkens* dieser Komponenten die chemischen und mechanischen Eigenschaften des Verbundwerkstoffes. Für den Einsatz als Bewehrungsmaterial ist eine ausgeprägte *Staboberflächenprofilierung* besonders relevant.

Die *Glasfasern* stellen das Verstärkungsmaterial des Verbundstabes dar. Unter der Einwirkung des alkalischen Milieus des Betons sind normale Baugläser (S-Glas, R-Glas, C-Glas etc.) nicht beständig. Für den Anwendungsbereich der GFK-Stäbe als Bewehrungsmaterial im Betonbau müssen die GFK-Stäbe deshalb aus alkaliresistenten bzw. alkaliunempfindlicheren Gläsern wie AR-Glas (CemFil) bzw. E-Glas bestehen. Aus wirtschaftlichen Gründen werden häufig die im Vergleich zu AR-Glas kostengünstigeren Fasern aus E-Glas verwendet. Glasfasern sind in ihren Eigenschaften charakterisiert durch eine hohe Zugfestigkeit, einen Elastizitätsmodul in Größenordnung von ca. 35 % des Betonstahls, ein bis zum Bruch linear-elastisches Materialverhalten und eine hohe Beständigkeit gegen aggressive Medien wie Säuren, Salze, Aromen etc. Unter Langzeitbeanspruchung bei Raumtemperatur kriechen bzw. relaxieren die Fasern praktisch nicht. Einwirkungen durch Feuchte, hohe UV-Strahlung und hohen Temperaturen bewirken eine Festigkeitsabnahme der Fasern. Die Kennwerte von AR- und E-Glasfasern sind in Tabelle 2.1 zusammengestellt.

Glasart	Zugfestigkeit (N/mm ²)	E-Modul (N/mm ²)	Bruch- dehnung (%)	Ausdehn- ungskoeff. (10 ⁻⁶ * 1/K)	Dichte (g/cm ³)
AR-Glas	2400 ... 3500	70000 ... 74000	3,5 ... 4,8	4,0 ... 5,0	2,7
E-Glas	2300 ... 3700	72000 ... 77000	3,3 ... 4,8	4,8 ... 5,4	2,5 ... 2,7

Tabelle 2.1

Charakteristische Eigenschaften von AR- und E-Glas [cur1], [ehr1]

Kunstharze bilden den Grundbestandteil der *Matrix*, die den kontinuierlichen Verbund der Fasern untereinander garantiert. Darüber hinaus hat die Matrix folgende Aufgaben im Faserverbundstab zu erfüllen:

- Oberflächenschutz der Fasern vor mechanischen Einflüssen,
- Schutz der Fasern vor chemischen und physikalischen Einflüssen, wie Alkaliangriff, UV-Strahlung etc.,
- seitliche Stützung der Fasern und Kraftumlagerung von gebrochenen auf intakte Fasern.

Für die Matrix von Faserverbundstäben kommen vorrangig ungesättigte Polyester (UP)-Harze, Epoxid (EP)-Harze und Vinylesterharze zum Einsatz. Diese duroplastischen Polymere härten unter der Zugabe von Katalysatoren exotherm aus.

Die Arbeitslinie der Kunstharze ist anfänglich durch ein elastisches und bei höherer Beanspruchung durch ein elasto-plastisches Materialverhalten gekennzeichnet. Eine ausgeprägte Fließgrenze existiert nicht. Kunstharze neigen in feuchter Umgebung dazu, in ihrem Gefüge Wassermoleküle anzulagern, was zu einem Quellen der Matrix führt. Dies kann eine Reaktion der Glasfasern auf das alkalische Milieu des Betons begünstigen. Kunstharze neigen zum Kriechen. Bei GFK-Stäben ist eine größere Bruchdehnung des Kunstharzes als die der Verstärkungsfaser zu gewährleisten. Wesentliche Kennwerte verwendeter Kunstharze sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt.

Kenngröße		UP-Harz	EP-Harz	Vinylesterharz
Zugfestigkeit	(N/mm ²)	20 ... 100	40 ... 100	55 ... 130
E-Modul	(N/mm ²)	2100 ... 4100	2700 ... 4200	2500 ... 4100
Bruchdehnung	(%)	1 ... 6	1,2 ... 6,6	1 ... 9
Dichte	(g/cm ³)	1,0 ... 1,45	1,2	1,1 ... 1,3
Glasübergangstemperatur	(°C)	100 ... 140	220 ... 320	50 ... 260
Ausdehnungskoeffizient	(10 ⁻⁶ *1/K)	55 ... 100	21 ... 73	45 ... 90
Querdehnzahl		0,2 ... 0,33	k.A.	0,2 ... 0,33
Erhärtings-Schwinden	(%)	5 ... 12	k.A.	1 ... 5

Tabelle 2.2

Kennwerte von Kunstharzen für einen Einsatz als Matrixmaterial von GFK-Stäben [sch1]

Füller sind Zusätze der Matrix und dienen der Verbesserung der Matrixeigenschaften. Gebräuchliche Füller sind Kalziumkarbonat, Kaolin, Talk, Glimmer sowie Silica. Sie übernehmen folgende Aufgaben:

- Erhöhung der Matrixviskosität beim Herstellungsprozess,
- Verringerung des Erhärtings-Schwindens des Harzes (vor allem bei UP- und EP-Harzen),
- Verbesserung der Matrixfestigkeit im ausgehärteten Zustand,
- Erhöhung des Korrosionswiderstandes und des elektrischen Widerstandes,
- Verbesserung der Temperaturbeständigkeit des Faserverbundwerkstoffes sowie
- Erhöhung der räumlichen Stabilität der Faserverbundwerkstoffes.

Des Weiteren werden *Zusatzstoffe* dem Kunstharz beigemischt. Diese dienen in erster Linie der Steuerung des Aushärtungsprozesses des Harzes. Zu unterscheiden sind Katalysatoren, Beschleuniger und hemmende Zusätze.

Die *Herstellung* der GFK-Stäbe erfolgt durch den Prozess der *Pultrusion* (Strangziehverfahren). In Abb. 2.1 ist dieser Vorgang schematisch dargestellt. Die einzelnen Glasfasern werden beim Herstellungsprozess mit organischen Schichten umhüllt und zu Faserbündeln (*Rovings*) zusammengefasst. Die Schichten dienen dem mechanischen Schutz der Faseroberfläche, verhindern eine Adhäsion der Fasern untereinander und verbessern die Haftung zwischen Harz und Faser. Anschließend erfolgt im Matrixbad die vollflächige Einbettung der Glasfasern in Kunstharz. In weiteren Prozessen wird je nach Hersteller die Oberfläche der Stäbe profiliert, werden die Stäbe gerade oder gebogen geformt und thermisch ausgehärtet.

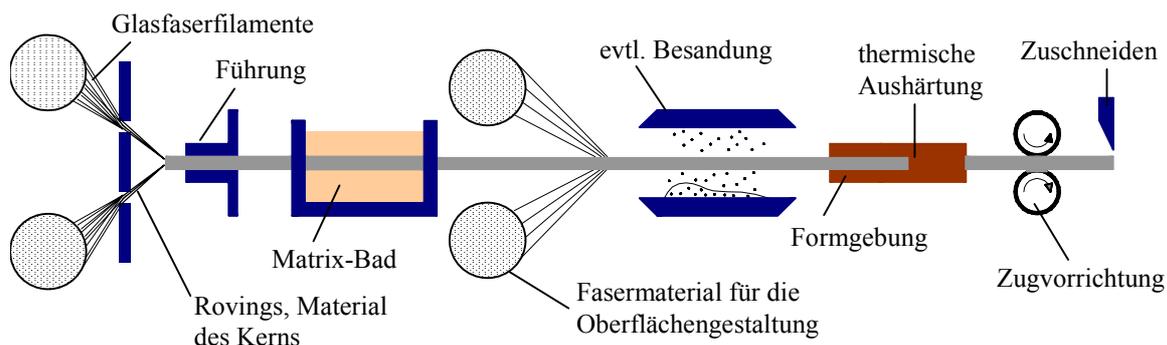


Abb. 2.1
Herstellungsprozess von GFK-Stäben

Der prinzipielle *Stabaufbau* ist gekennzeichnet durch einen Stabkern, bestehend aus kunstharzgebundenen Glasfaserrovings, weiteren Faserzulagen und Schutzschichten (Abb. 2.2).

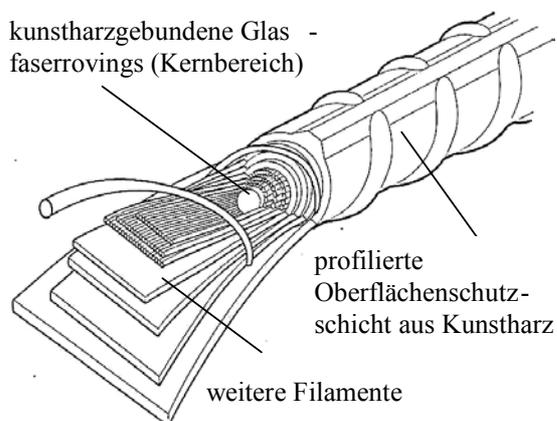


Abb. 2.2
Prinzipieller Aufbau eines GFK-Stabes c-bar (ComBAR-C1) [mar1]

Aus dem derzeitigen Angebot an GFK-Bewehrungsstäben zeichnen sich besonders die GFK-Stabarten *ComBAR* (c-bar) und *Hughes Brothers* (ASLAN) durch eine ausgeprägte *Oberflächenprofilierung* aus. Ihre stoffliche Zusammensetzung ist in der Tabelle 2.3 dargestellt.

Bestandteile	ComBAR (C-bar)	Gew. %	Hughes Brothers – ASLAN (HB)	Gew. %
Glasfasern	E-Glas	70	E-Glas	75
Kunstharz	Vinylester (Urethan modifiziert)	15	Vinylester	25
	Recycled P.E.T.	10		
Zusätze	Keramikpartikel	3,5	Sand für Staboberfläche	
	Korrosionsinhibitor	1,5		

Tabelle 2.3
Stoffliche Zusammensetzung der GFK-Stäbe ComBAR [mar1] und Hughes Brothers [hug1]

2.2 Stoffliche Eigenschaften der GFK-Stäbe

GFK-Stäbe sind charakterisiert durch eine *Anisotropie* des Materialverhaltens. Ihre Eigenschaften werden in Längsrichtung hauptsächlich von den Glasfasern und in Querrichtung wesentlich durch das Kunstharz bestimmt. Wegen des unterschiedlichen Aushärtungsgrades des Kunstharzes über den Stabquerschnitt sind die Materialparameter vom Stabdurchmesser abhängig.

GFK-Stäbe besitzen eine hohe *Zugfestigkeit*. Sie liegt in der Größenordnung von ca. 600 ... 1500 N/mm². Ihre Druckfestigkeit erreicht jedoch maximal ca. 50 % der Zugfestigkeit [dei1]. Der *Elastizitätsmodul* der GFK-Stäbe beträgt ca. 40 000 ... 50 000 N/mm² und ist mit ca. $\frac{1}{5}$ des Betonstahl E-Moduls vergleichsweise gering. Unter axialer Zugbeanspruchung verhalten sich GFK-Stäbe bis zum Bruch nahezu linear-elastisch (Abb. 2.3). Der Elastizitätsmodul von GFK-Stäben unter Druckbeanspruchung ist nach *Deitz et al.* [dei1] äquivalent zum E-Modul unter Zugbeanspruchung. GFK-Stäbe weisen eine deutlich geringere Dauerschwingfestigkeit als Betonstahl auf.

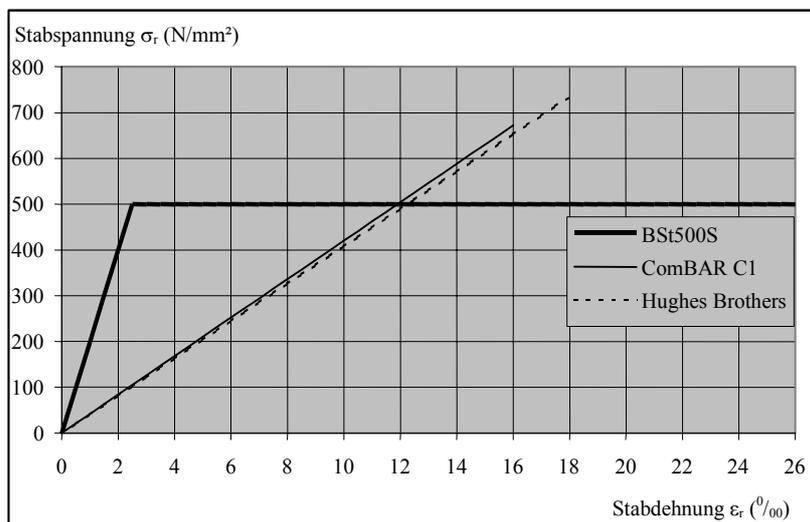


Abb. 2.3

Vergleich der Spannungs-Dehnungsbeziehung zwischen GFK-Stäben und Betonstahl

Unter *Langzeitbelastung* besitzen Glasfasern keine, das verwendete Kunstharz allerdings eine ausgeprägte Kriechneigung. Im Verbundstab beträgt der durch das Kunstharz aufgenommene und infolge Kriechen an die Glasfasern übertragene Kraftanteil nur ca. 3 %. Daraus folgt, dass die Dehnungszunahme der GFK-Stäbe unter Langzeitbelastung in gleicher Größenordnung gering ist [reh1]. Die Zeitstandfestigkeit von GFK-Stäben für einen Zeitraum von ca. 100 Jahren wird in [fra1] mit etwa 60 % der Kurzzeitfestigkeit geschätzt.

Wesentlichen Einfluss auf die *Verbundeigenschaften* und die *Dauerhaftigkeit* der GFK-Bewehrungsstäbe haben Ausbildung und Eigenschaften der verwendeten Harzmaterialien der oberflächenbildenden Schutzschicht. Trotz der schützenden Wirkung des Kunstharzes kann unter Umständen durch das Porenwasser des Betons ein *Alkaliangriff* auf die Glasfasern erfolgen. Ursache hierfür sind Gefügeveränderungen bzw. Mikrorissbildungen im Kunstharz. Diese Effekte werden durch Temperaturen über 60 °C und große Stabdehnungen begünstigt. Die *Dauerhaftigkeit*

der GFK-Stäbe im alkalischen Milieu ist durch stabspezifische baustoffliche Untersuchungen nachzuweisen und gegebenenfalls durch Einsatz von Betonen mit geringer Alkalität zu gewährleisten [sta1].

Für das *Zusammenwirken* von Beton und GFK-Stäben im Verbundquerschnitt ist die *Oberflächenprofilierung* der Bewehrung von wesentlicher Bedeutung. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton beruht im Wesentlichen auf dem Anteil des *Formverbundes*. Während bei GFK-Stäben mit profilierter Oberfläche der Formverbund wirksam werden kann, übertragen GFK-Stäbe mit unbehauelter glatter Staboberfläche nur Verbundkräfte von der Größenordnung des glatten Betonstahls über Haftung und Reibung. Beim Betonstahl wird die Effizienz des Formverbundes durch eine optimierte Rippengeometrie und Rippenanordnung erreicht. Eine vergleichbare Wirksamkeit weisen herkömmliche GFK-Stäbe noch nicht auf. Bei GFK-Stäben kann eine Oberflächenprofilierung erreicht werden durch:

- Aufrauen der Staboberfläche durch Sandbestrahlung,
- Sandbeschichtung der Staboberfläche,
- schlaufe bzw. straffe Umseilung der GFK-Stäbe mit Glasfaserrovings,
- Verflechtung der Rovings,
- Ausbildung einer Rippenstruktur durch Kunstharz
- Einfräsen einer Gewindestruktur o.ä.

Da diese Profilierungsmaßnahmen jeweils im Einzelnen nur bedingt zur signifikanten Verbesserung der Verbundwirkung führen, werden auch Mischformen der Profilierungsmöglichkeiten verwendet (Abb. 2.4). Je nach Oberflächenprofilierung besitzen GFK-Stäbe ein stark differierendes *Verbundverhalten*. Als Bewehrungsmaterial im Betonbau eignen sich vorrangig GFK-Stäbe mit einer ausgeprägten Oberflächenprofilierung. Deren Verbundeigenschaften sind experimentell zu bestimmen.



Abb. 2.4

GFK-Stäbe mit unterschiedlicher Oberflächenprofilierung

[a] ComBAR C2 (gerippt), b) ComBAR C1 (gerippt), c) Hughes Brothers (straff umseilt und besandet), d) KORBAR (straff umseilt), e) POLYSTAL (schlaff umseilt), f) CG-Tec (schlaff umseilt), g) JITEC (gegenläufig schlaff umseilt)

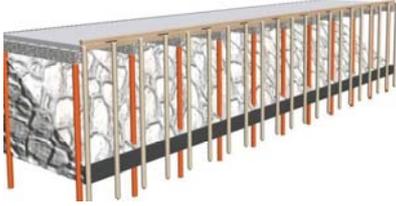
Signifikante Kenngrößen ausgewählter GFK-Stäbe sind im Vergleich zum Betonstahl in der Tabelle 2.4 aufgeführt.

Kenngröße	ComBAR	Hughes Brothers	Isorod	Polystal	Korbar	BSt 500 S
Stabdurchmesser d_f (mm)	12	12,7	12,7	11,5	12,7	12
Zugfestigkeit f_{ru} (N/mm ²)	680	740	617	1450	690	550
Dehngrenze f_{rk} (N/mm ²)	680	740	617	1450	690	500
Zug-E-Modul E_{rm} (N/mm ²)	42000	40800	42000	50000	49770	200000
Dauerschwingfestigkeit nach $2,1 \cdot 10^{-6}$ Lastspiele (N/mm ²)						
Oberspannung	196	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	350
Unterspannung	120					215
max. Verbundspannung (N/mm ²)	17	11,6	k.A.	k.A.	8,3	15...25
Bruchdehnung ϵ_{ru} (%)	1,6	1,8	1,8	3,0	2,0	> 25
Dichte (g/cm ³)	2,1	2,0	2,06	2,1	2,0	7,85
Gewicht (kg/m)	0,237	0,253	0,266	0,218	0,253	0,888
therm. Ausdehnungsk. ($10^{-6}/K$)						
axial	7	6...10	8,8	6,6	5,2	17
radial	32	21...23	21,9	k.A.	k.A.	17
Magnetismus	nein	nein	nein	nein	nein	ja
chem. Beständigkeit	sehr gut	sehr gut	sehr gut	sehr gut	sehr gut	nur basisch

Tabelle 2.4

Kenngrößen von GFK-Bewehrungsstäben und des Betonstahls im Vergleich [mar1], [sch2], [hug1], [pol1], [pul1], [int1], [DIN 488]

Wegen der chemischen Beständigkeit gegenüber aggressiven Medien sowie als nicht elektrisch leitenden und nicht magnetischen Werkstoff sind GFK-Stäbe als Bewehrungsmaterial im Bauwesen besonders dort geeignet, wo verstärkt korrosionsfördernde Umweltbedingungen vorherrschen bzw. eine Wechselwirkung zwischen Bewehrung und starken elektrischen bzw. magnetischen Feldern vermieden werden soll (siehe Tafel 2.1 - Tafel 2.3).

korrosionsfördernde Umgebung		
<p>Meeresbau bzw. Bauten in Meeresnähe (Hafenanlagen, Offshore-Anlagen)</p>	<p>Behälter- und Deponiebau (Klärbecken, Faulbehälter, Silos)</p>	
		
<p>ISOROD als oberflächennahe Bewehrung von Pumpanlagen eines Stausees in den USA</p>	<p>Hughes Brothers-Stäbe als oberflächennahe Bewehrung einer Hafenmauer Hall's Harbour smart wharf, Nova Scotia, Canada</p>	<p>EUROCRETE-Stäbe als Tragbewehrung von Fender einer Hafenanlage in den USA</p>
Straßen-, Tunnel- und Brückenbau (Betonfahrbahnplatten, Brückenkappen, Durchlässe, Schlitzwände, Trennwände)		
		
<p>Hughes Brothers-Stäbe als oberflächennahe Bewehrung einer Betonfahrbahn, Sierrita de la Cruz Creek Bridge, USA</p>	<p>Hughes Brothers-Stäbe als Tragbewehrung eines Fahrbahndurchlasses, USA</p>	<p>Hughes Brothers-Stäbe als temporäre Bewehrung bei U-Bahn Erweiterung in Bangkok, Thailand</p>
Hochbau (Bewehrung von Balkonen, Sanierung, Bewehrung für Elemente geringer Beanspruchung)		
		
<p>Hughes Brothers-Stäbe als Bewehrung von Treppengeländerpfosten und Dekorelementen</p>	<p>Hughes Brothers-Stäbe als konstruktive Bewehrung zur Sanierung von Balkonen in Ufernähe</p>	<p>geplanter Einsatz von GFK-Stäben als Tragbewehrung des Schöck Isokorbes</p>

Tafel 2.1

Beispiele für den praktischen Einsatz von GFK-Stäben als Bewehrung im Betonbau bei korrosionsfördernden Umweltbedingungen [con1], [hug1], [pul1], [sch2]

Vermeidung von Wechselwirkung zwischen starken elektrischen bzw. magnetischen Feldern und baulichen Anlagen		
Bereiche mit empfindlicher Mess- und Steuertechnik (Krankenhäuser – Kernspintomographie, versuchstechnische Bereiche der Atomphysik bzw. Elektromikroskopie)		Energieversorgungs- und Umspannanlagen
		
ISOROD als Bewehrung des Fußbodens eines Untersuchungsraumes für Kernspintomographie im Notre-Dame Hospital, Québec, Canada	Hughes Brothers Stäbe als Bewehrung des Fußbodens eines Untersuchungsraumes für Kernspintomographie, USA	EUROCRETE als Tragbewehrung einer Begrenzungsmauer zur elektro-magnetischen Abschirmung, Hemel Hempstead, UK

Tafel 2.2

Beispiele für den praktischen Einsatz von GFK-Stäben als Bewehrung im Betonbau bei Vermeidung von Wechselbeziehungen zwischen technischen und baulichen Anlagen [con1], [hug1], [pull]

Pilotprojekte zum Einsatz von GFK-Stäben im Betonbau an der Bauhaus-Universität Weimar	
Balkonplatte im Versuchsstand	Stadiontribünenstufe im Versuchsstand
	

Tafel 2.3

Einsatz von GFK-Stäben als Tragbewehrung in Betonbauteilen im Rahmen von Pilotprojekten an der Bauhaus-Universität Weimar

3 Zusammenwirken von Bewehrung und Beton

3.1 Allgemeines

Grundvoraussetzung zur Tragwirkung von bewehrten Betonkonstruktionen ist die Gewährleistung eines *kontinuierlichen Verbundes* zwischen Bewehrung und Beton. In gerissenen Bauteilbereichen werden die Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen, wobei der Verbund die Kraftübertragung zwischen der Bewehrung und den umgebenden Beton sicherstellt. Im Hinblick auf die Unterschiede im Tragverhalten und die einhergehenden Besonderheiten bei der Modellbildung ist es zweckmäßig, das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton *außerhalb* und *innerhalb* des *Verankerungsbereiches* getrennt zu betrachten.

Zusammenwirken von Beton und Bewehrung außerhalb vom Verankerungsbereich

Die Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials stehen im unmittelbaren Zusammenhang mit den Rissbreiten und den Rissabständen der Betonkonstruktion. Damit werden Steifigkeit und Verformung der gerissenen Betonkonstruktion von den Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials maßgeblich beeinflusst. Das Zusammenwirken von Beton und Bewehrung lässt sich unabhängig davon, ob es sich um Bewehrung aus GFK oder Betonstahl handelt, durch 3 Stadien charakterisieren. Der Zusammenhang zwischen dem Verlauf der Spannungen der Bewehrung, der Betonspannungen bzw. der Verbundspannungen und der Rissentwicklung wird am Beispiel eines zentrisch bewehrten Zugstabes verdeutlicht (Tafel 3.1a).

Stadium I: Zugstab ungerissen

Im ungerissenen Querschnitt (Zustand I) wird die angreifende Längszugkraft gemeinsam vom Bewehrungsstab und Beton über die gesamte Bauteillänge aufgenommen. Der Beton und der Bewehrungsstab erfahren infolge des vorherrschenden starren Verbundes die gleiche Längenänderung. Die Stabdehnung ε_r entspricht der Dehnung des umgebenden Betons ε_c . Sowohl die Spannung im Bewehrungsstab σ_r als auch die Betonspannung σ_c sind in diesem Stadium in jedem Schnitt des Bauteils konstant. Es findet keine Kraftübertragung zwischen beiden Baustoffen statt, so dass keine Verbundspannungen τ_b auftreten.

Stadium II: Zugstab im Stadium der Einzelrissbildung (nicht abgeschlossene Rissbildung)

Erreichen die Betonzugspannungen σ_c im kritischen Schnitt die Zugfestigkeit des Betons, kommt es zur Rissbildung. Der Querschnitt ist gerissen (Zustand II). Wegen des Zufallscharakters der Betonzugfestigkeit ist der Ort der Rissbildung ebenfalls zufälliger Art. Im gerissenen Querschnitt beteiligt sich der Beton nicht mehr an Übertragung der Zugkräfte. Der vom Beton freiwerdende Zugkraftanteil muss zusätzlich von der Bewehrung aufgenommen werden. Zu beiden Seiten des Risses bildet sich ein Rissstörbereich aus, in dem die Betonspannungen zum Riss hin abnehmen und im Rissquerschnitt gleich Null sind. Die Stabspannung σ_r steigt im Rissstörbereich an und ist im Riss selbst am größten. Im Rissstörbereich treten infolge der Kräfteunterschiede Verbundspannungen τ_b auf, die die Verträglichkeit zwischen der Dehnung des Betons und der Bewehrung sichern. Im Verlauf der Rissstörlänge l_t ergeben sich bezüglich des Rissquerschnitts unterschiedliche Spannungs- und Deformationsverläufe (sowohl symmetrisch als auch antisymmetrisch). Wegen der

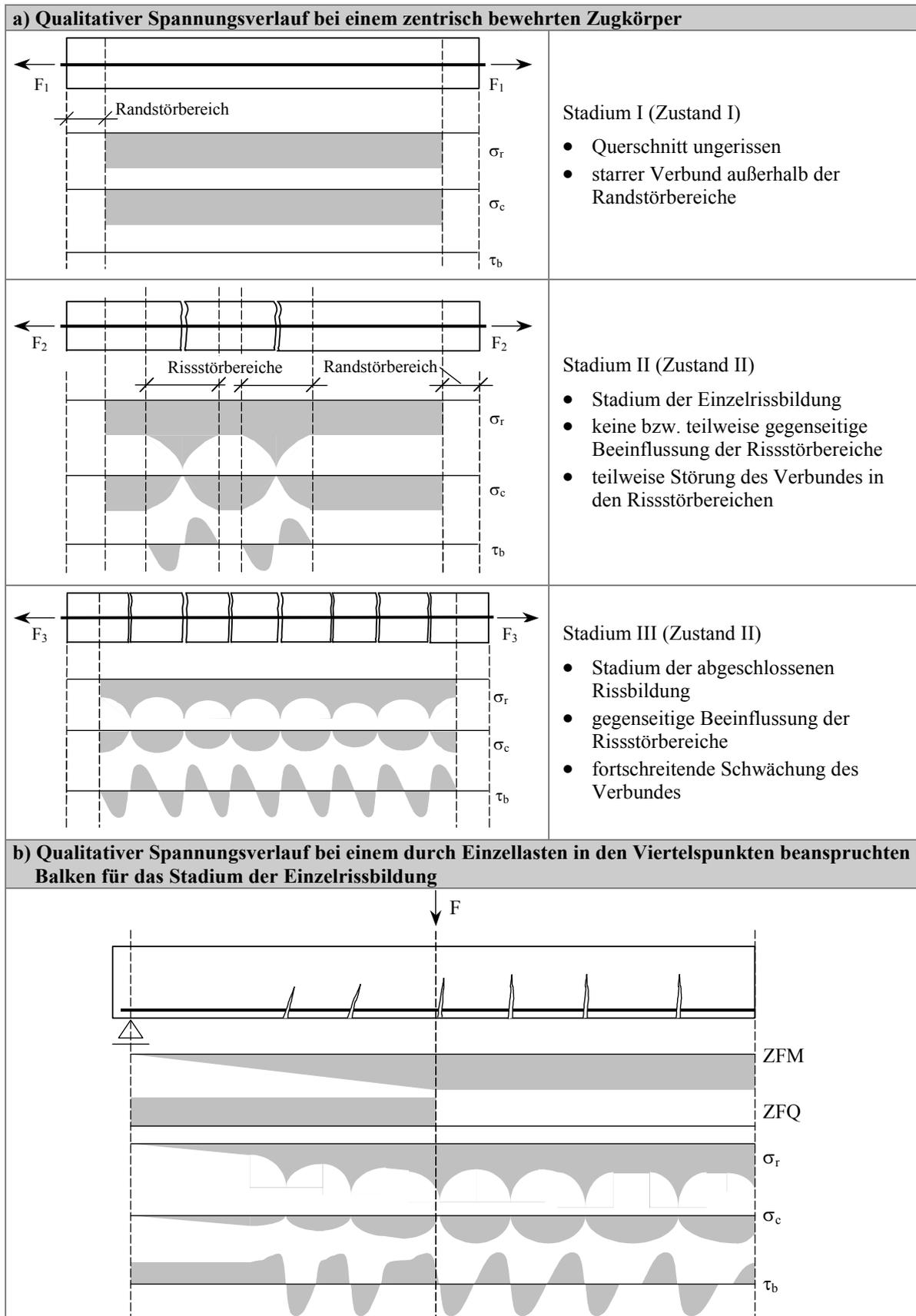
lokalen Schwächung des Verbundes in den Rissstörbereichen während der Rissbildung wird der starre Verbund zwischen Bewehrung und Beton allmählich aufgehoben. Dadurch tritt eine ortsabhängige Relativverschiebung (*Stabschlupf*) zwischen Bewehrungsstab und Beton, beginnend am Anfang des Rissstörbereiches, ein (Tafel 3.2a). Diese ist betragsmäßig im Riss an der Stelle $x = l_t$ am größten. Der Sprung in der Funktion des Stabschlupfes im Rissquerschnitt quantifiziert die Rissbreite w_{cr} . Außerhalb der Rissstörbereiche herrscht wiederum starrer Verbund und die Betonspannungen liegen unterhalb der Betonzugfestigkeit. Bei Steigerung der Belastung bilden sich entlang des Bauteils weitere Einzelrisse an den Stellen, wo die Betonspannungen wiederum die Betonzugfestigkeit erreichen. Infolge des Zufallscharakters der Betonzugfestigkeit stellt sich eine ungleichmäßige Verteilung der Risse ein, wobei sich die Rissstörbereiche benachbarter Risse überschneiden können. Das Rissbild stabilisiert sich.

Stadium III: Zugstab im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung

Dieses Stadium ist durch eine Überschneidung der Rissstörbereiche benachbarter Risse über das gesamte Element charakterisiert. Dadurch sind entlang des Zugstabes reduzierte Betonzugspannungen vorhanden. Eine Steigerung der Belastung bewirkt tendenziell keine weitere Rissbildung, sondern führt infolge fortschreitender Schwächung des Verbundes zur Zunahme der Rissbreiten. Dieses Stadium ist theoretisch durch ein vollständiges Verbundversagen begrenzt.

Die auf der Betrachtung am Zugstab gewonnenen Erkenntnisse lassen sich auf Balken übertragen. Dabei kann ein herausgelöster wirksamer Bereich der Betonzugzone des biegebeanspruchten Balkens näherungsweise als Zugkörper betrachtet werden.

In Bereichen mit veränderlichem Biegemoment sind die Spannungen in der Bewehrung und des Betons nicht konstant, sondern ebenfalls veränderlich. Die Verträglichkeit zwischen den veränderlichen Materialdehnungen muss durch den Verbund gesichert werden. Wegen des starren Verbundes zwischen Beton und Bewehrung werden in den betreffenden Bereichen beanspruchungsbedingte Verbundspannungen hervorgerufen, die in ihrem Verlauf im direkten Zusammenhang mit dem Querkraftverlauf stehen und bereits vor der Rissbildung vorhanden sind. Je nach Querkraftverlauf und Stadium der Rissbildung überlagern sich beanspruchungs- und rissbedingte Verbundspannungen, die in ihren Verläufen qualitativ verschieden sind (Tafel 3.1b).



Tafel 3.1

Qualitativer Spannungsverlauf bei einem zentrisch bewehrten Zugkörper bzw. biegebeanspruchten Balken [ham1], [leo1]

Der charakteristische Verlauf der Kraft – Verformungs – Kurve schlaff bewehrter Betonbauteile spiegelt die Entwicklung der Bauteilsteifigkeit wider, die wiederum von den einzelnen Stadien der Rissbildung bestimmt wird. In Tafel 3.2 sind die Kraft – Verformungs – Kurven eines betonstahlbewehrten und eines GFK-stabbewehrten Zugstabes gegenübergestellt. Allgemein können die signifikanten Kurvenbereiche den einzelnen Rissstadien zugeordnet werden.

Stadium I: Zugstab ungerissen

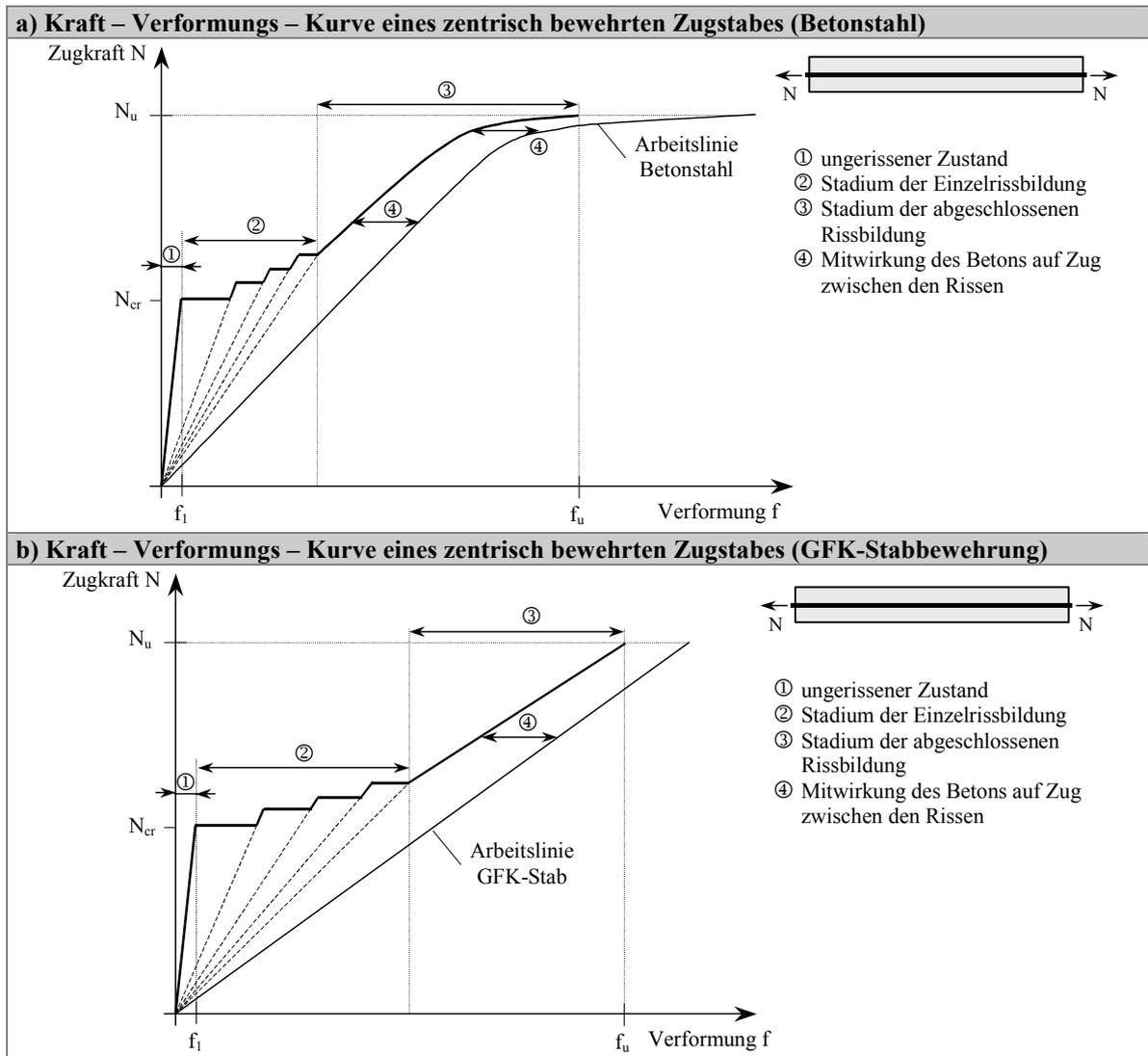
Im ungerissenen Zustand ist der Verformungszuwachs der Betonkonstruktion proportional zur Belastung und wird im Wesentlichen unabhängig von der Art der Bewehrung durch die Materialeigenschaften des Betons bestimmt.

Stadium II: Zugstab im Stadium der Einzelrissbildung

Mit einsetzender Rissbildung nimmt die Steifigkeit des Gesamtbauteils deutlich ab und nähert sich der mittleren Steifigkeit der Rissstörbereiche. Die Verformungen wachsen überproportional zur eingetragenen Belastung. Wegen des geringen E-Moduls der GFK-Stäbe treten gegenüber Stahlbeton größere Verformungen ein, die im Verhältnis der ideellen Dehnsteifigkeiten stehen. Des Weiteren verursachen die großen Dehnungen des GFK-Stabes im Rissquerschnitt und in den Rissstörbereichen eine größere Dehnungsdifferenz zwischen Bewehrung und Beton als beim Betonstahl. Daraus resultiert eine größere Beanspruchung des Verbundbereiches, so dass sich bei GFK-Stäben mit vergleichbaren Verbundeigenschaften wie Betonstahl geringere Rissstörlängen und folglich geringere Rissabstände als bei Stahlbetonkonstruktionen ausbilden.

Stadium III: Zugstab im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung

Die Rissbildung ist weitestgehend abgeschlossen. Die Bauteilsteifigkeit und die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen bleiben nahezu konstant. Somit verhalten sich unabhängig vom Bewehrungsmaterial die Zuwächse der Verformungen proportional zu den Zuwächsen der Beanspruchung. Ab einer Beanspruchung, die der Grenze der elastischen Dehnung des Betonstahls entspricht, führt das elastisch-plastische Materialverhalten des Betonstahls zu plastischen Bauteilverformungen. Im Unterschied zum Betonstahl ist bei GFK-Stäben ein solcher plastischer Bereich wegen des annähernd voll-elastischen Materialverhaltens der GFK-Stäbe nicht ausgeprägt.



Tafel 3.2

Kraft – Verformungs – Kurven eines betonstahl- und eines GFK-stabbewehrten Zugstabes

Zusammenwirken von Beton und Bewehrung im Verankerungsbereich

Im Endbereich der Bewehrung ist eine ausreichende Verankerung erforderlich, um eine sichere Aufnahme der Stabkraft zu gewährleisten. Im Verankerungsbereich des Bewehrungsstabes entsteht um den Beton ein räumlicher Spannungszustand, der im Wesentlichen von der konstruktiven Ausbildung der Verankerung und der Lage der Verankerung im Betonelement abhängig ist. Nach der *konstruktiven Realisierung* der Verankerung können unterschieden werden:

- Verbundverankerung gerader Stabenden,
- Verankerung durch Winkelhaken, Haken, Schlaufen,
- Verankerung durch schubfest verbundene Querstäbe sowie
- Verankerung durch Ankerkörper.

Verankerungen durch Haken oder Schlaufen sind bei GFK-Stäben kritisch zu betrachten, da ihre Festigkeit quer zur Faserrichtung begrenzt ist. Außerdem muss die entsprechende Formgebung im Herstellungsprozess erfolgen, da eine nachträgliche Kaltverformung bei GFK-Stäben nicht möglich ist. Die einfachste konstruktive Ausbildung der Verankerung stellt die *Verbundverankerung gerader Stabenden* dar. Wegen des geringen E-Moduls der GFK-Stäbe, der annähernd in

Größenordnung des Betons liegt, ist der Einsatz von GFK-Stäben zur Abtragung von Druckkräften nicht sinnvoll. Folglich sind bei GFK-Stäben im Unterschied zum Betonstahl vorrangig *Zugkräfte* im Verankerungsbereich aufzunehmen.

Im *Verankerungsbereich* überlagern sich im Beton verankerungsbedingte Spannungen mit Spannungen aus Lastübertragung und Zwangsbeanspruchung. Die eintretenden Spannungszustände sind von einer Vielzahl von Faktoren (Bauteilgeometrie, Belastungssituation, statisches System, Zwang infolge Temperatur etc.) abhängig und können sehr unterschiedlich sein. Der prinzipielle Spannungsverlauf im Auflager- bzw. Verankerungsbereich eines Einfeldbalkens bei Anordnung gerader Stabbewehrung ist in Abb. 3.1 dargestellt. Der Trajektorienverlauf im Auflagerbereich des Balkens zeigt, dass der den Stab umgebende Beton infolge der Biegebeanspruchung des Betonelementes längs zur Stabachse auf Zug und quer zur Stabachse infolge der Druckbogenwirkung des Balkens auf Druck beansprucht ist. Die Hauptzugspannungen im Beton entsprechen den um den Bewehrungsstab radial verlaufenden Ringzugspannungen. Erreichen die Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit, treten im Verankerungsbereich Spaltzugrisse entlang der Bewehrung auf. Diese können zum Abplatzen der Betondeckung und zum Versagen der Verankerung führen.

Als *Verankerungslänge* l_b wird die Länge bezeichnet, die erforderlich ist, um die der Bemessung zugrunde liegenden Stabzugkraft F_r sicher über Verbund in den Beton zu übertragen. Starrer Verbund verhindert im Verankerungsbereich einen Dehnungsunterschied zwischen Beton und Bewehrung. Vom Anfang des verankerten Bereichs „A“ an klingen die Stabspannungen rasch ab, und die Betonspannungen nehmen äquivalent zu. Die Verankerungskraft F_r wird vollständig über Verbund in den Beton eingeleitet, so dass die Stabspannung am Ende des Verankerungsbereiches „E“ (i.d.R. Stabende) zu Null wird.

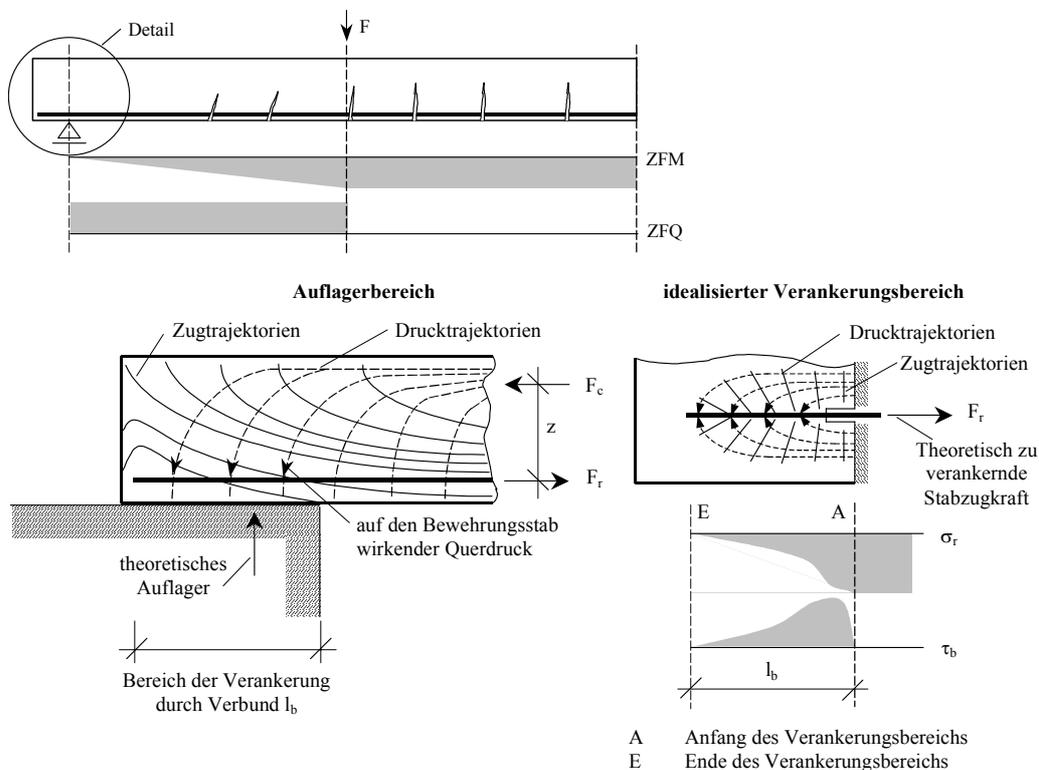


Abb. 3.1
Prinzipieller Spannungsverlauf im Auflagerbereich eines Balkens

3.2 Prinzipielle Wirkungsweise des Verbundes

Bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen stellt sich analog zum Stahlbeton ein kontinuierlicher Verbund zwischen Beton und den GFK-Stäben ein, der je nach den Gegebenheiten auf:

- Haftverbund,
- Reibungsverbund und
- Formverbund

beruht. Die einzelnen Verbundanteile können in Abhängigkeit von der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton wie folgt charakterisiert werden (siehe Abb. 3.2).

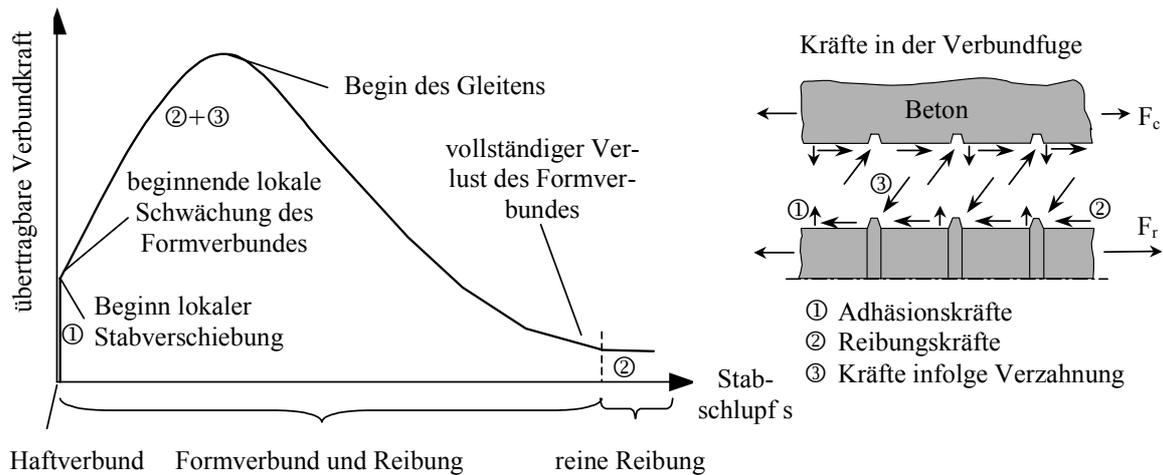


Abb. 3.2
Zusammenhang zwischen den Verbundanteilen und dem Stabschlupf

Haftverbund

Der Haftverbund beruht auf einer Klebewirkung zwischen Zementstein und Bewehrungsstab, die durch Adhäsion und Kapillarkräfte hervorgerufen wird. Die Adhäsion wird vorrangig von der Rauigkeit und Sauberkeit der Staboberfläche beeinflusst. Über Haftung können Verbundspannungen geringer Größenordnung übertragen werden. Mit dem Einsetzen einer Stabverschiebung verliert der Haftverbund vollständig seine Wirksamkeit. Der Haftverbund allein ist zur Gewährleistung eines wirksamen Verbundes für den Betonbau unzureichend.

Reibungsverbund

Mit Einsetzen gegenseitiger Verschiebungen zwischen Beton und Bewehrung wird der Reibungsverbund zwischen Beton und Bewehrungsstab wirksam. Die Größe der durch Reibung übertragbaren Verbundkräfte ist im Wesentlichen von der Rauigkeit der Kontaktflächen abhängig und meist vernachlässigbar gering. Mit zunehmender Verbundzerstörung nimmt die Wirksamkeit des Reibungsverbundes ab.

Formverbund

Durch eine ausgeprägte Profilierung der Staboberfläche kann der Formverbund wirksam werden. Dieser mechanische Verbund beruht auf Verdübelung bzw. Verzahnung von der Oberfläche des Bewehrungsstabes und des Betons. Der Formverbund stellt den wirksamsten Anteil des Verbundes dar. Maßgeblichen Einfluss auf die Größe der übertragbaren Kräfte hat die Ausbildung der

Staboberflächenprofilierung. Eine ausgeprägte *Profilierung der Staboberfläche* wird beim Betonstahl durch aufgewalzte Rippen erreicht. Handhabbare *GFK-Stäbe* sind mit *unterschiedlichen Oberflächenprofilierungen* entwickelt worden, deren *Verbundeigenschaften* je nach Gegebenheit zum Betonstahl sehr verschieden sein können und *experimentell zu bestimmen* sind.

Beim **Betonstahl** können die Stabrippen und der Beton zwischen den Rippen als *Konsolen* betrachtet werden. Nach Überwindung des Haftverbundes und bei einsetzender gegenseitiger Verschiebung von Betonstahl und Beton bilden sich gegen die Stabachse geneigte Betondruckstreben aus, die sich gegen die Rippen des Bewehrungsstabs abstützen. Die Querdehnungsbehinderung des Betons bewirkt an der Vorderseite der Stabrippen einen lokal begrenzten dreiaxialen Spannungszustand. Infolge der hohen Betonbeanspruchung dieses Bereiches tritt eine lokale Zerstörung des Betongefüges vor der Stabrippe ein. Dies ruft wiederum eine Vergrößerung der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton hervor.

Beim Stahlbeton sind zwei Arten des Verbundversagens zu unterscheiden, die in ihren Ursachen grundverschieden sind.

Teilweise bzw. vollständiges Abscheren der Betonkonsolen

Mit der Mikrorissbildung wird schrittweise der starre Verbund zwischen Beton und Betonstahl lokal aufgehoben, was zur gegenseitigen Verschiebung zwischen Beton und Betonstahl führt. Infolge der Stabverschiebung treten Dehnungsunterschiede im Grenzbereich der Betonkonsole zwischen den Stabrippen und der Betondruckstrebe auf, die Schubspannungen hervorrufen. Wird in diesem Bereich die Betonzugfestigkeit erreicht, bilden sich längs zur Stabachse Mikrorisse. Dies führt dazu, dass die Betonkonsolen in Abhängigkeit von der Ausbildung und der Anordnung der Betonstahlrippen keilförmig bzw. über die ganze Länge der Konsole abscheren. Da die frei werdenden Verbundkräfte die Schubspannungen der benachbarten Betonkonsolen sprunghaft erhöhen, setzt sich die Verbundzerstörung über die Verbundlänge fort. Der Formverbund wird dabei vollständig aufgehoben und lediglich die Reibung ermöglicht eine weitere Übertragung der Verbundkräfte (Abb. 3.3). [leo1], [ham1]

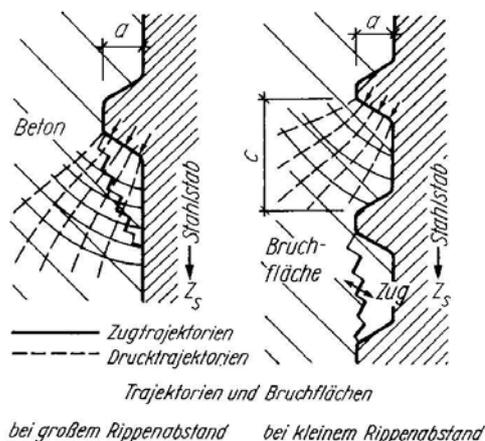


Abb. 3.3
Qualitativer Verlauf der Hauptspannungen und Bruchflächen in den Betonkonsolen unter kreisringförmigen Rippen [leo1]

Spaltzugversagen

Die senkrecht zu den Betondruckstreben wirkenden Zugspannungen rufen bereits bei geringen Stabverschiebungen Mikrorisse in Richtung der Hauptzugspannungen hervor. Daraus entstehen bei

weiterer Steigerung der Beanspruchung sekundäre Mikrorisse, die in Richtung der Relativverschiebung geneigt sind und die Betondruckstreben in ihrer Breite begrenzen. Um den Bewehrungsstab stellen sich radial verlaufende Ringzugspannungen ein, die das Gleichgewicht der zum Stab geneigten Druckkräfte der Betondruckstreben sichern. Je ausgeprägter die Rippenstruktur ist, desto größer werden die resultierenden Kräfte der Betondruckstreben und folglich die Ringzugspannungen. Erreichen die Ringzugkräfte die Betonzugfestigkeit, bilden sich parallel zum Bewehrungsstab Längsrisse. Dies hat ein schlagartiges Spaltzugversagen in Form von Abplatzen der Betondeckung und einen vollständigen Verlust der Verbundtragfähigkeit zur Folge. Im Normalfall werden diese Zugspannungen bei Einhaltung der Mindestbetondeckung vom Beton aufgenommen (Abb. 3.4, Abb. 3.5). [got1], [ham1]

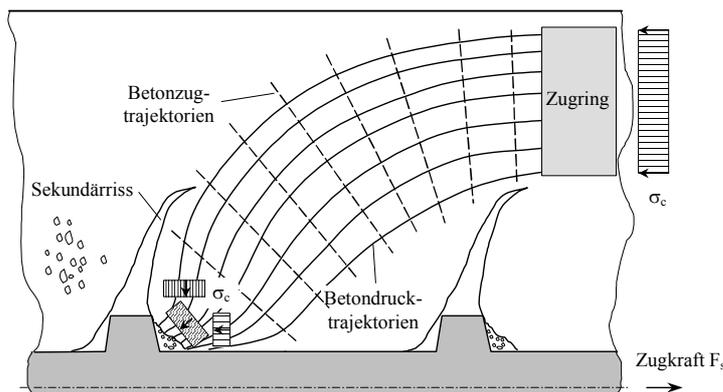


Abb. 3.4
Modell zur Kraftübertragung beim gerippten Betonstahl

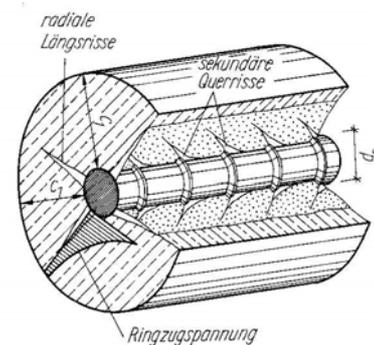


Abb. 3.5
Primär- und Sekundärrißbildung im Verbundbereich [got1]

Bedingt durch die Unterschiede in der Oberflächenprofilierung, der Inhomogenität des Stabaufbaus sowie der Anisotropie des Materials der **GFK-Stäbe** sind die Mechanismen des Formverbundes vom Betonstahl nur bedingt auf GFK-Stäbe übertragbar.

Je nach Ausbildung kann die Staboberflächeprofilierung als Konsole mit unterschiedlicher Geometrie bzw. als Dübel idealisiert werden (Tafel 3.3). Mit einsetzender Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton bilden sich wegen der hohen Dehnfähigkeit der GFK-Stäbe frühzeitig erste Mikrorisse im stabumgebenden Beton. Analog zum Betonstahl bilden sich Betondruckstreben aus, die zur Stabachse geneigt sind. Die Größe des Neigungswinkels ist abhängig von der Stabprofilierung, der Betonzugfestigkeit sowie der Mikrorissbildung [ach1], [tep5].

Da das Kunstharz deutlich „weicher“ als Betonstahl ist, wird der dreiaxiale Spannungszustand des Betons vor der Stabkonsole so begrenzt, dass i.d.R. keine lokale Zerstörung des Betongefüges eintritt. Bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen sind in Abhängigkeit von Ausbildung der Staboberflächeprofilierung, Kunstharzeigenschaften sowie Betonfestigkeit drei Arten des Verbundversagens zu unterscheiden.

Teilweise bzw. vollständiges Abscheren der Oberflächenprofilierung vom Stabkern

Bedingt durch die Mikrorissbildung sowie der Verformung der Stabprofilierung werden infolge der Dehnungsunterschiede im Grenzbereich des Stabkerns und der Oberflächenprofilierung Schubspannungen hervorgerufen. Wird in diesem Bereich die Scherfestigkeit des Kunstharzes erreicht,

bilden sich längs zur Stabachse in der Abscherebene im Kunstharz Mikrorisse. Dies führt schließlich zum Ablösen der Stabkonsole vom Stabkern bzw. zu deren lokalen Zerstörung. Analog zum Betonstahl bewirken die frei werdenden Verbundkräfte eine sprunghafte Erhöhung der Schubspannung der benachbarten Stabkonsolen und folglich das Fortschreiten der Verbundzerstörung. Maßgebliches Versagenskriterium stellen hierbei Scherfestigkeit und Haftungsvermögen des verwendeten Kunstharzes dar. [tep1], [tep2], [rau1]

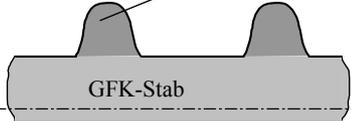
Teilweise bzw. vollständiges Abscheren der Betonkonsolen

Beim Einsatz von Betonen geringer Festigkeit bzw. bei GFK-Stäben mit ausreichend scherfesten Harzmaterialien und stark ausgeprägter Oberflächenprofilierung kann ein teilweises bzw. vollständiges Schubversagen der Betonkonsolen eintreten. Die Versagensmechanismen sind hierbei zum Betonstahl äquivalent. Unter Umständen kann ein kombiniertes Verbundversagen infolge Abscheren der Stabkonsolen und der Betonkonsolen eintreten. [tep1], [tep2]

Spaltzugversagen

Infolge der geringen Festigkeit der profilbildenden Materialien stellen sich bei GFK-Stäben geringere Ringzugspannungen als beim Betonstahl ein, wodurch sich die Gefahr eines Spaltzugversagens des Betons reduziert. Der geringe E-Modul der GFK-Stäbe begünstigt jedoch eine ausgeprägte Primärrissbildung. Dadurch kann die Widerstandsfläche zur Abtragung der Ringzugspannungen eine kritische Größe annehmen. Bei geringer Betondeckung, geringer Betonfestigkeit, hoher Scherfestigkeit des Kunstharzes sowie ausgeprägter Profilierung der Staboberfläche können die Ringzugkräfte die Betonzugfestigkeit erreichen und sich Längsrisse parallel zum Bewehrungsstab bilden [ben2], [kac2], [kar1], [nan1], [tep1], [tep2], [tep4], [tep6]. Das einhergehende Spaltzugversagen ist analog zum Betonstahl.

Bei unbehandelten *glatten Bewehrungsstäben* ist die Sicherung des Verbundes nur durch die Anteile des Haft- bzw. Reibungsverbundes gewährleistet. Da diese Anteile lediglich eine begrenzte Übertragung der Verbundkräfte ermöglichen, sind glatte Bewehrungsstäbe für den Betonbau ohne zusätzliche Endverankerungsmaßnahmen ungeeignet.

Konsole		Dübel
<p>schlaffe Umseilung Glasfaserroving</p>  <p>GFK-Stab</p>	<p>Kunstharzrippung Kunstharzrippe</p>  <p>GFK-Stab</p>	<p>Besandung kunstharzgebundene Sandkörner</p>  <p>GFK-Stab</p>
<p>straffe Umseilung Glasfaserroving</p>  <p>GFK-Stab</p>	<p>Verflechtung verflochtene Glasfaserrovings</p>  <p>GFK-Stab</p>	

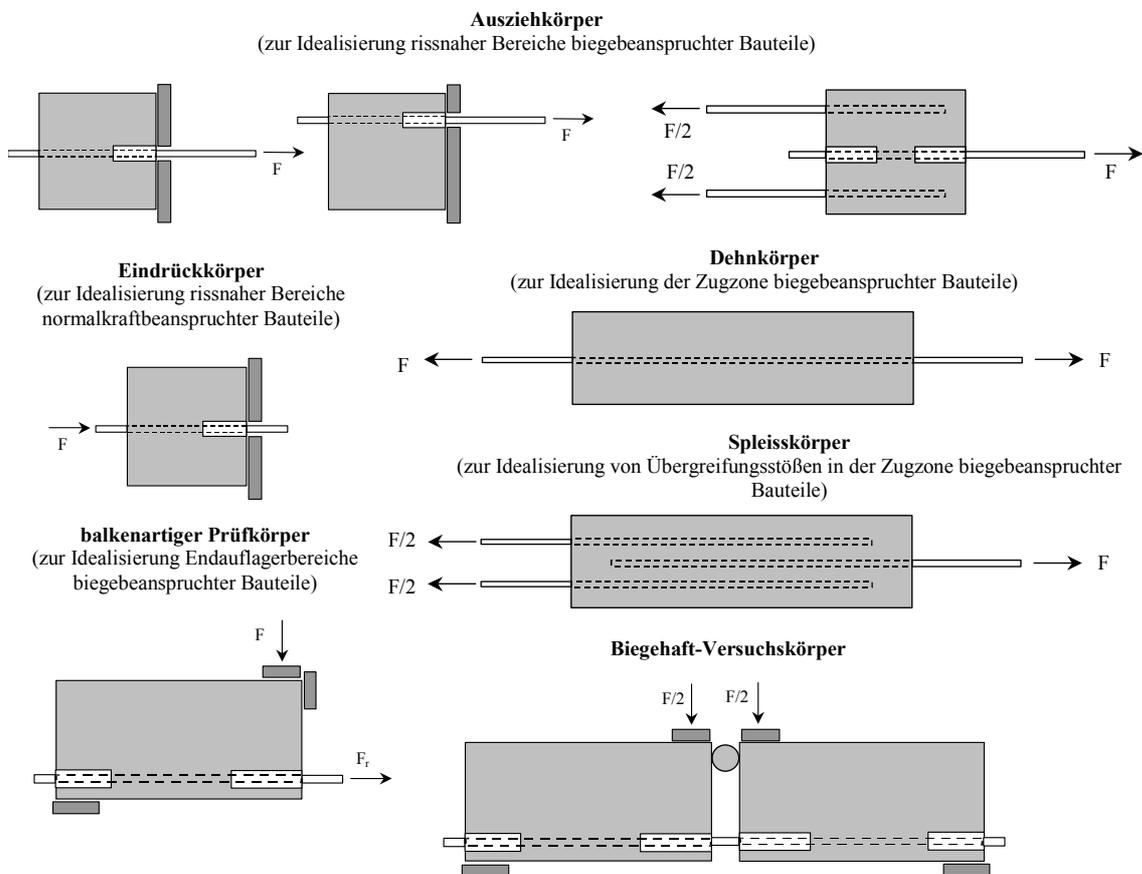
Tafel 3.3
Idealisierung der Oberflächenprofilierung von GFK-Stäben

3.3 Experimentelle Bestimmung der Verbundeigenschaften von Bewehrungsstäben

Für die experimentelle Bestimmung der Verbundeigenschaften von Betonstahl sind verschiedene Versuchsanordnungen bekannt. Anfänglich kamen hierbei Balken und Platten zum Einsatz [abr1], [emp1], [emp2], [mai1], [tal1]. Aufgrund der Komplexität dieser Prüfkörper und folglich der damit verbundenen Vielzahl der Einflussfaktoren auf die Versuchsergebnisse konnten kaum allgemeingültige Aussagen zum Verbundverhalten der untersuchten Bewehrungsstäbe getroffen werden. Zur Beschränkung der Einflussfaktoren auf die Verbundeigenschaften von Bewehrungsstäben werden gegenwärtig Versuchskörper verwendet, bei denen je nach Geometrie, konstruktiver Ausbildung, Auflager- und Belastungssituation ein Spannungszustand im Prüfkörper erzeugt werden kann, der die realen Verhältnisse im Gesamtbauteil möglichst gut widerspiegelt. Im Wesentlichen wird durch die Versuchskörper eine Idealisierung der Zugzone, der Rissufer und des Endverankerungsbereiches von biegebeanspruchten Bauteilen angestrebt. Die Versuchsanordnungen müssen allgemeinen Anforderungen wie:

- einfacher Aufbau,
- Möglichkeit zur Untersuchung umfangreicher Einflussparameter,
- Eliminierung unerwünschter Einflüsse sowie
- kostengünstige Herstellung

genügen. Die gebräuchlichsten Versuchskörper sind Ausziehkörper, balkenartige Prüfkörper und Dehnkörper (Tafel 3.4).



Tafel 3.4
Versuchskörper zur Bestimmung der Verbundeigenschaften von Bewehrungsstäben

Bei Ausziehversuchen werden einzelne Bewehrungsstäbe mit einer definierten Verbundlänge l_b aus einem prismatischen bzw. zylindrischen Betonkörper gezogen. Die Anordnung des Auszugstabes im Verbundquerschnitt kann zentrisch oder exzentrisch erfolgen. Ausziehversuche liefern in Abhängigkeit von der Auszugskraft die Beziehung zwischen lokaler Verbundspannung und Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton (Stabschlupf). Dabei setzt sich der Schlupf aus den Komponenten der am Verbundmechanismus beteiligten Verformungsanteile wie Mikrorissöffnung, Stauchung der Betonkonsolen, Zerstörung des Betongefüges auf der Rippenvorderseite bzw. Zerstörung der Stabprofilierung zusammen. Diese Verformungsanteile sind zum größten Teil plastisch.

Über die Verbundlänge stellen sich lokale Verbundspannungen ein, deren Verlauf wesentlich von der Verbundlänge und von der Auszugskraft abhängig ist. Die lokalen Verbundspannungen können messtechnisch nicht direkt erfasst werden. Die Messung der örtlichen Stabdehnungen entlang der Verbundlänge ermöglicht die Ableitung der örtlich verteilten Verbundspannungen. Dieses Messverfahren ist aufwändig und bei GFK-Stäben wegen der Inhomogenität des Stabaufbaus technisch nur schwer realisierbar. Deshalb wird vereinfachend von einer über die gesamte Verbundlänge konstant verteilten mittleren Verbundspannung τ_b ausgegangen. Die mittlere Verbundspannung ergibt sich aus der eingetragenen Auszugskraft und der Verbundfläche zu:

$$\tau_b = \frac{F_r}{u_r l_b} = \frac{F_r}{\pi d_r l_b} . \tag{3.1}$$

Hierin ist:

F_r	Auszugskraft
u_r	Stabumfang
l_b	Verbundlänge

Im Betonkörper bilden sich örtlich Verbundspannungsspitzen, die wesentlich größer sein können als die mittlere Verbundspannung. Die Verbundspannung und somit die Verbundfestigkeit ist folglich ortsabhängig. Hinzu kommt, dass bei größer werdenden Verbundlängen der auf den Auszugstab induzierte Querdruck und somit der Zuwachs der maximalen Verbundspannung proportional ansteigt. Die aus Ausziehversuchen abgeleitete mittlere Verbundspannung entspricht der örtlichen Verbundspannung, wenn die Verbundlänge ein gewisses Maß nicht überschreitet, das nach *Rehm* [reh2] etwa dem einfachen bis zweifachen Stabdurchmesser d_r entspricht.

Bei Ausziehversuchen ist eine Versuchsanordnung zu wählen, bei der sich möglichst eine geringe Abweichung der mittleren zur tatsächlichen Verbundspannung einstellt. Unter der Berücksichtigung dieses Aspektes erhält man aus den Ausziehversuchen repräsentative Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen, die die Relation zwischen örtlicher Verbundspannung und örtlich auftretenden Relativverschiebungen zwischen Bewehrung und Beton wiedergeben. Dabei liegt die Annahme zu Grunde, dass diese Beziehung die Verhältnisse am infinitesimalen Verbundelement repräsentieren. Dies setzt allerdings voraus, dass die Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen unter realen Bauteilsituationen ermittelt werden. Eine wirklichkeitsgetreue Simulation aller möglichen Einflüsse im Rahmen von Ausziehversuchen ist versuchstechnisch nicht zu gewährleisten.

Für die Durchführung von Verbundversuchen gibt es zur Zeit auf den Betonstahl bezogene internationale Empfehlungen [CEB2], [CEB4]. Danach sind vorrangig Ausziehversuche mit kurzer Verbundlänge (RILEM-, REHM-Körper) zu wählen, um die Verbundtragwirkung von Bewehrungsstäben für spezielle Einflussgrößen wie: Ausbildung der Profilierung der Staboberfläche, Stabdurchmesser, Betonfestigkeit, Verbundlänge, Stablage, thermische Einwirkung, Betonierrichtung sowie Belastungsart zu bewerten. Diese haben sich im Stahlbeton als besonders geeignet erwiesen, da sie aufgrund ihres einfachen Aufbaus eine große Variationsmöglichkeit der zu untersuchenden Einflussgrößen auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben bieten. Für weitergehende Untersuchungen zu Einflussgrößen wie Übergreifungsstöße, Stababstand etc. sind andere Versuchsanordnungen zu wählen.

Bei der Bewertung von Ergebnissen aus den Ausziehversuchen ist zu beachten, dass die Verbundspannungen für eine planmäßige Stabverschiebung ermittelt werden. Im Verankerungsbereich von bewehrten Betonbauteilen bzw. am Anfang des Rissstörbereiches treten im Unterschied dazu im Gebrauchszustand keine bzw. nur sehr kleine Stabverschiebungen auf. So ist die Verbundspannungsverteilung im Verankerungsbereich von Betonbauteilen von der bei Ausziehversuchen angenommenen Verteilung verschieden. Im Rissquerschnitt (Ende des Rissstörbereiches) eines Betonbauteils tritt am belasteten „Stabende“ eine Relativverschiebung auf, die in etwa die Größe der halben Rissbreite annimmt.

Die anhand von Ausziehversuchen ermittelten Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen sind wesentlich vom Spannungszustand im Prüfkörper und somit von der Art der Versuchsanordnung abhängig. Zur Simulierung des rissnahen Bereiches von Betonbauteilen sind Druckausziehkörper und Zugausziehkörper zu unterscheiden.

Bedingt durch die Auflagerbedingungen wird bei Druckausziehkörpern der den Auszugsstab umgebende Beton in Auszugsrichtung auf Druck beansprucht. Der Hauptspannungszustand im rissnahen Bereich biegebeanspruchter Bauteile wird somit nicht wirklichkeitsgetreu widerspiegelt. Weiterhin wird durch die Lagerung des Prüfkörpers die Querdehnung des Betons behindert. Die wesentlichen Vorteile dieser Prüfkörper sind jedoch der einfache Aufbau und die einfache Herstellung.

Bei den Zugausziehkörpern wird der den Auszugsstab umgebende Beton in Auszugsrichtung auf Zug beansprucht. Dies wird i.d.R. erreicht, indem die resultierende Auflagerreaktion des Prüfkörpers durch zwei oder mehrere einbetonierte Zugstäbe entgegen der Auszugsrichtung abgetragen wird. Damit wird der Hauptspannungszustand im rissnahen Bereich biegebeanspruchter Bauteile gut widerspiegelt. Um einen Übergreifungsstoßeffect auszuschließen, muss hierbei der Stababstand der Verankerungsstäbe und des Ausziehstabes ausreichend groß sein. Allgemein ist die Herstellung von Zugausziehkörpern aufwändig. Sie dienen deshalb vorrangig zur Verifizierung und Verfeinerung von Versuchsergebnissen, die im Rahmen von Druckausziehkörpern gewonnen wurden. Die in der Literatur verwendeten Ausführungsvarianten von Druckauszieh- und Zugausziehkörpern sind im Anhang A1.1 dargestellt.

3.4 Modellansätze zum Verbund zwischen Bewehrung und Beton

3.4.1 Allgemeines

Bei den *Modellen* zum Verbund zwischen Bewehrung und Beton ist zwischen *analytischen* und *empirischen* Modellansätzen zu unterscheiden.

Analytische Modellansätze basieren auf Materialgesetzen für den Beton, die Bewehrung und den Kontaktbereich Bewehrung – Beton sowie auf Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen am Stabelement. Als Ansatz dient hierbei der mechanische Zusammenhang zwischen der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsstabes und des den Stab umgebenden Betons, der wesentlich durch die Geometrie der Profilierung bestimmt wird. Auf Grundlage analytischer Modellansätze kann das Verbundverhalten von Bewehrung und Beton numerisch simuliert werden. Entsprechende Ansätze sind für *Betonstahl* von *Schober* [sch3] und *de Groot et al.* [gro1] entwickelt worden. Für *GFK-Bewehrungsstäbe* existieren zum gegenwärtigen Zeitpunkt keine vergleichbaren Ansätze. Deren Erarbeitung erscheint *erst* bei Durchsetzung einer „*Endform*“ der *Oberflächenprofilierung* bzw. einer optimierten Profilierung sinnvoll.

Die im Ergebnis der Ausziehversuche gewonnenen Verbundspannungs – Schlupf – Kurven weisen einen charakteristischen Verlauf auf. Beim *empirischen Modellansatz* wird durch geeignete mathematische Beziehungen („*Verbundgesetze*“) die Verbundspannungs – Schlupf – Kurve teilweise oder vollständig beschrieben. Im Hinblick auf die tolerierte Größe der Rissbreiten in bewehrten Betonkonstruktionen ist allgemein die Betrachtung des *aufsteigenden Astes* der $\tau_b - s$ Kurve ausreichend.

3.4.2 Vorhandene Modelle zum Verbund zwischen Betonstahl und Beton

Die Verbundspannungs – Schlupf – Kurven für Betonstahl können allgemein durch 4 Bereiche beschrieben werden (siehe Tafel 3.5a). Zur Beschreibung des *aufsteigenden Astes* der Verbundspannungs – Schlupf – Kurven von Betonstahl werden üblicherweise Potenzansätze, aber auch Polynomansätze verwendet, wobei die einzelnen Parameter entsprechend der Verbundspannungs – Schlupf – Kurve zugeordnet und dem Kurvenverlauf angepasst werden. Aus der Vielzahl der bekannten Verbundgesetze für den aufsteigenden Kurvenast sind in Tafel 3.5b ausgewählte Formulierungen für Betonstahl und quer behinderten Beton gegenübergestellt. Dabei finden Einflüsse auf die Verbundspannungen wie: Stablage, Betondeckung, Betonfestigkeit bzw. Rippengeometrie unterschiedliche Berücksichtigung.

Nach dem *Model Code 90* [CEB5] wird für Betonstahl zur Beschreibung des aufsteigenden Kurvenastes das Verbundgesetz von *Elighausen, Popov und Bertero* [eli2] angesetzt. Der Kurvenverlauf für die Bereiche 3 ... 4 wird linear idealisiert.

$$\tau_b(s) = \begin{cases} \tau_{b,\max} (s/s_1)^\alpha & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{b,\max} & s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau_{b,\max} - (\tau_{b,\max} - \tau_{b,f}) \cdot [(s-s_2)/(s_3-s_2)] & s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau_{b,f} & s_3 \leq s \end{cases} \quad (3.2)$$

Hierbei sind die Verbundspannungswerte und Schlupfwerte der $\tau_b - s$ Kurve in Tafel 3.5a zugeordnet. Der Parameter α ist dem experimentell ermittelten Kurvenverlauf anzupassen. Bei der Festlegung der charakteristischen Kurvenparameter nach *Model Code 90* werden Einflüsse der Bauteilrandbedingungen auf die Verbundeigenschaften wie Stablage und Betondeckung (Querbehinderung der Verbundfuge durch den Beton, Versagensart) sowie der für den Betonstahl bestehende Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Betonfestigkeit Rechnung getragen (siehe Tafel 3.5c).

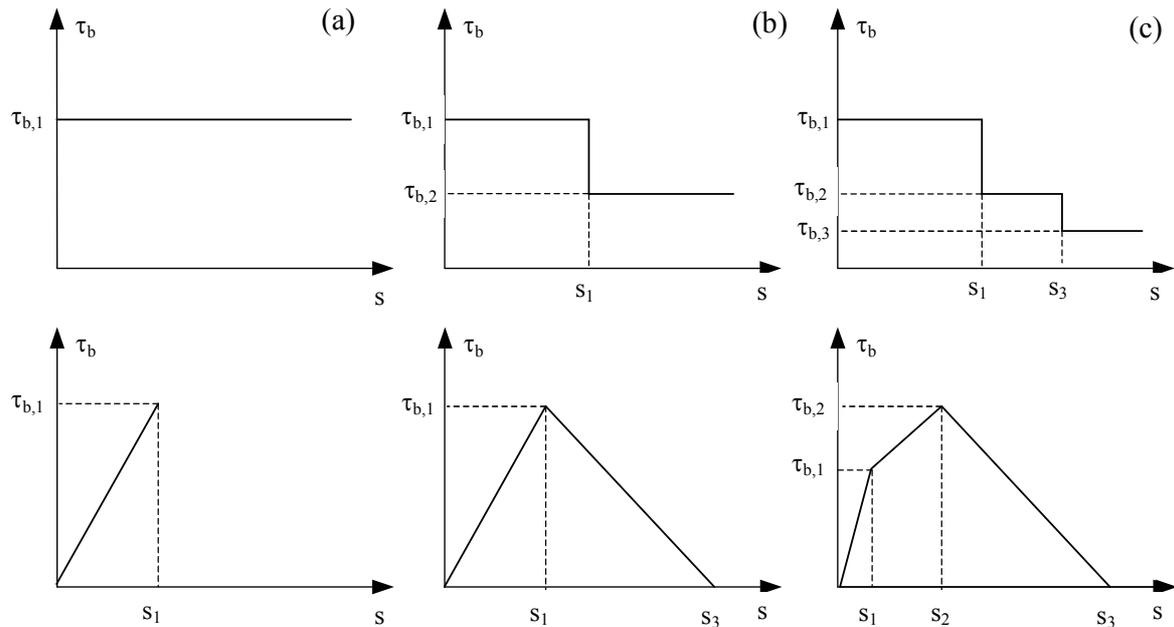
a) Prinzipieller Verlauf der $\tau_b - s$ Kurve für Betonstahl					
	Bereich 1:	reine Adhäsion $s = 0; \tau_b \leq \tau_{b,b}$			
	Bereich 2:	Bereich der maximalen Wirksamkeit des Formverbundes $0 < s \leq s_2; \tau_{b,b} \leq \tau_b \leq \tau_{b,max}$			
	Bereich 3:	sukzessive Schwächung und Verlust des Formverbundes $s_2 < s \leq s_3; \tau_{b,max} \leq \tau_b \leq \tau_{b,f}$			
	Bereich 4:	reine Reibung $s > s_3; \tau_b > \tau_{b,f}$			
b) Verbundgesetze für Betonstahl zur Beschreibung des aufsteigenden Kurvenastes $s \leq s_1$ für quer behinderten Beton					
Verbundgesetz	Literatur		Bemerkung		
$\tau_b = f_{c,cube} \frac{a_s}{c_s} (C s^\alpha + A s)$	[reh2]	(3.3)	a_s – Rippenhöhe c_s – Rippenabstand $f_{c,cube}$ – Würfeldruckfestigkeit d. Betons		
$\tau_b = \tau_{b,max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha$	[CEB5]	(3.4)	$\tau_{b,max}$ – maximale Verbundspannung s_1 – Stabschlupf bei $\tau_{b,max}$		
$\tau_b = f_{c,cube} (C s^\alpha + A)$	[mar5]	(3.5)	$f_{c,cube}$ – Würfeldruckfestigkeit d. Betons		
$\tau_b = \frac{0,73 f_{c,cube} \left[\ln \left(1 + 5000 \frac{s}{d_s} \right) \right]^3}{1 + \varepsilon_s 10^5}$	[shi1]	(3.6)	$f_{c,cube}$ – Würfeldruckfestigkeit d. Betons d_s – Stabdurchmesser ε_s – Dehnung des Betonstahls im Verbundbereich		
$\tau_b = A + B s + C s^2 + D s^3$	[meh1]	(3.7)			
Parameter der $\tau_b - s$ Kurve (optional)		A,B,C,D, α, β			
c) Festlegung der Kurvenparameter für Betonstahl nach <i>Model Code 90</i> [CEB5]					
Querdehnung des Betons (Versagensart)	Verbundbedingungen	unbehindert (Spaltzugversagen)		behindert (Abscheren der Betonrippen)	
		gut	andere	gut	andere
s_1	(mm)	0,6		1,0	
s_2	(mm)	0,6		3,0	
s_3	(mm)	1,0	2,5	freier Stabauszug	
α		0,4			
$\tau_{b,max}$	(N/mm ²)	$2,0 \sqrt{f_{ck}}$	$1,0 \sqrt{f_{ck}}$	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$	$1,25 \sqrt{f_{ck}}$
$\tau_{b,f}$	(N/mm ²)	$0,15 \tau_{b,max}$		$0,40 \tau_{b,max}$	

Tafel 3.5

Prinzipieller Verlauf der $\tau_b - s$ Kurve und Verbundgrundgesetze für Betonstahl; Kurvenparameter für Betonstahl nach *Model Code 90* [CEB5]

Eine weitere Möglichkeit zur Beschreibung der Verbundspannungs – Schlupf – Kurve bieten lineare bzw. multilineare Beziehungen, die sich vorrangig für numerische bzw. analytische Untersuchungen und im Speziellen für analytische Betrachtungen zum Verbund zwischen Bewehrung und Beton für quer unbehinderten Beton (Spaltzugversagen) eignen.

Modellansätze unter besonderer Berücksichtigung der Umschnürungswirkung des Betons sind u.a. *Gambarova et al.* [gam2], [gam3], *Giuriani* [giu1], *Mayer* [may1], *Rosati/ Schumn* [ros2], *Tepfers* [tep7], *Bigaj/ Uijl* [big1] zu entnehmen.



Tafel 3.6

Lineare Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen: a) linear, b) bilinear, c) trilinear

3.4.3 Modelle zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton

GFK-Stäbe weisen wegen der Inhomogenität des Stabaufbaus, der Anisotropie des Stabmaterials und der Spezifik der Oberflächenprofilierung ein zum Betonstahl differierendes Verlauf der Verbundspannungs – Schlupf – Kurve auf [cos1], [foc1], [mal1], [rau3]. Unter Umständen sind die für Betonstahl geltenden Formulierungen zur Approximation der τ_b - s Kurve den Gegebenheiten bei den GFK-Stäben anzupassen. Wegen der Spezifik des Verbundversagens von GFK-Stäben, das üblicherweise durch *Abscheren der Oberflächenprofilierung* vom Stabkern charakterisiert ist, kann der Einfluss der Betonfestigkeit auf die maximal übertragbaren Verbundkräfte sekundär sein. Die Verbundfestigkeit, d.h. die maximale Verbundspannung $\tau_{b,max}$ wird dann maßgeblich durch die Ausbildung der Oberflächenprofilierung und durch die Eigenschaften der profilbildenden Materialien bestimmt. Allgemein sind die für Betonstahl geltenden *Kurvenparameter* der Verbundgesetze *nicht* auf GFK-Stäbe *übertragbar*.

Für die gegenwärtige Entwicklungsstufe der GFK-Stäbe nimmt die Betrachtung der *Umschnürungswirkung* des Betons (Spaltzugversagen) beim Einsatz von GFK-Stäben und bei Anordnung der für Stahlbeton üblichen Betondeckungen einen *untergeordneten Stellenwert* ein [tep1], [tep2]. Dies resultiert aus den vergleichsweise geringen Ringzugspannungen infolge der „weichen“

Oberflächenprofilierung der GFK-Stäbe. Im Rahmen dieser Arbeit wird deshalb auf den Einfluss der Betondeckung und auf einhergehende Modellansätze zur Umschürungswirkung des Betons nicht eingegangen.

Ausziehversuche an GFK-Bewehrungsstäben belegen, dass der für Betonstahl bekannte Verlauf der $\tau_b - s$ Kurve (siehe Tafel 3.5a) auf GFK-Stäbe übertragen werden kann, wobei der für den Betonstahl bei quer behinderten Beton signifikante Kurvenbereich zwischen $s_1 \leq s \leq s_2$ mit konstant verlaufender maximaler Verbundspannung $\tau_{b,max}$ bei GFK-Stäben mit ausgeprägter Oberflächenprofilierung nicht ausgebildet ist (siehe Tafel 3.7a) [cos1], [foc1], [mal1], [rau1], [rau3], [tep1], [tep2]. Bewehrungsstäbe aus Faserverbundwerkstoffen (AFK, CFK sowie GFK) mit schwach ausgeprägter Oberflächenprofilierung weisen im Unterschied dazu einen deutlich stärker ausgebildeten Bereich konstant verlaufender maximaler Verbundspannungen als Betonstahl auf, was im Wesentlichen auf den Reibungsverbund zurückzuführen ist (siehe Tafel 3.7b) [ach1], [ach2], [mal1], [nan1].

Allgemein kann die Formulierungen des *Model Code 90* nach Gleichung (3.4) für den aufsteigenden Ast der $\tau_b - s$ Kurve ($s \leq s_1$) auf GFK-Stäbe übertragen werden. Da die Verbundeigenschaften von GFK-Stäben zum Betonstahl sehr verschieden sein können, sind für das Verbundgesetz nach *Model Code 90* stababhängige *Kurvenparameter* anhand von *Ausziehversuchen* zu ermitteln.

Für GFK-Stäbe sind Verbundgesetze formuliert worden, die der Charakteristik der $\tau_b - s$ Kurve von GFK Rechnung tragen und zum Teil die gesamte $\tau_b - s$ Kurve mit einer Funktion beschreiben (siehe Abb. 3.6). Tafel 3.7c gibt einen Überblick über ausgewählte Verbundgesetze für GFK-Stäbe, die im Wesentlichen eine Modifikationen des Verbundgesetzes für Betonstahls nach Gleichung (3.4) darstellen. Anhand von vergleichenden Betrachtungen zwischen experimentell bestimmten und nach (3.2) bzw. Tafel 3.7c berechneten $\tau_b - s$ Kurven konnte in [cos1], [cos2], [foc1], [rau3] festgestellt werden, dass alle aufgeführten Verbundgesetze eine ausreichend genaue Approximation des aufsteigenden Astes der experimentellen $\tau_b - s$ Kurven der GFK-Stäbe liefern.

Im Hinblick auf die *Modellbildung* und die *Ermittlung der Rissbreite* sind für analytische Betrachtungen einfache Verbundgesetze praktikabel. Für weitergehende Betrachtungen wird sich deshalb auf das Verbundgesetz nach *Model Code 90* der Gleichung (3.4) bzw. auf einen *starrplastischen* Ansatz (siehe Tafel 3.6a) beschränkt.

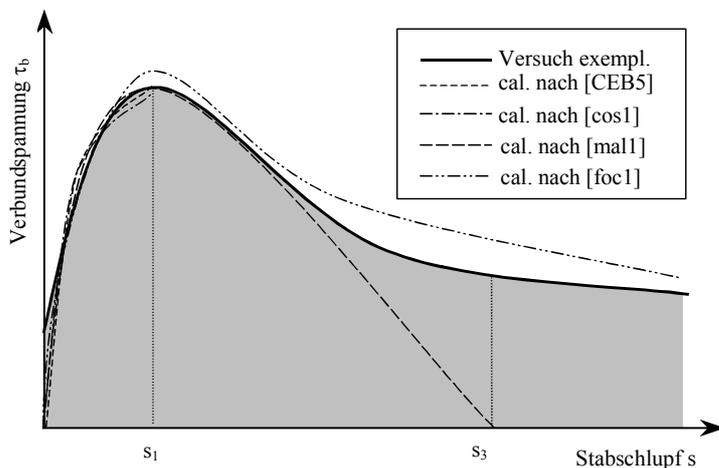
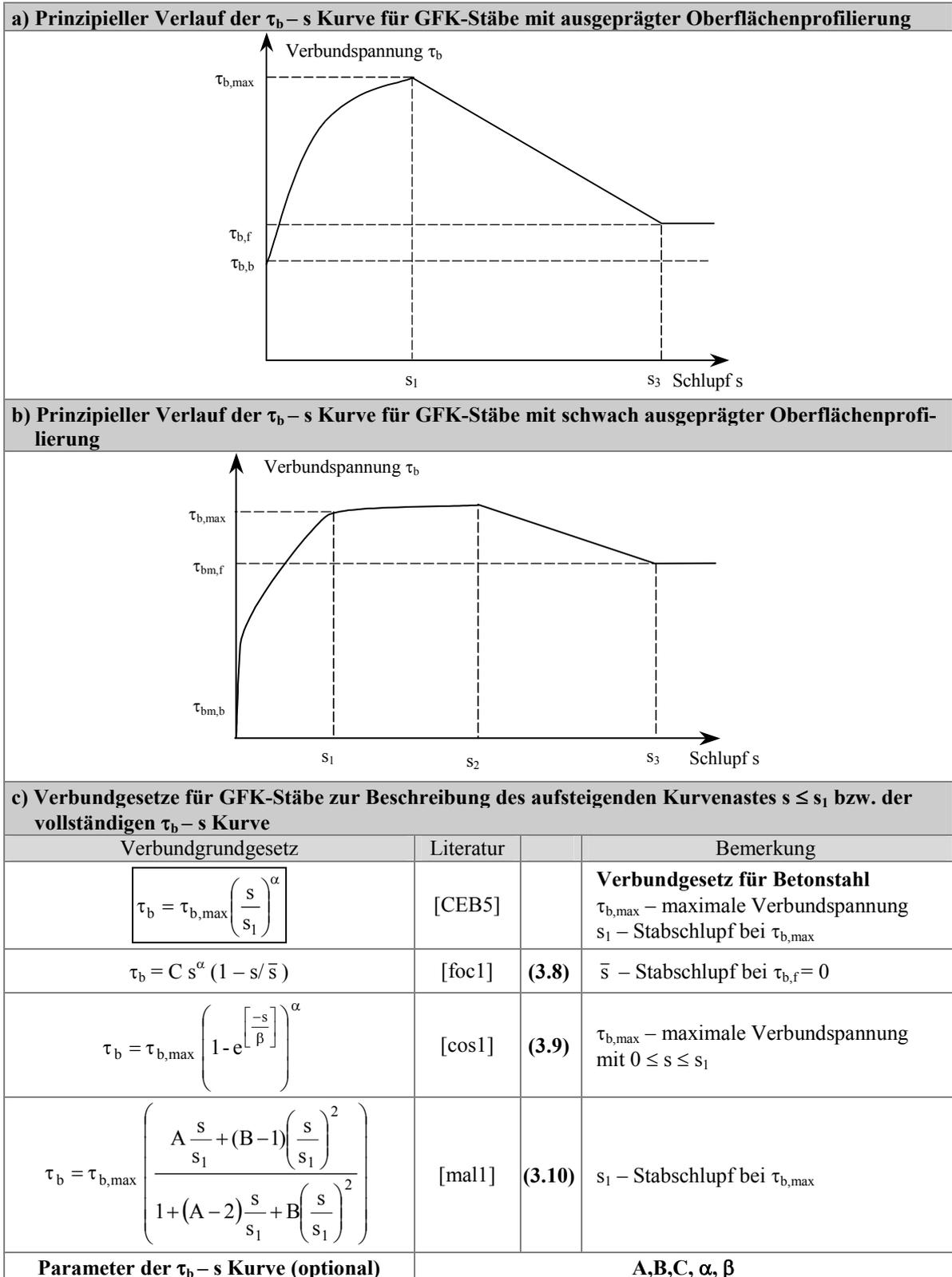


Abb. 3.6
Prinzipieller Verlauf der Verbundgesetze nach Tafel 3.7c gegenüber einer exemplarischen Versuchskurve



Tafel 3.7

Prinzipielle Verläufe der $\tau_b - s$ Kurven und Verbundgesetze für GFK-Stäbe

4 Modellbildung und Ermittlung der Rissbreite

4.1 Allgemeines

Die Breite eines Risses ist über die Risstiefe nicht konstant, sondern eher keilförmig. Dies ist besonders bei dünnen, biegebeanspruchten Bauteilen und maximaler Ausnutzung des Rotationsvermögens ausgeprägt. Die berechnete Rissbreite bzw. der Rechenwert der Rissbreite wird in Höhe der Bewehrung bestimmt und stellt i.d.R. einen Mittelwert über den Wirkungsbereich der Bewehrung dar, so dass die sichtbare Rissbreite an der Bauteiloberfläche größer sein kann als der Rechenwert (siehe Tafel 4.1a).

Im Stahlbeton sind zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreite prinzipiell zwei Vorgehensweisen zu unterscheiden:

- Bestimmung der Rissbreite auf Basis *empirisch gewonnener Beziehungen* und
- Bestimmung der Rissbreite auf Basis *analytischer Betrachtung zum Stabschlupf*.

Empirisch gewonnene Berechnungsansätze finden bspw. im *ACI 318-95* [ACI2] und in *SNIP 2.03.01-84* [SNI1] Anwendung. Ein derartiger Ansatz ist die Rissbreitenformel nach *Gergely-Lutz* [ger2], [ACI2]:

$$w_{cr} = \alpha \beta f_s \sqrt[3]{d_1 A} \quad (4.1)$$

Hierin sind:

α	von der Profilierung der Bewehrung abhängiger Parameter
β	Verhältnis Abstand Nulllinie – gezogenen Betonrand / Nulllinie – Schwerachse Bewehrung
f_s	Stahlspannung im Gebrauchszustand
d_1	Abstand Schwerachse Bewehrung – gezogenen Betonrand
A	Fläche der effektiven Betonzugzone ($A = 2 d_1 b$)

Der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite erfolgt nach *DIN 1045*, *EUROCODE 2*, *DIN 1045-1* etc. auf der Grundlage *analytischer Betrachtungen zum Stabschlupf*, deren Grundlagen zur *Modellbildung* folgend dargelegt werden.

Für Bereiche vor der Rissbildung kann starrer Verbund angenommen werden. Daraus folgt, dass in jedem Schnitt für diesen Bereich die Dehnung des Betons gleich der des Bewehrungsstabes ist.

$$\varepsilon_c(x) = \varepsilon_r(x) \quad (4.2)$$

In den Rissstörbereichen ist der starre Verbund aufgehoben. Die Rissbreite w_{cr} entspricht im Rissquerschnitt der Summe der Stabschlupfe der beidseitig an den Riss grenzenden Rissstörbereiche (siehe Tafel 4.1b).

$$w_{cr} = s_1(l_{r1}) + s_2(l_{r2}) \quad (4.3)$$

Der Stabschlupf $s(x)$ im Rissstörbereich ergibt sich aus der Differenz der Stabverschiebung $u_r(x)$ und der Betonverschiebung $u_c(x)$:

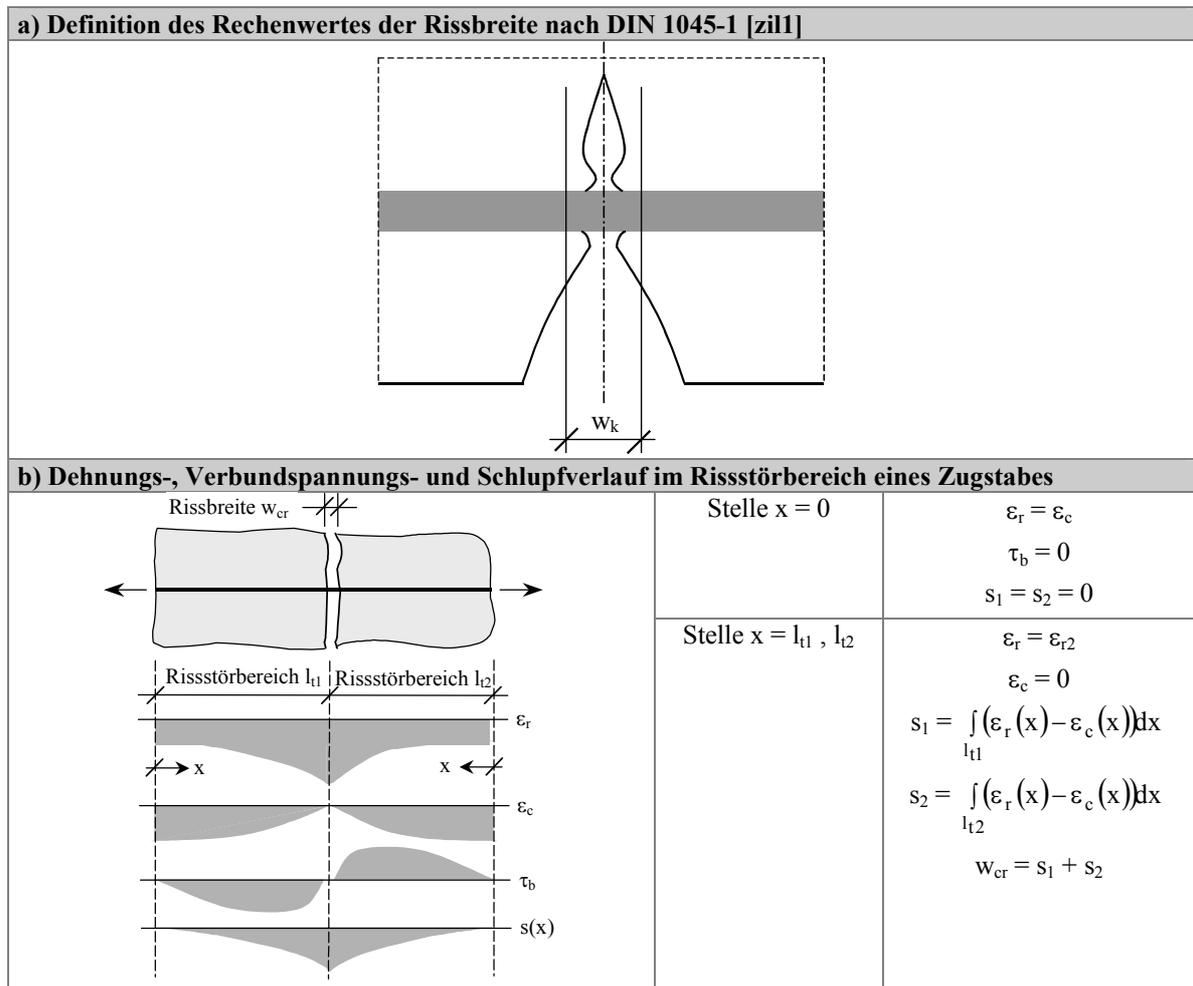
$$s(x) = u_r(x) - u_c(x) \quad (4.4)$$

Die Änderung des Stabschlupfes $ds(x)$ ist auf einer Strecke dx gleich der Differenz von Stab- und Betondehnungen.

$$\frac{ds(x)}{dx} = s'(x) = u_r'(x) - u_c'(x) = \varepsilon_r(x) - \varepsilon_c(x) \quad (4.5)$$

Allgemein basiert die Bestimmung der Rissbreiten auf der Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton entlang eines Risselementes, die sich durch Integration der Stabdehnung und der Betondehnung über die zweifache Risseinleitungslänge bzw. den Rissabstand ergibt.

$$w = \int_{s_{cr} = l_{t1} + l_{t2}} (\varepsilon_r(x) - \varepsilon_c(x)) dx = s_1 + s_2 \quad (4.6)$$



Tafel 4.1

Definition des Rechenwertes der Rissbreite; Zusammenhang zwischen Stabschlupf und Rissbreite

Die rechnerische Bestimmung der Rissbreite beruht auf Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen und auf *Annahmen über den Verlauf der lokalen Verbund- und Materialspannungen*. Im Wesentlichen ist der Ansatz

- eines *Verbundgesetzes* und
- eines *angenommenen Verlaufes der Verbund- und Materialspannung*

zu unterscheiden.

Wegen des direkten Zusammenhanges zwischen den einzelnen Stadien der Rissbildung und den sich entlang der Stabachse einstellenden Dehnungsverläufen der Bewehrung und des Betons sowie den Verbundspannungsverläufen ist es zweckmäßig, bei der Bestimmung der Rissbreite *das Stadium der Einzelrissbildung* und *das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung* getrennt zu betrachten.

Beim Ansatz eines *Verbundgesetzes* nach Abschnitt 3.4 in der *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes* liefern nur „einfache“ Formulierungen unter bestimmten Randbedingungen eine mathematisch geschlossene Lösung. Anderenfalls wird eine numerische Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes mittels Iteration erforderlich. Diese zieht einen hohen Rechenaufwand nach sich und ist deshalb für die praktische Anwendung zur Bestimmung von Rissbreiten ungeeignet.

Wird die Annahme getroffen, dass die *Verbundspannungen über den Rissstörbereich konstant verteilt* sind, so ergeben sich bereichsweise linear veränderliche Beton- und Stabdehnungen.

$$\tau_{bx} = \text{konstant} \quad (4.7)$$

Wegen der unstetigen Verteilung der Stab- und Betondehnungen im Risselement und des Zufallscharakters der Rissabstände wird üblicherweise von *Mittelwerten der Dehnungen* ausgegangen. Die Rissbreite ergibt sich dann aus der Differenz von mittlerer Stabdehnung ϵ_{rm} und mittlerer Betondehnung ϵ_{cm} sowie der Länge der Rissstörbereiche bzw. des Rissabstandes für:

- Stadium der Einzelrissbildung $w_{cr} = 2 l_i (\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm})$ (4.8)

- Stadium der abgeschlossenen Rissbildung $w_{cr} = s_{cr} (\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm})$ (4.9)

Generell kann hierbei die Berechnung der Rissbreite in zwei Teilaufgaben unterteilt werden, für die in der Literatur unterschiedlichste Ansätze aufgeführt sind:

- Berechnung *der Rissstörlänge l_i bzw. des Rissabstandes s_{cr}* und
- Berechnung *der mittleren Dehnungen $(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm})$.*

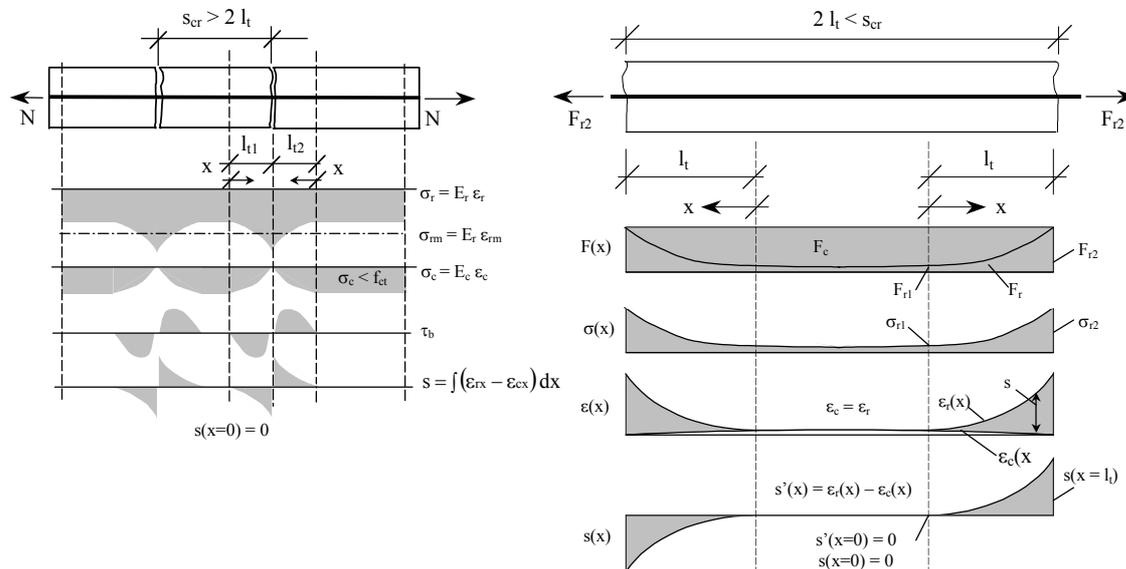
4.2 Ermittlung der Rissbreite auf Grundlage des Verbundgesetzes

4.2.1 Rissbreite im Stadium der Einzelrissbildung

4.2.1.1 Grundlagen der Modellbildung im Stadium der Einzelrissbildung

Annahme 1:

Im Rissquerschnitt sind die Betonzugspannungen $\sigma_{ct} = 0$ und die Stabspannungen nehmen den Wert σ_{r2} an. Im Stadium der Einzelrissbildung wird angenommen, dass sich die Rissstörbereiche benachbarter Risse gegenseitig nicht beeinflussen. Im Rissstörbereich ist der starre Verbund aufgehoben, so dass an jeder Stelle von x ein Stabschlupf $s(x)$ vorliegt. Die Längen beider an den Riss angrenzenden Rissstörbereiche sind gleich groß ($l_{t1} = l_{t2}$). Das Verhalten der Rissstörbereiche kann durch das Spannungs- und Formänderungsverhalten einer effektiven Betonzugzone $A_{ct,eff}$ beschrieben werden, über die die Betonzugspannungen konstant sind. Für die Bereiche zwischen den Rissstörbereichen kann starrer Verbund angenommen werden (siehe Tafel 4.2).



Tafel 4.2

Spannungsverläufe eines zentral beanspruchten Zugstab im Stadium der Einzelrissbildung

Annahme 2:

Der Stabschlupf $s(x)$ im Rissstörbereich entspricht der Differenz der Verschiebung der Bewehrung $u_r(x)$ und der Verschiebung des Betons $u_c(x)$. Da am Ende des Rissstörbereiches wiederum starrer Verbund herrscht, ergibt sich für (4.4) bzw. für (4.5) an der Stelle $x = 0$:

$$s(x = 0) = 0 \quad \text{bzw.} \quad (4.10)$$

$$s'(x = 0) = 0. \quad (4.11)$$

Der Maximalwert des Stabschlupfes s wird an der Stelle $s(x = l_t)$ im Rissquerschnitt erreicht. Die Rissbreite w_{cr} ergibt sich nach (4.6) unter Berücksichtigung der Annahme 1 mit:

$$w_{cr} = s_1(x = l_{t1}) + s_2(x = l_{t2}) = 2 s(x = l_t). \quad (4.12)$$

Annahme 3:

Im Rissstörbereich ist die Summe der resultierenden Kräfte aus den Stabspannungen $\sigma_r(x)$ und den

Betonspannungen $\sigma_c(x)$ in der effektiven Betonzugfläche $A_{ct,eff}$ gleich der Stabzugkraft im Rissquerschnitt:

$$\sigma_r A_r = \sigma_r(x) A_r + \sigma_c(x) A_{ct,eff}. \quad (4.13)$$

Daraus folgt, dass die Veränderung der Stabkräfte und der Betonzugkräfte in der Summe Null sein müssen:

$$\sigma_r'(x) A_r + \sigma_c'(x) A_{ct,eff} = 0. \quad (4.14)$$

Mit der Einführung des effektiven Bewehrungsgrades $\rho_{r,eff} = A_r / A_{ct,eff}$ ergibt sich:

$$\sigma_r'(x) \rho_{r,eff} + \sigma_c'(x) = 0. \quad (4.15)$$

Annahme 4:

Die infolge Verbund über die differentielle Länge dx eines zugbeanspruchten Bauteils übertragbare Stabkraft $F_r'(x)$ ergibt sich aus der Verbundspannung $\tau_b(x)$ und dem Stabumfang U_r :

$$F_r'(x) = F_b'(x) = U_r \tau_b(x) = \pi d_r \tau_b(x). \quad (4.16)$$

Die zugehörige Änderung der Stabspannung $\sigma_r'(x)$ ist dann:

$$\sigma_r'(x) = \frac{F_r'(x)}{A_r} = \frac{\pi d_r \tau_b(x)}{A_r} = \frac{4 \tau_b(x)}{d_r} \quad (4.17)$$

bzw. die Änderung der Betonzugspannungen $\sigma_c'(x)$ nach (4.15):

$$\sigma_c'(x) = -\rho_{r,eff} \sigma_r'(x) = \frac{-\rho_{r,eff} 4 \tau_b(x)}{d_r} \quad (4.18)$$

Annahme 5:

In Anlehnung an den *Model Code 90* [CEB5] kann für den aufsteigenden Ast der $\tau_b - s$ Kurve

$$\tau_b(s) = \tau_{b,max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (4.19)$$

angesetzt werden (siehe Abschnitt 3.4.2).

Annahme 6:

Für Beton und Bewehrung gilt das Hooke'sche Gesetz:

$$\sigma_i = \varepsilon_i E_i. \quad (4.20)$$

4.2.1.2 Bestimmung der Rissbreite für $\tau_b(s) = \tau_{b,max} (s/s_1)^\alpha$

Mit Verwendung des Hooke'schen Gesetzes (4.20) ergibt sich für (4.17) bzw. (4.18) der Ausdruck:

$$\varepsilon_r'(x) = \frac{4 \tau_b(s)}{d_r E_r} \quad (4.21)$$

$$\varepsilon_c'(x) = \frac{-\rho_{r,eff} \varepsilon_r'(x) E_r}{E_c} \quad (4.22)$$

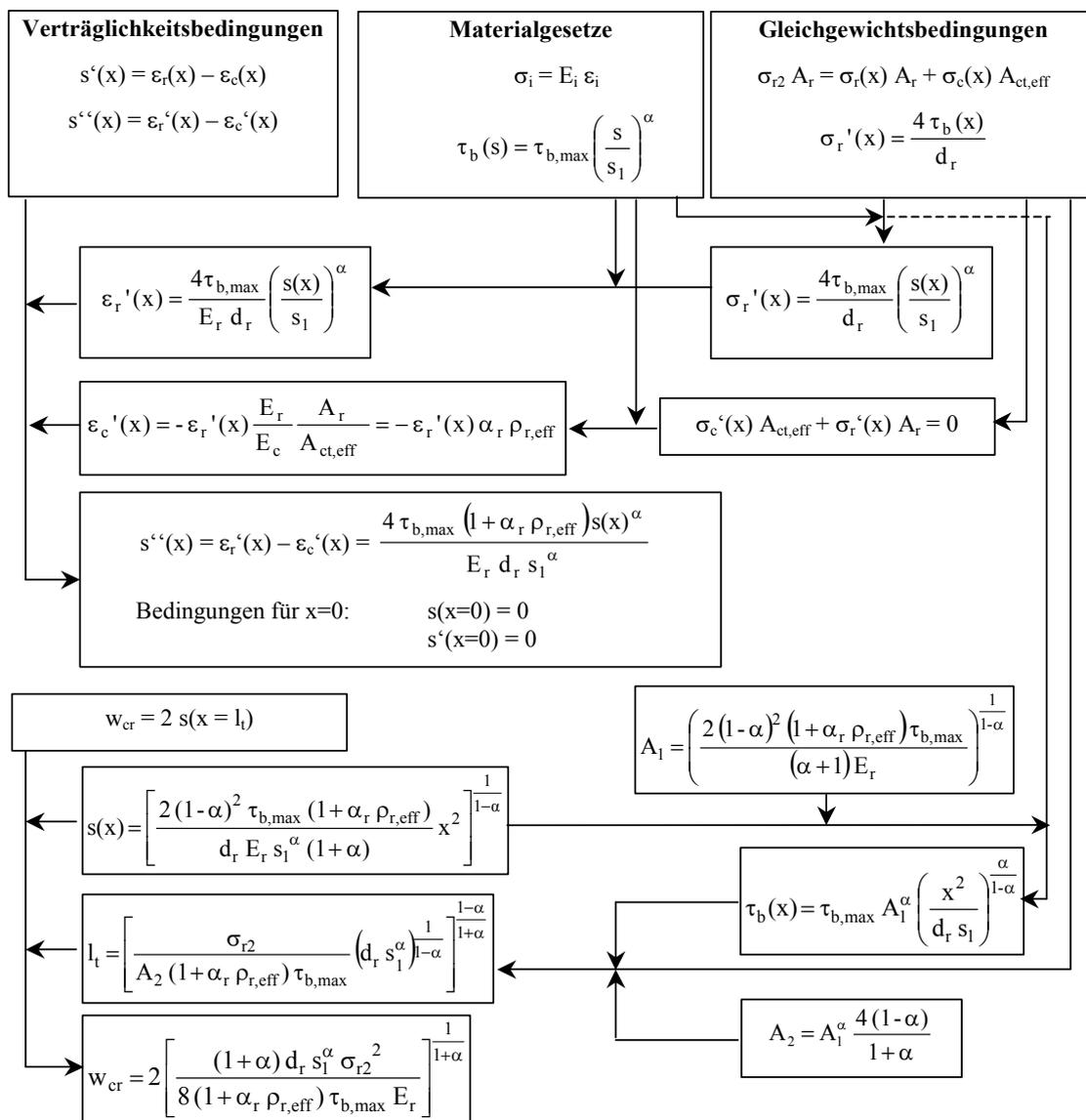
Mit Einführung von $\alpha_r = E_r / E_c$ ergibt sich:

$$\varepsilon_c'(x) = -\varepsilon_r'(x) \alpha_r \rho_{r,eff} \quad (4.23)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (4.21) und (4.23) in die abermals abgeleitete Gleichung (4.5) unter Verwendung des Verbundgesetzes der Gleichung (4.19) in (4.21) ergibt sich die bekannte *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes* mit dem Ausdruck:

$$s'' = \frac{4\tau_{b,max} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) s^\alpha}{d_r E_r s_1^\alpha} \quad (4.24)$$

Diese Gleichung stellt eine homogene Differentialgleichung 2. Ordnung dar, für die man unter Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen die Lösung nach Tafel 4.3 erhält:



Tafel 4.3

Rissbreite im Stadium der Einzelrissbildung auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

4.2.2 Rissbreite im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung

4.2.2.1 Grundlagen der Modellbildung im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung

Annahme 1:

Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung haben sich hinreichend viele Risse gebildet, so dass in den ungerissenen Bereichen die Zugfestigkeit des Betons im Regelfall nicht mehr erreicht wird. Es wird angenommen, dass die Rissstörbereiche benachbarter Risse sich gegenseitig überlagern. Wegen des Zufallscharakters der Betonzugfestigkeit und somit des Rissbildes sind die Rissstörbereiche benachbarter Risse voneinander verschieden. Damit ist die Betrachtung dieser Bereiche durch den *Rissabstand* s_{cr} sinnvoll. Der Rissabstand nimmt theoretisch Werte zwischen der einfachen und der doppelten Rissstörlänge l_t der Einzelspaltbildung an:

$$s_{cr, \min} = l_t \leq s_{cr} = l_{t1} + l_{t2} \leq s_{cr, \max} = 2 l_t \quad (4.25)$$

Wegen der gegenseitigen Überschneidung der Rissstörbereiche ist über den gesamten Bereich zwischen den Rissen der starre Verbund zwischen Bewehrung und Beton aufgehoben. Somit gilt im Unterschied zum Stadium der Einzelspaltbildung (siehe Tafel 4.4):

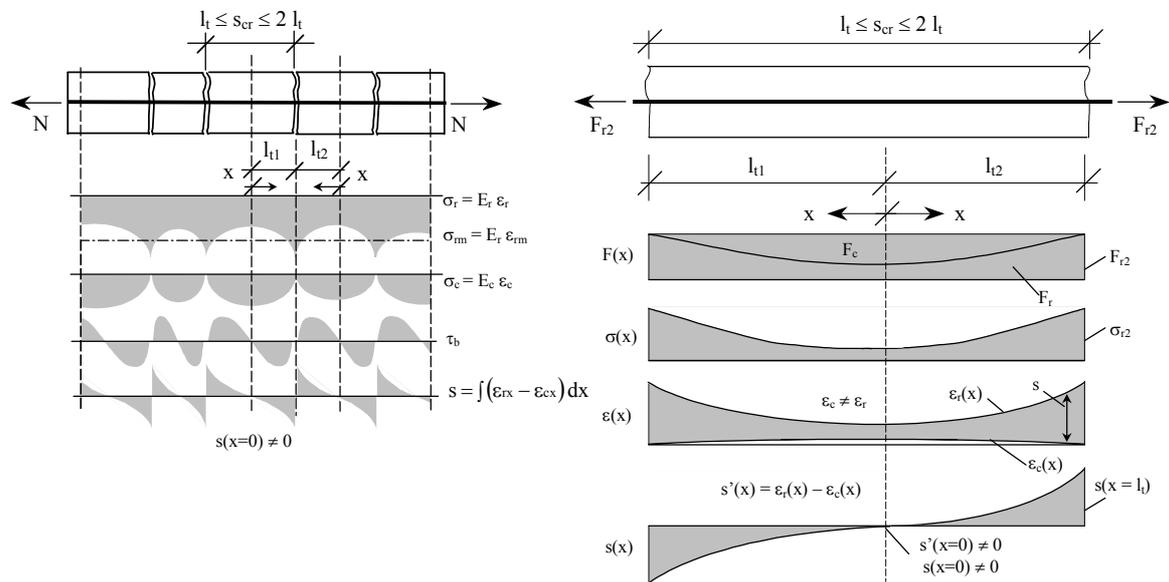
$$\epsilon_r \neq \epsilon_c \quad (4.26)$$

Annahme 2:

Aus der Annahme 1 ergibt sich für (4.4) bzw. für (4.5) an der Stelle $x = 0$:

$$s(x=0) \neq 0 \quad \text{bzw.} \quad (4.27)$$

$$s'(x=0) \neq 0. \quad (4.28)$$



Tafel 4.4

Spannungsverläufe eines Zugstabes im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung

4.2.2.2 Bestimmung der Rissbreite für $\tau_b(s) = \tau_{bm, \max} (s/s_1)^\alpha$

Die Gleichung (4.24) stellt für die Randbedingungen (4.27) und (4.28) eine inhomogene Differentialgleichung 2. Ordnung dar, die mathematisch nicht geschlossen lösbar ist. Ansätze zur numerischen Lösung sind u.a. bei *Alvarez* [alv1], *Balázs* [bal1], *Eligehausen* [eli4], *Fehling* [feh1], *Krips* [kri1], *Martin* [mar5], *Rehm* [reh2], *Schober* [sch3] aufgeführt.

4.3 Ermittlung der Rissbreite auf Grundlage angenommener Verläufe der Verbund- und Materialspannungen

4.3.1 Bestimmung der Rissstörlänge l_t und des Rissabstandes s_{cr}

4.3.1.1 Grundlagen der Modellbildung

Abweichend vom Abschnitt 4.2 werden folgende Annahmen getroffen:

Annahme 1:

Die einfachste Funktion zur Beschreibung der Verbundspannung – Schlupf – Beziehung stellt eine starr-plastische Funktion

$$\tau_b(x) = \tau_{bm} \quad (4.29)$$

dar. Der Mittelwert der Verbundspannung τ_{bm} wird aus der $\tau_b - s$ Kurve für *einen entsprechenden Stabschlupf* abgeleitet. Soweit nicht erhöhte Anforderungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit und der Funktionstüchtigkeit an die Konstruktion gestellt werden, kann bei Stahlbetonbauteilen unter Berücksichtigung von wiederholter bzw. langzeitlicher Beanspruchung dem Richtwert der Rissbreite (i.d.R. $w_k = 0,3 \text{ mm}$) ein Stabschlupf von $s = 0,1 \text{ mm}$ zugeordnet werden. Bei GFK-stabbewehrten Betonbauteilen ist diesbezüglich die Auswirkungen der spezifischen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe auf die Rissentwicklung zu berücksichtigen.

Der Annahme einer konstanten Verteilung von τ_{bx} über die Rissstörlänge würde sich für den Kurvenparameter $\alpha = 0$ des Verbundgesetzes nach Gleichung (4.19) ergeben.

Annahme 2:

Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung wird angenommen, dass die *Verbundkraft* F_b in den Rissstörbereichen *maximal die Risszugkraft des Betons* F_{cr} erreicht.

$$F_b = F_{cr} = A_{ct,eff} f_{ct,eff} \quad (4.30)$$

4.3.1.2 Bestimmung des Rissabstandes im Stadium der Einzelrissbildung

Die am Ende der Risseinleitungslänge an der Stelle $x = l_t$ in den Beton eingeleitete Kraft $F_b(x = l_t)$ ergibt sich nach (4.16) über den Stabumfang U_r übertragenen mittleren Verbundspannung τ_{bm} :

$$F_b(x = l_t) = F_c(x = l_t) = l_t \tau_{bm} \pi d_r \quad (4.31)$$

Aus der Randbedingung (4.2) unter Verwendung von (4.20) folgt:

$$\frac{F_{r1}}{E_r A_r} = \frac{F_c}{E_c A_{ct,eff}} \quad (4.32)$$

Durch Einsetzen von (4.31) und (4.32) in (4.13) ergibt sich die Rissstörlänge l_t für das Stadium der Einzelrissbildung:

$$l_t = \frac{A_r \sigma_{r2}}{\tau_{bm} \pi d_r} \frac{1}{1 + \alpha_r \rho_{r,eff}} = \frac{\sigma_{r2} d_r}{4 \tau_{bm}} \frac{1}{1 + \alpha_r \rho_{r,eff}} \quad (4.33)$$

Zum gleichen Ergebnis gelangt man, wenn man die Annahme 1 in der Differentialgleichung des

verschieblichen Verbundes (4.24) berücksichtigt. Der rechnerische Rissabstand im Stadium der Einzelrissbildung ergibt sich aus dem zweifachen Wert der Rissstörlänge:

$$s_{cr} = \frac{\sigma_{r2} d_r}{2 \tau_{bm}} \frac{1}{1 + \alpha_r \rho_{r,eff}} \quad (4.34)$$

4.3.1.3 Bestimmung des Rissabstandes im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung

Beim Ansatz der Gleichung (4.30) ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung (4.32) die theoretisch maximale Rissstörlänge mit folgendem Ausdruck:

$$l_t = \frac{A_{ct,eff} f_{ct,eff}}{\tau_{bm} \pi d_r} = \frac{A_{ct,eff} f_{ct,eff} d_r}{4 A_r \tau_{bm}} = \frac{f_{ct,eff} d_r}{4 \tau_{bm} \rho_{r,eff}} \quad (4.35)$$

Da sich bei abgeschlossener Rissbildung die Rissstörbereiche nach (4.25) überlagern, kann der Rissabstand s_{cr} mit:

$$s_{cr} = 2 \beta_{scr} l_t = \frac{\beta_{scr} f_{ct,eff} d_r}{2 \tau_{bm} \rho_{r,eff}} \quad (4.36)$$

beschrieben werden. Wobei der Rissabstandsbeiwert β_{scr} Werte zwischen $0,5 \leq \beta_{scr} \leq 1,0$ annimmt.

Wegen des direkten Zusammenhangs zwischen der Verbundfestigkeit des Betonstahls und der Betonfestigkeit wird im Stahlbeton die Gleichung (4.36) durch das konstant angenommene Verhältnis zwischen der effektiven Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ und der mittleren Verbundspannung τ_{bm} vereinfacht. In der Literatur sind unterschiedliche Angaben dieses Verhältniswertes aufgeführt. Nach dem *Model Code 90* [CEB5] kann für gerippten Betonstahl das Verhältnis $\tau_{bm} / f_{ct,eff}$ mit 1,8 angenommen werden, wobei $f_{ct,eff}$ der mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ entspricht.

Der Berechnungsansatz nach *DIN 1045-88* und *EC 2-1* (siehe *Rehm/Martin* [reh7]) der Gleichung (4.37) basiert auf der Form der Gleichung (4.36). Hierbei wird das Verhältnis $f_{ct,eff} / \tau_{bm}$ mit dem Verbundbeiwert k_2 beschrieben und für gerippten Betonstahl $k_2 = 0,8$ gesetzt.

$$s_{cr} = k_1 c + k_2 k_3 \frac{\beta_{scr} d_r}{2 \rho_{r,eff}} \quad (4.37)$$

Weiterhin wird nach *DIN 1045-88* und *EC 2-1* ein schwächerer Verbund im Bereich der Rissufer angenommen, der unabhängig von der Stahlspannung und Stabdurchmesser durch eine additive verbundfreie Länge durch den Ausdruck $k_1 \cdot c$ definiert und von der Betonüberdeckung c abhängig ist. Nach *DIN 1045-88* und *EC 2-1* kann für übliche Betondeckungen im Stahlbeton $k_1 \cdot c = 50$ mm angesetzt werden. In Gleichung (4.37) wird die Spannungsverteilung in der Wirkungszone der Bewehrung unmittelbar vor der Rissbildung mit dem Faktor k_3 berücksichtigt. Nach *DIN 1045-88* und *EC 2-1* wird allgemein für $k_3 = 0,5$ für reine Biegung und $= 1,0$ für reinen Zug angesetzt.

Eine Zusammenstellung der in normativen Regelwerken des Stahlbetons aufgeführten Parameter zur Bestimmung des Rissabstandes nach (4.37) ist in Tabelle 4.1 aufgelistet. Für weitere Angaben der Parameter $k_1 \cdot c$, k_2 und k_3 wird auf [eli1], [leo3], [mar2], [reh7], [sch9] verwiesen.

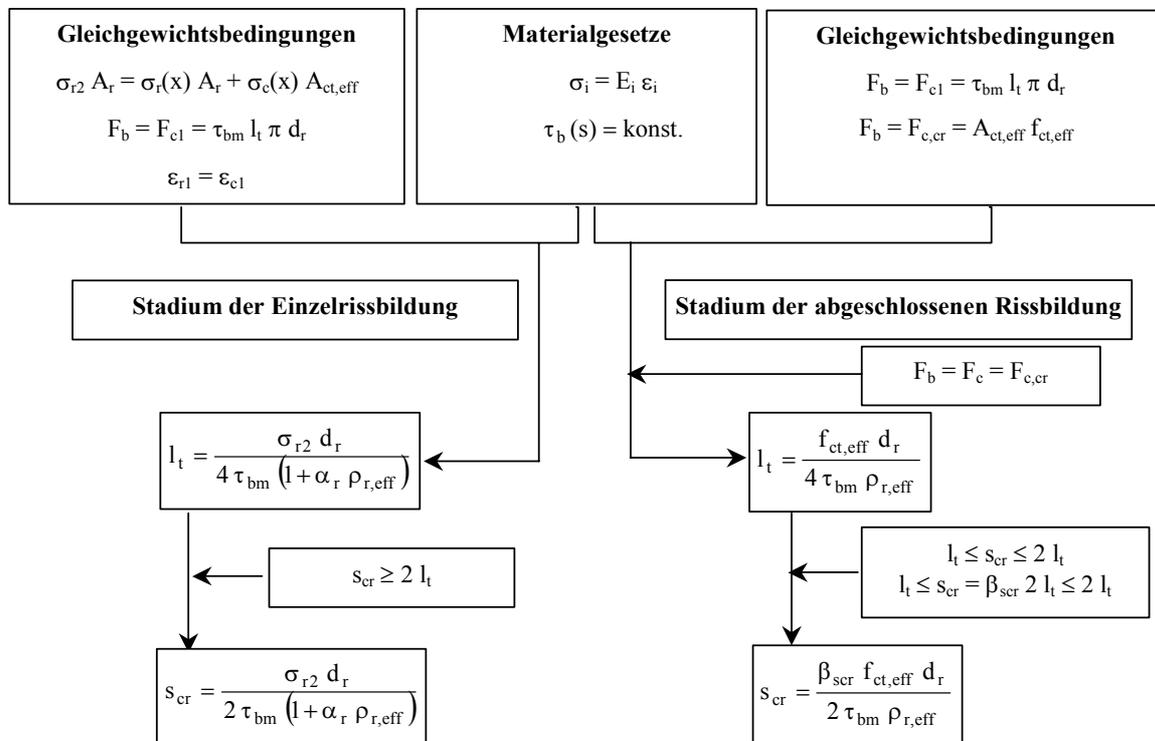
4 Modellbildung und Ermittlung der Rissbreite

Rissabstand s_{cr} nach	$k_1 c$	k_2	k_3	β_{scr}	$A_{ct,eff}$	d_{eff}		Bemerkung	
1	2	3	4	5	6	7		8	
<i>Model Code 78</i> [CEB6]	$2(c + \frac{s}{10})$	0,4 0,4 0,8	RS PS GS	0,5 1,5	B Z	0,5	$b_{eff} d_{eff}$	$\Sigma(2(d_1 + 7,5 d_r) + n 15 d_r)$ $d_{eff} = b_{eff}$	- β_{scr} in k_3 eingerechnet - mittlerer Rissabstand
<i>DIN 1045-88 EC2</i> <i>Schießl</i> [10]	50 mm	0,8 1,6	RS GS	0,5 1,0	B Z	0,5	$b d_{eff}$	$2,5(h-d)$ $2,5(c+d_r/2)$ $< (h-x)/3$ $< (h-x)/3$ $< h/2$	B P Z - mittlerer Rissabstand
<i>Model Code 90</i> [CEB5]	0	$\frac{1}{1,8} = 0,56$		1,0		1,0	$b d_{eff}$	$2,5(h-d)$ $2,5(c+d_r/2)$ $< (h-x)/3$ $< h/2$	B P Z - maximaler Rissabstand
<i>DIN 1045-1</i>	0	$\frac{1}{1,8} = 0,56$		1,0		1,0	$b d_{eff}$	$2,5(h-d)$ $< (h-x)/2$ $< h/2$	P Z - maximaler Rissabstand
Spalte	Bezeichnungen								
2	c – Betondeckung; s – Stababstand; B – Balken; P – Platten								
3	f_R – bezogene Rippenfläche; RS – gerippter Betonstahl; PS – profilierter Betonstahl; GS – glatter Betonstahl								
4	B – reine Biegung; Z – reine Zugbeanspruchung								
6	b – Bauteilbreite; b_{eff} – Breite der effektiven Betonzugzone; h – Bauteilhöhe; d_{eff} – Höhe der effektiven Betonzugzone								
7	B – Balken; P – Platten; Z – zugbeanspruchte Bauteile								

Tabelle 4.1

Gegenüberstellung der Parameter zur Bestimmung des Rissabstandes verschiedener normativer Regelwerke des Stahlbetons

In Tafel 4.5 ist die Bestimmung des Rissabstandes für die einzelnen Rissstadien unter der Annahme konstant verteilter Verbundspannungen zusammengefasst.



Tafel 4.5

Ermittlung des Rissabstandes unter der Annahme konstant verteilter Verbundspannungen

4.3.2 Bestimmung der mittleren Dehnung ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$)

4.3.2.1 Grundlagen der Modellbildung

Die Differenz zwischen der mittleren Stabdehnung ϵ_{rm} und der mittleren Betondehnung ϵ_{cm} ist nach (4.6) durch:

$$(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{s_{cr}} \int [\epsilon_r(x) - \epsilon_c(x)] dx = \frac{1}{s_{cr}} \int \epsilon_r(x) dx - \frac{1}{s_{cr}} \int \epsilon_c(x) dx \quad (4.38)$$

definiert. Im Rissquerschnitt nimmt die Stabdehnung den Wert ϵ_{r2} an. Im Verlauf des Rissstörbereiches verringert sich ϵ_{r2} infolge der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen um den Betrag $\Delta\epsilon_r(x)$. Werden mittlere Dehnungswerte $\Delta\epsilon_{rm}$ und ϵ_{cm} für die Differenz der Stabdehnungen $\Delta\epsilon_r(x)$

$$\Delta\epsilon_{rm} = \frac{1}{s_{cr}} \int \Delta\epsilon_r(x) dx \quad (4.39)$$

und für die Betondehnungen $\epsilon_c(x)$

$$\epsilon_{cm} = \frac{1}{s_{cr}} \int \epsilon_c(x) dx \quad (4.40)$$

eingeführt, ergibt sich für die Gleichung (4.38) folgender Ausdruck:

$$(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) = \epsilon_{r2} - \Delta\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}. \quad (4.41)$$

Die Stab- und Betondehnungen können nach (4.20) durch entsprechende Spannungen unter Verwendung des aus der Gleichgewichtsbedingung (4.15) folgenden Zusammenhanges

$$\Delta\sigma_{rm} = \frac{\sigma_{cm}}{\rho_{r,eff}} \quad (4.42)$$

ausgedrückt werden:

$$(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} - \frac{\Delta\sigma_{rm}}{E_r} - \frac{\sigma_{cm}}{E_c} = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} - \frac{\Delta\sigma_{rm}}{E_r} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) \quad (4.43)$$

Der Dehnungsanteil $\Delta\sigma_{rm} / E_r$ erfasst im Wesentlichen die versteifende Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Zur Abschätzung der mittleren Dehnungen $\Delta\epsilon_{rm}$ und ϵ_{cm} sind weiterführende Annahmen über den Verlauf der Stab- und Betonspannung sowie über die Entwicklung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen in Abhängigkeit von der Beanspruchung erforderlich. Zur Beschreibung von $\Delta\sigma_{rm}$ wird in der Regel ein parabolischer Verlauf der Bewehrungsstab- und der Betondehnung innerhalb des Rissstörbereiches unterstellt. Dabei sind in den folgenden Betrachtungen zwei Annahmen zu unterscheiden (siehe Tafel 4.6 und Tafel 4.7):

- *Mit steigendem Beanspruchungsniveau nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ab*, so dass die mittlere Stabdehnung sich dem Wert im Rissquerschnitt nähert;
- Die Größe der *Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist konstant* und unabhängig vom Beanspruchungsniveau.

4.3.2.2 Mittlere Dehnung ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) für beanspruchungsabhängige Mitwirkung des Betons

Nach *Rao* [rao1] kann der Dehnungsanteil $\Delta\sigma_{rm}$ in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad und dem Verhältnis der rissbildenden Schnittgröße zur betrachteten Schnittgröße bestimmt werden:

$$\Delta\sigma_{rm} = 0,18 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_r} \frac{\sigma_{r,cr}}{\sigma_{r2}} \quad (4.44)$$

Mit der Vereinfachung nach *Rehm* [reh7]

$$\sigma_{r,cr} \approx 0,18 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_r} \quad (4.45)$$

ergibt sich für die Gleichung (4.44) der Ausdruck für $\Delta\sigma_{rm}$:

$$\Delta\sigma_{rm} = \frac{\sigma_{r,cr}^2}{\sigma_{r2}} = \frac{M_{cr}^2}{M} = \frac{N_{cr}^2}{N} \quad (4.46)$$

Gemäß der Annahme nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen mit steigendem Belastungsniveau ab. Bei der Auswertung von experimentellen Untersuchungen wurde u.a. von *Martin et al.* [mar2] der Einfluss der Verbundfestigkeit der Stahlbewehrung auf die Stabspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{rm}$ untersucht. Dabei wurde auf der Grundlage von Regressionskurven festgestellt, dass die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen bei glatten Bewehrungsstähen im Vergleich zum gerippten Betonstahl bis zu 50 % geringer ist. Der Einfluss der Verbundfestigkeit unterschiedlich profilierter Bewehrungsstähle wird dementsprechend durch einen Verbundbeiwert β_1 in (4.47) berücksichtigt. Ferner wird der Einfluss langzeitlicher bzw. wiederholter Belastung auf die Größe der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen in (4.47) durch den Korrekturbeiwert β_2 berücksichtigt. Unter Beachtung der genannten Aspekte und bei Vernachlässigung des Anteils der Betondehnungen ergibt sich die mittlere Stabdehnung ϵ_{rm} nach (4.43) mit dem Ausdruck:

$$\epsilon_{rm} = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} - \beta_1 \beta_2 \frac{\sigma_{r,cr}^2}{\sigma_{r2} E_r} = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{r,cr}}{\sigma_{r2}} \right)^2 \right) \quad (4.47)$$

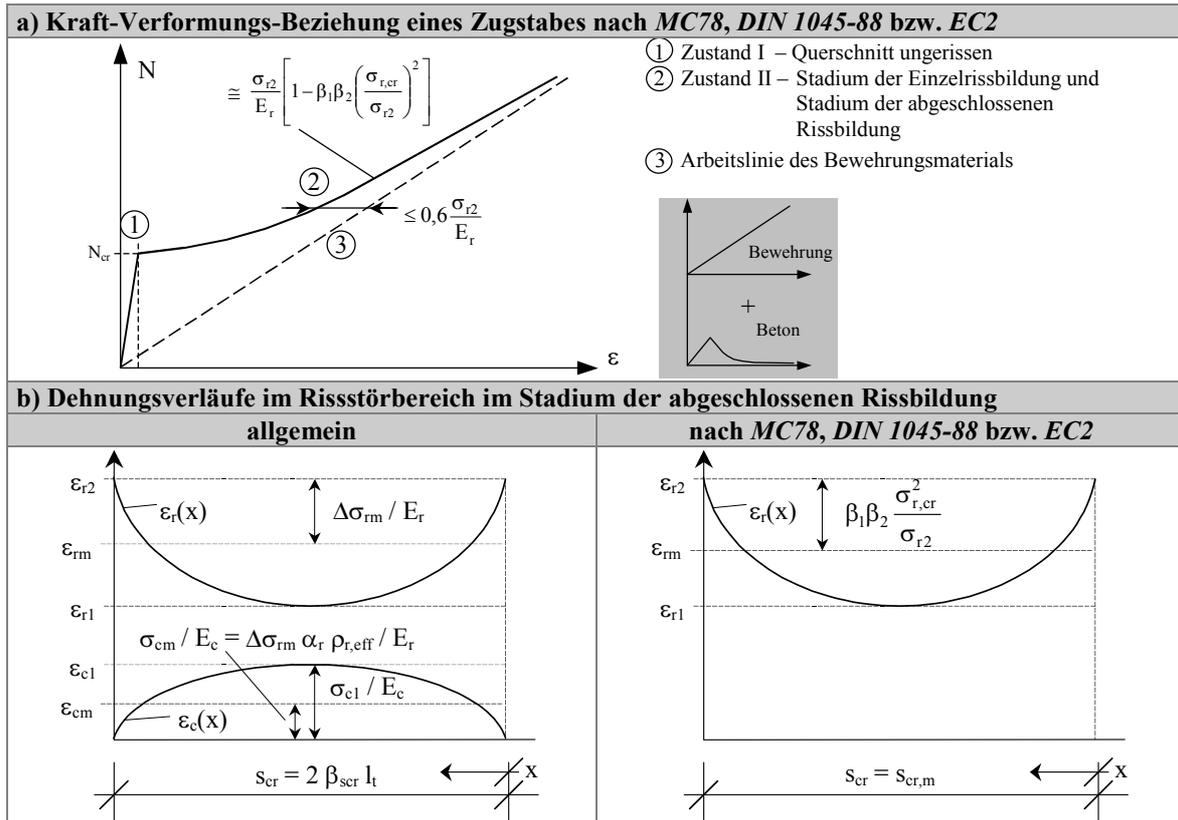
Nach *Model Code 78* [CEB5], *DIN 1045-88* bzw. *EC 2* sind Parameter β_1 und β_2 definiert mit:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1,0 && \text{für Betonrippenstahl} \\ &= 0,5 && \text{für glatte Betonstähle} \\ \beta_2 &= 1,0 && \text{für einzelne kurzzeitige Belastung} \\ &= 0,5 && \text{für langzeitliche oder wiederholte Belastung} \end{aligned}$$

Da für Beanspruchungen im Bereich der Risslast die mittlere Stabdehnung laut Gleichung (4.47) zu Null werden kann, wird eine Untergrenze für ϵ_{rm} mit:

$$\epsilon_{rm} \geq 0,4 \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \quad (4.48)$$

festgelegt. Diese Untergrenze beschreibt den Übergangsbereich vom Stadium der Einzelrissbildung zum Stadium der abgeschlossenen Rissbildung.



Tafel 4.6

Kraft-Verformungs-Beziehungen und Dehnungsverläufe im Rissstörbereich eines Zugstabes bei beanspruchungsabhängiger Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

4.3.2.3 Mittlere Dehnung ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) für beanspruchungsunabhängige Mitwirkung des Betons

Wird in der Gleichung (4.43) $\Delta\sigma_{rm}$ nach (4.42) durch σ_{cm} ersetzt, dann ergibt sich die Dehnungsdifferenz mit:

$$(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} - \frac{\sigma_{cm}}{E_r \rho_{r,eff}} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) \quad (4.49)$$

Wird ein parabolischer Verlauf der Stab- und Betonspannungen innerhalb des Rissstörbereiches angenommen, können die mittleren Spannungswerte σ_{cm} und $\Delta\sigma_{rm}$ durch einen Völligkeitsbeiwert β_b und den Maximalwerten der zugehörigen Spannungen beschrieben werden (siehe Tafel 4.7):

$$\Delta\sigma_{rm} = \beta_b \beta_{scr} \sigma_{r1} = \beta_b \beta_{scr} \frac{\sigma_{c1}}{\rho_{r,eff}} \quad (4.50)$$

Der Völligkeitsbeiwert β_b trägt der Verbundwirkung des Bewehrungsmaterials Rechnung. Basierend auf experimentellen Untersuchungen bzw. auf Parameterstudien der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes unter dem Ansatz des Verbundgesetzes der Gleichung (4.19) wird der Verbundbeiwert β_b für das Stadium der Einzelrissbildung sowie für kurzzeitige Belastung im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung im *Model Code 90* [CEB5] mit $\beta_b = 0,6$ festgelegt (siehe König / Tue [kön1]). Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung wird nach MC90 für wiederholte bzw. langzeitliche Belastung davon ausgegangen, dass die Verbundspannungen des

Betonstahls um ca. 30 % abgebaut werden. Da im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung der Rissabstand unter Dauerlast konstant bleibt, während die Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) abnimmt, wird zweckmäßigerweise die Verminderung der Verbundfestigkeit nicht beim Rissabstand, sondern beim Verbundbeiwert mit $\beta_b = 0,7 \cdot 0,6 \cong 0,4$ berücksichtigt. Nach *DIN 1045-1* wird angenommen, dass generell wiederholte bzw. langzeitliche Belastungen vorliegen können, so dass für alle Stadien der Rissbildung der Völligkeitsbeiwert β_b gleich 0,4 angesetzt wird.

Im Stadium der Einzelrissbildung ist die Stabdehnung am Ende des Rissstörbereiches bei $x = l_t$ nach (4.2) gleich der Betondehnung $\epsilon_{r1} = \epsilon_{c1}$. Die Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) ergibt sich nach (4.41) mit:

$$(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) = \epsilon_{r2} - \Delta\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm} = \epsilon_{r2} - \beta_b (\epsilon_{r2} - \epsilon_{r1}) - \beta_b \epsilon_{r1} = \epsilon_{r2} (1 - \beta_b) \quad (4.51)$$

Unter Berücksichtigung der Reduzierung der Verbundspannungen unter wiederholter bzw. langzeitlicher Belastung ergibt sich die Dehnungsdifferenz für $\beta_b = 0,4$ nach *DIN 1045-1* mit:

$$(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) = \epsilon_{r2} (1 - 0,4) = 0,6 \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \quad (4.52)$$

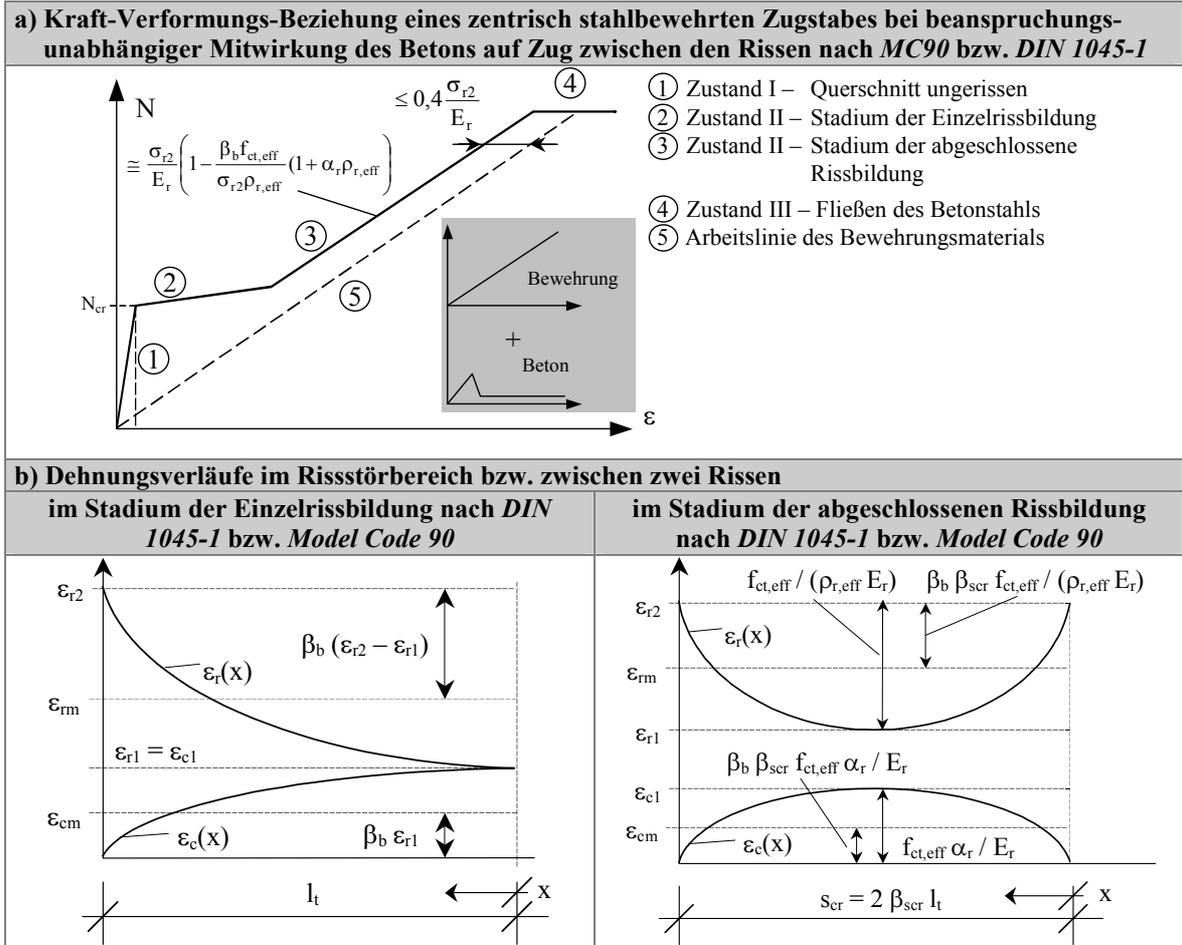
Für das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung wird nach *MC90* bzw. *DIN 1045-1* angenommen, dass die Betonzugspannungen σ_{c1} zwischen zwei Rissen unabhängig vom Beanspruchungsniveau maximal die effektive Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ annehmen können. Zu vermerken ist hierbei, dass mit zunehmender Überschneidung der Rissstörängen und der Verminderung der Verbundfestigkeit infolge wiederholter bzw. langzeitlicher Belastung die Betonzugspannungen abgebaut werden. Der Übergang vom Stadium der Einzelrissbildung zum Stadium der abgeschlossenen Rissbildung mit $\beta_{scr} = 1,0$ ist definiert mit:

$$\sigma_{r2} \leq \frac{f_{ct,eff} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff})}{\rho_{r,eff}} \quad (4.53)$$

Unter Berücksichtigung der oben genannten Annahmen ergibt sich die Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) für das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung nach der Gleichung (4.49) mit:

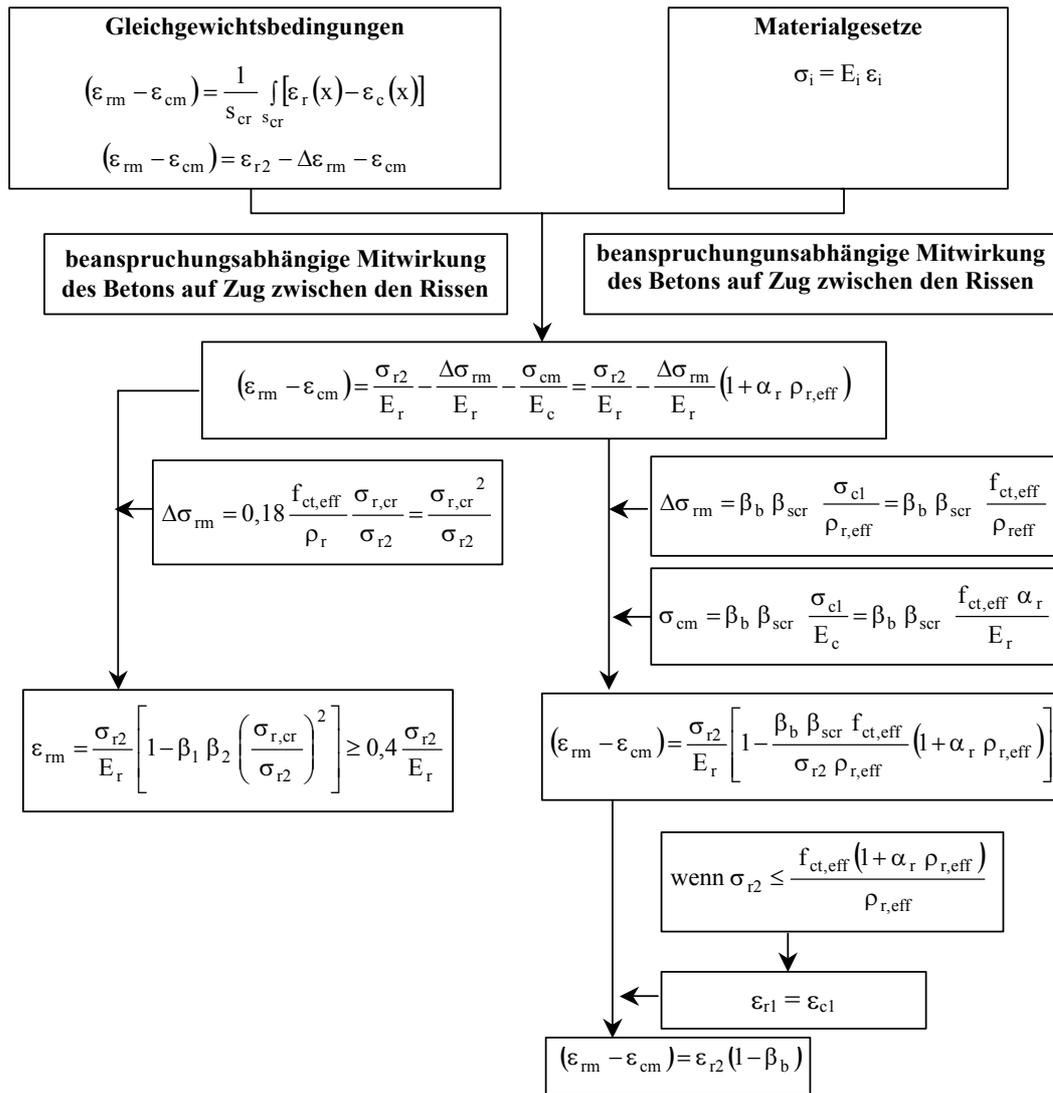
$$(\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} - \frac{\beta_b f_{ct,eff}}{E_r \rho_{r,eff}} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \left(1 - \frac{\beta_b f_{ct,eff}}{\sigma_{r2} \rho_{r,eff}} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) \right) \quad (4.54)$$

In Tafel 4.5 ist die Bestimmung der Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) für die einzelnen Rissstadien zusammengefasst.



Tafel 4.7

Kraft-Verformungs-Beziehungen und Dehnungsverläufe im Rissstörbereich eines zentrisch bewehrten Zugstabes bei beanspruchungsunabhängiger Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen



Tafel 4.8
Ermittlung der Dehnungsdifferenz ($\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}$)

4.3.3 Rechenwert der Rissbreite

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung wird üblicherweise über ein *Rechenwert der Rissbreite* w_k geführt.

Nach *DIN 1045-88* bzw. *EC2* wird der Rechenwert der Rissbreite durch die *mittlere Rissbreite* $w_{cr,m}$ und einen *Streuungsfaktor* β definiert. Die mittlere Rissbreite ergibt sich aus dem mittleren Rissabstand $s_{cr,m}$ nach Gleichung (4.37) (Beiwerte nach Tabelle 4.1) und der mittleren Stabdehnung ε_{rm} nach Gleichung (4.47) bzw. (4.48).

$$w_k = \beta w_{cr,m} = \beta s_{cr,m} \varepsilon_{rm} \tag{4.55}$$

Die Festlegung des Beiwertes β erfolgte auf der Grundlage statistischer Auswertung der bei experimentellen Untersuchungen ermittelten mittleren Rissbreiten. Hierbei wurde der 95 % Quantilwert aller gemessenen Rissbreiten für unterschiedliche Versuchskörper angesetzt (siehe *Martin/Schießl* [mar2], *Schießl* [sch9]). Der Streuungsfaktor β wird für Rissbildung infolge

Lastbeanspruchung mit 1,7 und für Zwangsbeanspruchung in Abhängigkeit von der Bauteildicke mit 1,3 ... 1,7 festgelegt.

Die Berechnung der Rissbreite erfolgt nach *DIN 1045-88* bzw. *EC2* allgemein für das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung, wobei für die mittlere Dehnung ϵ_{rm} eine Untergrenze definiert wird, die den Übergangsbereich der Rissstadien beschreibt.

Nach *Model Code 90* bzw. *DIN 1045-1* wird als Rechenwert der Rissbreite w_k die *maximale Rissbreite* $w_{cr,max}$ definiert, die aus der Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) nach Gleichung (4.52) bzw. (4.54) und dem maximalen Rissabstand $s_{cr,max}$ nach Gleichung (4.34) bzw. (4.37) (Beiwerte nach Tabelle 4.1) bestimmt wird.

$$w_k = w_{cr,max} = (\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}) s_{cr,max} \quad (4.56)$$

Diese Festlegung trägt dem subjektiven Eindruck des Rissbildes und der größeren Bedeutung der maximalen Rissbreiten gegenüber der mittleren Breite aller Risse hinsichtlich der Funktionstüchtigkeit und der Dauerhaftigkeit der Betonkonstruktion im Gebrauchszustand Rechnung. Dabei werden die einzelnen Stadien der Rissbildung in Abhängigkeit von der risserzeugenden Schnittgröße für die effektive Betonzugzone bei der Rissbreitenberechnung getrennt betrachtet. Vereinfachend werden der Rissabstand und die Dehnungsdifferenz der einzelnen Rissstadien zusammengeführt und jeweils als Ober- bzw. Untergrenze festgelegt.

Da die Betonzugfestigkeit und die Verbundeigenschaften der Bewehrung charakteristische Größen darstellen, sind der Rissabstand $s_{cr,max}$ und der Rechenwert der Rissbreite ebenfalls ein charakteristischer Wert.

Nach *König/Tue* [kön1] bzw. *Tue* [tue1] kann auf Grundlage der maximalen Rissbreite $w_{cr,max}$ die mittlere Rissbreite $w_{cr,m}$ abgeleitet werden. Dabei wird die Annahme getroffen, dass das Verhältnis zwischen der mittleren Rissbreite $w_{cr,m}$ und der maximalen Rissbreite $w_{cr,max}$ in direktem Zusammenhang zum Verhältnis zwischen mittlerem und maximalem Rissabstand steht und die Materialdehnungen zwischen den Rissen einen parabolischen Verlauf annehmen.

$$\frac{w_m}{w_{max}} = \frac{k - \frac{1}{3}(3r - r^2)}{k - \frac{2}{3}} r \quad (4.57)$$

mit: r Verhältnis zwischen mittleren und maximalen Rissabstand ($s_{cr,m} / s_{cr,max}$)
 k Verhältnis zwischen risserzeugender und betrachteter Schnittgröße (M_{cr} / M)

Anhand von theoretischen Untersuchungen wurde von *Krips* [kri2] und *Shen/ Wegmann* [she1] das Verhältnis zwischen mittlerem und maximalem Rissabstand bei Beanspruchung im Bereich der Risslast mit $s_{cr,m} / s_{cr,max} \approx 0,72$ bestimmt. Mit steigender Beanspruchung wird dieser Verhältniswert geringer. Berücksichtigt man, dass nach *Gerstle et al.* [ger1] der minimale Rissabstand bis zu $1/3$ des maximalen Rissabstandes betragen kann, ist nach [kri2] mit einem Verhältnis zwischen mittlerem und maximalem Rissabstand von $s_{cr,m} / s_{cr,max} \approx 0,58$ zu rechnen.

4.4 Problemstellung beim Einsatz von GFK-Bewehrungsstäben

Die Sicherheitskonzeption, die Gliederung und die Systematik des für den Stahlbeton bestehenden Bemessungs- und Nachweiskonzeptes auf der Basis der Methode der Grenzzustände und Teilsicherheitsfaktoren kann allgemein auf GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen übertragen werden. Dabei sind die Besonderheiten der spezifischen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe hinsichtlich:

- des geringen E-Moduls,
- der fehlenden Duktilität,
- der Dauerhaftigkeit im alkalischen Milieu des Betons und
- der Verbundeigenschaften

zu berücksichtigen.

Hinsichtlich der spezifischen Verbundeigenschaften sowie des geringen E-Moduls der GFK-Stäbe kann die Rissentwicklung von GFK-stabbewehrten Betonbauteilen geprägt sein durch ein *Rissbild mit kleinen Rissabständen und großen Rissbreiten*. Gegenüber Stahlbeton können sich bei *GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen* um etwa das *Verhältnis der E-Moduln* der Bewehrungsmaterialien ($E_{BS1500S}/E_{GFK} \approx 5$) *größere Verformungen* der Konstruktion und *größere Rissbreiten* einstellen. Folglich ist eine an der Zugfestigkeit der GFK-Stäbe orientierte Materialauslastung, wie sie für Betonstahl üblich ist, nur unter Einschränkungen des Erscheinungsbildes der Konstruktion gegeben und für die praktische Anwendung in der Regel nur in speziellen Fällen möglich (temporäre Bewehrung, konstruktive Bewehrung etc.).

Wegen der hohen Beständigkeit der GFK-Stäbe gegenüber chemisch aggressiven Medien wie Säuren, Salze etc., die beim Stahlbeton die Korrosion des Betonstahls fördern, nimmt die *Begrenzung der Rissbreite* hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von GFK-stabbewehrten Betonbauteilen einen untergeordneten Stellenwert ein. Im Hinblick auf den *ästhetischen Eindruck* (Vermeidung übermäßiger Rissbildung, Rissbreiten und Verformungen) sowie auf die *Erfüllung spezifischer Funktionsanforderungen* der Konstruktion (Dichtheit etc.) ist die Begrenzung der Rissbreite und der Deformationen erforderlich.

Unter Berücksichtigung dieser Aspekte ist bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen eine Rissbreitenbegrenzung notwendig. Hierfür ist zu prüfen, inwieweit die für den Stahlbeton üblichen Ansätze zur rechnerischen *Bestimmung der Rissbreite* auf GFK-stabbewehrte Betonbauteile übertragen werden können. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, im Vorfeld folgende Problemstellungen zu erörtern:

- Wegen der Vielfalt der möglichen Ausbildung der Oberflächenprofilierung und den differierenden Eigenschaften des profilbildenden Materials können die Verbundeigenschaften von GFK-Stäben im Vergleich zum Betonstahl sehr verschieden sein. Somit ist es zwingend erforderlich, anhand *experimenteller Untersuchungen* die *Verbundeigenschaften* der GFK-Stäbe zu bestimmen, die für einen Einsatz als Bewehrungsmaterial im Betonbau geeignet erscheinen. In diesem Zusammenhang sind der Ansatz der *Verbundgesetze* zu prüfen und die entsprechenden *Kurvenparameter* zu bestimmen. Ferner ist zu untersuchen, ob und

in welcher Größenordnung ein *Zusammenhang* zwischen *Verbundspannung und Betonfestigkeit* besteht und welche *Einflüsse auf das Verbundverhalten* bei GFK-Stäben zu berücksichtigen sind.

- Weiterhin ist anhand experimenteller Untersuchungen zu diskutieren, welche *Auswirkungen* sich aus den spezifischen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe auf die Rissentwicklung, die Rissbreite und die Rissabstände in GFK-bewehrten Betonbauteilen bzw. auf die *Größe der Mitwirkung des Betons auf Zug* zwischen den Rissen in *Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad, von der Betonfestigkeit sowie von kurzzeitiger bzw. wiederholter und langzeitlicher Beanspruchung* ergeben.
- Auf Grundlage der vorgenannten Untersuchungen ist abzuleiten, inwieweit die für Stahlbeton üblichen *Annahmen* zur Beschreibung der *effektiv wirksamen Betonzugzone*, zur *Mitwirkung des Betons* und zur *Festlegung der mittleren Verbundspannung τ_{bm}* auf GFK-stabbewehrte Betonbauteile übertragbar sind.
- Da es für GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen zum gegenwärtigen Zeitpunkt keine einheitliche Definition des *Rechenwertes der Rissbreite* gibt, ist zu diskutieren, welche Größenordnung des Rechenwertes relevant erscheint.

Zur Klärung dieser Sachverhalte ist es unabdingbar, den *gegenwärtigen Kenntnisstand* zum *Verbund zwischen GFK-Bewehrungsstäben und Beton* sowie zur *Rissentwicklung* in GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen aufzuzeigen und daraus die Schwerpunkte *eigener experimenteller Untersuchungen* abzuleiten. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse erfolgt eine gezielte Erarbeitung der Problemlösung.

5 Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton

5.1 Stand der Forschung zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton

Ein umfassender Überblick über Forschungsarbeiten zum Verbundverhalten von Betonstahl und Beton wird in [CEB1], [dör1], [eli1], [gün1], [gün2], [kob1], [kri1], [mai2], [mar2], [reh2], [ros1], [rus1], [tro1] gegeben. Die nachfolgenden Ausführungen begrenzen sich einerseits auf ausgewählte Forschungsarbeiten, die den derzeitigen Kenntnisstand zum Verbund zwischen Betonstahl und Beton maßgeblich beeinflusst haben, und andererseits auf Untersuchungen, die speziell dem Thema *Verbundeigenschaften von GFK-Stäben* gewidmet sind.

5.1.1 Historischer Überblick

Die ersten Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben reichen bis in die Anfänge des „Eisenbetons“ Ende des 19. Jahrhunderts zurück. Die grundlegende Bedeutung der Verbundwirkung spiegelt sich in zahllosen Forschungsarbeiten wider. Mit der stetigen Weiterentwicklung der Stahlbetonbauweise verlagerten sich spezifische Problemstellungen. Dies wurde besonders durch die *steigende Auslastung* des Bewehrungsmaterials und die damit verbundenen wachsenden Anforderungen an die *Stabendverankerungen* und den *kontinuierlichen starren Verbund* des Betonstahls beeinflusst. Im Zuge dieser Entwicklung bildete sich über Zwischenformen der heutige Betonrippenstahl heraus (Abb. 5.1).

Im Unterschied zur Vielzahl der in der Vergangenheit entstandenen Oberflächenprofilierungen der Bewehrung weist der heute verwendete Betonrippenstahl nur geringe Variationen bezüglich der Anordnung und Ausbildung der Rippen auf. Die vorherrschende Situation bei den GFK-Stäben mit sehr unterschiedlichen Oberflächenprofilierungen ist vergleichbar mit der historischen Entwicklung der Betonstahlprofilierung. Die derzeitige Entwicklung von Stabformen stellt ein Zwischenstadium zu einer optimierten Form der Profilierung dar.

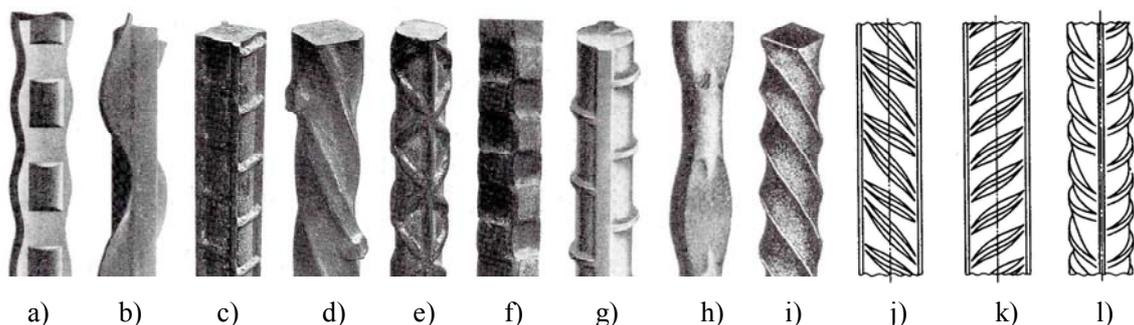


Abb. 5.1

Historische Formen von Bewehrungsseisen und Bewehrungsstählen [spo1], [bac1], [rap1], [spi1], DIN488

a) Mueser-Eisen; b) Wellen-Eisen; c) Cup-Eisen; d) Lug-Eisen; e) Diamond-Eisen; f) und g) Johnson-Eisen; h) Thatcher-Eisen; i) Ransome-Eisen; j) – l) BSt 500 S mit Längsrippen

Die nachfolgenden Wertungen beschränken sich auf Erkenntnisse von Verbunduntersuchungen an Ausziehkörpern. Ergebnisse aus Verbunduntersuchungen an Dehnkörpern und balkenartigen

Prüfkörpern sind in [and1], [bro1], [bro2], [dör1], [dör2], [eva1], [got1], [kan1], [kem1], [kuu1], [lut1], [mai1], [mch1], [mir1], [nil1], [nil2], [per1], [per2], [plo1], [tan1], [wah1], [wat1], [wat2] aufgeführt.

In ersten von *Bach* [bac2] systematisch durchgeführten Untersuchungen an Druckausziehkörpern mit einer Verbundlänge über den gesamten Probekörper und unter Verwendung von glatten Bewehrungsstählen wurden die Verbundanteile *Haftverbund* und *Reibungsverbund* den einzelnen Bereichen der Auszugskraft-Schlupf Kurve zugeordnet und quantifiziert. *Bach* diskutierte kritisch die Aussagekraft einer mittleren Verbundspannung, die aus einer Verbundlänge von bis zu 300 mm abgeleitet wurde.

Grundlegende experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton wurden von *Abrams* 1913 [abr1] durchgeführt. Im Rahmen von ca. 1500 Einzelversuchen wurden dabei erstmalig neben glatten auch profilierte Bewehrungsstähle untersucht. Anhand von prismatischen sowie zylindrischen Druck- und Zugausziehkörpern sowie Biegebalken wurde bereits der Einfluss des Stabdurchmessers, der Verbundlänge, zentrischer und exzentrischer Stablage, der Betonfestigkeit sowie der Stabprofilierung verfolgt. Die Verbundlänge erstreckte sich wie bei *Bach* über die gesamte Bauteilhöhe bzw. Bauteillänge. Bei der Versuchsdurchführung wurde z.T. mit großem versuchstechnischem Aufwand der Schwerpunkt auf eine sorgfältige messtechnische Erfassung der Schlupf- und Verformungswerte der Bewehrungsstäbe gelegt. *Abrams* schlussfolgerte aus den Auszieh- und Balkenversuchen, dass die Verbundwirkung auf den Anteilen des *Haft- und Reibungsverbundes* sowie hauptsächlich auf *mechanischer Verzahnung* beruht; dass die rechnerischen Längsdruckspannungen des Betons vor der Rippe eines Rippenstabes die einaxiale Betondruckfestigkeit um ein Mehrfaches überschreiten; dass der Verlauf der Schlupf- und Verbundspannungswerte über die Verbundlänge nicht konstant verteilt ist; dass das Verhältnis der eben auf die Stabachse projizierte Rippenfläche und der Stabumfang zwischen zwei Rippen (die bezogene Rippenfläche), die Stablage beim Betonieren und die Betonfestigkeit wesentliche Einflussgrößen darstellen; dass die Verbundwirkung am „infinitesimal kleinen“ Verbundelement zu ermitteln ist, um allgemein gültige Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen zu erhalten; sowie dass die Verteilung der Verbundspannungen im Auflagerbereich und im momentbeanspruchten Bereich von Balken voneinander verschieden sind. *Emperger* [emp1] griff die Verbunduntersuchungen von *Abrams* auf und bestätigte die Feststellung der verbesserten Verbundwirkung von profilierten Bewehrungsstäben im Vergleich zum glatten Bewehrungsstahl. Für die Untersuchungen kamen „Knoteneisen“ und glatte Stäbe mit eingeschnittenen Gewinden zum Einsatz.

Watstein [wat3] gelang es, im Rahmen von Versuchen an zylindrischen Druckausziehkörpern, *Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen* für mehrere Stellen über die Verbundlänge messtechnisch zu bestimmen. *Watstein* ermittelte die lokale Verteilung der Stabspannungen aus der Interpolation der Messwerte. Aus der Steigung der Stabspannungskurve leitete er unter Berücksichtigung des Stabdurchmessers und des Stabumfangs eine Verbundspannungsverteilung ab. Auf der

Grundlage dieser Untersuchungen stellte er Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen in Abhängigkeit von der Verbundlänge und der Schlupfmessstelle dar.

Mains [mai1] ermittelte anhand von Druckausziehversuchen und Balkenversuchen die örtliche Verteilung der Stabdehnungen für verschiedene Stahlsorten. Hierfür wurden die Bewehrungsstäbe längs geteilt und in einer eingefrästen Nut Dehnmessstreifen appliziert. Aus den Messwerten bestimmte er näherungsweise die *örtliche Verteilung der Stabspannung und der Verbundspannung*. *Mains* wies anhand von Balkenversuchen die *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen* bei der Übertragung der Zugspannungen experimentell nach. Er zeigte, dass die Rissbildung in Balken entscheidend die Größe und Verteilung der Stahl- und Verbundspannungen beeinflusst und die Verbundspannung zwischen den einzelnen Rissen eine antimetrische Verteilung besitzt.

Leonhardt [leo2] unterteilte die Verbundtragwirkung von geripptem Betonstahl in *Haft-, Reibungs- und Formverbund*. Er verdeutlichte den maßgeblichen Einfluss einer *Querpressung* auf die Größe des Reibungs- und Formverbundes. *Untrauer/Henry* [unt1] und besonders *Kobarg* [kob1], [kob3], [kob4] sowie *Schmidt-Thrö et al.* [sch7] bestätigten anhand von Druckausziehversuchen den schon von *Leonhardt* festgestellten Einfluss einer äußeren Querpressung auf die Verbundspannungen von Betonstählen.

Erste Untersuchungen an einem „*infinitesimal kleinen*“ *Verbundelement* führte *Rehm* [reh3], [reh4] anhand von Druckausziehkörpern mit einer verbundfreien Vor- und Nachlänge durch. Er wählte hierbei eine Verbundlänge, die dem einfachen Rippenabstand entsprach. *Rehm* untersuchte den Einfluss der Oberflächenprofilierung, des Stabdurchmessers, der Stablage beim Betonieren sowie der Betondruckfestigkeit auf die Größe der Verbundspannungen. Durch diese Versuchsanordnung konnten der ungewollte Einfluss der Querpressung auf den Bewehrungsstab minimiert werden und die örtliche Verteilung der Verbundspannung entlang der Verbundlänge in etwa konstant angenommen werden. *Rehm* konnte somit eine Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung direkt an einem Prüfkörper bestimmen. Im Gebrauchszustand von Stahlbetonkonstruktionen werden Werte der Rissbreiten von mehr als 0,4 mm kaum toleriert. Wegen des direkten Zusammenhangs des Verbundmechanismus und der Rissbildung schlussfolgerte er, dass die Betrachtung der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung bis zum Schlupfwert von 0,2 mm als ausreichend erscheint. Er formulierte ein *Verbundgesetz* mit der Annahme, dass durch Einsetzen dieser Beziehung und Lösen der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes die Verteilung der Stab- und Verbundspannungen für jede beliebige Verbundlänge eines Bewehrungsstabes bestimmbar ist. Er stellte den Einfluss der Rippengeometrie auf die Ausbildung von Schubrissen und das darauf folgende Abscheren der Betonkonsolen fest. Zudem widmete er sich insbesondere der Optimierung der Rippengeometrie von Bewehrungsstählen. Als Beurteilungskriterium für die Verbundeigenschaften profilierter Bewehrungsstäbe führte er die *bezogenen Rippenfläche* f_R ein [reh5], die in Abhängigkeit des Stabdurchmessers für die heute in Deutschland verwendeten Betonstähle nach DIN 488 definiert ist.

Evans/Williams [eva1] gelang es, anhand von Ausziehversuchen unter Verwendung von fotografischen Aufnahmen mit γ -Strahlen ohne Störung der Verbundzone eine Verbundspannungs –

Schlupf – Beziehung zu bestimmen. Sie stellten dabei einen Einfluss des Betonkriechens auf die Relativverschiebungen fest. *Lahnert/Gerstle* [lah1], *Günther* [gün2], *Nies* [nie1] wandten ein elektromagnetisches Messverfahren zur störungsfreien Messung der Stabdehnung an. Sie bestimmten ebenfalls auf Grundlage der Messdaten Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen für die untersuchten Betonstähle.

Goto [got1], [got2] dokumentierte die Rissbildung im stabnahen Verbundbereich anhand von Farbinjektionen im Rahmen von Dehnkörperversuchen. Dabei wurde festgestellt, dass sich neben den Primärrissen sukzessiv *Sekundärrisse* bilden, die von den Stabrippen ausgehend sich zu den Primärrissen hin im Winkel von etwa 40 ... 80 ° zur Stabachse geneigt einstellen. Bei diesen Versuchen wurde u.a. auch der Einfluss der Rippengeometrie auf die Spaltzugspannungen untersucht.

Im Rahmen von umfangreichen Versuchen an Druck- und Zugausziehkörpern untersuchten *Martin/Noakowski* [mar3] eine Vielzahl von Einflussparametern auf den Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton. Hierbei wurden Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen bei Variation von Stahlsorte, Oberflächenprofilierung (bezogene Rippenfläche f_R), Stabdurchmesser; Betondruckfestigkeit, Verbundlänge, Stablage beim Betonieren, Querbewehrung, Art der Beanspruchung, Belastungsgeschwindigkeit, Betonierart und Betondeckung ermittelt.

Eine Vielzahl späterer Forschungsarbeiten befasste sich mit der weiteren Quantifizierung der bereits bei *Martin/Noakowski* untersuchten Einflussfaktoren (*Darwin/Graham* [dar1]; *Eligehausen et al.* [eli2]; *Janovic* [jan2]; *Kokubu/Okamura* [kok1]; *Losberg/Olsson* [los1]; *Lutz* [lut2], [lut3]; *Nilson* [nil2]; *Schmidt-Thrö et al.* [sch4], [sch5], [sch6]; *Soretz/Hölzenbein* [sor1], [sor2]; *Tanners* [tan1]; *Tepfers/Olsson* [tep3] sowie *Wahla* [wah1]).

Über experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Verbundverhalten von Betonstählen im plastischen Dehnungsbereich der Stäbe berichten u.a. *Benett* [ben1]; *Eifler* [eif1]; *Kobarg/Eibl* [kob2], [kob3], [kob4]; *Shima et al.* [shi1]; *Bigaj* [big1], [big2]; *Alvarez/Marti* [alv1]

Mit dem Studium von Übergreifungsstößen und einhergehender Längsrissbildung sowie Spaltzugversagen unter Variation der Betonüberdeckung und des Stababstandes befassten sich u.a. *Betzle et al.* [bet1], *Cairns/Jones* [cai1], *Eligehausen* [eli4], *Rehm/Eligehausen* [reh6], *Schmidt-Thrö et al.* [sch6], *Stöckl et al.* [stö1], *Tepfers* [tep4].

Beginnend mit der verstärkten Betrachtung von faserverstärkten Kunststoffen und im Speziellen von GFK als Bewehrungsmaterial im Betonbau Anfang der 90er Jahre war zu klären, inwieweit durch Profilierung der GFK-Staboberfläche eine ausreichende Verbundwirkung gewährleistet werden kann. Dies machte experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Verbundeigenschaften von GFK-Stäben notwendig. Aufgrund der einfachen Herstellung wurden hierfür vorrangig Druckausziehkörper verwendet.

Anhand von umfangreichen Ausziehversuchen wurde nachgewiesen, dass die Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe maßgeblich vom Stabaufbau sowie der Oberflächenprofilierung abhängen (*Al-*

Dulaijan et al. [ald1]; *Bakis et al.* [bak1], [bak2]; *Bank et al.* [ban1]; *Freimanis et al.* [fre1]; *Nanni et al.* [nan2]; *Raue/Füllsack* [rau1]). Die Versuche haben gezeigt, dass die Verbundwirkung von GFK-Stäben analog zum Betonstahl auf den Anteilen des Haft-, Reibungs- und Formverbundes beruht. Durch entsprechende Maßnahmen zur Oberflächenprofilierung kann der Formverbund mit für den Betonbau ausreichender Wirksamkeit ausgenutzt werden.

Im Hinblick auf die Bestimmung erforderlicher Verankerungslängen von GFK-Stäben erfolgten weiterführende Untersuchung bei Variation von Stabdurchmesser, Betondruckfestigkeit, Verbundlänge, Probekörperform etc. *Benmokrane* [ben3]; *Ehsani et al.* [ehs1]; *Faza/GangaRao* [faz1]; *Kachlakev* [kac1]; *Larralde et al.* [lar1], [lar2]; *Malvar* [mal1]; *Nanni et al.* [nan1].

5.1.2 Einflussgrößen auf die Verbundtragwirkung von GFK-Bewehrungsstäben

Das Verbundverhalten von GFK-Stäben ist wie beim Betonstahl von zahlreichen Einflussgrößen abhängig. Für die Beurteilung der GFK-Stäbe hinsichtlich ihrer Verbundeigenschaften sind folgende Einflussgrößen relevant: *Bewehrungsmaterials*, *Betonfestigkeit*, *Prüfkörpergeometrie*, *Belastungsart* und *Versuchsrandbedingungen*.

5.1.2.1 Einflussgröße Bewehrungsmaterial

Geometrie des Stabquerschnittes

Die Verbundfläche ist gleich der Mantelfläche der Bewehrung, die im direkten Zusammenhang zur Querschnittsgeometrie steht. Bei GFK-Stäben sind im Allgemeinen vier Querschnittsformen zu unterscheiden (siehe Abb. 5.2). *Achillides et al.* [ach2] zeigen, dass Stäbe mit quadratischem Querschnitt im Vergleich zum runden Querschnitt größere Verbundspannungen übertragen können. Diese Erhöhung steht im proportionalen Verhältnis zum Stabumfang. Im Gegensatz zu runden Querschnitten wird bei linsenförmigen Stabquerschnitten die Gefahr einer Langrissbildung erhöht und somit die Verbundtragwirkung verringert. „Flache“ GFK-Materialien sollten nach *Kettil* [ket1] vorrangig für einen Einsatz als Querkraftbewehrung vorgesehen werden.

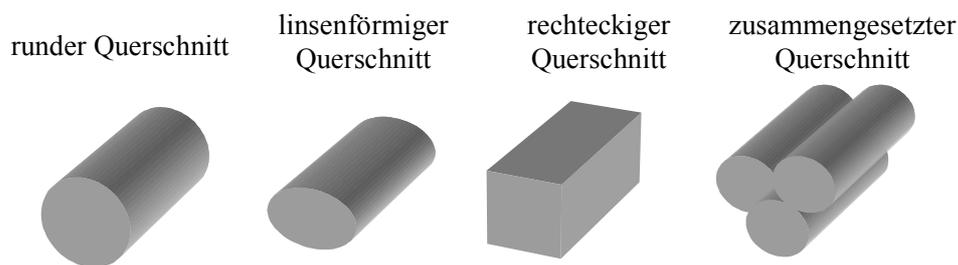


Abb. 5.2
Querschnittsformen von GFK-Stäben

Oberflächenbeschaffenheit

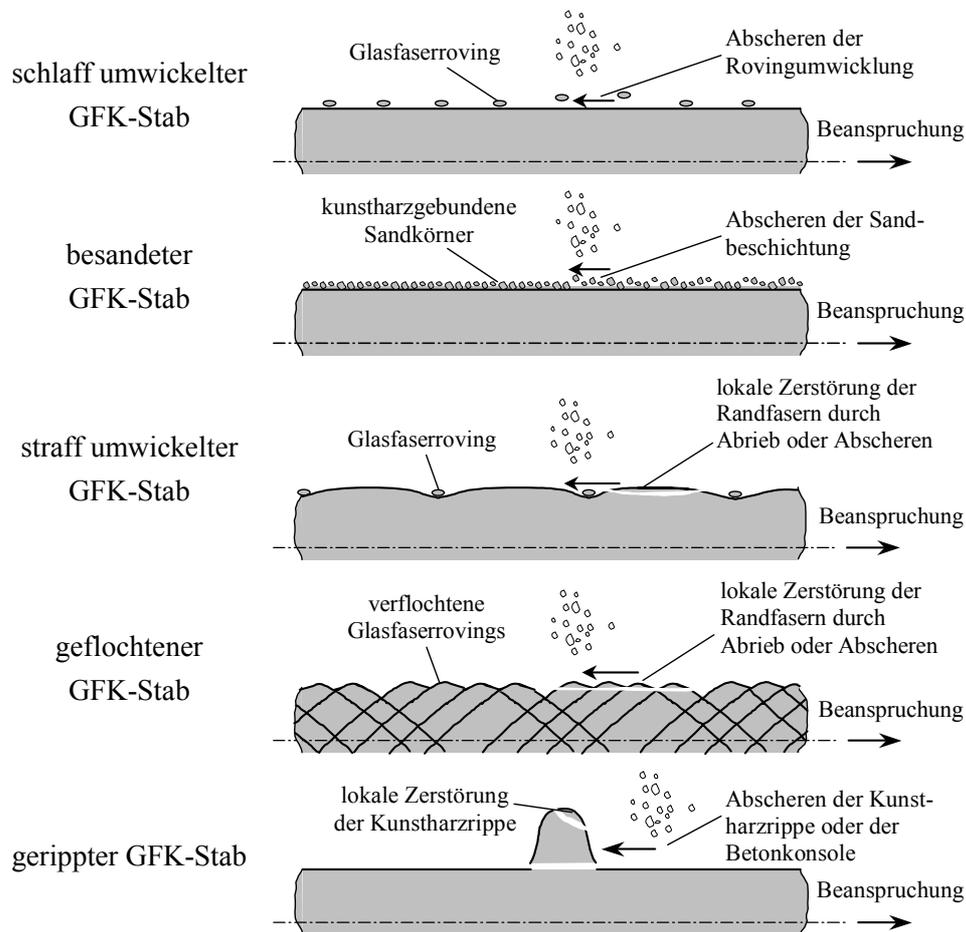
Durch eine raue Oberfläche vergrößert sich, im Vergleich zur glatten Staboberfläche, die effektive Kontaktfläche des Bewehrungsstabes. Eine hohe Rauigkeit begünstigt den Reibungswiderstand. Im Unterschied zum Betonstahl wirkt sich die fett- und rostfreie Staboberfläche der GFK-Stäbe günstig auf die Haftwirkung aus. [mar2]

Oberflächenprofilierung

Wesentlichen Einfluss auf die Verbundtragwirkung von Bewehrungsstäben hat die Profilierung der Staboberfläche. Aufgrund der Vielzahl der möglichen Oberflächenprofilierungen (siehe Abschnitt 2) ergeben sich stabspezifische Verbundwirkungen, bei denen der Haft-, Form- und Reibungsverbund in unterschiedlichen Größenordnungen ausgenutzt werden. Die Auswirkungen der *einzelnen* Maßnahme der Profilierung auf das Verbundverhalten kann nach [ach2], [alz1], [ben2], [ben4], [dan1], [fao1], [fre1], [ito1], [kac2], [lar1], [mac1], [mal1], [mal2], [nan1], [rau1], [tam1], [tep1], [tep2], [tig1] wie folgt beschrieben werden (siehe Tafel 5.1):

1. Mit Glasfaserrovings schlaff umwickelte GFK-Stäbe zeigen gegenüber unbehandelten glatten Stäben keine deutliche Verbesserung im Verbundverhalten. Der Formverbund kann hierdurch nur unwesentlich wirksam werden. Die Übertragung der Verbundkräfte erfolgt analog zum glatten Stab hauptsächlich über Haftung bzw. Reibung. Das Verbundversagen ist durch frühzeitiges Ablösen der Umwicklung vom Stab gekennzeichnet.
2. Besandete GFK-Stäbe weisen in Abhängigkeit von der Ausbildung der Sandbeschichtung ein gutes Verbundverhalten auf. Je nach Ausbildung der Sandbeschichtung kann der Formverbund wirksam ausgenutzt werden. Der Verbund versagt, wenn die Sandbeschichtung vom GFK-Stabkern abgeschert wird. Da die Sandkörner mit Kunstharz auf der Staboberfläche fixiert werden, bildet die Scherfestigkeit des verwendeten Kunstharzes das maßgebende Kriterium beim Versagen.
3. Durch lokale straffe Umwicklung der GFK-Stäbe mit Glasfaserroving wird der Stabquerschnitt bereichsweise verjüngt. Diese Verjüngung kann als „negative“ Konsole betrachtet werden. Je nach Größe und Abstand der Einschnürung wird der Formverbund effizient ausgenutzt. Dadurch können deutlich größere Verbundkräfte als bei schlaffer Umwicklung übertragen werden. Das Versagen des Verbundes ist bei dieser Oberflächenprofilierung charakterisiert durch lokale Zerstörung der äußeren Fasern des GFK-Stabes im Bereich der Umwicklungsstellen.
4. Geflochtene GFK-Stäbe weisen eine „schuppige“ Oberfläche auf. Ihre Verbundwirkung erreicht wegen der geringen Profilierung infolge der Umwicklung nicht die der einläufig straff umwickelten GFK-Stäbe. Das Verbundversagen verläuft ähnlich dem der straff umwickelten GFK-Stäbe. Die einzelnen verflochtenen Rovings werden zur Stabachse geneigt beansprucht, was bei hoher Beanspruchung der Stäbe zum vorzeitigen Versagen von Einzelfasern an den Umlenkstellen führen kann.
5. GFK Stäbe mit einer Profilierung in Form von Rippen oder ausgeprägten Spiralen aus Kunstharz, Einfräsung o.ä. zeigen deutlich verbesserte Verbundeigenschaften als glatte Stäbe. Je nach Ausbildung der Profilierung und Festigkeit des profilbildenden Harzes kann ein Formverbund von Größenordnung des Betonstahls erreicht werden. Entscheidend für die maximal übertragbaren Verbundkräfte ist die Scherfestigkeit der Rippen. Das Verbundversagen tritt durch Abscheren der Rippen vom Stabkern oder bei geringer Betonfestigkeit und ausgeprägten Rippen durch Versagen der Betonkonsolen ein.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Größe der übertragbaren Verbundkräfte von GFK-Stäben von der Ausbildung der Oberflächenprofilierung und der Scherfestigkeit der oberflächenbildenden Materialien abhängig ist. Deren Scherfestigkeit ist i.d.R. wesentlich geringer als die des Betons, so dass bei den GFK-Stäben ein Verbundversagen infolge Abscheren der Oberflächenprofilierung sehr wahrscheinlich ist. Dabei bleibt der den Stab umhüllende Beton weitestgehend schadensfrei [nan1].



Tafel 5.1
Verbundversagen von GFK-Stäben in Abhängigkeit der Oberflächenprofilierung

Bei ausgeprägter Profilierung kann der an den Bewehrungsstab grenzende Beton als radial verlaufende Betonkonsole aufgefasst werden, die eine mechanische Verzahnung gewährleistet. Je nach Ausbildung der Oberflächenprofilierung und Scherfestigkeit der oberflächenbildenden Materialien können sich unterschiedliche Versagensmechanismen des Verbundes einstellen. Eine ausgeprägte Profilierung bewirkt zwar eine Reduzierung des Stabschlupfes bei maximal übertragbarer Verbundkraft, erhöht aber gleichzeitig die Gefahr eines Spaltzugversagens ohne Vorankündigung [mar3].

Beim Betonstahl wird die wirksame Rippenfläche durch eine geometrische Bezugsgröße, die bezogene Rippenfläche f_R , beschrieben. Sie stellt das Verhältnis zwischen Rippenfläche und der zugehörigen Mantelfläche dar [reh2]. *Malvar* [mal1] empfiehlt zur Beschränkung der wirksamen Fläche der Profilierung von GFK-Stäben eine bezogene Rippenfläche von 0,054.

In Tabelle 5.1 sind auf Grundlage von Ausziehversuchen die maximal erreichbaren Verbundspannungen von unterschiedlich profilierten GFK-Stäben aufgeführt. Unbehandelte GFK-Stäbe sowie Stäbe mit einer sandgestrahlten bzw. gepuderten Oberfläche sind für einen Einsatz als Bewehrung im Betonbau aufgrund des unzureichenden Formverbundes nicht zu empfehlen.

Oberflächenprofilierung von GFK-Stäbe	Bemerkung	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)
glatt / unbehandelt	Vinylesterharz	1,4
	Polyesterharz	1,7
sandgestrahlt	Polyesterharz	1,0 ... 5,4
gepudert	Epoxidstaub mit Harz verklebt	9,0
	Polyamid mit Harz verklebt	5,4
besandet	Sandkörner mit Harz verklebt	11,2
mit Glasfaserroving straff umwickelt	spiralförmig umwickelt	4,4 ... 5,4
besandet und mit Glasfaserrovings straff umwickelt	spiralförmig umwickelt	10 ... 12
gerippt	spiralförmig	15,5
	geripptes Vinylesterharz	8 ... 20

Tabelle 5.1

Maximale Verbundspannungen unterschiedlich profilierter GFK-Stäbe [cos1]

Stabdurchmesser

Im Unterschied zu Betonstahl nimmt bei GFK-Stäben mit steigendem Durchmesser die auf die Verbundfläche bezogene übertragbare Verbundkraft ab [ach2], [ben2], [cha1], [fre1], [gre1] [kar1], [nan1], [tep1], [tep2]. Ursache hierfür ist die geringe axiale Scherfestigkeit der GFK-Stäbe, die im Wesentlichen von der Scherfestigkeit des oberflächenbildenden Kunstharzes, den Matrixeigenschaften sowie der Ausbildung der Kontaktfläche Kunstharz-Randfaser abhängig ist. Wegen der Inhomogenität des Stabaufbaus werden unter Zugbeanspruchung die Randfasern deutlich stärker gedehnt als die Kernfasern. Dies führt zu einer inkonstanten Verteilung der Normalspannungen über den Stabquerschnitt (Abb. 5.3).

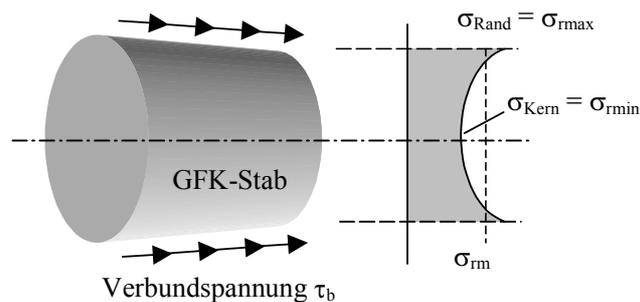


Abb. 5.3
Normalspannungsverteilung über den GFK-Stabquerschnitt bei axialer Zugbeanspruchung [ach1]

Die Größe der durch den GFK-Stab übertragbaren Verbundkräfte steht im unmittelbaren Zusammenhang mit den maximalen Randnormalspannung $\sigma_{r,max}$. Die über die Verbundlänge als konstant verteilt angenommene mittlere Verbundspannung τ_b ist proportional zu der über den Stabquerschnitt gemittelten Normalspannung σ_{rm} . Mit wachsendem Stabdurchmesser steigt die Spannungsdifferenz zwischen $\sigma_{r,max}$ und σ_{rm} . Der Zuwachs der Spannungsdifferenz ist besonders ausgeprägt, wenn die Scherfestigkeit der Harzmatrix des GFK-Stabes gering ist. Die maximalen Randnormalspannungen $\sigma_{r,max}$ sind durch die Scherfestigkeit des Kunstharzes bzw. der Grenzschicht Randfaser – Kunstharz begrenzt, so dass die Verbundspannungen mit steigendem Stabdurchmesser abnehmen. Dieser Effekt wird allgemein als *Schubverzerrungseffekt* bezeichnet.

Er tritt maßgeblich bei hohen Normalspannungen der GFK-Stäbe z.B. bei großen Verbundlängen in Erscheinung. Beim homogenen Betonstahl ist dieser Effekt vernachlässigbar gering.

Elastizitätsmodul der GFK-Stäbe parallel zur Faserrichtung

Achillides [ach1] verweist auf den Einfluss des E-Moduls der GFK-Stäbe hinsichtlich des Spaltzugversagens des Betons.

Elastizitätsmodul der GFK-Stäbe senkrecht zur Faserrichtung

Das Materialverhalten der GFK-Stäbe in Querrichtung wird im Unterschied zur Längsrichtung hauptsächlich durch das Kunstharz bestimmt. Je nach Art des Kunstharzes kann der E-Modul quer zur Faserrichtung deutlich geringer als in Faserlängsrichtung bzw. geringer als der E-Modul des Betons sein. Da das Verformungsvermögen der GFK-Stäbe in Querrichtung größer ist als der den Stab umgebende Beton, werden lokale Spannungskonzentrationen im Beton vermieden.

Querdehnung der GFK-Stäbe

Die Querdehnzahl der GFK-Stäbe liegt mit $\nu_{\text{GFK}} = 0,3 \dots 0,4$ in Größenordnung des Betonstahls. Allerdings stellen sich bei GFK-Stäben wegen des geringen E-Moduls deutlich größere Querdehnungen als beim Betonstahl ein. Dies kann bei hoher Zugbeanspruchung zum vorzeitigen Ablösen des GFK-Stabes vom umgebenden Beton und zum lokalen Verlust der Haftung führen.

Temperaturverhalten der GFK-Stäbe

GFK-Stäbe weisen mit $\alpha_T \approx 7 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ nahezu die gleiche thermische Längsausdehnung in Faserlängsrichtung wie Beton auf. Allerdings ist ihre radiale thermische Ausdehnung ca. 3fach größer als die axiale Ausdehnung. Unter wechselnden klimatischen Bedingungen im Gebrauchszustand kann dies zu kritischen Spaltzugspannungen im stabumgebenden Beton führen. Die geringe Quersteifigkeit der GFK-Stäbe wirkt allerdings der radialen thermischen Ausdehnung entgegen, so dass durch Anordnung einer an den Stahlbeton angelehnten Mindestbetondeckung ein Abplatzen der Betondeckung infolge Temperaturbeanspruchung verhindert wird.

Das Verbundverhalten der GFK-Stäbe wird maßgeblich durch das Temperaturverhalten des verwendeten Kunstharzes beeinflusst. *Al-Zaharani* [alz2], *Al-Dulaijan et al.* [ald1], *Katz et al.* [kat1] sowie *Stark et al.* [sta1] belegten anhand von experimentellen Untersuchungen unter wechselnden Temperaturbeanspruchungen, dass bereits bei einer Temperatur von 60 °C Strukturveränderungen in der Harzmatrix auftreten. Das profilbildende Kunstharz wird mit zunehmender Temperaturbeanspruchung viskoser. Dadurch sinkt die Scherfestigkeit des Kunstharzes rapide. Bereits bei Temperaturbeanspruchungen von ca. 100 °C kann dies zur Reduzierung der Verbundwirkung der GFK-Stäbe um ca. 50 % führen (Abb. 5.4). Bei Temperaturen bis 200 °C kommt es zu einer starken Auflösung der Oberflächenprofilierung, so dass der Verbund nur durch Reibung gewährleistet werden kann. Die Verbundtragwirkung beträgt bei 200 °C im Vergleich zu der bei Raumtemperatur lediglich 10 %.

Verbunduntersuchungen von *Shield et al.* [shi2] an GFK-Bewehrungsstäben bei Temperaturen von -20 bis +25 °C belegten, dass eine Reduzierung der Verbundtragwirkung infolge der thermischen Beanspruchung bei GFK-Stäben um ca. 10 % und beim Betonstahl um ca. 3 % zu erwarten ist.

Somit ist für den Gebrauchszustand der thermische Einfluss bei den GFK-Stäben im Vergleich zum Betonstahl deutlicher ausgeprägt.

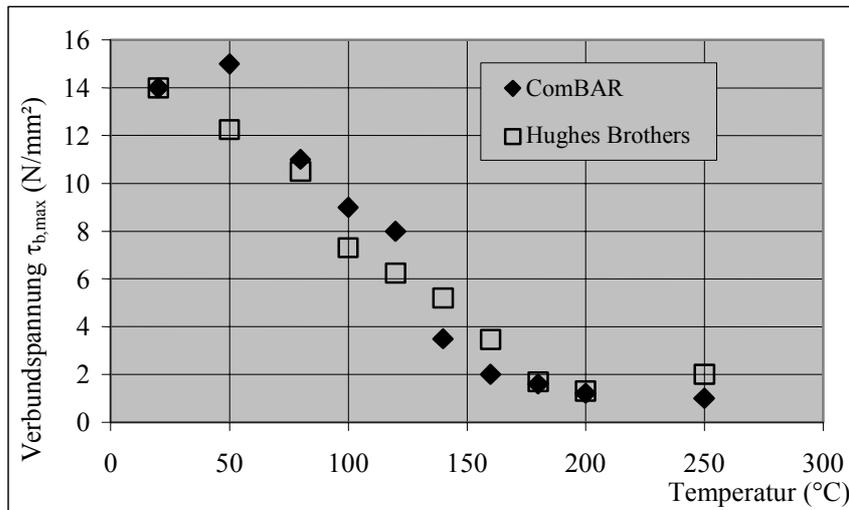


Abb. 5.4

Einfluss der Temperatur auf die maximal erreichbare Verbundspannung $\tau_{b,max}$ von GFK-Stäben [kat1]

5.1.2.2 Einflussgröße Beton

Betonfestigkeit

Bei Verwendung von GFK-Stäben mit ausgeprägter Oberflächenprofilierung kann im Unterschied zum Betonstahl der Einfluss der Betonfestigkeit einen untergeordneten Stellenwert auf die Größe der maximal übertragbaren Verbundkräfte einnehmen. Dies resultiert aus der vergleichsweise zum Beton geringen Festigkeit der oberflächenbildenden Werkstoffe der GFK-Stäbe. Beim Einsatz von Beton der Festigkeitsklasse $> C30/37$ ist nach *Achillides et al.* [ach2] das Verbundversagen charakterisiert durch ein Abscheren der Profilierung vom Stabkern, wobei der den Stab umgebende Beton zerstörungsfrei bleibt. Zudem sind bei Betonen hoher Festigkeit im Vergleich zum Normalbeton die Mikrozerstörungen und die Schwindverformungen des Betons beschränkt. Dadurch ergibt sich eine bessere Einbettung der GFK-Stäbe in die Betonmatrix, was zur Erhöhung der Verbundkräfte führt [alz1], [cha1], [kac2], [mar3], [reh2].

Bei Betonen der Festigkeitsklassen $\leq C30/37$ kann sowohl ein kombiniertes Verbundversagen infolge Abscheren der Staboberflächenprofilierung sowie der Betonkonsolen als auch ein primäres Versagen der Betonkonsolen eintreten. Die Verbundtragwirkung der GFK-Stäbe ist beim Einsatz von Leichtbetonen analog zum Betonstahl direkt von der Betonfestigkeit abhängig.

In Abb. 5.5 ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die maximal erreichbare Verbundspannung $\tau_{b,max}$, ermittelt anhand von Ausziehversuchen, für verschiedene GFK-Stäbe dargestellt. Die Tendenz einer geringfügigen Zunahme der Verbundspannungswerte bei steigender Betondruckfestigkeit ist je nach verwendetem GFK-Stabmaterial unterschiedlich stark ausgeprägt.

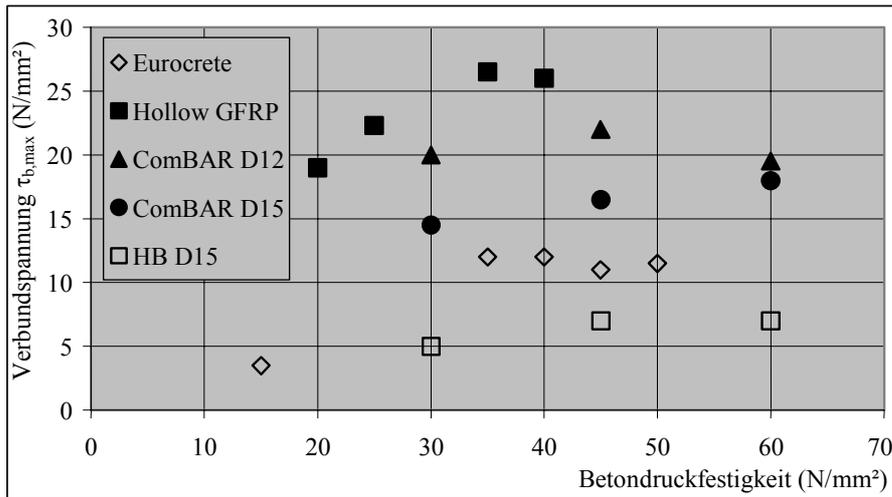


Abb. 5.5

Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die maximal erreichbare Verbundspannung $\tau_{b,max}$ von GFK-Stäben [ach1], [kar1], [kac1]

Betonzusammensetzung

Es ist anzunehmen, dass sich bei Betonen mit hohem Anteil von feinkörnigen Zuschlagstoffen die Kleinstbestandteile (Mehlkörner) und Wasser unmittelbar um den Stab ansammeln. Da deren Festigkeit geringer ist als der nicht entmischte Beton, kann bei profilierten Bewehrungsstäben frühzeitig ein Versagen der Betonkonsolen eintreten [mar3], [mar4]. Inwieweit sich die Kornzusammensetzung (Sieblinie) des Betons auf die Verbundtragwirkung von GFK-Stäben auswirkt und welche Unterschiede sich im Vergleich zum Betonstahl ergeben, wurde bisher noch nicht näher untersucht.

Alkalität des Betons

Die Dauerhaftigkeit der GFK-Stäbe und insbesondere der Glasfasern ist infolge eines Alkaliangriffes des Betons durch die Verwendung von alkaliresistenten bzw. mäßig alkaliresistenten Glasfasern in Kombination eines beständigen und diffusionsdichten Kunstharzes zu gewährleisten. Bestehende Erfahrungen zeigen, dass unter Umständen trotz der Schutzmechanismen des Kunstharzes ein Alkaliangriff des Betons auf die Glasfasern möglich ist und somit die Dauerhaftigkeit der GFK-Stäbe eingeschränkt sein kann *Stark et al.* [sta1]. Wesentlichen Einfluss haben hierbei das verwendete Kunstharz, die Temperatur sowie der Dehnungsgrad der GFK-Stäbe. Ergebnisse aus Langzeituntersuchungen zur Dauerhaftigkeit von GFK-Stäben unter realen Bedingungen liegen zur Zeit nicht vor. Bei einem eventuellen Alkaliangriff auf den GFK-Bewehrungsstab wird die Oberflächenstruktur zum Teil perforiert bzw. aufgelöst. Dies zieht eine Verringerung der Steifigkeit der oberflächenbildenden Harzstruktur und somit der Verbundtragwirkung nach sich.

5.1.2.3 Einflussgröße Probekörperform

Die Versuchskörper können je nach Schwerpunkt der Untersuchung und Herstellungsaufwand unterschiedlichste Formen annehmen. Wesentlichen Einfluss auf die Größe der Verbundspannungen ist der Hauptspannungszustand des Betons im Probekörper selbst. Dieser wird durch Probekörpergeometrie, Krafteinleitung und Auflagersituation maßgeblich beeinflusst. Ergebnisse

unterschiedlicher Prüfkörper sind *untereinander nicht vergleichbar* [leo1], [mar3], [sch4].

5.1.2.4 Einflussgröße Belastungsart

Querdruck

Durch „selbstinduzierten“ oder lastseitig eingetragenen Querdruck wird die Verbundwirkung glatter und profilierter Stäbe deutlich verbessert [lar2], [mai2], [sch7]. Probekörper, bei denen bedingt durch die Anordnung der Verbundzone und die Auflagersituation ein Querdruck auf die Stäbe induziert wird, führen zu höheren Verbundspannungswerten als weitgehend spannungsfreie Körper. Dieser Effekt tritt bei Stäben mit ausgeprägter Oberflächenprofilierung wesentlich stärker in Erscheinung als bei glatten Bewehrungsstäben. Im Vergleich zum Betonstahl sind die Auswirkungen einer Querpressung bei GFK-Stäben geringer, da durch die niedrige Quersteifigkeit der GFK-Stäbe der Querdruck zum Teil kompensiert wird [ach1].

Dauerlast

Vom Stahlbeton her ist bekannt, dass infolge langzeitlicher Belastung die Betonkonsolen zwischen den Betonstahlrippen Kriechverformungen aufweisen. Dies hat zur Folge, dass die Relativverschiebungen zwischen Betonstahl und Beton und somit auch die Rissbreiten über den Belastungszeitraum zunehmen [bal2], [CEB3]. Diese Zunahme ist direkt vom zeitlichen Betonverhalten abhängig und strebt einem Endwert zu [fra2]. Langzeitbelastungen verringern die aufnehmbaren Verbundspannungen beim Betonstahl um ca. 10 ... 25 %. Maßgebend hierfür ist der Effekt des Verbundkriechens und der Mikrozerstörung des Betongefüges in Anhängigkeit vom verwendeten Beton und Stabmaterial [mar3], [mai2], [nan1]. Die Kriechneigung der Glasfasern ist vernachlässigbar gering und hat keinen wesentlichen Einfluss auf das Langzeitverhalten der GFK-Stäbe [reh1]. Da das Kunstharz jedoch zum Kriechen neigt, ist anzunehmen, dass auch bei GFK-Bewehrungsstäben eine Erhöhung der Schlupfwerte infolge langzeitlicher Beanspruchung zu erwarten ist. Erste Langzeitversuche an GFK-stabbewehrten Balken zeigen, dass die zeitlichen Verformungszuwächse infolge Kriechen in der Größenordnung des Stahlbetons liegen [rau4], [wan1]. Dies lässt die Vermutung zu, dass der Effekt des Verbundkriechens bei GFK-Stäben analog zum Betonstahl im Wesentlichen vom Krieeffekt des Betons bestimmt wird. Die Auswirkung einer Langzeitbelastung auf die Verbundtragwirkung von GFK-Stäben ist bisher noch unzureichend geklärt.

Dynamische Beanspruchung

Analog zur Dauerbeanspruchung stellt sich beim Betonstahl eine Vergrößerung des Stabschlupfes bei dynamischer Beanspruchung ein. Diese ist abhängig von der Lastspielzahl, der Oberspannung und Schwingbreite. Nach [CEB3] sollte für den Stahlbeton die Oberspannung einen Wert von 70 % der Kurzzeitverbundfestigkeit nicht überschreiten, um ein vorzeitiges Verbundversagen auszuschließen. Untersuchungen von *Balász/Koch* [bal2] bzw. *Katz* [kat2] zeigen, dass zyklische Beanspruchungen zu einer geringen Erhöhung der Verbundfestigkeit führen können.

Erste Untersuchungen an GFK-Stäben weisen darauf hin, dass analog zum Betonstahl dynamische Belastungen zur Zunahme des Stabschlupfes führen [shi2], [sip1]. Maßgebendes Kriterium der Schlupfzunahme sind die physikalischen Materialeigenschaften des verwendeten Kunstharzes. *Shield et al.* [shi2] stellten für GFK-Stäbe nach einer dynamischen Zugbeanspruchung von 20 ... 50

% der Zugfestigkeit der Stäbe bei 10^5 Lastwechsel keine Verminderung der Verbundtragwirkung fest. Im Unterschied dazu, verweist *Katz* [kat2] auf eine Verminderung der Verbundfestigkeit um 20 % (Hughes Brother Stäbe) bzw. um ≈ 50 % (C-Bar) infolge dynamischer Zugbeanspruchung von ca. 33 % der Stabzugfestigkeit bei zwischenzeitlicher Wasserlagerung mit 20 °C bzw. 60 °C.

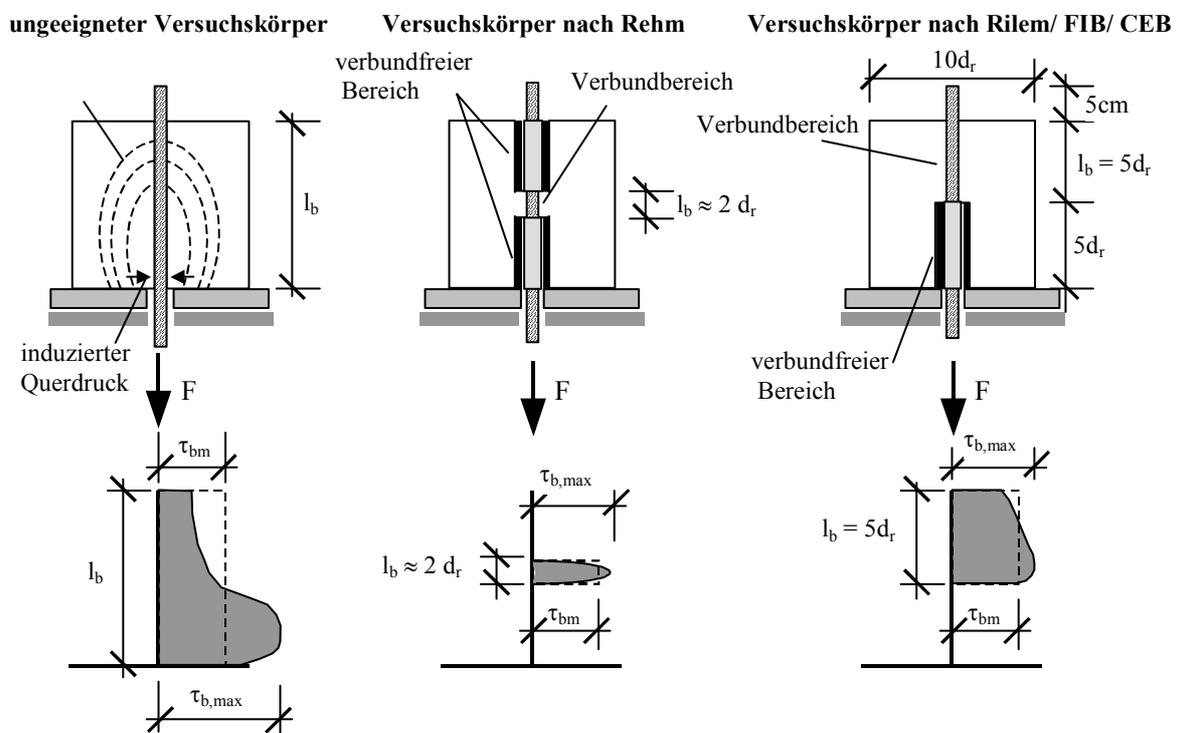
Belastungsgeschwindigkeit

Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit ist für den im Betonbau maßgebenden Verschiebungsbereich von 0,0 ... 1,0 mm vernachlässigbar gering, wenn die Belastungsgeschwindigkeit eine Erhöhung der Verbundspannung um ca. 0,2 N/mm²/s nicht überschreitet [rus1].

5.1.2.5 Einflussgröße Versuchsrandbedingungen

Verbundlänge

GFK-Stäbe mit geringen Verbundlängen erreichen höhere mittlere Verbundspannungen τ_b als bei Anordnung großer Verbundlängen [ach2], [alz1], [ben2], [cha1], [gre1], [kac2], [mai2], [mar3], [reh2]. Dies ist zurückzuführen auf die bei Ausziehversuchen getroffene Annahme, dass sich über die Verbundlänge konstant verteilte mittlere Verbundspannungen einstellen, die je nach Größe der Verbundlänge deutlich von den tatsächlichen Verbundspannungen abweichen können (Tafel 5.2). Sofern die Bestimmung der örtlichen Stabdehnungen messtechnisch schwer realisierbar ist, sollte für experimentelle Untersuchungen eine Anordnung der Verbundlänge gewählt werden, bei der die auftretende örtliche Verbundspannungsverteilung möglichst als konstant angenommen werden kann. Dem entgegen steht die Tatsache, dass bei kleinen Verbundlängen der Einfluss von Störstellen im Beton bzw. des Stabes deutlich zunimmt.



Tafel 5.2
Einfluss der Verbundlänge auf die Verteilung der örtlichen Verbundspannungen [leo1]

verbundfreie Vor- bzw. Nachlänge

Um einen selbstinduzierten Querdruck auf die Stäbe bei Ausziehversuchen zu vermeiden, wird i.d.R. eine verbundfreie Vorlänge mit ca. $\leq 5d_r$ angeordnet. Zusätzlich wirkt sich eine verbundfreie Nachlänge günstig aus, um Einflüsse aus Lasteintragung und Schalungsreibung zu vermeiden [mar3].

Vordehnungen des Bewehrungsstabes

Mit zunehmender Vordehnung des Bewehrungsstabes nehmen die übertragbaren Verbundkräfte geringfügig ab [mai2].

Stablage

Senkrecht zur Betonierichtung eingebaute Betonstähle weisen eine um ca. 50 % geringere Verbundwirkung auf als parallel zur Betonierichtung eingebaute Stäbe [kac2], [mar3], [reh2], [reh5]. Dieser Effekt ist auch bei GFK-Stäben zu verzeichnen. Jedoch steht es noch aus, die beim Betonstahl festgestellte Größenordnung des Einflusses der Betonierichtung für GFK-Stäbe zu verifizieren.

Infolge des Absetzvorganges des Betons bilden sich während der Erstarrungsphase Poren oder Hohlräume unterhalb der horizontal eingebauten Bewehrungsstäbe. Dadurch sind die Bewehrungsstäbe auf der Stabunterseite nicht voll in den Beton eingebettet, so dass die wirksame Verbundfläche reduziert ist. Mit zunehmender Betonüberdeckung nimmt dieses Phänomen infolge der Erhöhung des hydrostatischen Druckes des Betons ab, so dass obenliegende Bewehrungsstäbe eine bis zu 50 % geringere Verbundwirkung besitzen als Stäbe mit größerer Betonüberdeckung [tig1]. Man spricht auch vom so genannten *Top-bar Effekt*. Im Stahlbeton wird deshalb zwischen gutem und mäßigem Verbund bzw. zwischen Verbundbereich I und Verbundbereich II (*DIN 1045*, *DIN 1045-1*, *EC2* etc.) unterschieden.

Betondeckung

Die Betondeckung übernimmt beim Stahlbeton zwei Funktionen. Zum einen stellt sie einen Schutz des Betonstahls vor korrosionsfördernden Medien sicher und zum anderen gewährleistet sie den für den Verbund notwendigen Verbundkörper. Im Unterschied dazu wird bei den GFK-Stäben die Betondeckung primär zur Ausbildung des Verbundkörpers benötigt. Untersuchungen von *Tepfers et al.*, *Karlsson* [tep1], [tep2], [kar1] belegen, dass sich bei GFK-Stäben wegen der „weichen“ Oberflächenprofilierung geringere Ringzugspannungen im Beton als beim Betonstahl einstellen. Die vom Bewehrungsstab ausgehende Betondruckstrebe stellt sich bei GFK-Stäben im Winkel zur Stabachse von $\alpha = 30^\circ \dots 45^\circ$ ein (Betonstahl $\alpha > 45^\circ$). Folglich ist bei den GFK-Stäben die Tendenz eines Spaltzugversagens des Betons bei geringer Betondeckung weniger ausgeprägt als beim Betonstahl.

Querbewehrung

Analog zum Betonstahl wird bei GFK-Stäben die Spaltzugrissgefahr bei Anordnung einer Querbewehrung vermindert, wenn die Querbewehrung vor der Spaltrissbildung auf Zug beansprucht wird (Bügel im Querkraftbereich) [ach1]. Die wirksame Querbewehrung vermindert die Ausbildung von Spaltzugrissen bzw. die weitere Öffnung bestehender Sekundär- und Primärrisse.

Schalungsreibung

Durch die Schalung wird die Entmischung des Frischbetons verhindert [mar3]. Deshalb besitzen Bewehrungsstäbe in Schalungsrandnähe eine bessere Verbundwirkung als in Bauteilmitte.

5.1.3 Verankerungslänge

Endverankerungsbereich

Chaallal, Benmokrane [cha1] empfehlen eine Verankerungslänge der GFK-Stäbe, bei Anordnung gerader Stabenden von mindestens $l_b = 20d_r$, um die maximale Zugkraft F_{rk} der GFK-Stäbe sicher übertragen zu können.

Übergreifungsbereich

Balkenversuche zur Bestimmung der erforderlichen Übergreifungslänge von GFK-Stäben zeigen, dass die mittlere Verbundspannung bei steigender Übergreifungslänge abnimmt [cla1], [sin1], [tep1], [tep2], [tep4]. Für Beton der Festigkeitsklasse C35/45 wurde von *SINTEF* [sin1] sowie *Clarke, Waldron* [cla1] eine Übergreifungslänge in Größenordnung von $l_s = 80 d_r$ empfohlen, um eine Übertragung der maximalen Stabzugkraft sicherzustellen (bei $d_r = 13,5$ mm).

Tepfers, Karlsson [tep1], [tep2], [tep4] verweisen darauf, dass im Vergleich zum Betonstahl bei GFK-Stäben die Tendenz des Abplatzens der Betondeckung geringer ist (siehe oben). Anhand von Balkenversuchen wurde allerdings festgestellt, dass infolge des sprunghaft ansteigenden Radialdruckes und der Relativverschiebung der GFK-Stäbe beim Auftreten erster lokal begrenzter Längsrisse ein schlagartiges Spaltzugversagen und folglich ein Abplatzen der Betonüberdeckung eintreten kann. Die Versagenslast war im Vergleich zum Betonstahl um 30 % geringer.

5.2 Experimentelle Untersuchungen zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton

5.2.1 Vorüberlegung

Bisherige experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten von GFK-Stäben hatten die Bestimmung der Verbundeigenschaften und die Entwicklung einer optimierten Profilierung zum Ziel. Diese Untersuchungen erfolgten lediglich an einzelnen GFK-Stabarten unter differierenden Versuchsrandbedingungen und Einflussparametern. Aufgrund der unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen sind *kein direkter Vergleich* und *keine direkte Übertragbarkeit* der Ergebnisse von anderen Forschungsarbeiten möglich. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt liegen allgemein verwertbare Versuchsergebnisse von verschiedenen GFK-Bewehrungsstäben auf der Basis *einheitlicher Versuchsrandbedingungen* in unzureichendem Umfang vor. Insbesondere besteht hierbei ein Defizit an Erkenntnissen zum Verbundverhalten einzelner GFK-Stabarten für Einflussgrößen wie:

- Oberflächenprofilierung,
- effektive Rippenfläche,
- Betonfestigkeit und
- kurzzeitiger bzw. wiederholter und langzeitlicher Beanspruchung,

die im Zusammenhang zur Rissentwicklung von GFK-bewehrten Betonkonstruktionen relevant sind (siehe Abschnitt 4.4). Ferner steht die Übertragung der Versuchsergebnisse auf die rechnerische Bestimmung der Rissbreiten von GFK-bewehrten Betonkonstruktionen aus. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, eigene experimentelle Untersuchungen zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton durchzuführen. Hierfür wurde ein umfangreiches Versuchskonzept mit dem Ziel aufgestellt, die Verbundeigenschaften ausgewählter GFK-Stäbe unter *einheitlichen Versuchsrandbedingungen* zu bestimmen und anhand von Parameterstudien die Grundlage zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreite von Betonbauteilen zu schaffen, die mit den betrachteten GFK-Materialien bewehrt sind. Wegen der Vielzahl der GFK-Stabarten und einhergehende Unterschiede in Bezug auf Stabaufbau, physikalischen Eigenschaften und Profilierung der Staboberfläche kann eine Beurteilung der Verbundeigenschaften nur *stabspezifisch* erfolgen.

5.2.2 Versuchsprogramm

Für die experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der Verbundeigenschaften von GFK-Stäben wurde der *REHM – Druckausziehkörper* [reh2] verwendet. Bei den würfelförmigen Versuchskörpern mit einer Kantenlänge von 200 mm weist der eingebaute Bewehrungsstab eine definierte verbundfreie Vor- und Nachlänge auf. Die Wahl des Versuchskörpers entspricht den derzeitigen, auf Betonstahl bezogenen, internationalen Empfehlungen nach dem *Comité Euro-International du Béton* [CEB2], [CEB4] zur Durchführung von Verbunduntersuchungen bei Anordnung kurzer Verbundlängen, um die Verbundtragwirkung von Bewehrungsstäben im Rahmen von Parameterstudien zu bewerten (siehe Abschnitt 3.3). Weiterhin ist durch diese Versuchsanordnung ein expliziter Vergleich zu bestehenden Versuchsergebnissen von Betonstahl und z.T. von GFK-Stäben gegeben. Im Unterschied zu dem oft verwendeten *RILEM – Druckausziehkörper* ist bei der Variation des Stabdurchmessers die Geometrie des *REHM –* Prüfkörpers konstant (siehe Tafel 5.2), was den technischen Aufwand deutlich verringert. Ferner ist der

eingebaute Bewehrungsstab im Verbundbereich des *REHM* – Körpers nahezu frei von Querdruckeinflüssen, die die ermittelten Verbundspannungen erhöhen würden. Da im Endverankerungsbereich von biegebeanspruchten Bauteilen in Abhängigkeit des statischen Systems sich Querdrücke einstellen, liegen die hierbei gewonnenen Ergebnisse für Untersuchungen zur Verbundverankerung im Auflagerbereich auf der sicheren Seite. Zudem zeichnet sich der *REHM* – Versuchskörper durch eine nahezu konstante Verteilung der Verbundspannungen τ_b über die Verbundlänge aus. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse unter Annahme einer über die Verbundlänge gemittelten Verbundspannung ist deshalb der systematische Fehler relativ gering.

Folgende *Einflussgrößen* wurden bei den Ausziehversuchen untersucht:

- Bewehrungsmaterial mit unterschiedlicher Oberflächenprofilierung,
- Stabdurchmesser,
- Betonfestigkeit,
- Verbundlänge und
- Beanspruchungsart.

Aus der Vielzahl der zur Verfügung stehenden *GFK-Stabarten* wurden für die Versuche jene ausgewählt, die als *Bewehrungsmaterial* für einen möglichen Einsatz im Betonbau wegen ihrer ausgeprägten Oberflächenprofilierung als besonders geeignet erscheinen (siehe Abb. 2.4):

- *ComBAR (c-bar)* mit Rippenstruktur [mar1] und
- *Hughes Brothers* mit straffer Umseilung und Besandung [hug1].

Als *Referenzmaterial* wurde handelsüblicher *Betonstahl* nach *DIN 488* mit in das Versuchsprogramm aufgenommen. Da im Laufe der Bearbeitung das Stabmaterial ComBAR vom Hersteller weiterentwickelt wurde, kamen zwei ComBAR-Stabtypen (C1 sowie C2) zum Einsatz (siehe Abschnitt 2.2). Diese sind hinsichtlich ihrer Rippengeometrie verschieden. Es wurden bis zu vier verschiedene *Stabdurchmesser* ($d_t = 6, 9, 12, 16$ mm) je Bewehrungsmaterial untersucht. Die untersuchten *Verbundlängen* wurden als Vielfaches vom jeweiligen Stabdurchmesser mit den Faktoren 1,5, 3,0 und 5,0 definiert. Die Festlegung der Verbundlänge erfolgte unter Berücksichtigung des zu erwartenden Verbundspannungsverlaufes. Sie entsprechen in ihrer Größe der Vorgabe einer *kurzen* Verbundlänge. Für das Versuchsprogramm wurde bei der Prüfkörperherstellung die Betonrezeptur modifiziert, so dass insgesamt drei Betonfestigkeitsklassen geprüft wurden. Für jede Serie wurde die Betondruckfestigkeit anhand von Betonprüfwürfeln geprüft (Anhang A1.2). Danach entsprechen die verwendeten Betone den Festigkeitsklassen C25/30, C45/55 sowie C55/65 nach *EC2*. Die Betone wurden so gewählt, dass die Versuchsergebnisse einen geplanten Einsatz der GFK-Stäbe sowohl im Bereich des Ortbetonbaus als auch im Bereich des Fertigteilbaus abdecken.

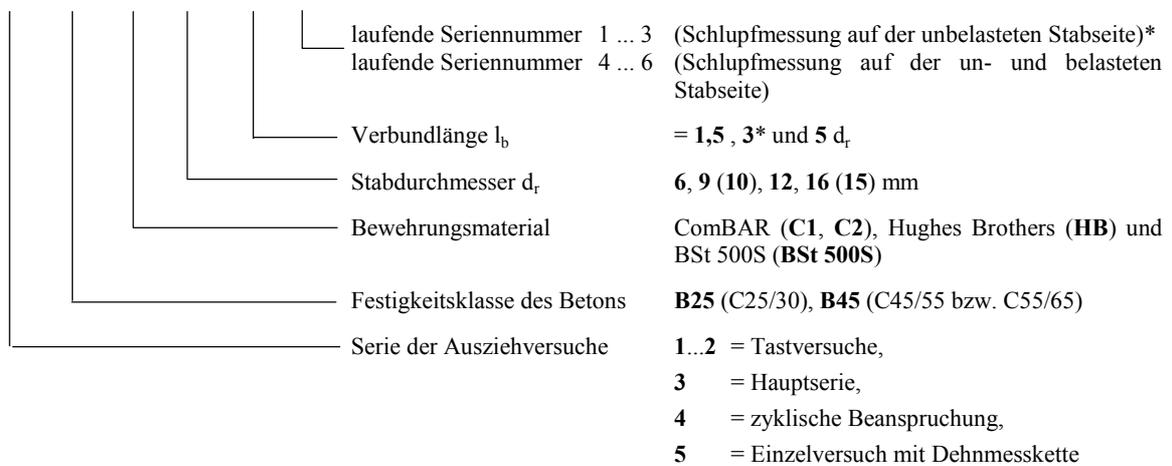
Im Vorfeld der Hauptuntersuchungen erfolgte im Rahmen der Tastversuchsserien AZ1 und AZ2 die Anpassung der Prüf- und Messverfahren an die vorhandenen Gegebenheiten. Die Hauptuntersuchungen erfolgten in Versuchsserie AZ3 bei weggesteuerter Belastung. Aufgrund der unzureichenden Kenntnisse über das Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben unter wiederholter Belastung wurde bei der Versuchsserie AZ4 die Auszugskraft sukzessiv gesteigert. Dabei erfolgte die Belastung kraftgesteuert. Zur Überprüfung der Annahmen zum Verlauf der lokalen Verbundspannungen wurde anhand eines Einzelausziehversuchs AZ5 ein GFK-Bewehrungsstab im

Verbundbereich mit einer Dehnmesskette (DMK) versehen, um die lokalen Stabdehnungen im Verbundbereich messtechnisch zu erfassen und daraus die *lokalen Verbundspannungen* abzuleiten.

Die Bewehrungsstäbe wurden mittig im Prüfkörper angeordnet, so dass die *Krafteinleitung zentrisch* erfolgte. Auf eine exzentrische Krafteinleitung zur Untersuchung des Einflusses der Betondeckung wurde aufgrund des umfangreichen Versuchsprogramms verzichtet. Für die Prüfkörperherstellung wurde festgelegt, dass die Bewehrungsstäbe *liegend, senkrecht zur Betonierichtung* angeordnet sind (siehe Abschnitt 5.1.2).

Die experimentelle Untersuchung erfolgte je Teilversuchsserie an mindestens 3 Probekörpern. Die Bezeichnung der Versuchsserien erfolgte nach dem Schema:

AZ□ - B□ - □ - D□ - L□ - □



Die Tabelle 5.2 gibt einen Überblick über die Versuchsserien und die jeweilige Variation der Einflussgrößen.

AZ-Serie	Stabmaterial	Beton	Stabdurchmesser d_r (mm)	Verbundlänge l_b	Beanspruchung	Gesamtanzahl der Prüfkörper
1	C1 BSt 500S	C35/45	12	3, 5 und 7 d_r	kontinuierlich, weggesteuert	12
2	C1 C2	(EP-Harz)	12	1,25 d_r	kontinuierlich, weggesteuert	8
3	C1	C25/30	12, 15	1,5 , 3 und 5 d_r	kontinuierlich, weggesteuert	276
	C2	C45/55	9, 12			
	HB	C55/65	6, 9, 12, 16			
	BSt 500S	C25/30 C55/65	6, 10, 12, 16			
4	C1	C25/30	12	3 d_r	zyklisch, kraftgesteuert	12
	C2					
	HB					
	BSt 500S					
5	C1	C25/30	12	3 d_r	kontinuierlich, weggesteuert	1

Tabelle 5.2
Überblick über die durchgeführten Ausziehversuche und der untersuchten Einflussgrößen

Im Anhang A1.3 ist die Herstellung der Prüfkörper dokumentiert. Der prinzipielle Versuchsaufbau und der an der Versuchstechnischen Einrichtung (VTE) der Bauhaus-Universität Weimar realisierte Versuchsaufbau ist im Anhang A1.4 dargestellt. Den Versuchsstand bildete ein Versuchsrahmen, wobei die Querhäupter gleichzeitig als Widerlager des Prüfzylinders sowie der Ausziehkörper dienten.

Über 2 induktive Wegaufnehmer (IWT) wurden die Verschiebungen des Betons und des Bewehrungsstabes auf der unbelasteten Stabseite gemessen. Bei Teilserien der Versuchsserie AZ3 sowie bei den Serien AZ4 und AZ5 wurde zusätzlich der Stabschlupf an der belasteten Stabseite ermittelt. Hierfür wurde mit einer Messmimik 3 um jeweils 120° versetzte IWT direkt an den Auszugsstab appliziert, der als Messbasis fungierte. Die IWT der Messmimik wurden an die Betonunterseite des Ausziehprüfkörpers angesetzt, was eine direkte Messung des Stabschlupfes ermöglichte. Alle Messwerte wurden im Zeitintervall von $\frac{1}{2}$ sec elektronisch aufgezeichnet. Ein Überblick über die verwendete Messtechnik ist im Anhang A1.4 aufgeführt.

Bei Versuchsserie AZ5 wurde zur Bestimmung der lokalen Stabdehnungen im Verbundbereich eine Dehnmesskette (DMK) mit 20 mm Messlänge und 10 integrierten Dehnmessstreifen (DMS) auf den Bewehrungsstab appliziert. Zur Applizierung der DMK war es erforderlich, die Staboberfläche im Verbundbereich des Stabes um ca. 3 mm abzufräsen. Die Fehlstelle der Staboberfläche wurde nach der Applikation mit Kunstharz aufgefüllt. Die Anordnung der DMK ist im Anhang A1.4 dargestellt.

Bei den weggesteuerten Ausziehversuchen betrug die Auszugsgeschwindigkeit 0,01 mm/sec bis 7 mm Stabschlupf auf der belasteten Stabseite und im Anschluss 0,05 mm/sec. Der Versuch wurde nach Erreichen von 10 mm Stabschlupf auf der unbelasteten Stabseite abgebrochen. Bei den kraftgesteuerten Ausziehversuchen wurde die Belastung bis ca. 85 % der in Versuchsserie AZ3 maximal erreichten Zugkraft sukzessiv gesteigert. Die maximale Prüflast wurde bei jedem Versuch individuell angepasst, um vorzeitiges Verbundversagen zu vermeiden. Im Anschluss erfolgte in gleichen Lastzyklen die stufenweise Entlastung. Jede Laststufe wurde dreimal angefahren. Nach jedem Belastungszyklus erfolgte eine Entlastung auf 1 kN. Die Haltezeit der Be- und Entlastung betrug jeweils 3 Minuten. Das prinzipielle Belastungsregime ist im Anhang A1.4 dargestellt.

5.2.3 Ergebnisse der Ausziehversuche

5.2.3.1 Allgemeines

Die Ausziehversuche werden über Verbundspannungs – Schlupf – Kurven ausgewertet. Dabei wird der Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite bzw. der Stabschlupf s_b auf der belasteten Stabseite herangezogen. Da im Gebrauchszustand von Betonkonstruktion Rissbreiten von mehr als 0,5 mm in der Regel nicht toleriert werden, wird bei der Darstellung und Wertung der Ergebnisse im Wesentlichen der aufsteigende Ast der Verbundspannungs – Schlupf – Kurve ($0 \leq s \leq s_1$) betrachtet. Im Hinblick auf den Modellansatz zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton werden im Speziellen die Verbundspannungswerte $\tau_{b,max}$ beim Stabschlupf s_1 und $\tau_{b,s=0,15mm}$ beim Stabschlupf von $s = 0,15$ mm diskutiert. Dabei wird die Annahme getroffen, dass der Rissbreite von 0,5 mm unter Berücksichtigung von langzeitlicher und wiederholter Belastung ein Stabschlupf am Rissufer von $s = 0,15$ mm zugeordnet werden kann.

Zur Bewertung der untersuchten Einflussgrößen auf das Verbundverhalten der GFK-Stäbe werden aus den Versuchsergebnissen jeder Teilversuchsserie, bestehend aus 3 ... 6 Einzelversuchen, Mittelwerte gebildet. Die zugehörigen Versuchswerte für charakteristische Kurvenpunkte (Versuchskennwerte) sind für alle Versuchsserien im Anhang A1.5.1 aufgeführt.

Einige Ausziehversuchskörper wiesen herstellungsbedingt Abweichungen von der Versuchsplanung auf. Dies äußerte sich bspw. durch unerwünschtes Eindringen von Beton in die Hüllrohre, die die verbundfreien Längen sichern sollten. Weiterhin wurde vereinzelt festgestellt, dass bedingt durch den Schwindprozess des Betons bzw. durch Erschütterung infolge des Transports der Verbund zwischen Bewehrungsstab und Beton aufgehoben war. Diese Versuchskörper werden bei der Auswertung der Versuchsergebnisse nicht berücksichtigt.

5.2.3.2 Verbundversagen

Im Anschluss an den experimentellen Untersuchungen wurden die Versuchskörper in Höhe des Bewehrungsstabes gespalten. Somit wurden die entstandenen Schädigungen im Verbundbereich sichtbar, die Aufschluss über „Schwachstellen“ des Verbundsystems geben. Durch eine Zuordnung der Versagensmechanismen können Einflüsse auf die Verbundwirkung von Bewehrungsstäben beurteilt werden.

Versagen der Staboberflächenprofilierung

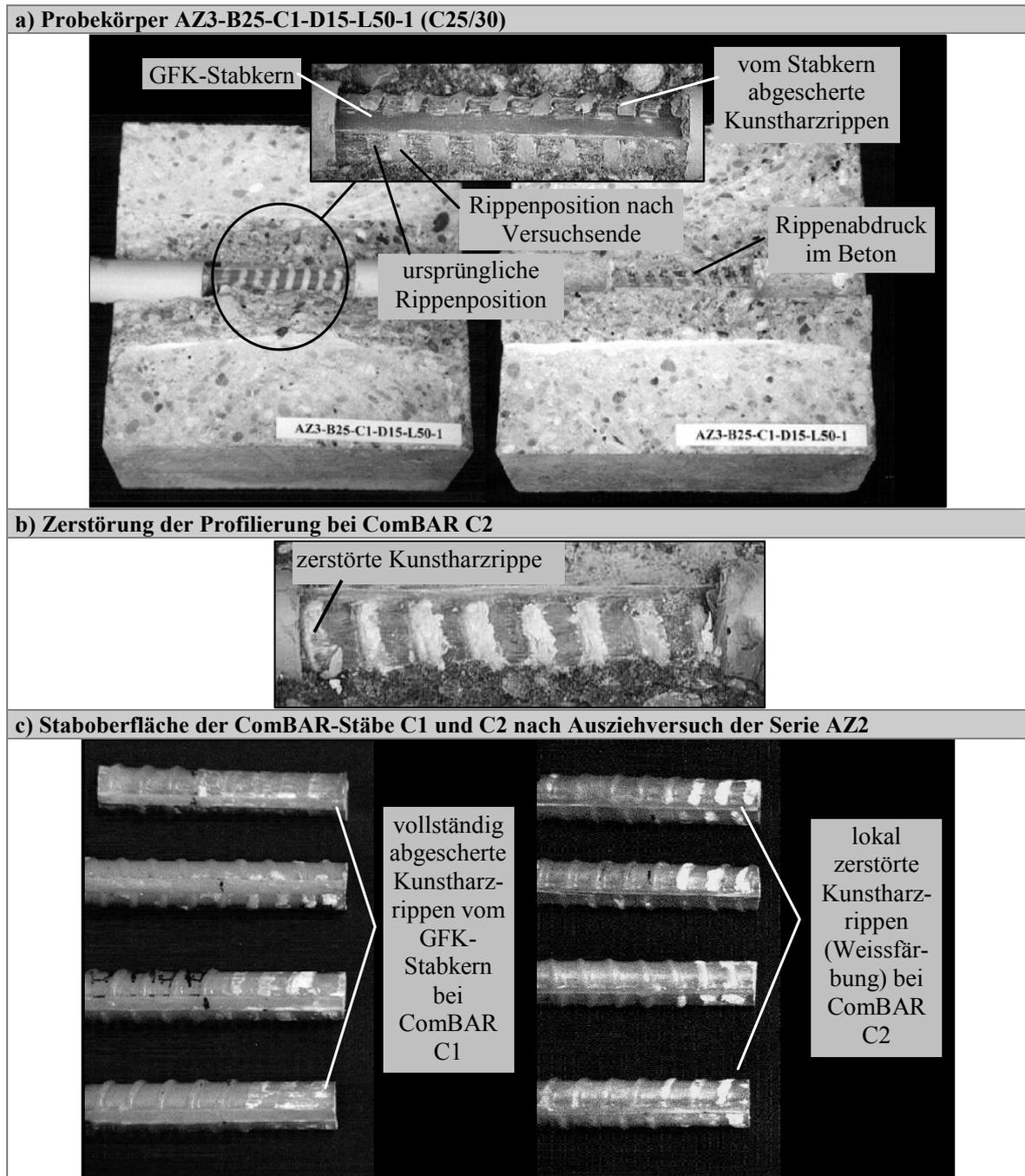
Das Verbundversagen der untersuchten GFK-Stäbe war charakterisiert durch ein Abscheren der Oberflächenprofilierung vom Stabkern bzw. eine lokale Zerstörung der Oberflächenprofilierung. Die beobachteten Versagensformen bestätigen die Erkenntnisse aktueller Forschung zum Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben [ben2], [kac2], [kar1], [nan1], [tep1], [tep2].

Bei den *ComBAR-Stäben C1* wurden die Kunstharzrippen vom Stabkern abgeschert (Tafel 5.3a). Der Stabkern wies dabei keine signifikanten Schädigungen auf. Der den Stab umgebende Beton blieb vollständig intakt. Dies wurde u.a. durch mikroskopische Untersuchungen bestätigt.

Die Modifikation des Stabherstellers in Bezug auf die Rippengeometrie sowie auf die verwendeten rippenbildenden Materialien bei den *ComBAR-Stäben C2* erwies sich als günstig. Bei Verwendung von Beton der Festigkeitsklasse C25/30 zeigte sich, dass die Kunstharzrippen nicht mehr primär vom Stabkern abgeschert wurden. Das Versagen war durch eine Kombination aus lokaler Zerstörung der Rippenstruktur und Abrieb der Kunstharzrippen durch den Beton gekennzeichnet (Tafel 5.3b). Der Beton wies in Stabnähe geringfügige Schädigungen infolge Reibung auf. Ein Versagen der Betonkonsolen sowie eine Mikrorissbildung in Stabnähe konnte nicht beobachtet werden. Bei den Versuchskörpern aus Beton der Festigkeitsklasse > C25/30 wurde festgestellt, dass analog zu ComBAR C1 die Stabrippen vollständig vom Stabkern abgeschert wurden.

Das beobachtete Verbundversagen wurde durch die Versuchsserie AZ2 (Stabauszug aus Kunstharz) bestätigt (siehe Tafel 5.3c). Bei den Versuchsserien AZ2 und AZ3 wurden maximale Verbundspannungen annähernd gleicher Größe erreicht (Anhang A1.5.1). Ein Versagen der

Betonkonsolen beim Einsatz von Beton der Festigkeitsklasse $< C25/30$ kann nicht ausgeschlossen werden.



Tafel 5.3
Verbundversagen beim GFK-Stabmaterial ComBAR

Die *Hughes Brothers Stäbe* wiesen eine von den ComBAR-Stäben abweichende Versagensform auf (Abb. 5.6). Hierbei bildete die durch die lokal begrenzte straffe Umschnürung des Stabkerns entstandene Verjüngung die Abscherebene. Es wurden starke Zerstörungen der äußeren Randfasern der Stäbe festgestellt. Die in Kunstharz eingebetteten Sandkörner wurden infolge der Beanspruchung teilweise zerrieben. Teilweise löste sich die Umseilung vom Stabkern. Der Beton in Stabnähe wies infolge Reibung geringfügige Strukturzerstörungen auf.

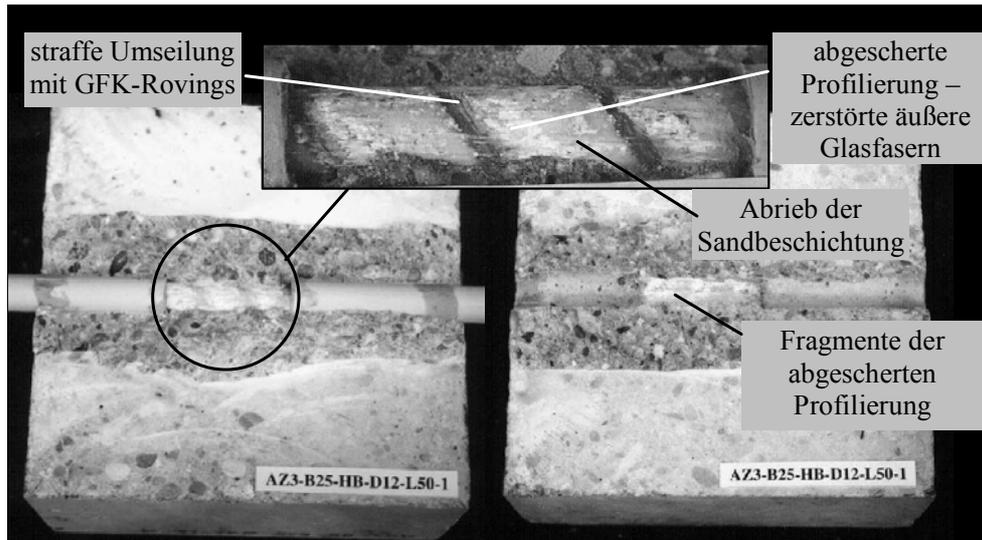


Abb. 5.6
Probekörper AZ3-B25-HB-D12-L50-1 (C25/30)

Versagen der Betonkonsolen

Im Unterschied zu den GFK-Stäben war das Verbundversagen des *Betonstahls* charakterisiert durch Abscheren des Betons zwischen den Rippen des Betonstahls. Diese Versagensform wurde bei nahezu allen Versuchskörpern festgestellt (Abb. 5.7). Die Betonstahlrippen wiesen keine Schädigungen auf. Mit der lokalen Zerstörung der Betonkonsolen und der damit verbundenen Vergrößerung des Betonkanals im Verbundbereich geht der vollständige Verlust der Verbundwirkung einher.

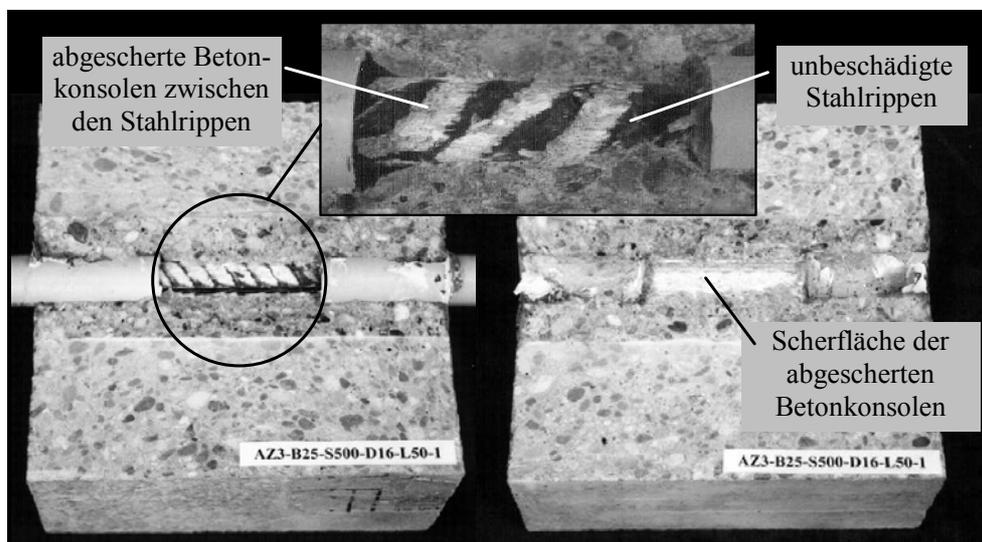


Abb. 5.7
Probekörper AZ3-B25-BSt 500S-D16-L50-1 (C25/30)

Spaltzugversagen des Betons

An Versuchskörpern mit Betonstahl wurde festgestellt, dass bei großen Stabdurchmessern bzw. großen Verbundlängen bei Beton der Festigkeitsklasse C25/30 die Verbundfläche ausreicht, um große Verbundkräfte zu übertragen, ohne dass dabei eine primäre Zerstörung der Betonkonsolen eintritt. In diesem Fall werden die Ringzugkräfte kritisch groß. Die Probekörper versagten infolge

Absprengung des den Stab umgebenden Betons ohne Vorankündigung. Dieses Spaltzugversagen wurde bei Probekörpern mit Betonstahl $\varnothing 16$ mm, Verbundlänge $5d_r$ und Beton der Festigkeitsklasse C25/30 beobachtet (Abb. 5.8). Der Beton wies in Stabnähe lokale Schädigungen auf.

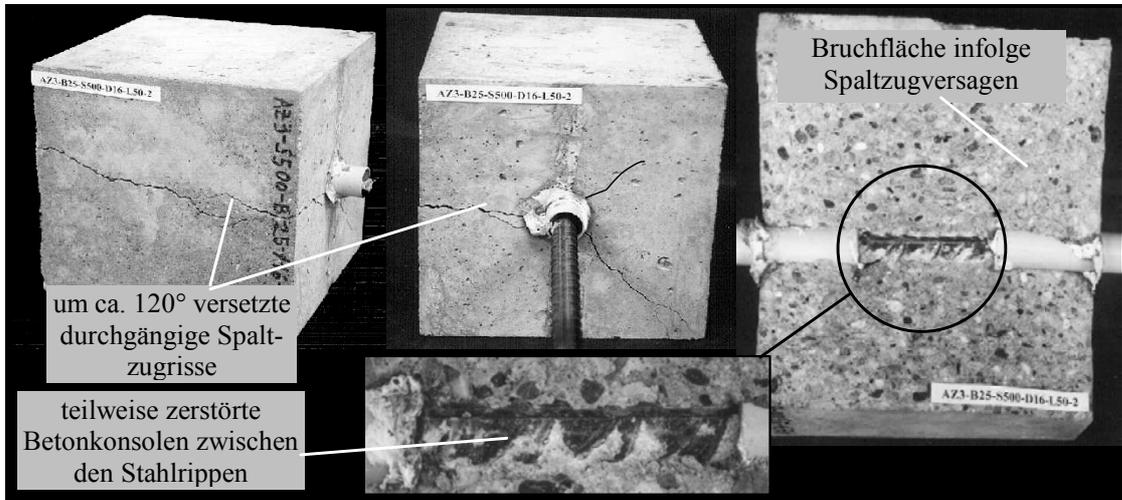


Abb. 5.8
Probekörper AZ3-B25-BSt 500S-D16-L50-2 (C25/30) nach Spaltzugversagen

Reißen der Bewehrung

Bei Versuchskörpern mit Betonstahl (Beton der Festigkeitsklasse C55/65, Verbundlänge $l_b = 5 d_r$) wurde z. T. die Zugfestigkeit des Bewehrungsmaterials an der geschweißten Verbindungsstelle Betonstahl – Anschlussgewinde erreicht (Abb. 5.9). Dies wurde durch Einschnüren des Bewehrungsstahls an der Anschlussstelle angekündigt. Beim Reißen des Betonstahls konnte keine Stabverschiebung auf der belasteten sowie auf der unbelasteten Stabseite festgestellt werden. Der Verbundbereich der jeweiligen Ausziehkörper wies keine sichtbaren Schädigungen auf.

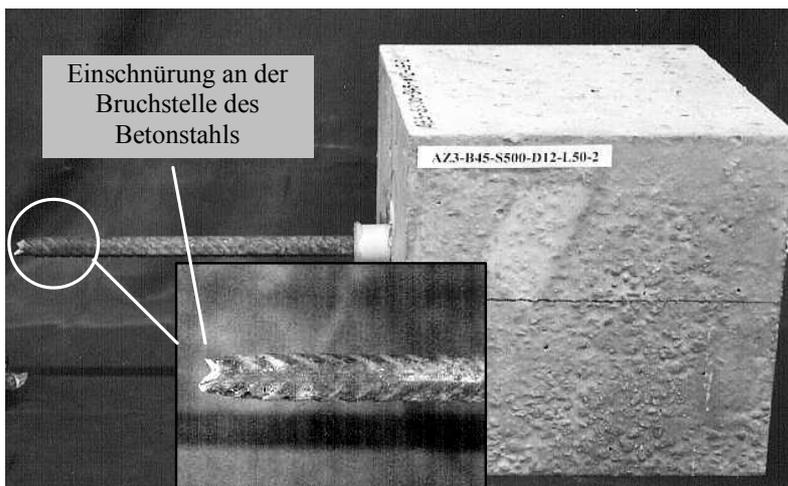


Abb. 5.9
Stabversagen des Betonstahls an der Anschlussstelle Bewehrungsstab-Anschlussgewinde

Neben Betonstahl wurde bei einem Prüfkörper mit Hughes Brothers Stäben bei Beton der Festigkeitsklasse C55/65 (Serie AZ3-B45-HB-D12-L50) ebenfalls ein Zugversagen des Beweh-

rungsstabes festgestellt. Das Stabversagen trat direkt an der Umschnürungsstelle am Anfang des Verbundbereiches durch Reißen der äußeren Glasfasern ein (Abb. 5.10).

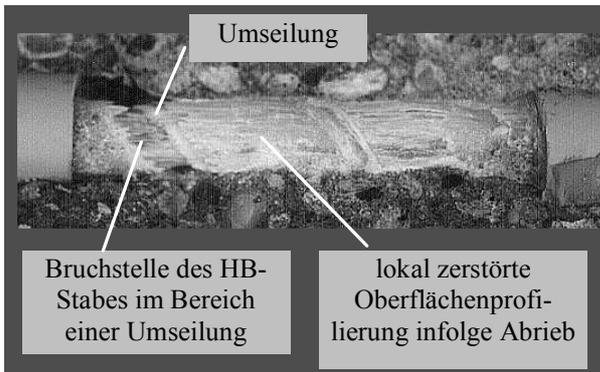


Abb. 5.10
Stabversagen eines HB-Stabes im Anfangsbereich der Verbundzone der Serie AZ3-HB-B45-D12-L50 (C55/65)

Tabelle 5.3 gibt einen Überblick über die festgestellten Verbundversagensformen.

Versagensform	Bewehrung	prinzipielles Versagensbild	Beschreibung	Abhängigkeit der Versagensform von
Abscheren der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsmaterials	ComBAR C1		Abscheren der „weichen“ Stabrippen von GFK-Stabkern	Rippengeometrie, rippenbildenden Kunstharz und evtl. Betonfestigkeit bei Festigkeitsklassen < C25/30
	ComBAR C2		lokale Zerstörung und Abrieb der Stabrippen sowie Abscheren der Rippenprofilierung von GFK-Stabkern	Rippengeometrie, rippenbildenden Kunstharz und Betonfestigkeit
	Hughes Brothers		lokale Zerstörung der Sandbeschichtung und der äußeren Glasfasern, Abrieb und Abscheren der Stabprofilierung	Sandbeschichtung, Art und Ausbildung der Umschnürung
Abscheren der Betonkonsolen	BSt 500 S		Abscheren der Betonkonsolen in Ebene der Stahlrippen	Verbundlänge, Stabdurchmesser und Betonfestigkeit
Spaltzugversagen	BSt 500 S		Versagen des Betons infolge Erreichen der Spaltzugfestigkeit des Betons	Betonfestigkeit, Betondeckung, Stabdurchmesser und Verbundlänge
Reißen der Bewehrung	BSt 500 S, Hughes Brothers		Versagen der Bewehrung infolge Erreichen der Zugfestigkeit des Bewehrungsmaterials	Stabart, Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Verbundlänge sowie Zugfestigkeit des Bewehrungsmaterials

Tabelle 5.3
Überblick über die im Rahmen der Ausziehversuche festgestellten Verbundversagensformen

5.2.3.3 Einfluss der Verbundlänge

Bei den durchgeführten Ausziehversuchen wurde die Verbundlänge l_b in Abhängigkeit des Stabdurchmessers d_r variiert. Damit wurde das Ziel verfolgt, die getroffene Annahme der über die Verbundlänge konstant verteilten Verbundspannung zu verifizieren und qualitative Tendenzen der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Verbundlänge festzustellen.

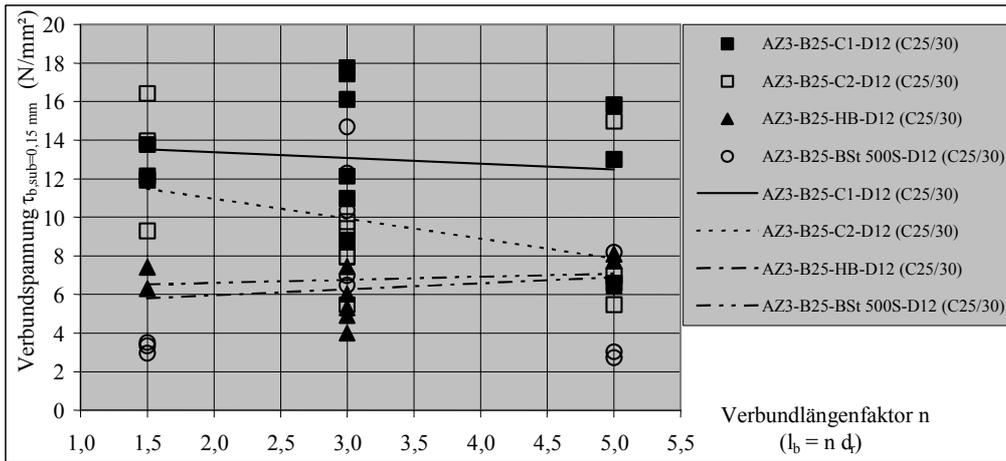
Zur Darstellung des Einflusses der Verbundlänge auf die Verbundeigenschaften sind exemplarisch die Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$ und $\tau_{b,max}$ sowie die Stabschlupfwerte s_1 bei $\tau_{b,max}$ aller Bewehrungsmaterialien in Abhängigkeit des Verbundlängenfaktors n für die Versuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und Stabdurchmesser $d_r = 12$ mm in Tafel 5.4 gegenübergestellt. Im Anhang A 1.5.3 sind analog dazu die Diagramme aller Teilversuchsserien dargestellt. Unter Berücksichtigung des erhöhten Einflusses der Inhomogenität des Betons auf die ermittelten Verbundspannungen bei sehr kleinen Verbundlängen sind allgemein die Versuchswerte für die Verbundlänge von $l_b = 1,5 d_r$ kritisch zu bewerten.

Aus der Tafel 5.4a wird ersichtlich, dass die ComBAR-Stäbe C1, die Hughes Brothers Stäbe und der Betonstahl bei steigender Verbundlänge nahezu konstante Verbundspannungswerte $\tau_{b,sub=0,15mm}$ aufweisen. Diese Tendenz wird ebenfalls bei den ComBAR-Stäben C1 ($d_r = 15$ mm), bei den ComBAR-Stäben C2 ($d_r = 9$ mm) sowie beim Betonstahl ($d_r = 10$ und 16 mm) verzeichnet. Die ComBAR-Stäbe C2 ($d_r = 12$ mm), die Hughes Brothers Stäbe ($d_r = 6, 9$ und 16 mm) sowie der Betonstahl ($d_r = 6$ mm) weisen hingegen bei steigender Verbundlänge eine geringfügige Abnahme der Verbundspannungswerte $\tau_{b,sub=0,15mm}$ auf.

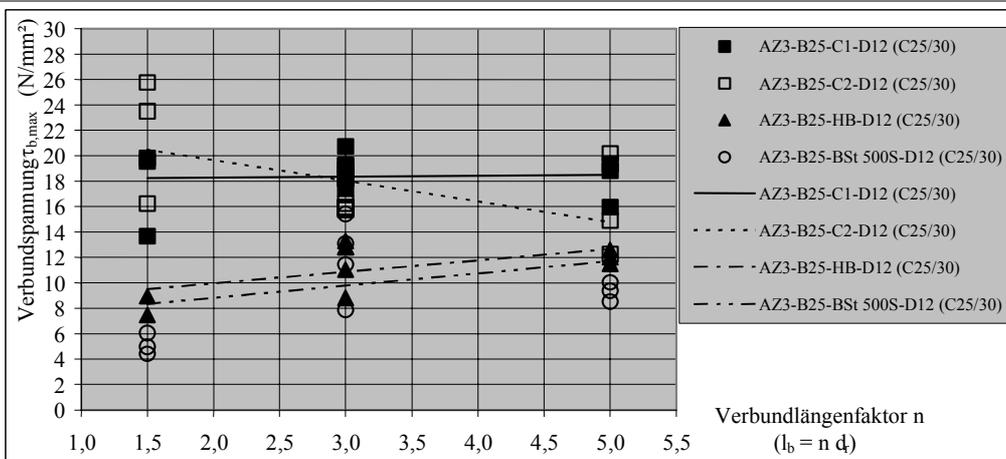
Die Gegenüberstellung der maximal übertragbaren Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von der Verbundlänge in Tafel 5.4b zeigt, dass die für die Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ getroffenen Aussagen auf den Einfluss der Verbundlänge auf die maximale Verbundspannung $\tau_{b,max}$ im Wesentlichen übertragbar sind.

Während die ComBAR Stäbe (C1 und C2) sowie der Betonstahl keine Abhängigkeit hinsichtlich der Größe des Stabschlupfes s_1 bei maximaler Verbundspannung $\tau_{b,max}$ von der Verbundlänge aufweisen, stellt sich bei den Hughes Brother Stäben eine Zunahme des Stabschlupfes s_1 mit steigender Verbundlänge ein (Tafel 5.4c). Diese Tendenz ist bei nahezu allen Stabdurchmessern zu beobachten. Für Betonstahl und für die ComBAR-Stäbe C2 sind die Schlupfwerte s_1 mit ca. $1,0$ mm annähernd gleich groß. Die ComBAR-Stäbe C1 weisen mit $s_1 \approx 0,6$ mm deutliche geringere Stabschlupfwerte auf. Bei den Hughes Brothers Stäben übersteigen die Werte s_1 die des Betonstahls um das 2 ... 4fache.

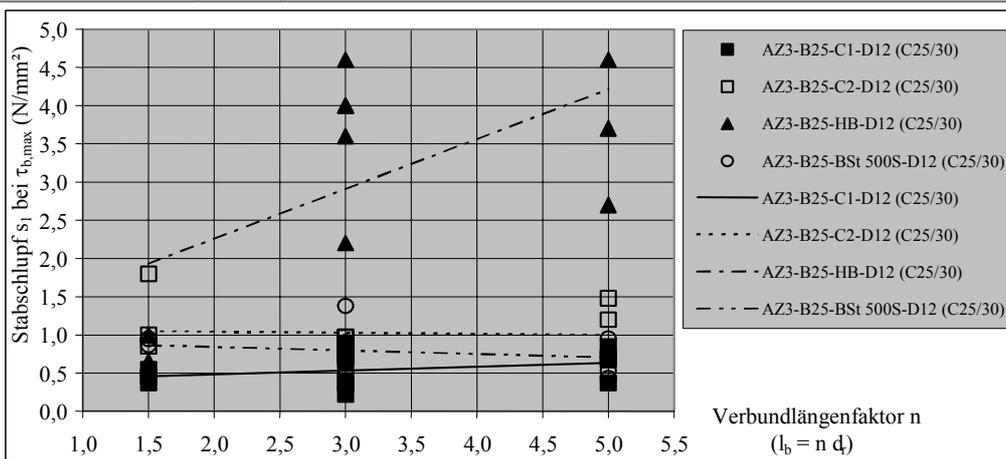
a) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von Verbundlänge - Serie AZ3-B25-D12 (C25/30)



b) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von der Verbundlänge - Serie AZ3-B25-D12 (C25/30)



c) Stabschlupf s_1 auf der unbelasteten Stabseite bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von der Verbundlänge - Serie AZ3-B25-D12 (C25/30)



Tafel 5.4

Einfluss der Verbundlänge l_b auf $\tau_{b,sub=0,15mm}$, $\tau_{b,max}$ bzw. s_1 der Serie AZ3-B25-D12 (C25/30)

Folgende Schlussfolgerungen zum Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials können anhand der Ausziehversuche für eine Betondruckfestigkeitsklasse C25/30 getroffen werden:

- Unter Berücksichtigung des erhöhten Einflusses der Inhomogenität des Betons auf die ermittelten Verbundspannungen bei sehr kleinen Verbundlängen ($l_b = 1,5 d_r$) kann davon

ausgegangen werden, dass kein signifikanter Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$ und $\tau_{b,max}$ sowie auf die Schlupfwerte s_1 bei der maximaler Verbundspannung besteht.

- Folglich entsprechen die betrachteten Verbundlängen der Definition einer „kurzen“ Verbundlänge, so dass die Annahme zur Versuchsrandbedingung, d.h. einer konstant verteilten Verbundspannung über die Verbundlänge, als experimentell bestätigt angesehen werden kann.
- Auf der Grundlage dieser Betrachtung können allgemein die Versuchswerte der Teilserien unabhängig von der Verbundlänge bei der Auswertung herangezogen werden.

5.2.3.4 Einfluss der Oberflächenprofilierung der Bewehrung

Hinsichtlich des experimentell ermittelten Kurvenverlaufes der *untersuchten* Bewehrungsstäbe können folgende Feststellungen getroffen werden:

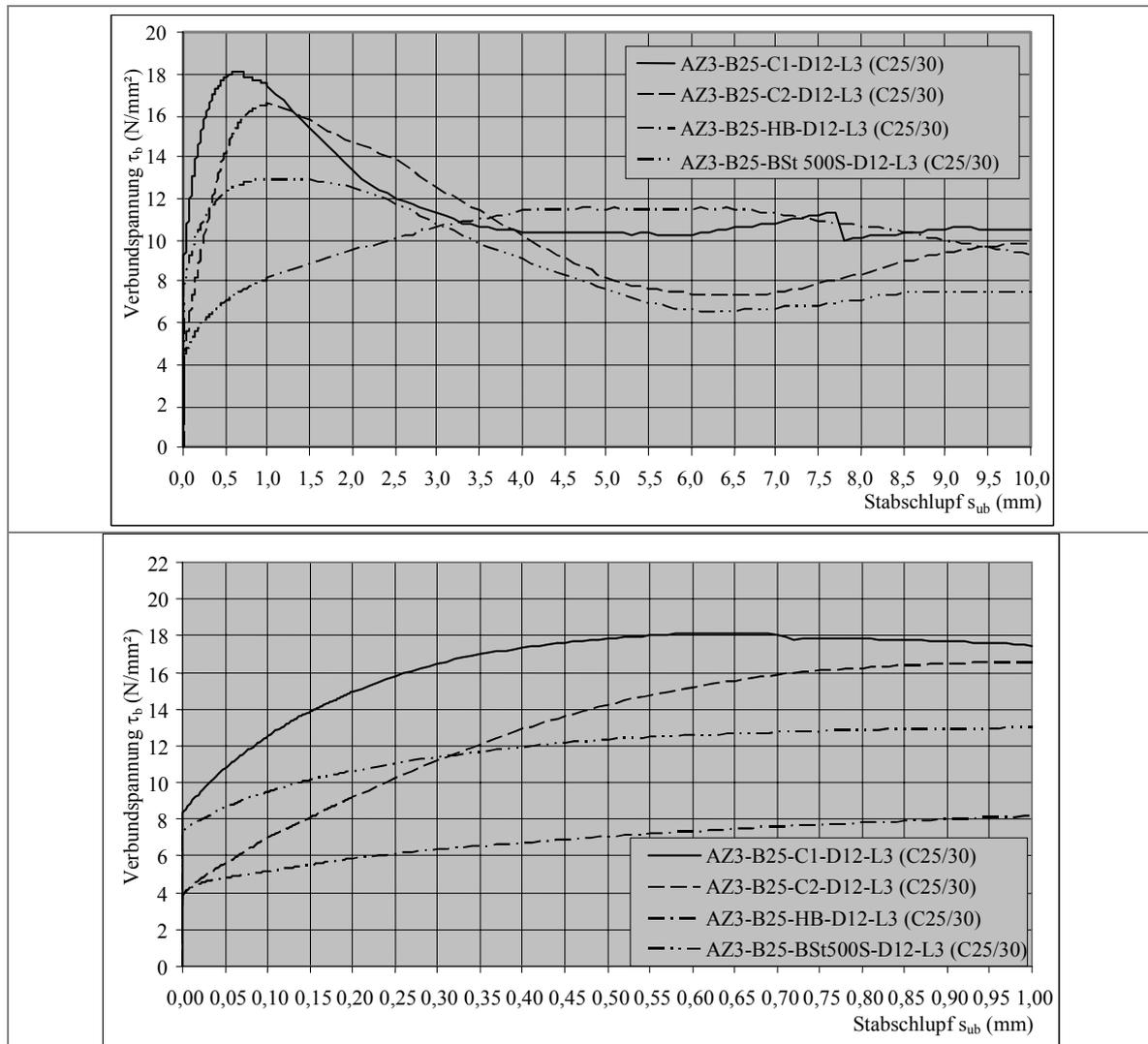
- Für Betonstahl wird der im Abschnitt 3.4.2 (Tafel 3.5a) aufgeführte idealisierte Kurvenverlauf bestätigt.
- Bei den ComBAR-Stäben (C1 und C2) korrespondiert der experimentell bestimmte Verlauf der $\tau_b - s$ - Kurve für alle untersuchten Festigkeitsklassen des Betons dem idealisierten Verlauf nach Abschnitt 3.4.3 (Tafel 3.7a).
- Die Hughes Brothers Stäbe weisen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit eine unterschiedliche Kurvencharakteristik auf. Während der Verlauf der experimentell ermittelten $\tau_b - s$ - Kurve bei Verwendung von Beton der Festigkeitsklasse C25/30 dem idealisierten Verlauf nach Abschnitt 3.4.3 (Tafel 3.7b) entspricht, wobei der Maximalwert der Verbundspannung erst bei relativ großen Stabverschiebungen ($s_1 \approx 4$ mm) erreicht wird, stellt sich bei Verwendung von Beton der Festigkeitsklasse $> C25/30$ ein zu den ComBAR-Stäben analoger Verlauf ein.

Zur Bewertung des Einflusses der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsmaterials auf die Verbundeigenschaften sind exemplarisch die $\tau_b - s_{ub}$ - Beziehungen aller Bewehrungsmaterialien für die Parameterkombination: Festigkeitsklasse des Betons C25/30, Stabdurchmesser $d_r = 12$ mm, Verbundlänge $l_b = 3d_r$ (36 mm) in Tafel 5.5 gegenübergestellt. Der aufgetragene Schlupf s_{ub} entspricht der Stabverschiebung auf der unbelasteten Stabseite. Die Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen aller Teilversuchsserien sind im Anhang A 1.5.2 dargestellt.

Die ComBAR-Stäbe C1 und C2 weisen die größte Verbundfestigkeit $\tau_{b,max}$ von ca. 17 N/mm² auf. Dabei ist kein signifikanter Unterschied zwischen den einzelnen Stabmaterialien ComBAR C1 und C2 festzustellen. Bei der betrachteten Versuchsserie erreicht der Betonstahl ca. 75 % und die HB-Stäbe ca. 65 % von $\tau_{b,max}$ der ComBAR-Stäbe.

Hinsichtlich der übertragbaren Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ bei einem Stabschlupf auf der unbelasteten Stabseite von $s_{ub} = 0,15$ mm weisen die ComBAR-Stäbe C1 die größten und die HB-Stäbe die kleinsten Verbundspannungswerte auf. Bei den ComBAR-Stäben C1 beträgt die Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ ca. 14,0 N/mm². Im Vergleich dazu nehmen der Betonstahl ca. 75 %,

die ComBAR-Stäbe C2 ca. 60 % und die HB-Stäbe ca. 40 % des Verbundspannungswertes der ComBAR-Stäbe C1 an.

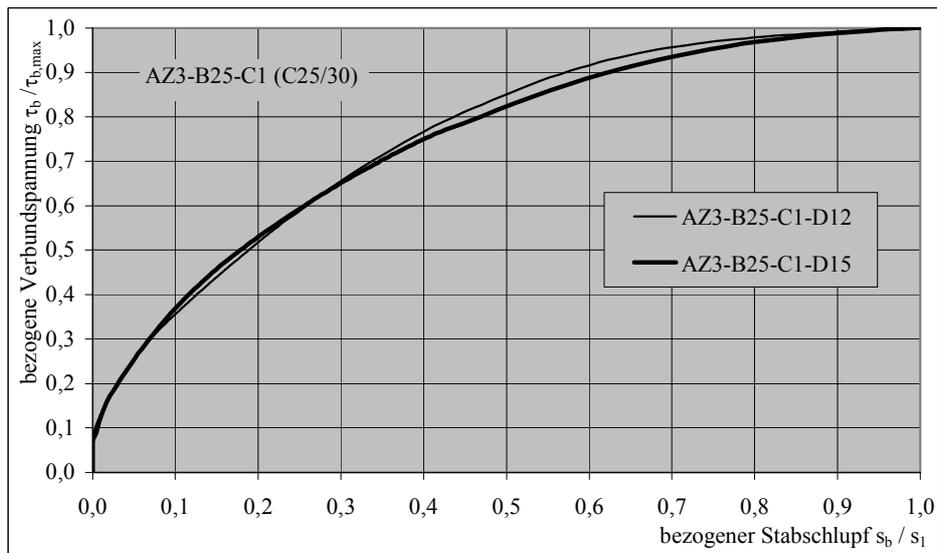


Tafel 5.5

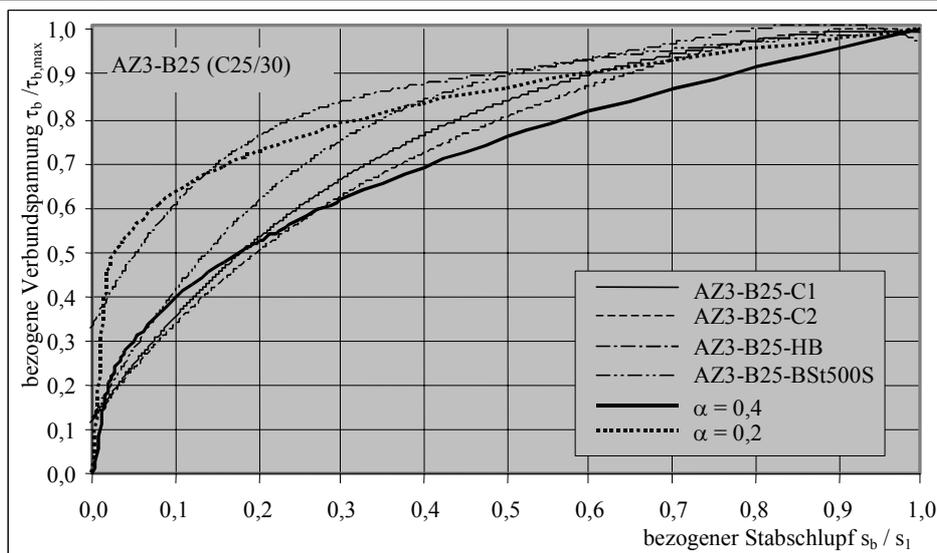
$\tau_b - s$ – Beziehungen (Mittelwertkurven) der Versuchsserien AZ3-B25-D12-L3 (C25/30) der Bewehrungsmaterialien C1, C2, HB und BS500S

In Tafel 5.6 ist die Entwicklung der bezogenen Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit zum bezogenen Stabschlupf s_b / s_1 der Serie AZ3-B25 (C25/30) aufgetragen. Hierbei wurden aus den Teilerien mit unterschiedlicher Verbundlänge bzw. mit unterschiedlichem Stabdurchmesser Mittelwertkurven gebildet. Aus dem Verlauf der dargestellten Kurven ist festzustellen, dass der Stabdurchmesser bei allen untersuchten Bewehrungsmaterialien keinen signifikanten Einfluss auf die Steigung der bezogenen Kurven besitzt. Aus dem Verlauf der bezogenen Kurven kann der Parameter α des Verbundgesetzes nach *Model Code 90* der Gleichung (3.4) abgeleitet werden. Während für die Materialien ComBAR und Betonstahl der Parameter α unter Berücksichtigung einer guten Approximation des unteren Kurvenbereiches ($s_b / s_1 \leq 0,5$) den Wert von ca. 0,4 annimmt, ergibt sich für die Hughes Brothers Stäbe der Wert α mit ca. 0,2. Die zugehörigen bezogenen Kurven aller Teilerien sind im Anhang A.1.5.4 dargestellt.

a) Bezogene Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit zum bezogenen Stabschlupf s_b / s_1 der Serie AZ3-B25-C1 (C25/30) – Mittelwerte über l_b



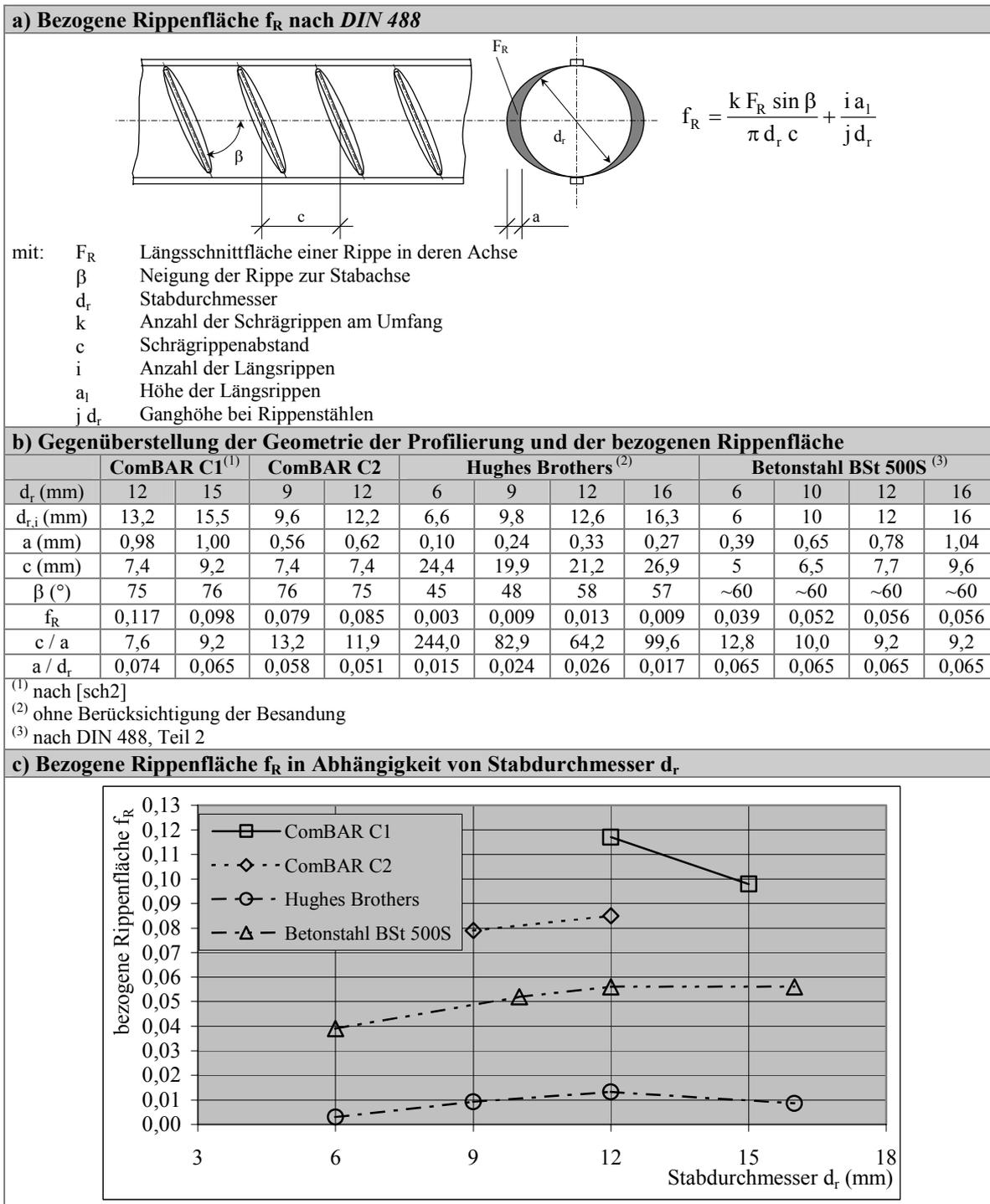
b) Bezogene Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit zum bezogenen Stabschlupf s_b / s_1 der Serie AZ3-B25 (C25/30) – Mittelwerte über l_b und d_r



Tafel 5.6

Bezogenen Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit zum bezogenen Stabschlupf s_b / s_1

Bei der Betrachtung der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung aller untersuchten Stabdurchmesser ist im Vergleich zu den Verbundspannungswerten der Versuchsserie mit $d_r = 12$ mm (siehe Tafel 5.5) zum Teil abweichende Tendenzen festzustellen. Wird angenommen, dass bei konstanter bezogener Rippenfläche f_R der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe analog zum Betonstahl vernachlässigbar gering ist (siehe *Martin/ Noakowski [mar3]*), so müssen im vorliegenden Fall die GFK-Stäbe veränderliche bezogene Rippenflächen aufweisen. Zur Überprüfung dieser Vermutung wurden von den untersuchten GFK-Stäben näherungsweise die bezogene Rippenfläche f_R ermittelt, wobei die Besandung bei den Hughes Brothers Stäben keine Berücksichtigung fand (siehe Tafel 5.7).



Tafel 5.7

Geometrie der Profilierung und bezogene Rippenfläche der Bewehrungsmaterialien

Im Hinblick auf die Verminderung der Gefahr eines Spaltzugversagens werden beim Betonstahl die Rippen mit geringer Höhe und geringem Abstand angeordnet, wobei die Rippen- und Flankenneigung bei $45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$ keinen wesentlichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit ausübt [reh2], [sor1], [sor2]. Für Betonstahl ist nach *Rehm* [reh2] und *Soretz/ Hölenbein* [sor2] ein Verhältnis zwischen Rippenabstand und Rippenhöhe von $c / a \leq 12 \dots 14$ als günstig anzusehen. Die ComBAR-Stäbe weisen mit $c / a = 8 \dots 13$ zum Betonstahl vergleichbare Rippenabstände und Rippenhöhen auf, wobei die Rippenhöhe über den Stabumfang im Unterschied zum Betonstahl annähernd konstant ist, was die größere bezogene Rippenfläche ergibt. Im Vergleich zum

Betonstahl weisen die Hughes Brothers Stäben um den Faktor von ca. 3 geringere Rippenhöhen und größere Rippenabstände auf.

Es zeigt sich, dass mit wachsendem Stabdurchmesser die bezogene Rippenfläche bei den ComBAR-Stäben C1 abnimmt, bei den ComBAR-Stäben C2 und beim Betonstahl zunimmt und bei den Hughes Brothers Stäben näherungsweise konstant ist. Aus der Entwicklung der übertragbaren Verbundspannungen in Abhängigkeit von Stabdurchmesser in Tafel 5.8 ist eben diese Tendenz für alle Bewehrungsmaterialien festzustellen, was die obige Annahme zum Einfluss des Stabdurchmessers der GFK-Stäbe auf die Verbundeigenschaften bestätigt (siehe Anhang A.1.5.5). Die Versuchswerte für Betonstahl bestätigen im Wesentlichen die von *Martin/ Noakowski* [mar3] festgestellten Tendenzen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass bei der in [mar3] betrachteten Verbundlänge von $l_b = 10 d_r$ nur bedingt von einer konstanten Verteilung der Verbundspannungen über die Verbundlänge ausgegangen werden kann, so dass die in [mar3] ausgewiesenen Verbundspannungen geringere Werte annehmen als die aus der Versuchsserie AZ3 abgeleiteten Verbundspannungen. Für Betonstahl mit Stabdurchmesser $d_r = 6$ mm erscheinen die Versuchswerte zu gering und sind deshalb kritisch zu bewerten.

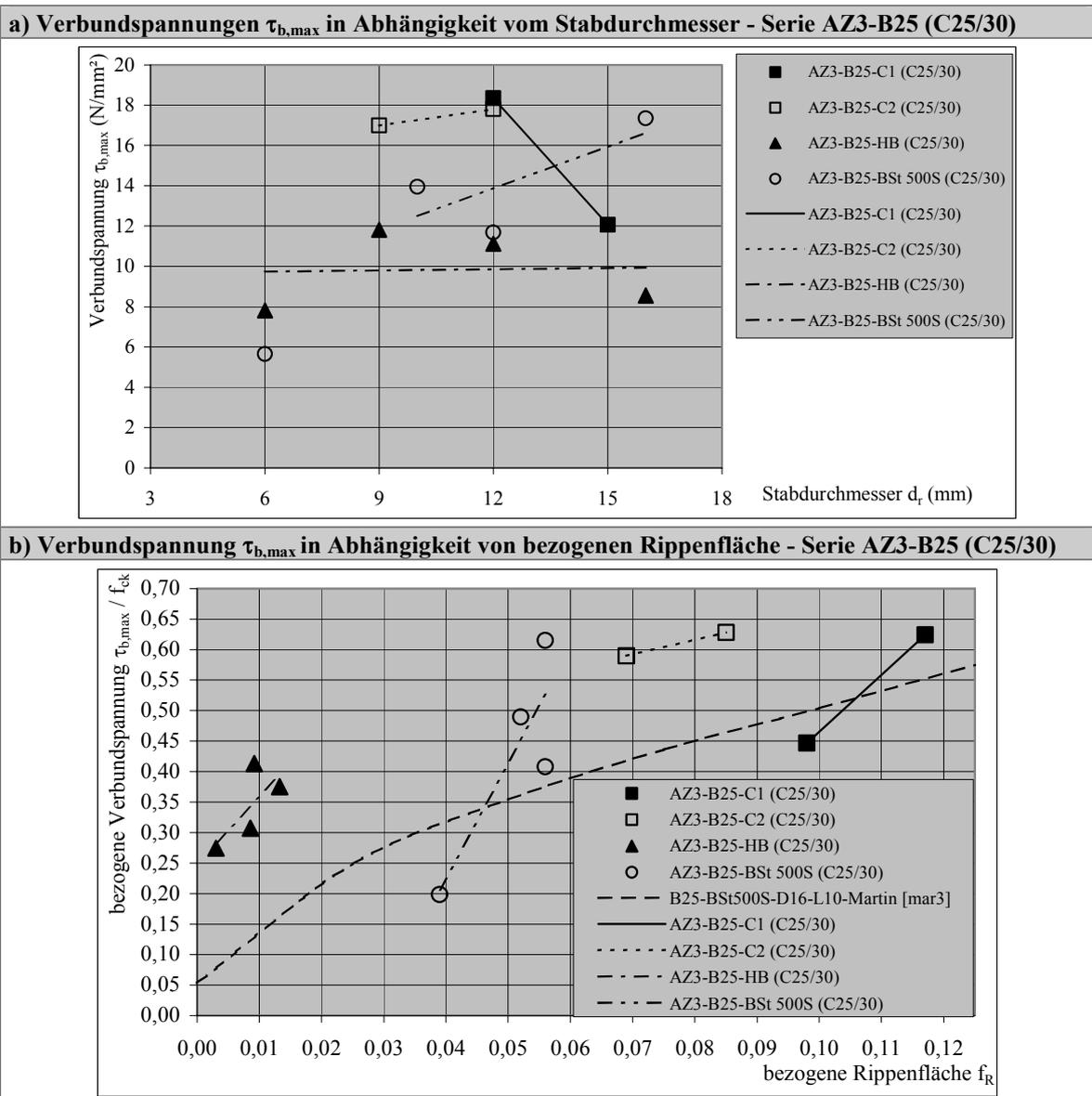
Folglich steht bei den GFK-Stäben wie beim Betonstahl die Verbundfestigkeit im direkten Zusammenhang zur bezogenen Rippenfläche (siehe [dar2], [reh2], [sor1], [sor2]). Hinsichtlich der relativ geringen bezogenen Rippenfläche und der Größe der übertragbaren Verbundspannungen der Hughes Brothers Stäbe wird vermutet, dass die Besandung wesentlich zur Effizienz des Formverbundes beiträgt. Aus der Verbundfestigkeit kann unter Berücksichtigung der obigen Gesichtspunkte für die Hughes Brothers Stäbe eine bezogene Rippenfläche von ca. $f_R = 0,05$ abgeleitet werden, die die Anteile aus Umschnürung und Besandung beinhaltet.

Folgende Schlussfolgerungen können anhand der Ausziehversuche für eine Betondruckfestigkeitsklasse C25/30 getroffen werden:

- ComBAR-Stäbe C1 und C2 besitzen aufgrund ihrer Rippenstruktur trotz des „weichen“ Rippenmaterials annähernd die gleichen Verbundeigenschaften wie handelsüblicher Betonstahl. In Abhängigkeit vom Stabdurchmesser bzw. von der bezogenen Rippenfläche weisen sie im Vergleich zum Betonstahl höhere maximale Verbundspannungen $\tau_{b,max}$ auf. Die Verbundspannungen beim Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm von ComBAR und Betonstahl sind nahezu gleich groß. Dies wird darin begründet, dass die bezogene Rippenfläche der ComBAR-Stäbe ca. doppelt so groß ist wie beim Betonstahl, was die geringe Festigkeit der Kunstharzrippen ausgleicht.
- Die Verbundwirkung der Hughes Brothers Stäbe kann für die Betonfestigkeitsklasse C25/30 als gut angesehen werden. Durch deren spezifische Profilierung werden geringere Verbundkräfte im Bereich der Stabverschiebungen von $s_{ub} < 1,0$ mm als bei den Referenzmaterialien übertragen. Die Verbundwirkung wird in diesem Schlupfbereich vorrangig durch die Besandung bestimmt. Die Verbundspannungen der Hughes Brother Stäbe betragen beim Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm ca. 60 % der Werte des Betonstahls. Der Formverbund der Hughes Brothers Stäbe wird unter Verwendung von Beton der Festigkeitsklasse C25/30 erst bei großer Relativverschiebung voll wirksam. Die Verbundfestigkeit der Hughes Brothers Stäbe kann in der Größenordnung von Betonstahl liegen.
- Es wird angenommen, dass andere Stabmaterialien, die ähnlich wie die Hughes Brothers

Stäbe aufgebaut sind, jedoch keine Sandbeschichtung besitzen, ungünstigere Verbundeigenschaften als die Hughes Brothers Stäbe aufweisen. Diese Stabmaterialien sollten im Hinblick auf die Gewährleistung ausreichender Verbundeigenschaften für einen Einsatz im Betonbau kritisch bewertet werden.

- Für die untersuchten GFK-Stäbe wird angenommen, dass der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundeigenschaften unter dem Aspekt, dass einheitliche bezogene Rippenflächen vorliegen, analog zum Betonstahl vernachlässigbar gering ist.
- Für das Verbundgesetz nach *Model Code 90* kann der Parameter α für ComBAR und Betonstahl mit ca. 0,4 und für Hughes Brothers mit ca. 0,2 angenommen werden.
- Die Ausbildung der Profilierung stellt eine wesentliche Einflussgröße auf das Verbundverhalten dar, so dass die Festlegung der Kurvenparameter des Verbundgesetzes stabspezifisch erfolgen muss.



Tafel 5.8

Verbundspannungen $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser bzw. von der bezogenen Rippenfläche der Serie AZ3-B25 (C25/30)

5.2.3.5 Einfluss der Betonfestigkeit

Bei den durchgeführten Ausziehversuchen wurden Betone unterschiedlicher Festigkeit (Festigkeitsklassen C25/30, C45/55 und C55/65) verwendet. Somit decken die Versuchsergebnisse einen möglichen Einsatzbereich der GFK-Stäbe im Ortbetonbau sowie im Fertigteilbau ab. Anhand der Versuchsergebnisse wird der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Verbundeigenschaften der Bewehrungsmaterialien analysiert und qualitative Tendenzen der Versuchsergebnisse gegeben.

Die Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen der untersuchten Bewehrungsmaterialien sind exemplarisch für die Versuchsserie AZ3 mit Beton der Festigkeitsklasse Betons C55/65, Stabdurchmesser $d_r = 12$ mm und Verbundlänge $l_b = 3d_r$ (36 mm) in Tafel 5.9a dargestellt. Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Versuchsserien mit Betonen unterschiedlicher Festigkeitsklassen sind die im Abschnitt 5.2.3.4 getroffenen Feststellungen zu ergänzen.

Im Vergleich der Versuchsserie AZ3-45 (Beton der Festigkeitsklasse C55/65) zur Serie AZ3-B25 (Beton der Festigkeitsklasse C25/30) führt eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit um den Faktor von ca. 2 bei den Hughes Brothers Stäben und beim Betonstahl zu einer Zunahme der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$ um den Faktor von ca. 2,5. Im Unterschied dazu ist der Zuwachs bei den ComBAR-Stäben um den Faktor von ca. 1,3 verhältnismäßig gering. Dies kann auf den stabspezifischen Mechanismus des Verbundversagens der ComBAR-Stäbe zurückgeführt werden (siehe Abschnitt 5.2.3.2), wobei die Größe der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$ im Wesentlichen von der Scherfestigkeit der Kunstharzrippen abhängig ist.

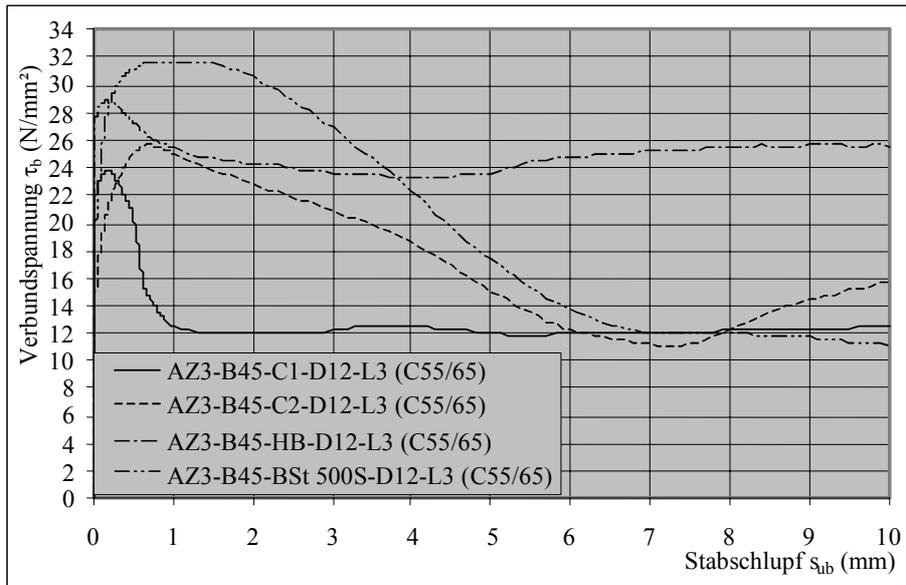
Im Unterschied zur Versuchsserie AZ3-B25 (C25/30) sind die übertragbaren Verbundspannungen vom Betonstahl und von den Hughes Brothers Stäben bei der Versuchsserie AZ3-45 annähernd gleich groß. Bei der in Tafel 5.9a exemplarisch aufgeführten Versuchsserie beträgt die Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ beim Betonstahl bzw. bei den Hughes Brothers Stäben ca. 28,0 N/mm², während $\tau_{b,sub=0,15mm}$ für ComBAR-Stäbe C1 ca. 85 % bzw. für ComBAR-Stäbe C2 ca. 75 % des Verbundspannungswertes des Betonstahls annimmt.

Signifikant ist, dass bei den Hughes Brothers Stäbe eine Erhöhung der Betonfestigkeit zu einer deutlichen Verringerung des Stabschlupfes s_1 bei $\tau_{b,max}$ führt. Dieser Effekt kann auf den verminderten Wasser-Zement-Wert des höherfesten Betons zurückgeführt werden. Daraus folgt, dass sich deutlich weniger Zementleim, dessen Festigkeit gering ist, in Stabnähe ansammeln kann, wodurch die Wirksamkeit der Besandung sowie der durch die Einschnürung ausgebildete „negative“ Betonrippe wesentlich erhöht wird.

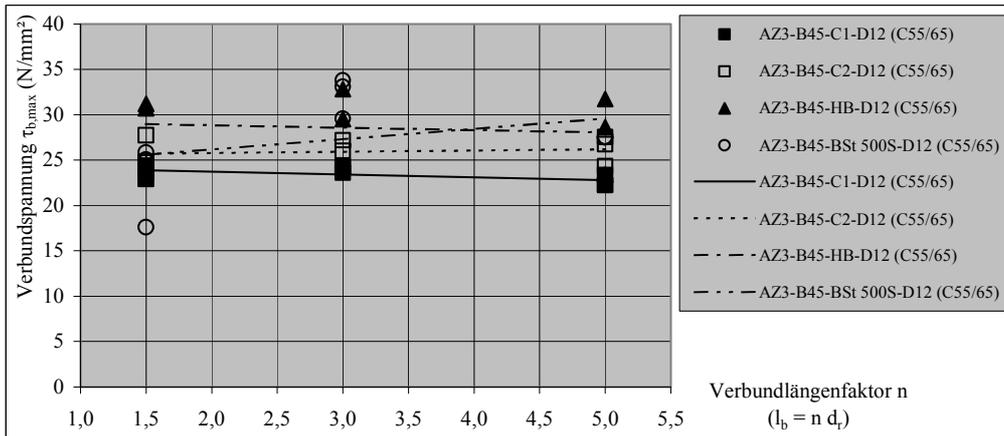
Analog zur Versuchsserie AZ3-B25 (C25/30) weisen die Versuchskörper der Serie AZ3-B45 einen nahezu konstanten Verlauf der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$, der Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ sowie des Stabschlupfes s_1 bei steigender Verbundlänge l_b auf (siehe Tafel 5.9b). Somit können die im Abschnitt 5.2.3.3 getroffenen Schlussfolgerungen zum Einfluss der Verbundlänge auf die Größe der Verbundspannungen auf andere Betonfestigkeitsklassen übertragen werden.

Die Annahmen zum Parameter α des Verbundgesetzes der Gleichung (3.4) zur Beschreibung des aufsteigenden Kurvenastes basierend auf den Versuchsergebnissen der Serie AZ3-B25 werden durch die Serie AZ3-B45 bestätigt (siehe Tafel 5.9c).

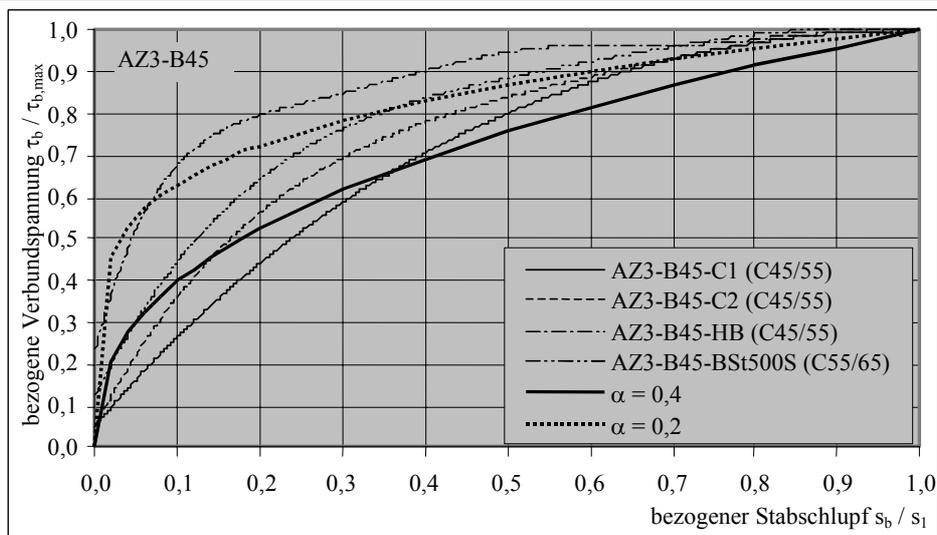
a) $\tau_b - s$ - Kurven (Mittelwertkurven) der Versuchsserien AZ3-B45-D12-L3 (C55/65)



b) Maximale Verbundspannung $\tau_{b,max}$ beim Stabschlupf von s_1 in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_b - Serie AZ3-B45-D12 (C55/65)



c) Bezogene Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit zum bezogenen Stabschlupf s_b / s_1 der Serie AZ3-B45 - Mittelwerte über l_b und d_r

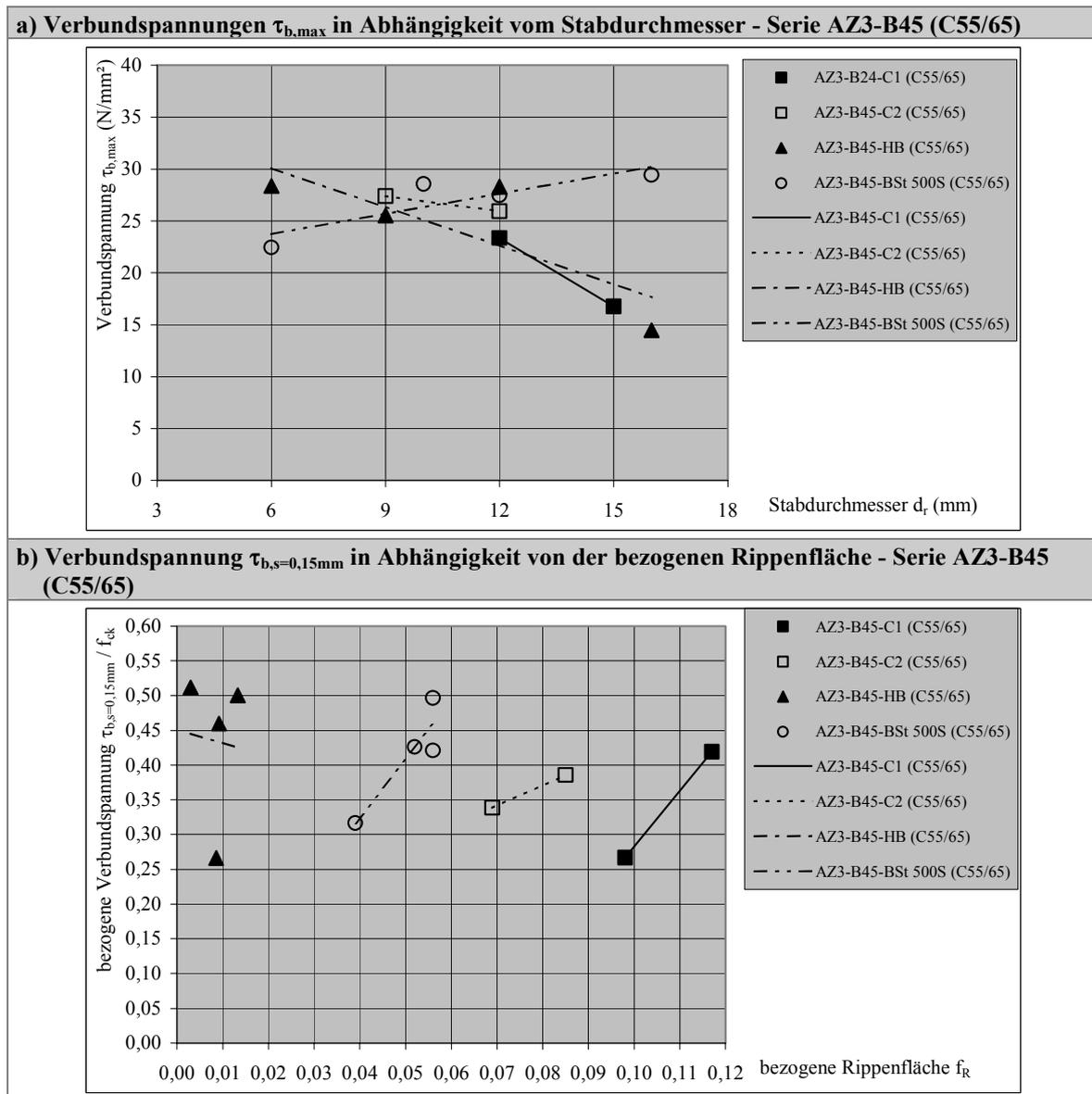


Tafel 5.9

$\tau_b - s$ - Beziehungen (Mittelwertkurven, bezogene Werte), Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Verbundlänge der Versuchsserien AZ3-B45

Die für Beton der Festigkeitsklasse C25/30 getroffenen Feststellungen hinsichtlich des Einflusses der bezogenen Rippenfläche bzw. des Stabdurchmessers auf die Verbundspannungen der Bewehrungsmaterialien können im Wesentlichen auf die Versuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C45/55 und C55/65 übertragen werden.

Die Hughes Brothers Stäbe mit Stabdurchmesser $d_r = 16$ mm weisen gegenüber der übrigen Stabdurchmesser analog zur Serie AZ3-B25 geringere Verbundspannungen auf. Allerdings ist bei der Serien AZ3-B45 diese Tendenz stärker ausgeprägt. Es wird vermutet, dass dieser Effekt neben der geringeren bezogenen Rippenfläche auf den Schubverzerrungseffekt zurückzuführen ist.



Tafel 5.10

Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$ und $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser bzw. von der bezogenen Rippenfläche der Serie AZ3-B45 (C55/65)

Zur Veranschaulichung des Einflusses der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten der Bewehrungsmaterialien sind in Tafel 5.11 die Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$ und $\tau_{b,max}$ im

Verhältnis zur Betondruckfestigkeit f_{ck} dargestellt.

Es ist festzustellen, dass bei den Hughes Brothers Stäben und beim Betonstahl mit wachsender Betondruckfestigkeit die bezogenen Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ck}$ bzw. $\tau_{b,max} / f_{ck}$ ansteigen, wobei der Zuwachs der bezogenen Verbundfestigkeit gering ist. Die überproportionalen Zuwächse der Verbundspannungen $\tau_{b,max}$ bzw. $\tau_{b,sub=0,15mm}$ können auf die Auswirkungen der unterschiedlichen Betonzusammensetzung (Wasser – Zement – Wert, Sieblinie etc.) und auf den dreidimensionalen Spannungszustand im Bereich der Betonrippen zurückgeführt werden. Unter diesem Spannungszustand besitzt der Beton eine wesentlich höhere Festigkeit als die unter einaxialer Druckspannung ermittelten Betondruckfestigkeiten f_{ck} .

Die ComBAR-Stäbe weisen dagegen eine Abnahme der bezogenen Verbundfestigkeit bzw. annähernd konstante bezogene Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ck}$ mit steigender Betonfestigkeit auf (siehe Anhang A1.5.6). Die Abnahme der bezogenen Verbundspannung $\tau_{b,max} / f_{ck}$ folgt aus der begrenzten Scherfestigkeit der Kunstharzrippen, die wesentlich den stabspezifischen Versagensmechanismus bestimmt (Abscheren der GFK-Stabrippen).

Zwischen der Verbundfestigkeit und der Zugfestigkeit des Betons besteht hinsichtlich des Verbundversagens infolge Abscheren der Betonkonsolen bzw. infolge Spaltzugversagen des Betons ein unmittelbarer Zusammenhang. In der Literatur sind zur Beschreibung dieses Zusammenhangs unterschiedliche Ansätze bekannt. Eine Zusammenstellung dieser kann Mayer [may1] entnommen werden. Gebräuchlicher Ansätze sind nach *Model Code 90* bzw. *EC2*:

$$\tau \sim f_{ck}^{1/2} \text{ bzw.} \quad (5.1)$$

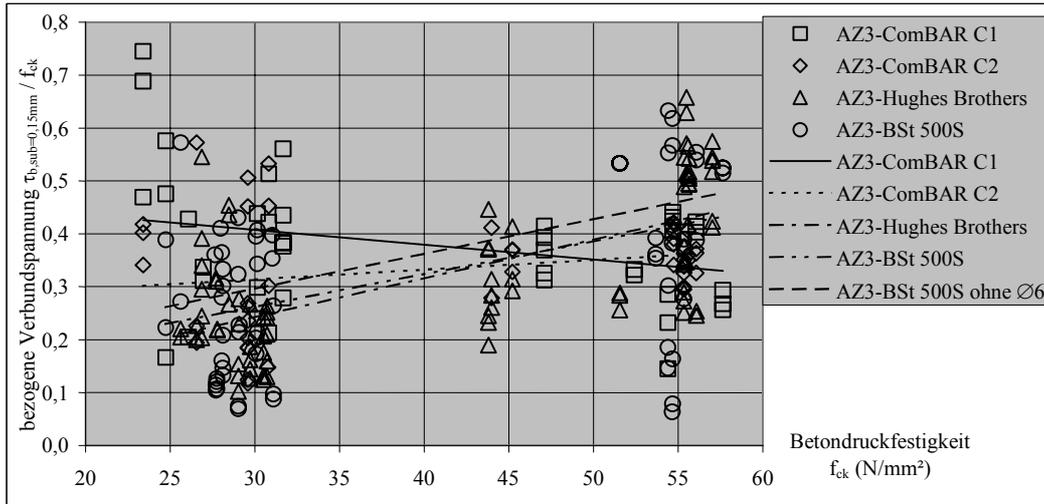
$$\tau \sim f_{ck}^{2/3} . \quad (5.2)$$

Für die Randbedingungen der durchgeführten Ausziehversuche (guter Verbund und querbehinderter Beton) empfiehlt der *Model Code 90* zur Bestimmung der Verbundfestigkeit den Ausdruck (siehe Tafel 3.5):

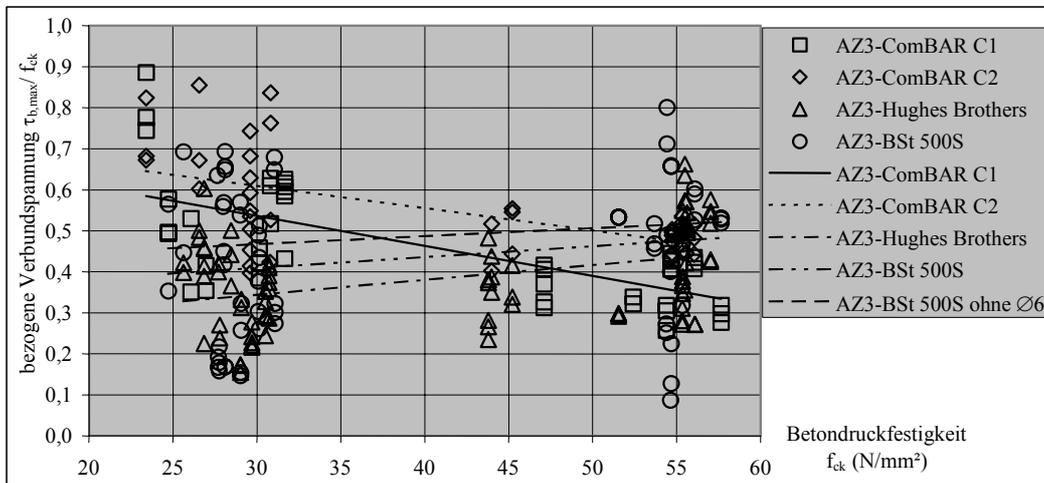
$$\tau_{b,max} = 2,5 f_{ck}^{1/2} . \quad (5.3)$$

In Tafel 5.12a ist die Entwicklung der bezogenen Verbundfestigkeit $\tau_{b,max} / f_{ck}$ in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit auf Grundlage aller Ausziehversuche der Serie AZ3 (Mittelwerte) aufgeführt. Die Versuchsergebnisse für Betonstahl bestätigen die Empfehlungen des *Model Code 90*. Bei den ComBAR-Stäben ist eine näherungsweise konstante Entwicklung der bezogenen Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zu verzeichnen, wobei für die ComBAR-Stäbe C1 eine bezogene Verbundfestigkeit analog zum Betonstahl von $\tau_{b,max} / f_{ck} = 2,5$ und für die ComBAR-Stäbe C2 von $\tau_{b,max} / f_{ck} = 3,3$ angenommen werden kann. Im Unterschied dazu weisen die Hughes Brothers Stäbe eine lineare Zunahme der bezogenen Verbundfestigkeit mit steigender Betondruckfestigkeit auf. Unter Berücksichtigung der festgestellten Zusammenhänge erscheint es zweckmäßig, für die untersuchten GFK-Stäbe zum Betonstahl äquivalente Empfehlungen zur Bestimmung der bezogenen Verbundfestigkeit zu geben (siehe Tafel 5.12b).

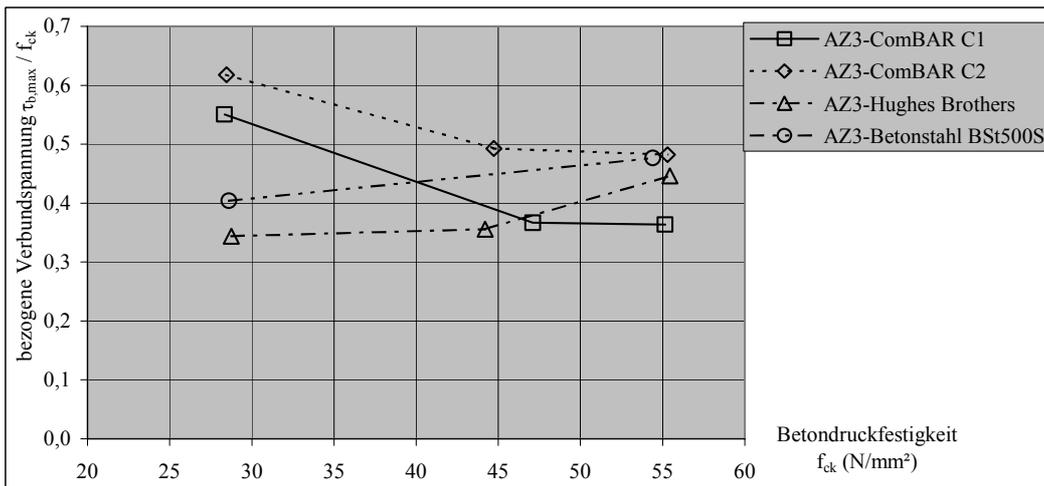
a) Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{ck} auf die bezogene Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ck}$



b) Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{ck} auf die bezogene Verbundspannung $\tau_{b,max} / f_{ck}$

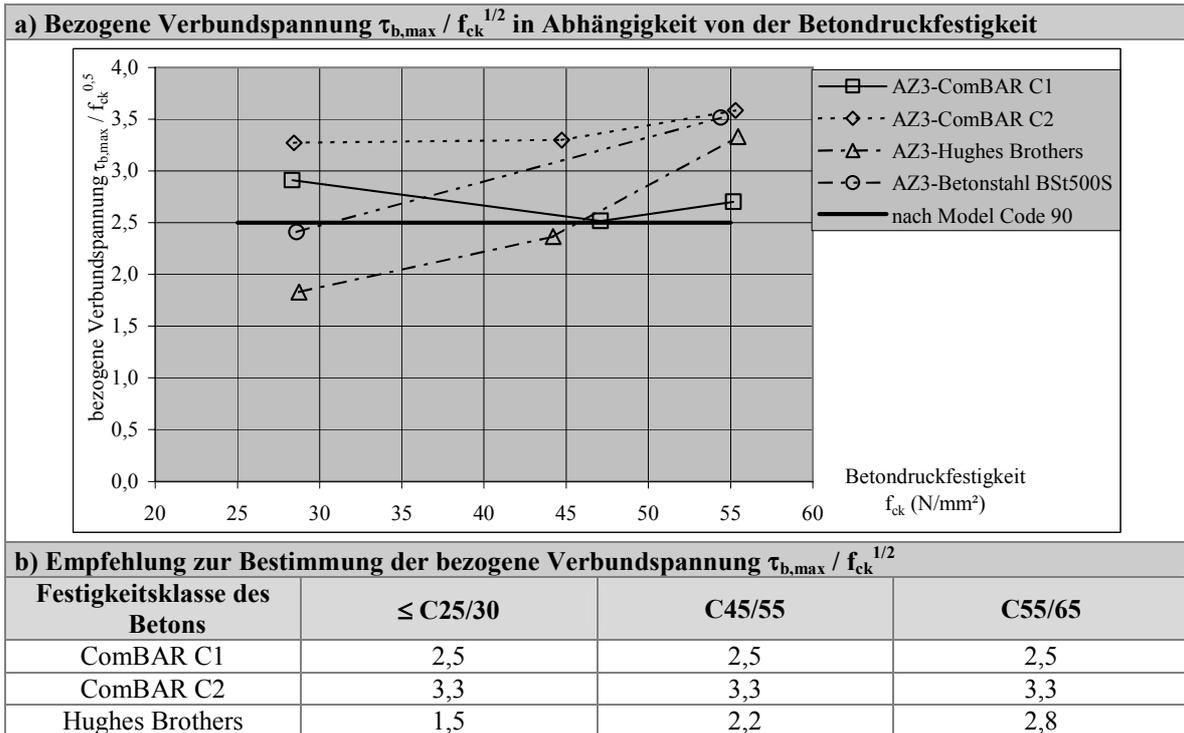


c) Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{ck} auf die bezogene Verbundspannung $\tau_{b,max} / f_{ck}$ (Mittelwerte)



Tafel 5.11

Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{ck} auf die bezogenen Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ck}$ und $\tau_{b,max} / f_{ck}$ unter Berücksichtigung aller Einzelversuche der Serie AZ3



Tafel 5.12

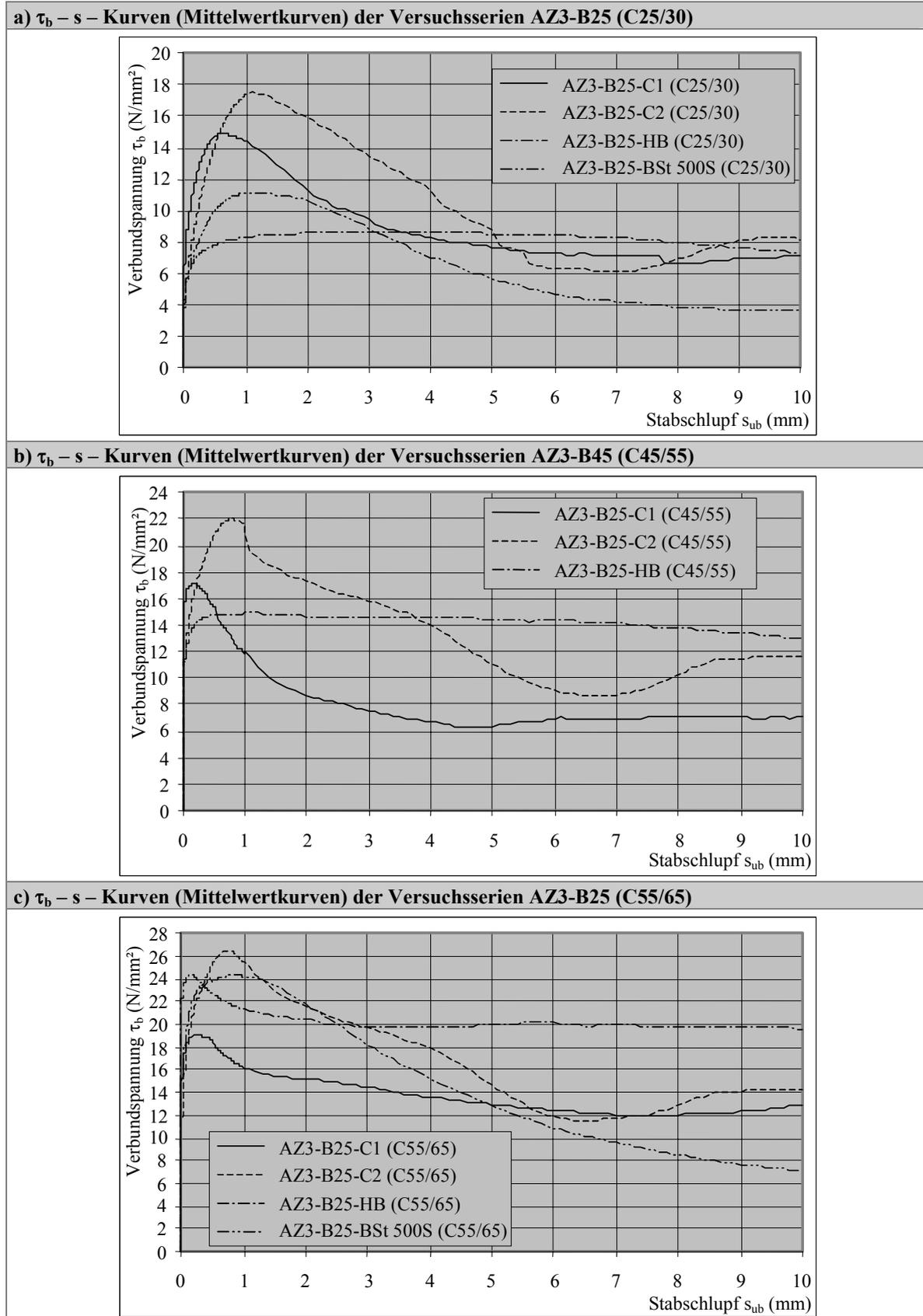
Entwicklung der bezogenen Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

Folgende Schlussfolgerungen zum Einfluss der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten der untersuchten Bewehrungsmaterialien können gezogen werden:

- Die getroffenen Aussagen zum Einfluss der Verbundlänge, des Stabdurchmessers und der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundeigenschaften sowie die Annahmen zum Anstieg der Verbundspannungs – Schlupf – Kurven basierend auf den Ergebnissen der Versuchsserie mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 werden durch die Versuchsserien mit Beton der Festigkeitsklassen C45/55 sowie C55/65 bestätigt.
- Mit steigender Betonfestigkeit erhöht sich bei allen untersuchten Bewehrungsmaterialien die übertragbaren Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$ und $\tau_{b,max}$, wobei mit Erhöhung der Betonfestigkeit bei den Hughes Brothers Stäbe bzw. beim Betonstahl eine signifikante Verbesserung der Verbundwirkung zu verzeichnen ist.
- Während die Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ bei den ComBAR-Stäben nahezu im proportionalen Verhältnis zur Betondruckfestigkeit stehen, wachsen diese bei den Hughes Brothers Stäben sowie beim Betonstahl überproportional zur Betonfestigkeit f_{ck} .
- Neben der Oberflächenprofilierung der Bewehrungsstäbe stellt die Betonfestigkeit eine wesentliche Einflussgröße auf das Verbundverhalten der GFK-Stäbe dar.
- Im Stahlbeton wird diesem Sachverhalt bei der Festlegung der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$ beim Modellansatz zum Verbund zwischen Betonstahl und Beton Rechnung getragen (siehe Abschnitt 3.4.2). Unter Berücksichtigung der spezifischen Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe kann in Anlehnung an den Betonstahl die Verbundfestigkeit aus der Betonzugfestigkeit abgeleitet werden.

Unter Berücksichtigung der oben genannten Aspekte erscheint es gerechtfertigt, für jedes Bewehrungsmaterial und für die jeweilige Festigkeitsklasse des Betons aus den Einzelversuchskur-

ven entsprechende Mittelwertkurven auszuweisen (siehe Tafel 5.13).



Tafel 5.13

$\tau_b - s$ – Kurven (Mittelwertkurven) der Versuchsserien AZ3

5.2.3.6 Einfluss der Messpunktanordnung zur Bestimmung des Stabschlupfes

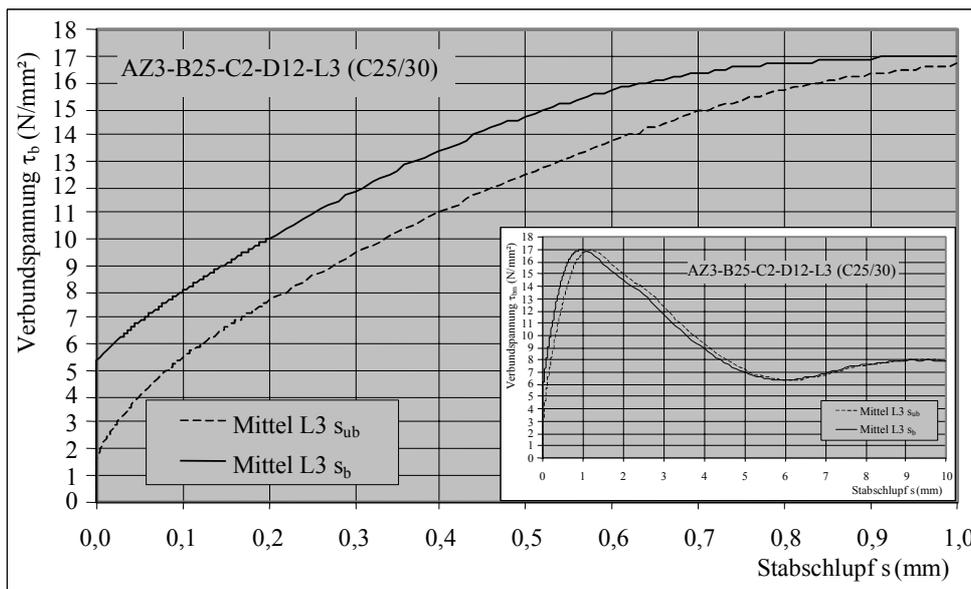
Für die Versuchskörper der Serie AZ3 mit einer Verbundlänge $l_b = 3d_r$ wurde z.T. neben der Stabverschiebung auf der unbelasteten Stabseite explizit der Stabschlupf auf der belasteten Stabseite ermittelt. Exemplarisch sind in Tafel 5.14a die mittleren Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen der Versuchsserie AZ3-B25-C2-D12-L3 (C25/30) in Abhängigkeit von der Stabverschiebungen auf der belasteten (s_b) sowie auf der unbelasteten s_{ub} Stabseite dargestellt.

Erwartungsgemäß werden auf der belasteten Stabseite geringere Verbundspannungen als auf der unbelasteten Stabseite bei gleicher Größe des Stabschlupfes erreicht. Beim Vergleich beider Kurven ist ersichtlich, dass die Kurven lediglich um einen geringen Betrag des Stabschlupfes horizontal verschoben sind. Diese Differenz ist im Kurvenverlauf nahezu konstant.

Für die Versuchsauswertung werden die Verbundspannungen bei einem Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm herangezogen. Die Betrachtung des Verhältnisses der zugehörigen Verbundspannungen $\tau_{b, sb}$ und $\tau_{b, sub}$ erfolgt auf Basis aller Einzelversuche (Tafel 5.14b). Der Verhältniswert $\tau_{b, sb=0,15\text{mm}} / \tau_{b, sub=0,15\text{mm}}$ ist im Mittel mit ca. 0,73 für alle Bewehrungsmaterialien nahezu gleich groß, wobei der Einfluss des Stabdurchmessers und der Betonfestigkeit auf die Größe der Differenz der Stabverschiebung vernachlässigbar gering ist.

Bei den Modellansätzen zum Verbund wird davon ausgegangen, dass anhand von Versuchen an kurzen Verbundlängen auf ein allgemeingültiges Verbundverhalten für den kontinuierlich wirkenden starren Verbund von bewehrten Betonbauteilen im Rissstörbereich geschlossen werden kann. Der Ausziehversuch selbst stellt hierbei eine Idealisierung des Rissufers dar. Im realen Bauteil treten im Gegensatz zu den Ausziehversuchen am Anfang des Rissstörbereiches keine Relativverschiebungen zwischen dem Bewehrungsstab und dem Beton auf. Da die experimentell untersuchte Verbundlänge als differenzielle Größe betrachtet werden kann, werden üblicherweise die Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen auf den Stabschlupf der unbelasteten Stabseite bezogen.

a) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Versuchsserie AZ3-B25-C2-D12-L30-(4-6) bezogen auf die Stabverschiebung der belasteten sowie der unbelasteten Stabseite



b) Verhältnis der Mittelwerte von $\tau_{b, sb=0,15mm} / \tau_{b, sub=0,15mm}$ für alle Stabmaterialien, Stabdurchmesser und Festigkeitsklassen des Betons für eine Verbundlänge von $l_b = 3 d_r$

Stabmaterial	Stabdurchmesser d_r (mm)	Verhältnis der Verbundspannung $\tau_{b, sb=0,15mm} / \tau_{b, sub=0,15mm}$		
		B25 (C25/30)	B45 (C45/55)	B45 (C55/65)
ComBAR C1	12	0,60	0,75	-
	15	0,78	0,78	-
ComBAR C2	9	0,82	0,84	-
	12	0,73	0,60	-
Hughes Brothers	6	1,00	0,99	-
	9	0,90	0,91	-
	12	0,88	0,88	-
	16	0,88	0,78	-
Betonstahl BSt 500S	6	0,97	-	0,90
	10	0,87	-	0,71
	12	0,73	-	0,76
	16	0,67	-	0,65

Tafel 5.14

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Versuchsserie AZ3-B25-C2-D12-L30-(4-6) und Verhältniswerte von $\tau_{b, sb=0,15mm} / \tau_{b, sub=0,15mm}$ der Versuchsserie AZ3

5.2.3.7 Einfluss einer wiederholten Beanspruchung

Neben der Ermittlung der Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe bei einer weggesteuerten Belastung mit kontinuierlich steigendem Stabschlupf (Versuchsserie AZ3) stand im Interesse der weiterführende Untersuchungen die Bestimmung des Einflusses einer Langzeitbeanspruchung bzw. einer wiederholten Belastung auf das Verbundverhalten der GFK-Stäbe. Im Rahmen der Versuchsserie AZ4 wurde diesbezüglich die Auszugskraft sukzessiv gesteigert, wobei jede Laststufe 3 mal angefahren wurde und die Belastung jeweils 3 Minuten konstant gehalten wurde. Die maximale Prüflast wurde so gewählt, dass möglichst die aus der Versuchsserie AZ3 ermittelte mittlere Versuchskurve gut angenähert wurde, ohne vorzeitig ein Verbundversagen zu erreichen. Durch eine Reihe von Tastversuchen wurde die maximale Prüflast der kraftgesteuerten Ausziehversuchen mit ca. 85 % der maximal erreichbaren Prüflast der adäquaten Versuchsserie AZ3 ermittelt.

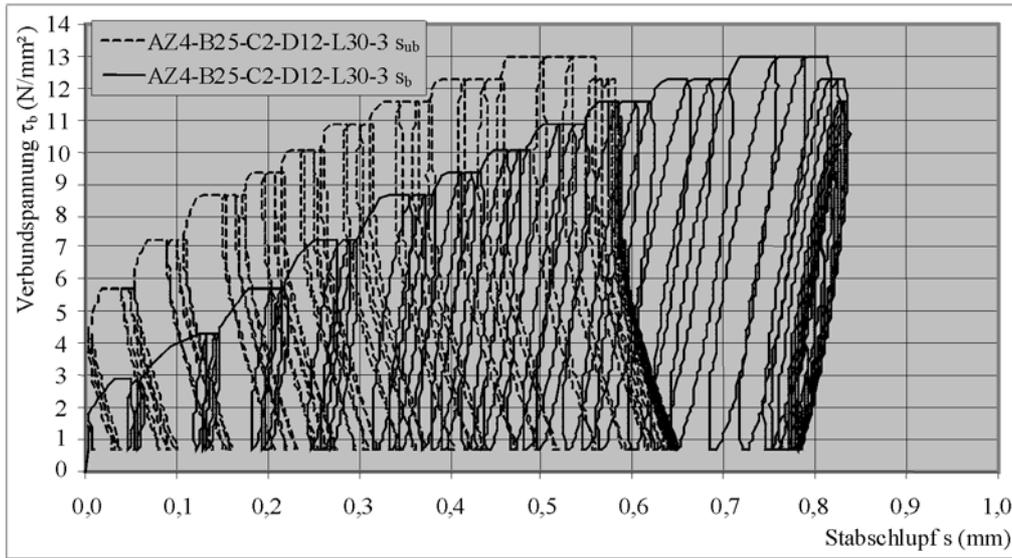
In der Tafel 5.15a ist exemplarisch die Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3-3 (C25/30) mit den Belastungsstäben und Entlastungsstäben dargestellt. Die Verbundspannungen τ_b sind für die Stabverschiebungen auf der belasteten Stabseite s_b ausgewiesen. Die Mittelwerte der Schlupfzunahmen infolge der konstant gehaltenen Belastung jeweils für die Belastungs- und die Entlastungsstäbe sind für die Versuchsserie AZ4 in der Tafel 5.15c aufgeführt. Die Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen aller Ausziehversuche der Serie AZ4 sind dem Anhang A1.5.2.2 zu entnehmen.

Alle untersuchten Stabmaterialien weisen einen deutlichen Anstieg des Stabschlupfes unter einer wiederholten und konstant gehaltenen Belastung auf. Mit zunehmendem Belastungsniveau zeigt sich, dass der Zuwachs des Stabschlupfes je Belastungszyklus ansteigt und dass durch die dreimalige Belastung je Lastniveau kein Zustand zu verzeichnen ist, bei dem der Stabschlupf einem konstanten Endwert zustrebt. Dies deutet neben dem Zuwachs der Kriechverformungen der Betonkonsolen bzw. der Oberflächenprofilierung bei den GFK-Stäben auf die fortschreitende Schwächung des Formverbundes hin. Die deutlichsten Zuwächse sind bei den Hughes Brothers Stäben und beim Betonstahl zu verzeichnen. Dabei erhöht sich im Mittel der Stabschlupf auf der belasteten sowie unbelasteten Stabseite bei den Hughes Brothers Stäben um max. 0,13 mm und beim Betonstahl um ca. 0,12 mm je Laststufe. Der Schlupfzuwachs bei den ComBAR-Stäben ist mit max. 0,08 mm je Laststufe geringer. Dies entspricht einer Erhöhung des Stabschlupfes bezogen auf den Anfangsschlupfwert s_{b0} um einen Faktor von maximal 1,5 (ComBAR), von ca. 2,2 (Hughes Brothers) bzw. von maximal 2,4 (Betonstahl).

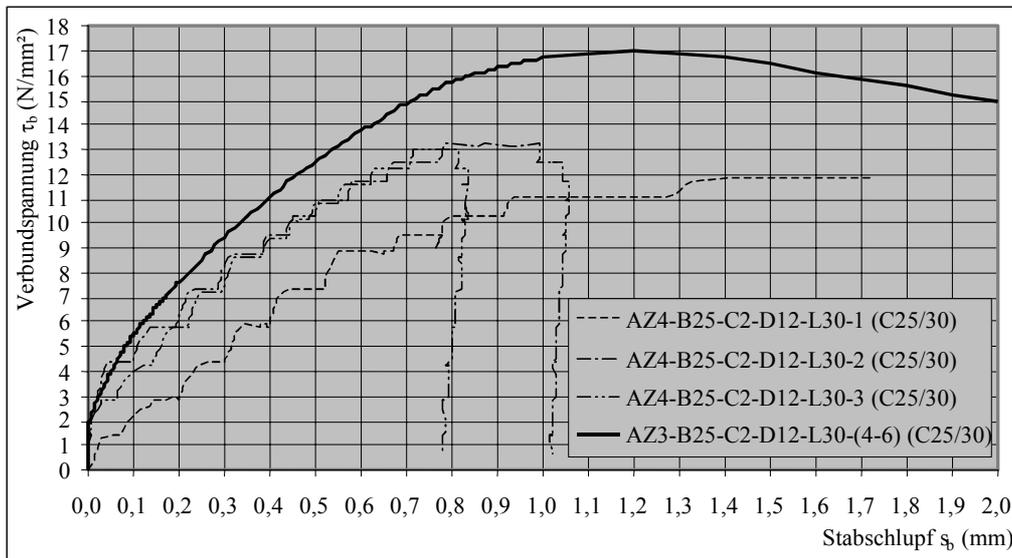
Nach Erreichen der maximalen Prüflast schloss sich analog zur Belastung eine sukzessive Entlastung mit den gleichen Belastungsstufen an. Die daraus resultierenden mittleren Zuwächse des Stabschlupfes sind vernachlässigbar gering. So hat eine niedrigere Belastungsintensität in Anschluss einer höheren Vorbelastung keine Auswirkung auf einen weiteren Schlupfzuwachs.

Bei der Gegenüberstellung der Verbundspannungs – Schlupf – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3 mit der Mittelwertkurve der Serie AZ3-B25-C2-D12-L3 in Tafel 5.15b ist erkennbar, dass der qualitative Kurvenverlauf beider Versuchsserien gleich ist. Bei den dargestellten Versuchskurven der Serie AZ4 werden wegen der Stabschlupfzunahme infolge der wiederholten Belastung die Verbundspannungswerte $\tau_{b,sb=0,15mm}$ der Versuchsserie AZ3 nicht erreicht. Das Halten bzw. das Wiederholen der Belastung führt im Vergleich zu einer kontinuierlich steigenden Belastung bei der Mehrzahl der Versuchskörper zu einer Verringerung der maximal übertragbaren Verbundkraft um maximal 25 %. Diese Feststellungen bestätigen die Erkenntnisse der Literatur zum Einfluss von Langzeitbelastungen bzw. von wiederholten Belastungen auf die Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials (siehe Abschnitt 5.1.2.4).

a) $\tau_b - s$ - Kurven der Serie AZ4-B25-C2-D12-L30-3 (C25/30) bei sukzessiv gesteigerter Belastung



b) Vergleich der $\tau_b - s$ - Kurven der Serie AZ4-B25-C2-D12-L3 mit der Mittelwertkurve der Serie AZ3-B25-C2-D12-L3 (4...6) (C25/30)



c) Mittlere Schlupfzunahme infolge konstant gehaltener Belastung der Serie AZ4-B25 (C25/30)

Stabmaterial	Versuchsserie	Messstelle Stabschlupf Stabseite	Schlupfzunahme unter konstanter Belastung			
			der Belastungsäste		der Entlastungsäste	
			Schlupf (mm)	s_{b1} / s_{b0}	Schlupf (mm)	s_{b1} / s_{b0}
ComBAR C1	AZ4-B25-C1-D12-L30	unbelastet	0,043	1,45	0,001	1,07
		belastet	0,050	1,33	0,002	1,02
ComBAR C2	AZ4-B25-C2-D12-L30	unbelastet	0,075	1,44	0,006	1,01
		belastet	0,074	1,21	0,006	1,01
Hughes Brothers	AZ4-B25-HB-D12-L30	unbelastet	0,131	2,17	0,006	1,04
		belastet	0,094	2,19	0,005	1,02
Betonstahl BSt 500 S	AZ4-B25-S500-D12-L30	unbelastet	0,116	2,36	0,021	1,06
		belastet	0,108	1,80	0,007	1,01

Tafel 5.15

Verbundspannungs-Schlupf-Kurven der Serie AZ4-B25-C2-D12-L30 (C25/30) bei sukzessiv gesteigerter Belastung; Vergleich mit der Mittelwertkurve der Serie AZ3-B25-C2-D12-L3 (4...6) (C25/30); Schlupfzuwächse infolge konstant gehaltener Belastung bei Serie AZ4

In der Tabelle 5.4 sind für die Stabverschiebungen am belasteten bzw. unbelasteten Stabende von $s = 0,05 \text{ mm}$, $0,10 \text{ mm}$ sowie $0,15 \text{ mm}$ die Mittelwerte der Verbundspannungen der Versuchsserie AZ4 mit denen der Serie AZ3-B25-D12-L30 (4...6) gegenübergestellt.

Abweichend vom Stabmaterial ComBAR C2 weisen die Hughes Brothers Stäbe bzw. teilweise die ComBAR-Stäbe C1 und der Betonstahl infolge einer sukzessiv gesteigerten Belastung größere Verbundspannungswerte als bei der weggesteuerten Belastung auf. Im Gegensatz zur kraftgesteuerten Belastung nimmt bei der weggesteuerten Belastung weder die Auszugskraft noch der Stabschlupf einen konstanten Basiswert bei der Messwerterfassung an. So kann aufgrund der Messverzögerung die der Stabverschiebung zugehörige Auszugskraft einen geringeren Wert als bei den kraftgesteuerten Ausziehversuchen annehmen, wo die Auszugskraft über einen definierten Zeitraum konstant gehalten wird. Dieser Effekt wird besonders bei einsetzendem Stabschlupf sowie bei geringen Schlupfwerten deutlich. So sind beim Vergleich der Versuche mit weggesteuerter und kraftgesteuerter Belastung die Verbundspannungswerte $\tau_{b,sb=0,05\text{mm}}$, $\tau_{b,sb=0,10\text{mm}}$ und $\tau_{b,sb=0,15\text{mm}}$ kritisch zu betrachten und gegebenenfalls durch Vergleichsuntersuchungen zu verifizieren.

Stabmaterial	Mittelwerte aus der Versuchsserie	Belastung	Messstelle Stabschlupf	$\tau_b (s=0,05\text{mm})$ (N/mm ²)	$\tau_b (s=0,10\text{mm})$ (N/mm ²)	$\tau_b (s=0,15\text{mm})$ (N/mm ²)
ComBAR C1	AZ4-B25-C1-D12-L30	kraftgesteuert	unbelastet	8,92	10,86	11,13
	AZ3-B25-C1-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	12,21	13,65	14,85
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_{ub}	1,37	1,26	1,33
	AZ4-B25-C1-D12-L30	kraftgesteuert	belastete	8,21	9,87	11,31
	AZ3-B25-C1-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	5,13	7,20	8,96
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_b	0,62	0,73	0,79
ComBAR C2	AZ4-B25-C2-D12-L30	kraftgesteuert	unbelastet	4,67	5,55	6,71
	AZ3-B25-C2-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	6,83	8,00	9,05
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_{ub}	1,46	1,44	1,35
	AZ4-B25-C2-D12-L30	kraftgesteuert	belastete	2,87	3,63	4,44
	AZ3-B25-C2-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	3,97	5,45	6,60
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_b	1,38	1,50	1,49
Hughes Brothers	AZ4-B25-HB-D12-L30	kraftgesteuert	unbelastet	6,58	6,95	7,24
	AZ3-B25-HB-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	4,71	5,22	5,66
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_{ub}	0,72	0,75	0,78
	AZ4-B25-HB-D12-L30	kraftgesteuert	belastete	6,22	6,96	6,95
	AZ3-B25-HB-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	4,08	4,48	5,00
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_b	0,66	0,64	0,72
Betonstahl BSt 500 S	AZ4-B25-S500-D12-L30	kraftgesteuert	unbelastet	8,44	8,93	8,93
	AZ3-B25-S500-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	8,79	9,94	10,83
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_{ub}	1,04	1,11	1,21
	AZ4-B25-S500-D12-L30	kraftgesteuert	belastete	7,20	7,97	8,20
	AZ3-B25-S500-D12-L30 (4...6)	weggesteuert	Stabseite	4,32	6,37	7,88
	$\tau_{b,AZ3} / \tau_{b,AZ4}$		s_b	0,60	0,80	0,96

Tabelle 5.4

Gegenüberstellung der Verbundspannungswerte $\tau_{b,s=0,05\text{mm}}$, $\tau_{b,s=0,10\text{mm}}$ und $\tau_{b,s=0,15\text{mm}}$ der Versuchsserien AZ4 und AZ3 auf der Grundlage der Stabverschiebung auf der belasteten bzw. unbelasteten Stabseite

Nach Versuchsende wurden die Versuchskörper, bei denen kein vorzeitiges Verbundversagen eintrat, zur Bestimmung der maximalen Verbundspannung bis zum Verbundbruch belastet (siehe Tabelle 5.5). Die ComBAR-Stäbe C1 weisen infolge einer sukzessiv gesteigerten Belastung im Vergleich zur Versuchsserie AZ3 eine Verringerung der maximalen Verbundspannung um ca.

18 % auf. Bei den anderen Stabmaterialien ist kein signifikanter Einfluss der wiederholten Belastung auf die Größe der maximalen Verbundspannungen zu verzeichnen.

	$\tau_{b,max}$ AZ4 (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ AZ4 im Bruchzustand (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ AZ3 (4...6) (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (AZ4-Bruch) / $\tau_{b,max}$ (AZ4)	$\tau_{b,max}$ (AZ4-Bruch) / $\tau_{b,max}$ (AZ3)
AZ4-B25-C1-D12-L30	14,29	15,44	18,78	0,93	0,82
AZ4-B25-C2-D12-L30	12,68	17,11	16,99	0,74	1,01
AZ4-B25-HB-D12-L30	8,21	12,32	13,08	0,67	0,94
AZ4-B25-S500-D12-L30	10,17	14,41	14,60	0,71	0,99

Tabelle 5.5

Vergleich der Mittelwerte der maximalen Verbundspannung der Serie AZ4 und AZ3

5.2.3.8 Verteilung der lokalen Verbundspannungen

Im Rahmen der experimentellen Untersuchung der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L30 wurde anhand einer Dehnmesskette die Verteilung der lokalen Stabdehnungen entlang der Verbundlänge bestimmt. Die Anordnung der einzelnen Dehnmessstreifen der Dehnmesskette im Bereich der Verbundlänge l_b ist im Anhang A1.4 dargestellt. Die Dehnmesskette wurde im Verbundbereich mittig angeordnet, um hinsichtlich der großen Dehnungsdifferenzen zwischen Bewehrungsstab und Beton im Randbereich der Verbundzone auf der belasteten Stabseite ein vorzeitiges Versagen der Dehnmesskette auszuschließen. Die Belastung erfolgte analog zur Versuchsserie AZ3 weggesteuert. Aufgrund der zunehmenden primären Zerstörung der Staboberfläche während des Versuches kam es zu einem teilweisen Ausfall der einzelnen Dehnmessstreifen der Dehnmesskette. Dies war hauptsächlich bedingt durch das Abreisen der Lötstellen vom Dehnmessstreifen. Eine kontinuierliche Messung der lokalen Stabdehnungen war bis zu einem Stabschlupf auf der belasteten Stabseite von $s_b = 1,3$ mm möglich. Somit wird der im Schwerpunkt der Untersuchungen stehende Kurvenbereich durch Messdaten abgedeckt. Der Stabschlupf wurde auf der belasteten sowie auf der unbelasteten Stabseite ermittelt. Für diese Versuchsserie kam ausschließlich als Bewehrungsmaterial ComBAR C1 mit einem Stabdurchmesser 12 mm bei Anordnung einer Verbundlänge von $l_b = 3d_r = 36$ mm zum Einsatz. Die experimentell ermittelten Kurvenparameter dieses Einzelversuchs sind in Tafel 5.16a dargestellt. Die zugehörige Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung ist im Anhang A1.5.2.3 dargestellt.

Die Ergebnisse des Einzelversuchs der Serie AZ5-B25-C1-D12-L30 bestätigen die Versuchswerte der Teilserie AZ3-B25-C1-D12-L30, wodurch auf eine allgemeine Gültigkeit der Versuchsergebnisse geschlossen werden kann. In Tafel 5.16b sind die gemessenen Stabdehnungen des Einzelversuchs in Abhängigkeit von der Messstelle der Dehnmessstreifen und des Stabschlupfes s_b dargestellt. Hierin sind die Einzelwerte der jeweiligen Dehnmessstreifen im Abstand zum belasteten Rand aufgetragen. Zusätzlich stellt eine Funktion in Form eines Polynoms 3. Grades den Kurventrend dar. Im Anhang A1.5.7 ist die zugehörige Verteilung der lokalen Stabspannungen abgebildet.

Es kann festgestellt werden, dass mit steigender Belastung die lokalen Stabdehnungen zunehmen. Tendenziell entwickeln sich die lokalen Stabdehnungen über die Verbundlänge anfangs linear und

bei steigender Beanspruchung potenziell. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass mit zunehmender Belastung die lokale Schwächung des Verbundes, beginnend am belasteten Rand, einsetzt. Im Bereich der maximal übertragbaren Verbundkräfte sind die örtlichen Dehnungsunterschiede des Bewehrungsstabes relativ gering.

In der Tafel 5.16c sind für einzelne Lastniveaus die Messdaten dieser Versuchsreihe aufgeführt. Die maximale Stabdehnung im Verbundbereich beträgt beim Stabschlupf von $s_b = 0,15$ mm ca. $1,71 \text{ ‰}$ bzw. beim Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm ca. $1,85 \text{ ‰}$. Die zugehörige Stabspannung beträgt 72 N/mm^2 bzw. 78 N/mm^2 . Damit wird der Bewehrungsstab im Verbundbereich mit ca. 11 % seiner Zugfestigkeit nur gering ausgelastet. Die über die Verbundlänge gemittelte Verbundspannung τ_b beträgt $8,2 \text{ N/mm}^2$ (bei $s_b = 0,15$ mm) bzw. $8,8 \text{ N/mm}^2$ (bei $s_{ub} = 0,15$ mm).

Bei einem Stabschlupf von $s_b = 1,3$ mm konnte eine maximale Stabdehnung mit ca. $4,2 \text{ ‰}$ gemessen werden. Dies entspricht dem Wert der Stabspannungen, der bei der Bemessung von GFK-stabbewehrten Betonbauteilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach *Raue et al.* [rau2] angesetzt wird.

Basierend auf dem Zusammenhang zwischen der lokalen Stabdehnung und der lokalen Verbundspannung nach Tafel 5.17a ist die Entwicklung und die Verteilung der lokalen Verbundspannungen τ_{bx} in Abhängigkeit der Messstelle der Dehnmessstreifen und des Stabschlupfes auf der belasteten Stabseite s_b in Tafel 5.17b dargestellt.

Die lokalen Verbundspannungen sind bis zu einem Stabschlupf von $s_b = 0,10$ mm nahezu konstant über die Verbundlänge verteilt. Bei höherer Beanspruchung stellen sich lokale Verbundspannungsspitzen im Abstand von ca. 10 mm vom belasteten Rand ein. Diese Spannungsspitzen werden im weiteren Verlauf der Verbundlänge abgebaut. Ab einem Stabschlupf von $s_b = 0,50$ mm verlagern sich die Spannungsspitzen in die Mitte des Verbundbereiches, wobei mit zunehmender Belastung deren Größe allmählich abnimmt. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass erst beim Stabschlupf von ca. $s_b = 0,10$ mm der Formverbund vollständig wirksam ist und die sukzessive Zerstörung der Staboberfläche ab einem Stabschlupf von $s_b = 0,50$ mm einsetzt. Mit der Schwächung des Verbundes nimmt die Verbundwirkung im Bereich des belasteten Randes ab. Ab einer Stabverschiebung am belasteten Rand von ca. 1,00 mm ist der Formverbund nahezu vollständig aufgehoben. Dies korrespondiert mit den ermittelten Verlauf der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung (siehe Tafel 5.16a).

a) Versuchskennwerte des Einzelversuchs AZ5-B25-C1-D12-L30 (C25/30)

Messpunkt	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s=0,05mm}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s=0,10mm}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s=0,15mm}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,f}$ (N/mm ²)	s ₁ (mm)	s ₂ (mm)	s ₃ (mm)
s _{ub}	2,45	6,01	7,70	8,81	16,03	12,34	0,78	1,00	2,50
s _b	0,86	4,77	6,71	8,16	16,02	12,34	0,83	1,00	2,50

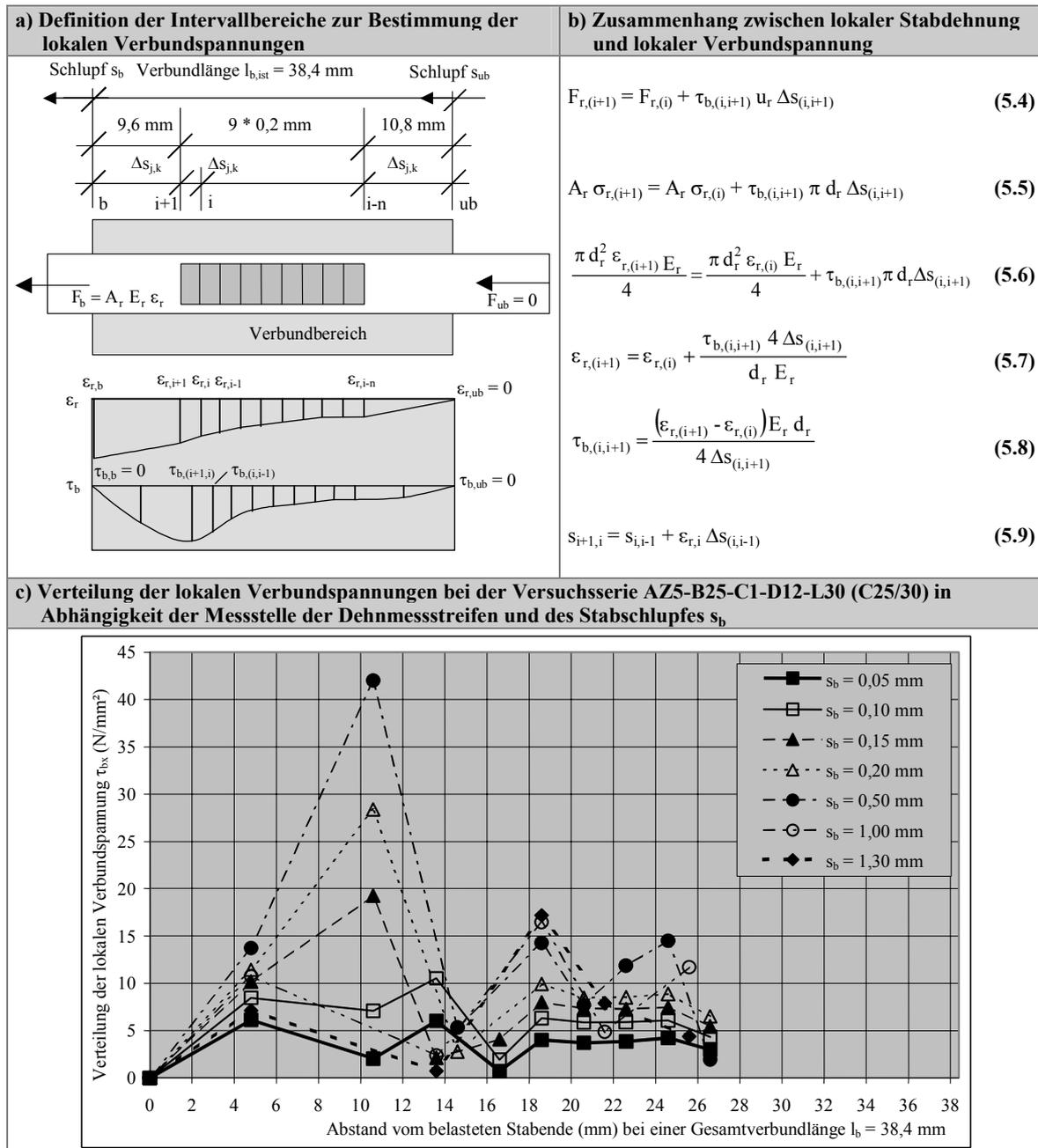
b) Entwicklung der Stabdehnungen der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L30 (C25/30) in Abhängigkeit der Messstelle der Dehnmessstreifen und des Stabschlupfes s_b

c) Stabdehnungen, Stabschlupf und Verbundspannungen der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L30 (C25/30)

Abstand zum belasteten Rand (mm)	Auszugskraft F _b (kN)	Verbundspannung τ _b (N/mm ²)	Schlupf			Stabdehnung ε _r									
			s _{ub} (mm)	s _b (mm)	Δs (mm)	DMS1 (‰)	DMS2 (‰)	DMS3 (‰)	DMS4 (‰)	DMS5 (‰)	DMS6 (‰)	DMS7 (‰)	DMS9 (‰)	DMS10 (‰)	
38,4	6,91	4,77	0,024	0,050	0,026	0,521	0,568	0,635	0,696	0,755	0,819	0,830	1,021	0,989	
0	9,72	6,71	0,068	0,100	0,032	0,697	0,766	0,862	0,955	1,048	1,149	1,179	1,513	1,401	
27,6	11,81	8,16	0,118	0,150	0,032	0,846	0,932	1,050	1,166	1,282	1,409	1,474	1,406	1,712	
25,6	13,60	9,39	0,177	0,200	0,023	1,004	1,107	1,248	1,383	1,517	1,675		1,543	1,994	
23,6	16,49	11,39	0,277	0,300	0,023	1,251	1,387	1,575	1,740	1,883	2,079		1,856	2,483	
21,6	19,11	13,20	0,379	0,400	0,022	1,760	1,791	2,019	2,151	2,352	2,541		2,353	3,007	
19,6	20,88	14,42	0,475	0,500	0,025	2,139	2,169	2,400	2,588	2,710	2,936		2,682	3,348	
17,6	21,97	15,17	0,571	0,600	0,029	2,466	2,517	2,714		2,990	3,220		2,910	3,570	
15,6	22,64	15,64	0,669	0,700	0,031	2,769	2,839	2,986		3,222	3,448		3,082	3,724	
11,6	23,07	15,94	0,764	0,800	0,036	2,857	3,208	3,185		3,390	3,631		3,227	3,856	
9,6	23,18	16,01	0,862	0,900	0,038	2,975	3,885	3,344		3,528	3,789		3,322	3,971	
	23,07	15,94	0,966	1,000	0,034	3,101		3,472		3,627	3,888			4,039	
	22,95	15,85	1,052	1,100	0,048	3,208		3,574		3,694	3,955			4,081	
	22,69	15,67	1,153	1,200	0,047	3,331		3,637		3,751	4,193			4,154	
	22,32	15,42	1,251	1,300	0,049	3,542		3,680		3,931	4,204			4,158	

Tafel 5.16

Versuchskennwerte und Entwicklung der Stabdehnungen und der Stabverschiebungen der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L30 (C25/30)



Tafel 5.17

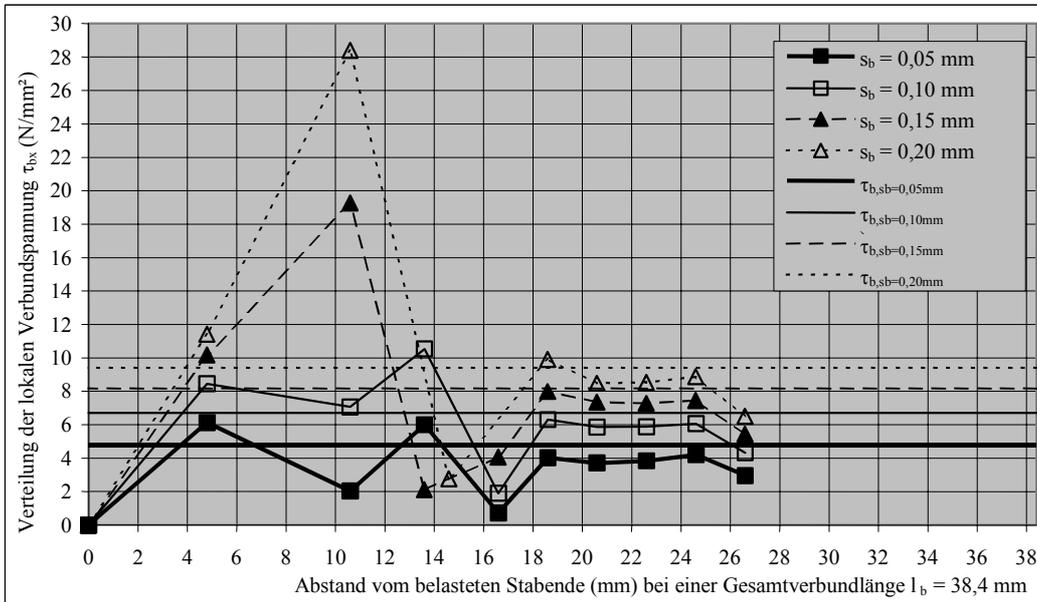
Zusammenhang zwischen lokaler Stabdehnung und lokaler Verbundspannung; Verteilung der lokalen Verbundspannung bei der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L30 (C25/30)

Aus der Gegenüberstellung der lokalen Verbundspannungen und der über die Verbundlänge gemittelten Verbundspannung in Tafel 5.18a zeigt sich, dass die Verbundspannungsspitzen maximal den 3fachen Wert der gemittelten Verbundspannung annehmen. Für geringe Schlupfwerte von $0 \leq s_b \leq 0,30$ mm ist festzustellen, dass das Integral der lokalen Verbundspannungen τ_{bx} über die Verbundlänge dem der gemittelten Verbundspannung τ_b entspricht. Folglich wird die Annahme einer über die Verbundlänge konstant verteilten Verbundspannung für den maßgebenden Bereich des Stabschlupfes von ca. $s_{ub} \leq 0,25$ mm für eine Verbundlänge von $l_b = 3d_r$ experimentell bestätigt.

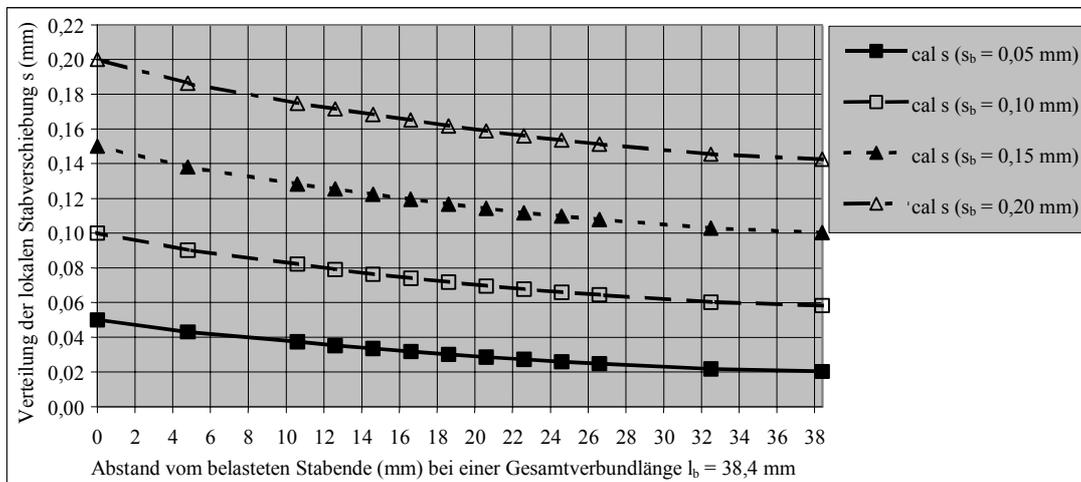
In Tafel 5.18b ist die Entwicklung der lokalen Stabverschiebung dargestellt. Diese Werte wurden aus dem Stabschlupf s_b und der lokalen Stabdehnungen abgeleitet. Dabei ist eine geringfügige

Abweichung zwischen den berechneten und den experimentell bestimmten Schlupfwerten s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite festzustellen (vgl. Tafel 5.16c). Diese Differenz ist auf die lineare Interpolation der lokalen Stabdehnungen (erforderlich durch den teilweisen Ausfall der Dehnmessstreifen) sowie auf die Messtoleranz der verwendeten Messtechnik zurückzuführen.

a) Gegenüberstellung der lokalen Verbundspannungen und der über die Verbundlänge gemittelten Verbundspannungen in Abhängigkeit der Messstelle der Dehnmessstreifen und des Stabschlupfes s_b



b) Verteilung des lokalen Stabschlupfes in Abhängigkeit der Messstelle der Dehnmessstreifen und des Stabschlupfes auf der belasteten Stabseite s_b



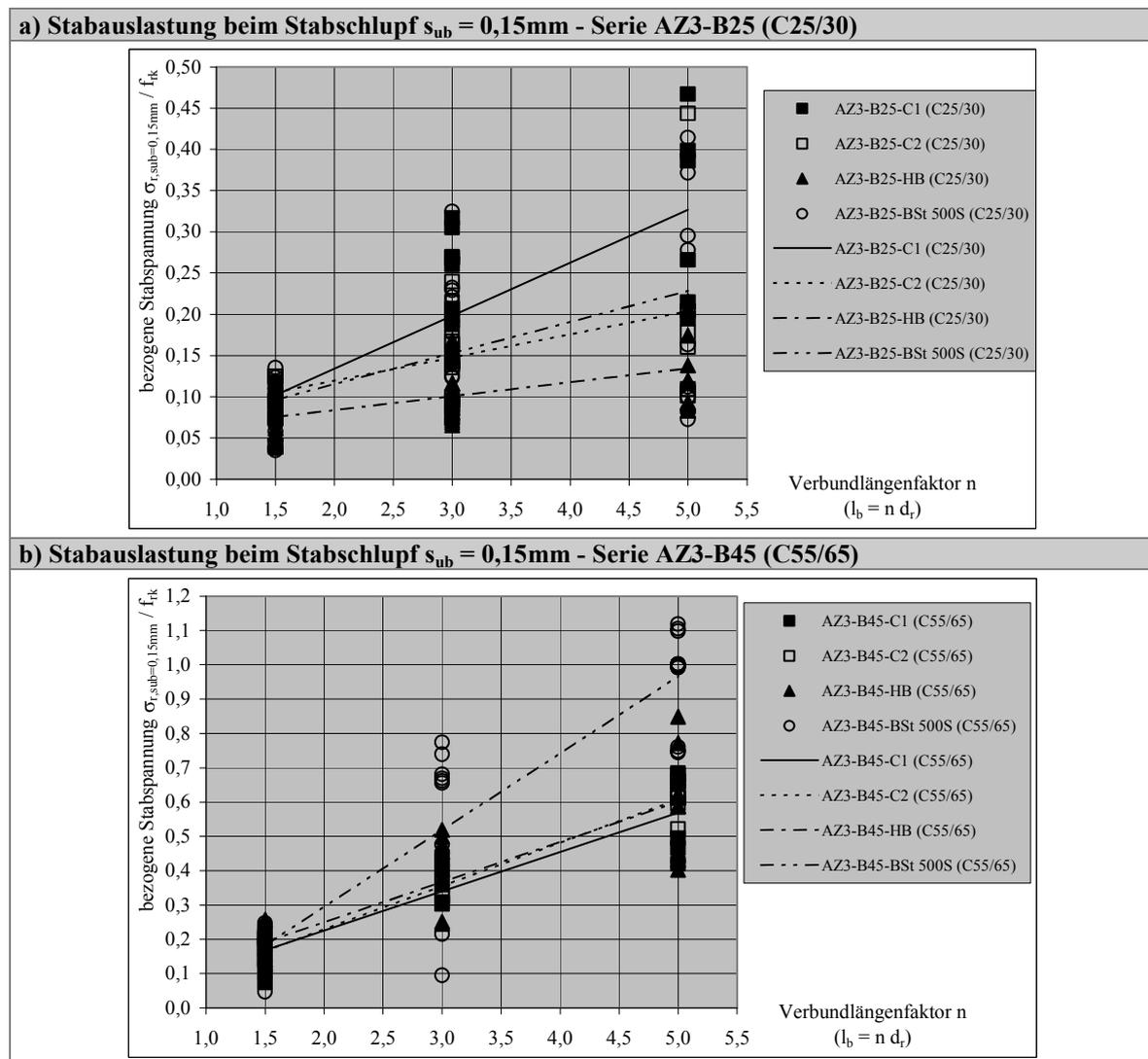
Tafel 5.18
Lokale Verbundspannungen und lokaler Stabschlupf der Serie AZ5-B25-C1-D12-L30

5.2.3.9 Auslastung der Bewehrungsstäbe

In Tafel 5.19 sind die bezogenen Stabspannungen σ_r / f_{rk} in Abhängigkeit von der Verbundlänge für die Versuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und der Festigkeitsklasse C55/65 auf Grundlage der im Mittel eingeleiteten Verankerungskraft bei einem Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm auf der unbelasteten Stabseite dargestellt. Dabei ergibt sich die bezogene Stabspannung σ_r / f_{rk} aus der vorliegenden Stabspannung $\sigma_r = F_r / A_r$ bezogen auf die charakteristische Zugfestigkeit des Bewehrungsmaterials f_{rk} . Im Anhang A1.5.8 sind die bezogenen Stabspannungen

bei einem Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm bzw. von s_1 für alle untersuchten Festigkeitsklassen des Betons aufgeführt. Es ist festzustellen, dass die bezogene Stabspannung mit zunehmender Verbundlänge und Betonfestigkeit deutlich ansteigt. Die maximale Auslastung der Bewehrungsstäbe beim Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm beträgt für die Versuchserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und einer Verbundlänge von $l_b = 3d_r$ ca. 10 ... 20 % der charakteristischen Zugfestigkeit der Bewehrungsstäbe. Während die Stabauslastung der GFK-Stäbe bei den Versuchsserien der Betonfestigkeit C55/65 ca. 35...40 % der charakteristischen Zugfestigkeit beträgt, erreicht der Betonstahl im Mittel eine Auslastung von ca. 65 %. Bei der Verbundlänge von $l_b = 5d_r$ erreicht der Betonstahl z.T. die charakteristische Zugfestigkeit f_{yk} .

Die Stabspannung, die im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei der Bemessung von GFK-bewehrten Betonkonstruktionen zugrunde gelegt wird ($f_{rd} = 0,004 E_r$ [rau2]), wird bei einem Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm bei Beton der Festigkeitsklasse C25/30 im Mittel zu 75 % erreicht und bei Beton der Festigkeitsklasse C55/65 im Mittel um 45 % überschritten.



Tafel 5.19

Stabauslastung beim Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm für die Versuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und C55/65

5.2.4 Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Literatur

Aus der Literatur sind eine Vielzahl von Untersuchungen an GFK-Stäben auf der Grundlage von Ausziehversuchen bekannt. Ein direkter Vergleich der eigenen Ausziehversuche ist hinsichtlich der Versuchsrandbedingungen mit den Versuchsergebnissen der *Chalmers University of Göteborg, Schweden* [tep1], [tep2], [kar1] möglich. Die Versuchsrandbedingungen der eigenen Ausziehversuche und der der *CU Göteborg, Schweden* sind identisch. Im Speziellen wurden jeweils unter Verwendung analoger Festigkeitsklassen des Betons die GFK-Stabmaterialien ComBAR C1 sowie Hughes Brothers untersucht. Da an der *CU Göteborg* nur ein Versuchskörper je Teilversuchsserie geprüft wurde, sind die Versuchsergebnisse statistisch nicht verwertbar. Einen vollständigen Überblick über die Versuchsrandbedingungen der Ausziehversuche an der *Bauhaus-Universität Weimar* und der *CU Göteborg* gibt Anhang A1.6.

Die getroffenen Aussagen zum Verbundversagen, zum Einfluss der Verbundlänge, des Stabdurchmessers sowie der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten der untersuchten GFK-Stäbe werden durch die Ausziehversuche der *CU Göteborg* bestätigt. Die ermittelten Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen besitzen adäquate Kurvenverläufe (siehe Abb. 5.11).

Im Anhang A1.6 sind alle Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen der *CU Göteborg* und der *Bauhaus-Universität Weimar* gegenübergestellt.

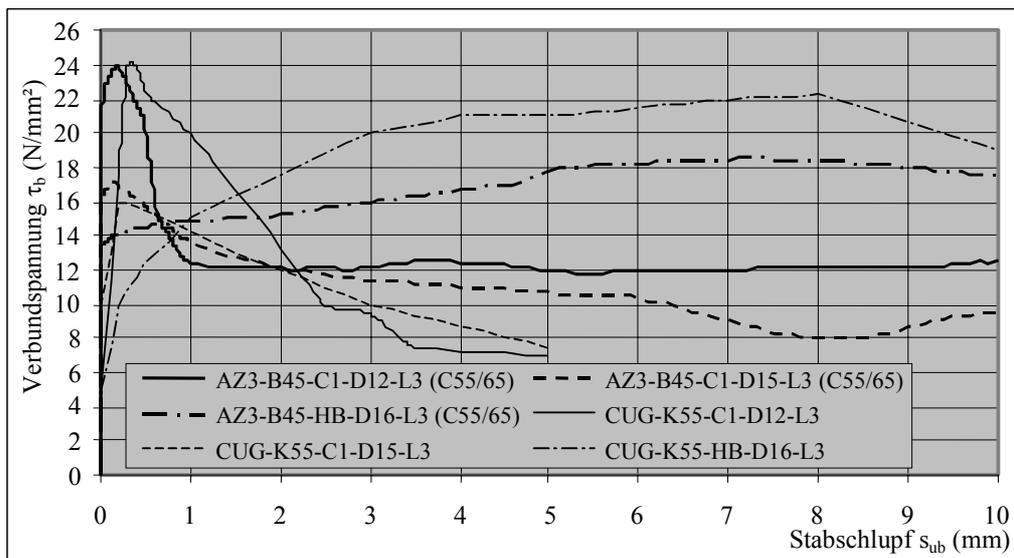


Abb. 5.11

Gegenüberstellung der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen aus den Verbunduntersuchungen an der Bauhaus-Universität Weimar und der Chalmers University of Göteborg, Schweden [tep1], [tep2], [kar1]

5.2.5 Prüfung auf Normalverteilung der Versuchsergebnisse

Zur Prüfung der Hypothese, dass die Werte einer Teilversuchsserie normalverteilt sind, wird der *Kolmogoroff-Smirnoff-Lilliefors-Anpassungstest* (KSL-Anpassungstest) angewendet [gra1], [küh1], [lil1]. Diesem Test liegt die Hypothese zugrunde, dass eine Stichprobe aus einer Normalverteilung stammt, von der μ und σ^2 unbekannt sind. Dieses Verfahren eignet sich im vorliegenden Fall

besonders gut, weil es neben einer stetigen Verteilung der Einzelwerte nur eine Stichprobenanzahl von $n \geq 4$ voraussetzt.

Die unbekannt Parameter der Normalverteilung werden durch den arithmetischen Mittelwert \bar{x} und die Standardabweichung σ der Stichprobe geschätzt. Die zu einem definierten Stabschlupf zugehörigen n Einzelwerte der Verbundspannung τ_b werden der Größe nach geordnet und die Summenfunktion der Stichprobe $F_n(\tau_b)$ wird berechnet.

$$F_n(\tau_b) = n_i / n \quad (5.10)$$

Folgend wird die hypothetische standardisierte Normalverteilung aus den empirischen Einzelwerten x , dem Mittelwert \bar{x} und der Standardabweichung σ der Stichprobe ermittelt.

$$\phi\left(\frac{x_i - \bar{x}}{\sigma}\right) \quad (5.11)$$

Ist der Maximalwert der Differenz von Summenfunktion und Summenwahrscheinlichkeit kleiner als ein von der Irrtumswahrscheinlichkeit α und der Stichprobenanzahl n abhängiger Schwellenwert $\Delta_{n,1-\alpha}^*$, so wird die Hypothese, dass die Stichprobe aus der Normalverteilung stammt, nicht verworfen. Der KSL-Anpassungstest hat nach *Graf et al.* [gra1] folgende Form:

$$\Delta^* = \max_{\text{über alle } x} \left\{ \left| F_n(x) - \phi\left(\frac{x - \bar{x}}{\sigma}\right) \right| \right\} \leq \Delta_{n,1-\alpha}^* \quad (5.12)$$

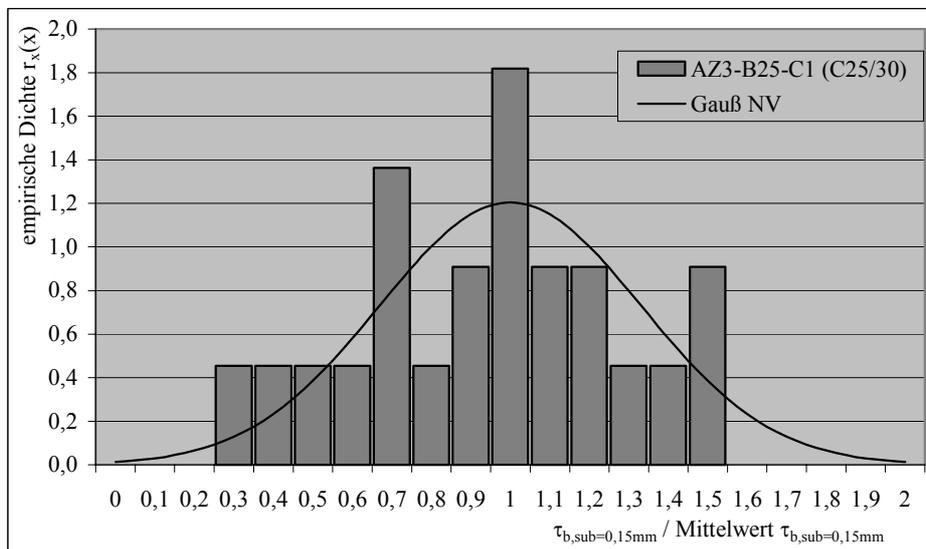
Bei der Durchführung des Testes wurde eine zweiseitige Irrtumswahrscheinlichkeit mit insgesamt $\alpha = 0,10$ (10 %) angenommen und die Verbundspannungen $\tau_{b,\text{sub}=0,15\text{mm}}$ betrachtet, wobei die Versuchskörper mit einheitlichem Stabmaterial und gleicher Festigkeitsklasse des Betons zu einer Teilversuchsserie zusammengefasst wurden.

Die Ergebnisse des KSL-Anpassungstests sind in der Tafel 5.20a aufgeführt. Es zeigt sich, dass bis auf die Teilversuchsserien AZ3-B45-HB (C55/65) und AZ3-B45-BSt 500S (C55/65) für alle untersuchten Stichproben die Hypothese einer Normalverteilung der Versuchswerte aufrechterhalten werden kann. Die Teilsereien, bei denen die Hypothese der Normalverteilung der Verbundspannungswerte $\tau_{b,\text{sub}=0,15\text{mm}}$ verworfen wird, weisen eine konzentrierte Häufigkeit der Verhältniswerte der Verbundspannungen x_i / \bar{x} von $> 1,0$ auf. Dies wird aus den empirischen Dichtefunktionen deutlich, die für die Teilsereien AZ3-B25-C1 (C25/30) und AZ3-B45-BSt 500S (C55/65) in Tafel 5.20b,c gegenübergestellt sind (siehe Anhang A.1.7). Bei weitergehende Untersuchung unter Berücksichtigung des Stabdurchmessers bei den Teilsereien AZ3-B45-HB (C55/65) und AZ3-B45-BSt 500S (C55/65) ergab der KSL-Anpassungstest, dass die Hypothese der Normalverteilung der Verbundspannungswerte $\tau_{b,\text{sub}=0,15\text{mm}}$ aufrechterhalten werden kann (siehe Anhang A.1.8).

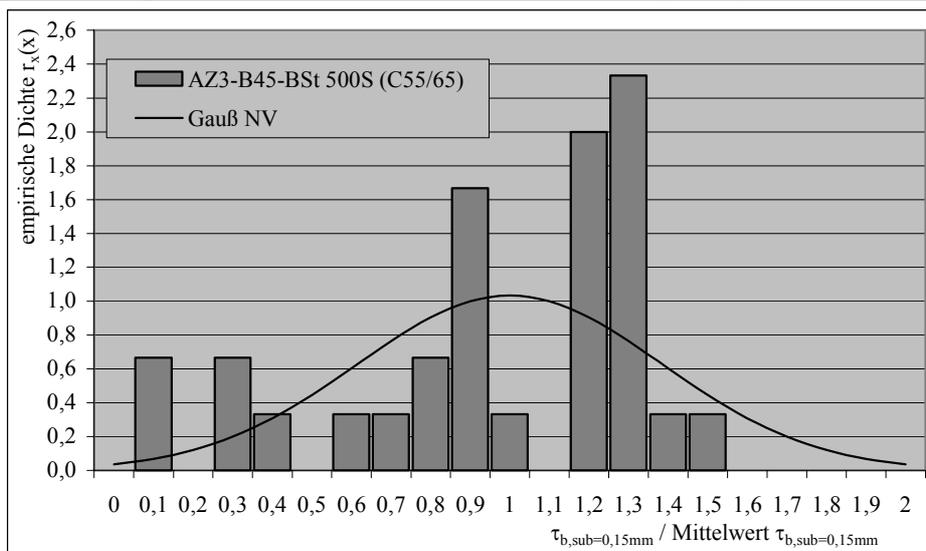
a) Kolmogoroff-Smirnoff-Lilliefors-Anpassungstest zur Prüfung auf Normalverteilung der Verbundspannungswerte $\tau_{b,sub=0,15mm}$ der Serie AZ3

Versuchsserie	\bar{x} (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	n	max{[...]}	$\Delta_{n;1-\alpha}^*$	Annahme Hypothese
AZ3-B25-C1 (C25/30)	11,37	3,76	22	0,091	0,169	ja
AZ3-B25-C2 (C25/30)	8,64	4,07	20	0,166	0,177	ja
AZ3-B25-HB (C25/30)	6,76	2,63	38	0,121	0,133	ja
AZ3-B25-BSt 500S (C25/30)	7,13	3,57	36	0,108	0,136	ja
AZ3-B45-C1 (C45/55)	17,11	2,05	5	0,205	0,328	ja
AZ3-B45-C2 (C45/55)	15,73	2,25	5	0,147	0,328	ja
AZ3-B45-HB (C45/55)	13,76	3,44	12	0,115	0,222	ja
AZ3-B45-C1 (C55/65)	18,90	4,87	16	0,189	0,196	ja
AZ3-B45-C2 (C55/65)	20,02	2,02	18	0,074	0,186	ja
AZ3-B45-HB (C55/65)	24,33	7,03	34	0,151	0,138	nein
AZ3-B45-BSt 500S (C55/65)	22,65	8,74	30	0,177	0,146	nein

b) Empirische Verteilungsdichte der Teilversuchsserie AZ3-B25-C1 (C25/30)



c) Empirische Verteilungsdichte der Teilversuchsserie AZ3-B45-BSt 500S (C55/65)



Tafel 5.20

KSL-Anpassungstest zur Prüfung auf Normalverteilung der Verbundspannungswerte $\tau_{b,sub=0,15mm}$ der Serie AZ3

5.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

5.3.1 Modellansatz zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton

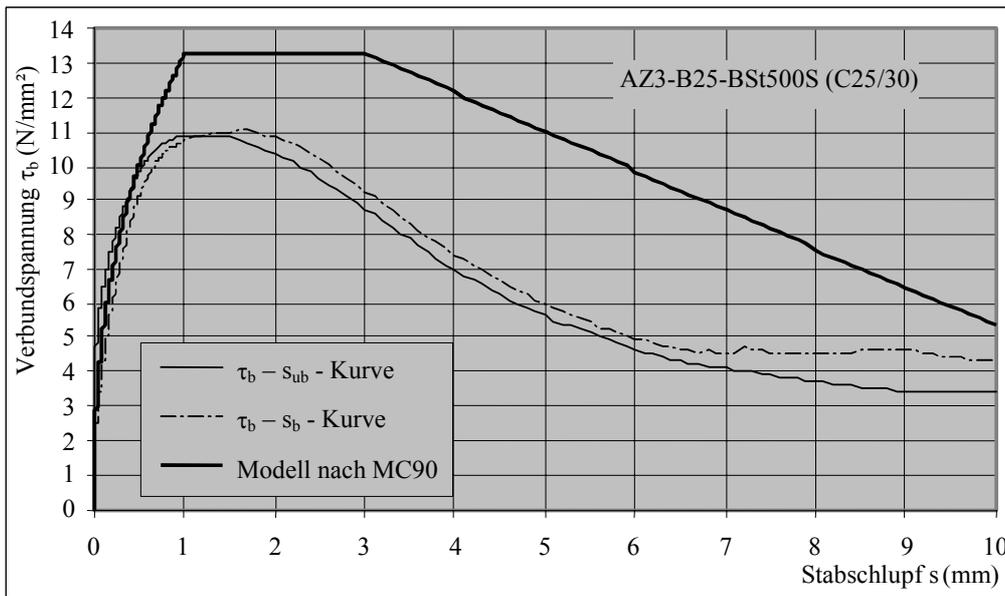
Für weiterführende analytische Betrachtungen der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes hinsichtlich der Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge von GFK-Stäben bzw. der Bestimmung der Rissbreite von GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen ist eine geeignete Formulierung der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung erforderlich.

Im Abschnitt 3.4.2 wurde bereits auf Ansätze zur Beschreibung der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung für Betonstahl eingegangen. Im Speziellen liefert die Formulierung des *Model Code 90* [CEB5] beim Einsetzen in die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes eine analytisch geschlossene Lösung.

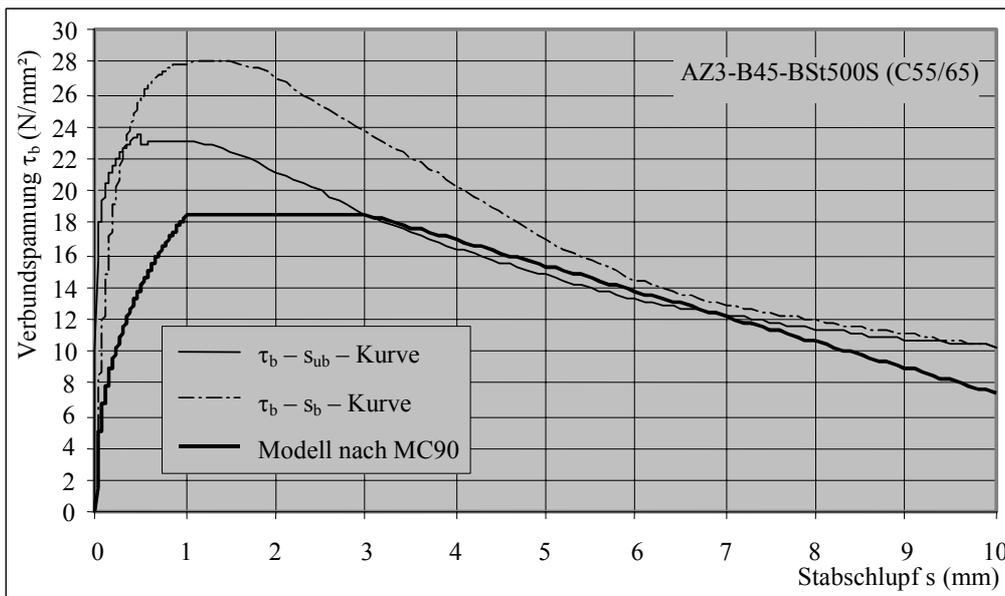
In Tafel 5.21 sind die Mittelwertkurven der Ausziehversuche der Serien AZ3 mit Betonstahl dem Modell der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung des *Model Code 90* für Betonstahl unter den Randbedingungen – guter Verbund und querbehinderter Beton gegenübergestellt.

Es zeigt sich, dass das Modell des *Model Code 90* die mittlere Versuchskurve für Beton der Festigkeitsklasse C25/30 überschätzt und die mittlere Versuchskurve für Beton der Festigkeitsklasse C55/65 unterschätzt. Dabei wird der aufsteigende Ast der experimentell bestimmten $\tau_b - s$ – Kurve für Beton der Festigkeitsklasse C25/30 durch das Verbundgesetz nach *Model Code 90* sehr gut beschrieben. Bei Beton höherer Festigkeit ist bedingt durch die Unterschätzung der Verbundfestigkeit beim Modell ein flacherer Anstieg gegenüber der experimentell bestimmten $\tau_b - s$ – Kurve zu verzeichnen. Allgemein ist eine gute Übereinstimmung der experimentell bestimmten Kurvenkennwerten und den Modellparametern hinsichtlich des Stabschlupfes s_1 , des Parameters α (für $\tau_b - s_b$ – Kurve) sowie des Verhältniswertes $\tau_{b,f} / \tau_{b,max}$ festzustellen. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass im Wesentlichen die im *Model Code 90* empfohlenen Kurvenparameter für Betonstahl durch die Ausziehversuche bestätigt werden.

a) Gegenüberstellung der mittleren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Serie AZ3-B25-BST500S (C25/30) und des Modells nach Model Code 90



b) Gegenüberstellung der mittleren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Serie AZ3-B45-BST500S (C55/65) und des Modells nach Model Code 90



b) Gegenüberstellung der experimentell ermittelten Kurvenkennwerte mit dem Modell nach MC90

Parameter		Festigkeitsklasse des Betons					
		C25/30 (AZ3)		C25/30 (MC90)	C55/65 (AZ3)		C55/65 (MC90)
		τ_b - s_{sub}	τ_b - s_{ub}		τ_b - s_{sub}	τ_b - s_{ub}	
s_1	(mm)	1,00	1,20	1,00	0,50	1,00	1,00
s_2	(mm)	1,60	2,00	3,00	1,40	1,70	3,00
s_3	(mm)	freier Auszug		freier Auszug	freier Auszug		freier Auszug
α		0,21	0,35	0,40	0,10	0,35	0,40
$\tau_{b,max}$	(N/mm ²)	10,9	11,1	13,2	23,5	28,0	18,5
$\tau_{b,f}$	(N/mm ²)	3,4	4,3	5,3	10,3		7,4
$\tau_{b,max} / \sqrt{f_{ck}}$		2,1		2,5	3,2	3,8	2,5
$\tau_{b,f} / \tau_{b,max}$		0,31	0,39	0,40	0,44		0,40

Tafel 5.21

Gegenüberstellung der Mittelwertkurven und der Kurvenkennwerte der Ausziehversuche der Serien AZ3-BSt500S mit dem Modell des Model Code 90 [CEB5]

Im Abschnitt 3.4.3 sind die Modelle zur Beschreibung der $\tau_b - s$ - Kurve von GFK-Bewehrungsmaterialien aufgeführt. Eine weitere Möglichkeit zur Idealisierung der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung liefert die Gleichung (5.13). Sie stellt eine Modifikation der Formulierung des *Model Code 90* [CEB5] für den aufsteigenden Kurvenast dar. Im Unterschied hierzu wird mit (5.13) der gesamte Bereich der $\tau_b - s$ - Kurve beschrieben.

$$\tau_b = \tau_{b,\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha e^{\left(\frac{\alpha}{\beta} \left[1 - \left(\frac{s}{s_1} \right)^\beta \right] \right)} \quad (5.13)$$

In Tafel 5.22 ist exemplarisch die $\tau_b - s_{ub}$ - Kurve nach Tafel 5.13a der Ausziehversuche der Serien AZ3 mit ComBAR-Stäben C1 für Beton der Festigkeitsklasse C25/30 den Modellen für GFK-Stäbe nach Abschnitt 3.4.3, dem Model nach *Model Code 90* bzw. nach Gleichung (5.13) gegenübergestellt.

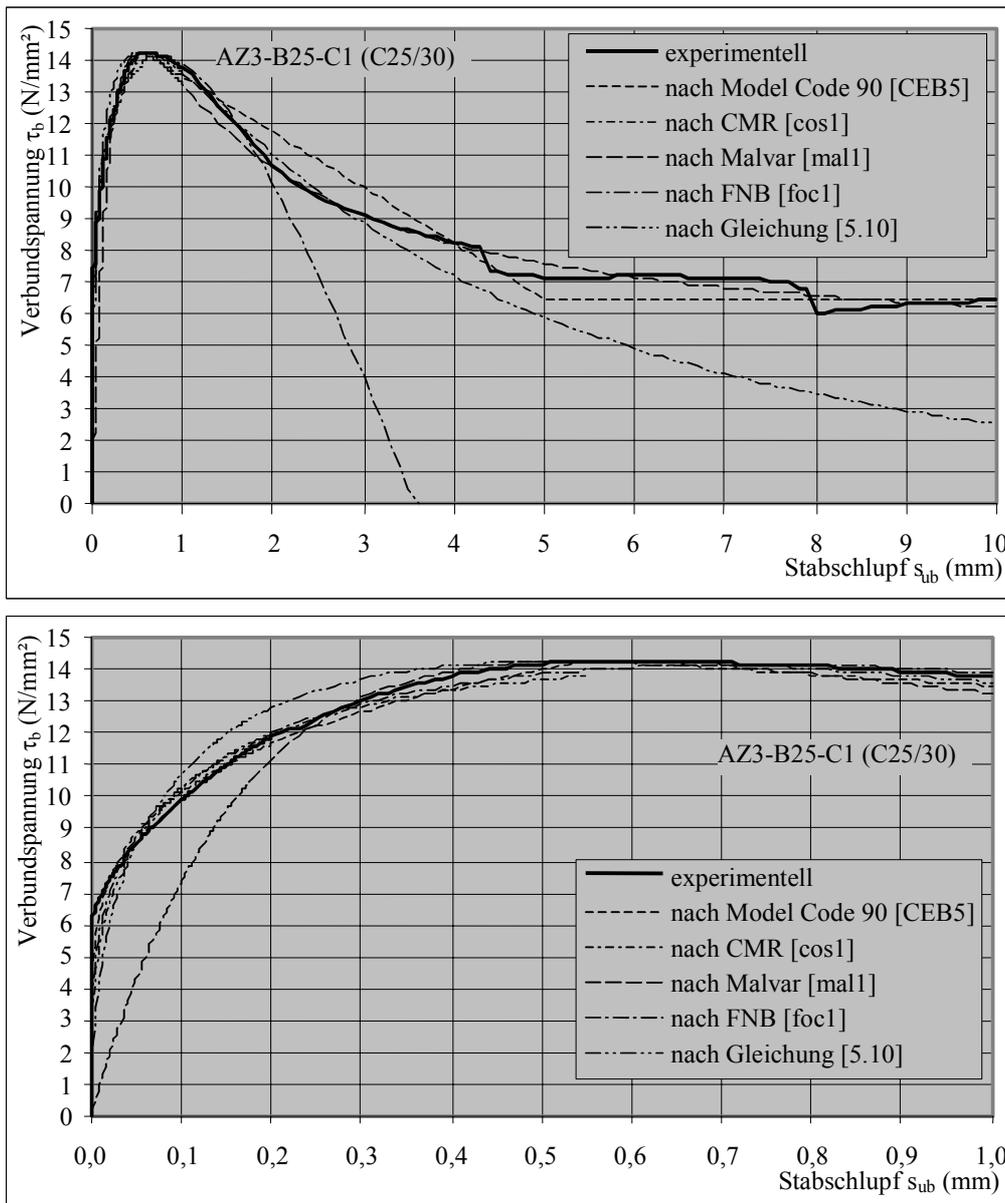
Alle betrachteten Verbundgesetze liefern gute bis sehr gute Angleichungen an den aufsteigenden Ast der experimentellen Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung, wobei das Modell nach *Malvar* [mal1] die Versuchswerte im Schlupfbereich von $s \leq 0,2$ mm deutlich unterschätzt. Sowohl die lineare Idealisierung des *Model Code 90* als auch das Modell nach *Malvar* und die Beziehung der Gleichung (5.13) beschreiben den abfallenden Kurvenbereich hinreichend genau. Wegen der einfachen Form und den oben genannten Vorzügen wird für die Beschreibung des aufsteigenden Kurvenastes von Verbundspannungs – Schlupf – Kurven für GFK-Stäbe das Verbundgesetz nach *Model Code 90* empfohlen.

$$\tau_b = \tau_{b,\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (5.14)$$

Für die im Abschn. 5.2 untersuchten GFK-Stäbe sind für Gleichung (5.14) die Kurvenparameter für die Randbedingungen umschnürten Beton (querbehindert) und guter Verbund in Tafel 5.23 aufgeführt. Hierfür wurden die Mittelwertkurven nach Tafel 5.13 unter Berücksichtigung des Stabschlupfes auf der unbelasteten sowie auf der belasteten Stabseite herangezogen.

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse zum Einfluss der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten der GFK-Stäbe laut Abschnitt 5.2.3.5 können analog zum Betonstahl die maximalen Verbundspannungen $\tau_{b,\max}$ auf der Grundlage der Betondruckfestigkeit bestimmt werden. Für die untersuchten GFK-Stabmaterialien ComBAR und Hughes Brothers werden dementsprechend Kurvenparameter nach Tafel 5.23c vorgeschlagen. Die daraus resultierenden Verbundspannungs – Schlupf – Beziehungen sind in Tafel 5.24 den experimentellen Mittelwertkurven gegenübergestellt.

a) Gegenüberstellung der mittleren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Serie AZ3-B25-C1 (C25/30) und der Modelle für GFK-Stäbe bzw. des Modells nach Model Code 90



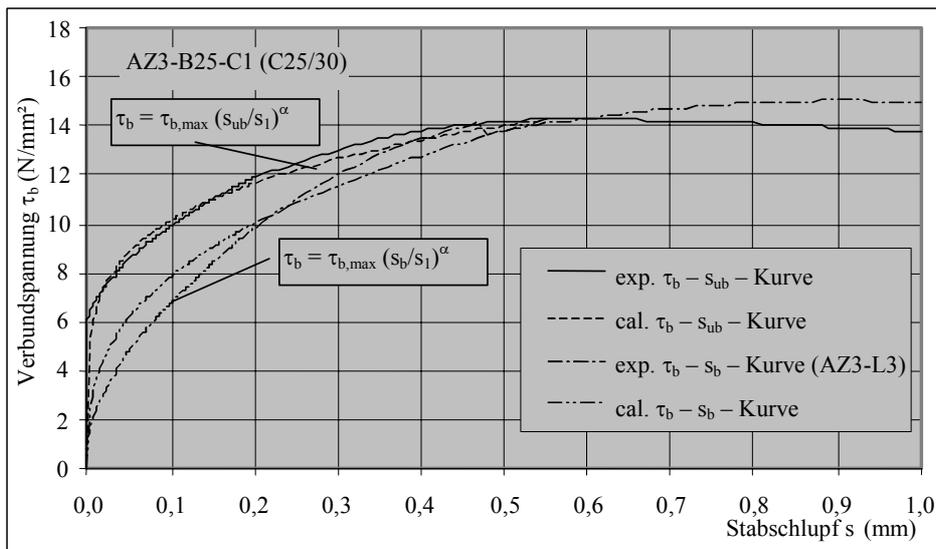
b) Kurvenkennwerte der betrachteten Modelle der $\tau_b - s$ - Kurve für GFK-Stäbe

Parameter		MC90	CMR	Malvar	FNB	Gl. (5.13)
$\tau_{b,max}$	(N/mm ²)	14,3	14,3	14,3		14,3
$\tau_{b,f}$	(N/mm ²)	6,5				
s_1	(mm)			0,55		
s_3	(mm)	5,0	5,0	5,0	3,6	5,0
α		0,20	0,30		0,26	0,55
β			0,25			0,46
A				3,84		
B				1,48		
C					19,3	

Tafel 5.22

Gegenüberstellung der $\tau_b - s$ - Kurve der Serie AZ3-C1-B25 (C25/30) der Modelle für GFK-Stäbe bzw. des Modells nach Model Code 90

a) Gegenüberstellung der experimentellen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und des Verbundgrundgesetzes nach Model Code 90 [CEB5] für die Serie AZ3-B25-C1 (C25/30)



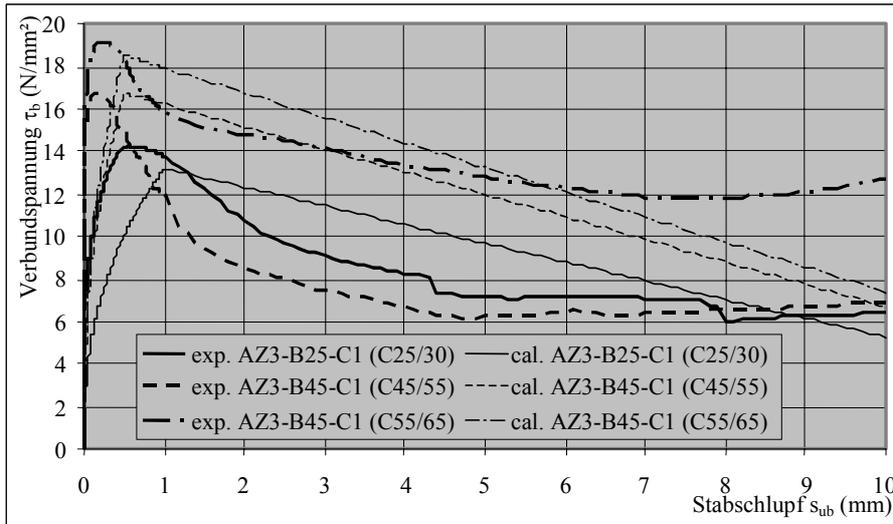
b) Kurvenparameter der Gleichung (5.14) auf Grundlage der Ausziehversuche

Kurvenparameter	Festigkeitsklasse des Betons C25/30					
	ComBAR C1		ComBAR C2		Hughes Brothers	
	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$
$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	14,3	15,0	16,5	17,5	8,2	10,0
s_1 (mm)	0,55	0,80	1,00	1,10	1,00	2,00
α	0,20	0,30	0,35	0,40	0,10	0,15
$\tau_{b,max} / \sqrt{f_{ck}}$	2,7	2,8	3,1	3,3	1,5	1,9
$\tau_{b,f} / \tau_{b,max}$	0,45	0,43	0,30	0,29	0,85	0,85
für $\tau_b - s_{ub}$	Festigkeitsklasse des Betons C45/55					
	ComBAR C1		ComBAR C2		Hughes Brothers	
	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$
$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	16,8		22,0		14,9	
s_1 (mm)	0,10	0,30	0,70	0,80	0,50	0,60
α	0,05	0,40	0,20	0,40	0,10	0,15
$\tau_{b,max} / \sqrt{f_{ck}}$	2,5	2,5	3,3	3,3	2,2	2,2
$\tau_{b,f} / \tau_{b,max}$	0,36		0,36		1,00	
für $\tau_b - s_b$	Festigkeitsklasse des Betons C55/65					
	ComBAR C1		ComBAR C2		Hughes Brothers	
	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$	$\tau_b - s_{ub}$	$\tau_b - s_b$
$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	19,0		26,5		24,3	
s_1 (mm)	0,20		0,80		0,10	
α	0,10		0,20		0,10	
$\tau_{b,max} / \sqrt{f_{ck}}$	2,6		3,6		3,3	
$\tau_{b,f} / \tau_{b,max}$	0,85		0,85		0,82	
c) Empfohlene Kurvenparameter für guten Verbund und behinderte Querdehnung des Betons						
Bewehrungsmaterial	ComBAR C1		ComBAR C2	Hughes Brothers		
Festigkeitsklasse des Betons	< C45/55	≥ C45/55	alle	C25/30	C45/55	≥ C55/65
s_1	1,0	0,5	1,0	2,0	1,0	
s_3	freier Stabauszug					
$\tau_{b,max}$	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$		$3,3 \sqrt{f_{ck}}$	$1,5 \sqrt{f_{ck}}$	$2,2 \sqrt{f_{ck}}$	$2,8 \sqrt{f_{ck}}$
$\tau_{b,f}$	$0,4 \tau_{b,max}$			$0,8 \tau_{b,max}$		
α	0,40			0,20		

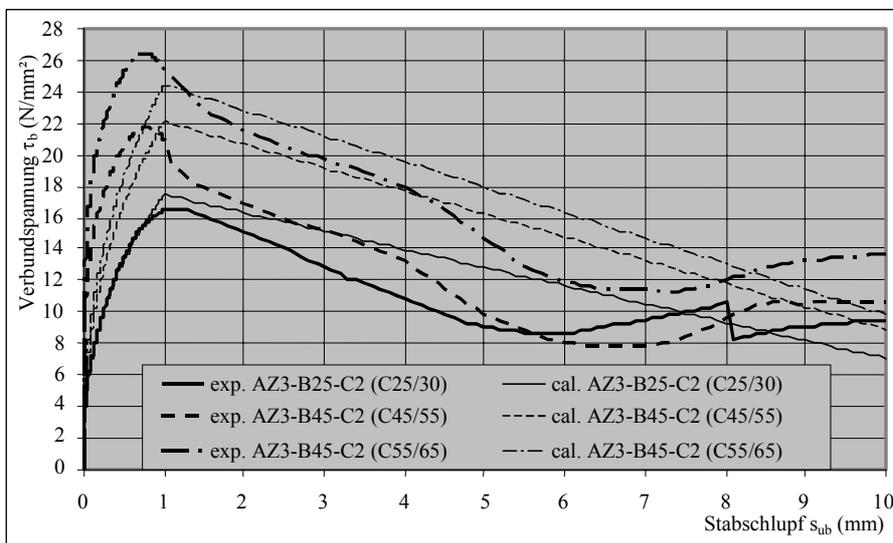
Tafel 5.23

Kurvenparameter des Verbundgrundgesetzes nach Model Code 90 [CEB5] auf Grundlage der Ausziehversuche für die untersuchten Bewehrungsmaterialien

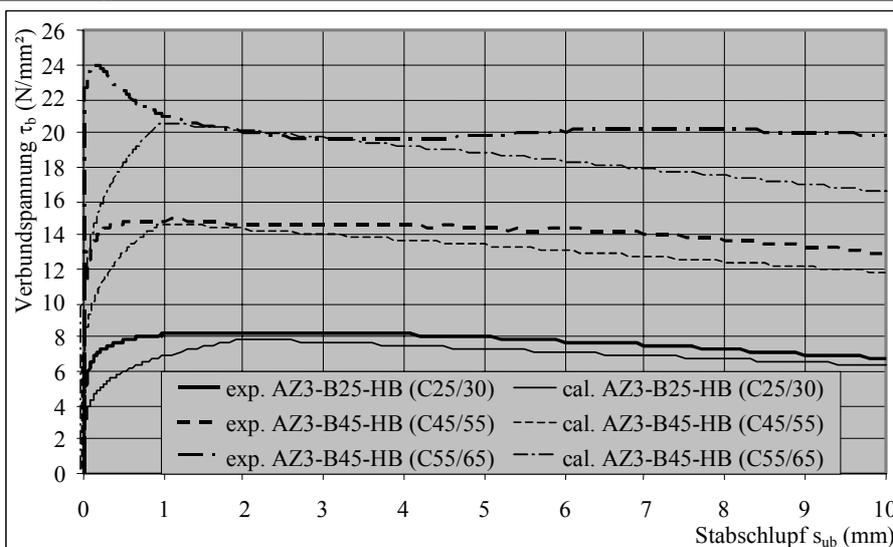
b) Gegenüberstellung der $\tau_b - s_{ub}$ - Kurve der Serie AZ3-C1 und des Modells nach Model Code 90



b) Gegenüberstellung der $\tau_b - s_{ub}$ - Kurve der Serie AZ3-C2 und des Modells nach Model Code 90



b) Gegenüberstellung der $\tau_b - s_{ub}$ - Kurve der Serie AZ3-HB und des Modells nach Model Code 90



Tafel 5.24

Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Serie AZ3 und des Modells nach Model Code 90 basierend auf den empfohlenen Parametern für GFK-Stäbe

5.3.2 Verankerung von GFK-Bewehrungsstäben

Die durch die Bewehrung aufzunehmenden Stabkraft ist durch eine ausreichende Endverankerung der Bewehrung sicherzustellen. Die Ausbildung von Verankerungsformen, wie sie im Stahlbeton üblich sind, wie Haken, Schlaufen oder angeschweißte Querstäbe ist bei GFK-Stäben nur begrenzt technisch realisierbar (siehe Abschnitt 3.1). Für eine konstruktive Ausbildung der Verankerung von GFK-Bewehrungsstäben sind folgende Verankerungsformen praktisch relevant:

- Verbundverankerung von geraden Stabenden,
- Verankerung durch aufgeklebte Querstäbe bzw.
- Verankerung durch aufgeklebte Ankerkörper.

Die Verbundverankerung von geraden Bewehrungsstäben stellt die einfachste Art der konstruktiven Ausbildung dar und ist deshalb zu bevorzugen. Bei Verankerungen durch aufgeklebte Querstäbe bzw. Ankerkörper bestimmt die Scherfestigkeit des verwendeten Kunstharzes die Wirksamkeit der Verankerung. Anordnung und Geometrie der Verankerung ist hierbei durch eine entsprechende experimentelle Untersuchung nachzuweisen.

Die erforderliche Verankerungslänge der Bewehrung bei Anordnung einer Verbundverankerung von geraden Stabenden ergibt sich bei Annahme einer starr-plastischen Funktion zur Beschreibung der Verbundspannungsverteilung nach (4.29) bzw. (4.31) aus der Gleichgewichtsbeziehung

$$\sigma_{r2} \frac{\pi d_r^2}{4} = \tau_{bm} \pi d_r l_b, \quad (5.15)$$

wonach die gesamte Stabzugkraft infolge der Verbundwirkung in den Beton eingeleitet wird, mit dem Ausdruck:

$$l_b = \frac{\sigma_{r2} d_r}{4 \tau_{bm}}. \quad (5.16)$$

Der Nachweis des Verbundes wird im *Stahlbeton* üblicherweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Demzufolge entspricht die Stabspannung σ_{r2} dem Bemessungswert der Stabspannung f_{yd} . Bei der Festlegung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} sind dem Mechanismus des Verbundversagens sowie der Streuung der Materialeigenschaften Rechnung zu tragen. Um ein vorzeitiges Versagen der Verbundverankerung infolge Spaltzugversagen des Betons auszuschließen, wird nach *Model Code 90* für die Verbundspannung τ_{bm} der Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} eingeführt.

$$f_{bd} = \tau_{bm} / \gamma_b \quad (5.17)$$

Für *Betonrippenstahl* ergibt sich f_{bd} für gute Verbundbedingungen aus dem 5 % Quantilwert der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ und dem Teilsicherheitsfaktor γ_c für Beton nach *Model Code 90* mit:

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}. \quad (5.18)$$

Der Bemessungswert der Verbundspannung für Betonstahl entspricht somit annähernd der mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$. Das Grundmaß der Verankerungslänge ergibt sich nach *EUROCODE 2, DIN 1045-1* bzw. *Model Code 90* mit:

$$l_b = \frac{f_{yd} d_r}{4 f_{bd}}. \quad (5.19)$$

Beim Ansatz des Verbundgesetzes nach *Model Code 90* der Gleichung (3.4) ergibt sich die Verankerungslänge analog zur Rissstörlänge l_t nach Abschnitt 4.2.1.2 mit dem Ausdruck:

$$l_b = \left[\frac{\sigma_{r2}}{A_2 (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) \tau_{b,max}} (d_r s_1^\alpha)^{\frac{1}{1-\alpha}} \right]^{\frac{1-\alpha}{1+\alpha}}. \quad (5.20)$$

Die Festlegung der mittleren Verbundspannung, die dem Bemessungswert für Betonstahl zugrunde gelegt wird, korrespondiert mit der mittleren Verbundspannung τ_{bm} , die sich auf Grundlage der Risseinleitungslänge der Gleichung (5.20) mit dem Ausdruck der Gleichung (5.21) für $f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$ und den Parametern des Verbundgesetzes nach *Model Code 90* für die Randbedingung Spaltzugversagen des Betons nach Tafel 3.5c ergibt.

$$\tau_{bm} = \frac{1}{4} \left(\frac{\frac{\alpha}{s_1^{1-\alpha}}}{A_2 \tau_{b,max}} \right)^{\frac{\alpha-1}{\alpha+1}} \sigma_{r2}^{\frac{2\alpha}{\alpha+1}} d_r^{\frac{\alpha-\alpha^2}{1-\alpha^2}} \quad (5.21)$$

mit:

$$A_2 = \frac{4(1-\alpha)}{1+\alpha} \left(\frac{2(1-\alpha)^2 \tau_{b,max}}{(\alpha+1) E_r} \right)^{\frac{\alpha}{1-\alpha}} \quad (5.22)$$

Wegen der Besonderheiten im Verbundverhalten sowie der Spezifik im Materialverhalten von *GFK-Stäben* sind entsprechende Modifikationen der Gleichung (5.19) zur Bestimmung der Verankerungslänge erforderlich. Allgemein werden bestehende Formulierungen für den Betonstahl auf die Gegebenheiten beim Einsatz von Bewehrungsmaterialien aus faserverstärkten Werkstoffen übertragen. Insbesondere finden Aspekte wie:

- spezifische Verbundeigenschaften der Bewehrungsmaterialien,
- spezifische Versagensmechanismen des Verbundes,
- Einfluss der Betondeckung und der Querbewehrung auf das Verbundversagen sowie
- Größe der Stabspannungen im Gebrauchszustand

Berücksichtigung. In Tafel 5.25 sind die Empfehlungen der Regelwerksentwürfe:

- *American Concrete Institute; Committee 440 [ACI1]*,
- *Canadian Standards Association; Canadian Highways Bridge Design Code [CSA1]* und
- *Japan Society of Civil Engineers [JSCE1]*.

zur Ermittlung der Verankerungslänge von Bewehrungsmaterialien aus FVW gegenübergestellt.

Sowohl beim *Canadian Highways Bridge Design Code* als auch beim *Japan Society of Civil Engineers* fließt der Einfluss der Betondeckung bzw. der Querbewehrung hinsichtlich der Gefahr eines Spaltzugversagens und die Betonfestigkeit bei der Bestimmung der Verankerungslänge ein. In Anlehnung an Bauteilversuche mit Bewehrung aus GFK-Stäben bei Anordnung einer Mindestbetondeckung von $c \geq 2 d_r$ verweist der *ACI 440* auf den vernachlässigbar geringen Einfluss der Betonüberdeckung hinsichtlich der Gefahr eines Spaltzugversagens und auf ein primäres

Verbundversagen infolge Abscheren der Oberflächenprofilierung vom Stabkern (siehe Abschnitt 5.2.3.2). So wird beim *ACI 440* der Bemessungswert der Verbundspannung in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des profilbildenden Materials anhand von experimentellen Untersuchungen abgeleitet. Inwieweit Gesichtspunkte zur Streuung der Materialeigenschaften der GFK-Stäbe Berücksichtigung finden, ist nicht dokumentiert.

Canadian Highways Bridge Design Code [CSA1]			
$l_b = 0,45 \frac{k_1 k_4}{d_{cs} + K_{tr} \frac{E_{FRP}}{E_s}} \frac{F f_{pu}}{f_{cr}} A_r$ mit $\left(d_{cs} + K_{tr} \frac{E_{FRP}}{E_s} \right) \leq 2,5 d_r$	k_1	Faktor zur Berücksichtigung der Stablage (1,0 ... 1,3)	
	k_4	Verhältnis der Verbundspannungen zwischen FVW / Betonstahl $\tau_{b,FRP} / \tau_{b,s} \leq 1,0$	
	d_{cs}	Abstand des Schwerpunktes der Bewehrung zum Bauteilrand oder 2/3 des Stababstandes (mm)	
	K_{tr}	Faktor zur Berücksichtigung einer Querbewehrung (mm)	
	E_{FRP}	E-Modul der Bewehrung aus FVW (N/mm ²)	
	E_s	E-Modul des Betonstahl (N/mm ²)	
	F	Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsauslastung im Gebrauchszustand (0,7 ... 1,0)	
	f_{pu}	Zugfestigkeit der Bewehrung aus FVW (N/mm ²)	
	f_{cr}	Betonzugfestigkeit (N/mm ²)	
	d_r	Durchmesser der Bewehrung	
A_r	Querschnittfläche der Bewehrung (mm ²)		
Japan Society of Civil Engineers [JSCE1]			
$l_b = \alpha_1 \frac{f_{rd} d_r}{4 f_{bd}} \geq 20 d_r$ mit $f_{bd} = \alpha_2 \frac{0,28 f_{ck}^{2/3} d_r}{\gamma_c}$	f_{rd}	Bemessungswert der Zugfestigkeit der FVW-Bewehrung (N/mm ²)	
	d_r	Durchmesser der Bewehrung (mm)	
	α_1	Faktor zur Berücksichtigung der Betondeckung und der Querbewehrung in Abhängigkeit von k_c	
	c	Minimum aus Betondeckung der Querbewehrung und 1/2 des Stababstandes der Querbewehrung (mm)	
	A_t	Querschnittsfläche der Querbewehrung (mm ²)	
α_1	für	s_t	Stababstand der Querbewehrung (mm)
1,0	$k_c \leq 1,0$	E_t	E-Modul der Querbewehrung (N/mm ²)
0,9	$1,0 < k_c \leq 1,5$	E_s	E-Modul des Betonstahls [N/mm ²]
0,8	$1,5 < k_c \leq 2,0$	f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung (N/mm ²)
0,7	$2,0 < k_c \leq 2,5$	γ_c	Teilsicherheitsfaktor für Beton (1,3 für $f_{ck} < 50$ N/mm ² , sonst 1,5)
0,6	$2,5 < k_c$	f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit (N/mm ²)
$k_c = \frac{c}{d_r} + \frac{15 A_t E_t}{s_t d_r E_s}$		α_2	Faktor zur Berücksichtigung der spezifischen Verbundeigenschaften der Bewehrung aus FVW = 1 bei äquivalenten Verbundeigenschaften zu Betonstahl < 1 bei schlechteren Verbundeigenschaften als Betonstahl
American Concrete Institute, ACI 440 [ACI1]			
$l_b = \frac{f_{rd} d_r}{4 f_{bd}} = \frac{K_2 f_{rd} d_r^2}{\sqrt{f'_c}} = \alpha_1 \frac{f_{rd} d_r}{18,5}$ mit $l_b \geq 20 d_r$	f_{rd}	Bemessungswert der Zugfestigkeit (N/mm ²)	
	d_r	Durchmesser der Bewehrung (mm)	
	f'_c	charakteristische Betondruckfestigkeit (N/mm ²)	
	K_2	Parameter	
	α_1	Faktor zur Berücksichtigung der Stablage 1,3 für horizontale Bewehrung mit über 300 mm Betonüberdeckung 1,0 für andere Bedingungen	

Tafel 5.25

Empfehlungen zur Bestimmung der Verankerungslänge von Bewehrungsmaterialien aus faserverstärkten Werkstoffen [CSA1], [JSCE1], [ACI1]

Wegen der unzureichenden Kenntnisse hinsichtlich des Verbundverhaltens von GFK-Stäben unter langzeitlichen bzw. zeitlich veränderlichen Beanspruchungen wird für die Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge von GFK-Stäben allgemein empfohlen, den Bemessungswert der Verbundspannung für Betonstahl *nicht zu überschreiten*. In Anlehnung an die *DIN 1045-1* bzw.

Japan Society of Civil Engineers [JSCE1] kann der Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} basierend auf Gleichung (5.18) unter Berücksichtigung des Verhältnisses der Verbundfestigkeit des GFK-Stabmaterials zur Verbundfestigkeit des Betonstahls nach

$$f_{bd} = \alpha_1 2,25 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (5.23)$$

ermittelt werden. Hierin ist α_1 das Verhältnis der Verbundfestigkeit des GFK-Stabmaterials zur Verbundfestigkeit des Betonstahls.

$$\alpha_1 = \frac{\tau_{b,max,GFK}}{\tau_{b,max,BSt500S}} \leq 1,0 \quad (5.24)$$

Auf der Grundlage der eigenen Verbunduntersuchungen sind für die betrachteten GFK-Stabmaterialien der Parameter α_1 in Tabelle 5.6 aufgeführt.

Festigkeitsklasse des Betons	ComBAR C1	ComBAR C2	Hughes Brothers
C25/30	1,0	1,0	0,75
C45/55	0,85*	1,0*	0,75*
C55/55	0,80	1,0	1,0
* interpolierte Werte für $\tau_{b,max,exp}$ für Betonstahl			

Tabelle 5.6

Parameter α_1 auf Grundlage der Ausziehversuche für ComBAR und Hughes Brothers

Durch die Festlegung des Bemessungswertes der Verbundspannung in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit wird der Möglichkeit eines Spaltzugversagens sowie eines möglichen Versagens der Betonkonsolen bei GFK-Bewehrungsstäben unter Verwendung von Beton der Festigkeitsklasse < C25/30 Rechnung getragen. Die empfohlenen Bemessungswerte der Verbundspannung liegen somit auf der sicheren Seite. Zur Verifizierung dieser Aspekte stehen weiterführende experimentelle Untersuchungen bei Variation der Betondeckung bzw. bei Verwendung von Leichtbetonen sowie von Betonen der Festigkeitsklasse < C25/30 aus.

Beim Einsatz von GFK-Stäben als Bewehrung im Betonbau sind im Hinblick auf die Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreite, Verformungen, Dauerhaftigkeit) die Stabdehnungen im Gebrauchszustand begrenzt (siehe *Raue et al.* [rau2]). Während der Betonstahl hinsichtlich der Stabspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit voll ausgelastet wird, ist die Spannungsauslastung bei den GFK-Stäben und die daraus resultierende Verankerungskraft vergleichsweise gering. Sind bei der Bemessung der GFK-stabbewehrten Betonkonstruktion Aspekte der Gebrauchstauglichkeit maßgebend, so kann davon ausgegangen werden, dass der Nachweis der Verankerung einen untergeordneten Stellenwert einnimmt.

In Anlehnung an die normativen Empfehlungen der Tafel 5.25 wird als Mindestwert der Verankerungslänge

$$l_{b,min} = 20 d_r \quad (5.25)$$

vorgeschlagen. Werden jedoch bei der Bemessung die Gesichtspunkte der Gebrauchstauglichkeit vernachlässigt und eine spannungsorientierte Auslastung der GFK-Stäbe angestrebt, so ergeben sich wegen der hohen Zugfestigkeit der GFK-Stäbe größerer Verankerungslängen als vergleichsweise beim Betonstahl.

6 Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen

6.1 Stand der Forschung

6.1.1 Allgemeines

In Betonkonstruktionen sind wegen der relativ geringen Zugfestigkeit und Bruchdehnung des Betons Rissbildungen nicht auszuschließen. Dieser Tatsache wird im Betonbau Rechnung getragen, indem bei den Bemessungsansätzen von vornherein von einer gerissenen Zugzone ausgegangen wird. Bei Betonkonstruktionen werden die Rissbreiten begrenzt, wobei folgende Gesichtspunkte nach [jun1] durch die *Rissbreitenbegrenzung* sicherzustellen sind:

- *Ästhetischer Eindruck*: Rissbreiten ab ca. 0,3 mm werden je nach Abstand und subjektiven Eindruck des Betrachters als störend empfunden. Zudem führen wechselnde Umweltbedingungen zur Verschmutzung und weiteren Hervorhebung der Risse.
- *Erfüllung der Funktionsanforderungen*: Ausgeprägte Risse können die Gebrauchstauglichkeit von Betonkonstruktionen beeinträchtigen. Im Besonderen gilt dies für Bauwerke, bei denen erhöhte Anforderungen an Dichtheit vorliegen (Behälter, beschichteten Bauteilen, „weiße“ Wannen etc.).
- *Gewährleistung der Dauerhaftigkeit*: Im Stahlbeton ist i.d.R. durch die Begrenzung der Rissbreite auf ca. 0,4 mm ein ausreichender Korrosionsschutz des Betonstahls hinsichtlich der Karbonatisierung des Betons und somit die Dauerhaftigkeit des Bauwerks gewährleistet [sch8]. Bei Betonkonstruktionen, die ausschließlich mit GFK-Stäben bewehrt sind, nimmt die Rissbreitenbeschränkung unter dem Aspekt der Gewährleistung eines ausreichenden Korrosionsschutzes einen untergeordneten Stellenwert ein. Dies resultiert aus der hohen Beständigkeit der GFK-Stäbe gegenüber chemisch aggressiven Medien. Bei Verwendung von GFK-Stäben als ergänzende Bewehrung von Stahlbetonkonstruktionen (siehe Abschnitt 2, Tafel 2.1) ist durch die Begrenzung der Rissbreite der Korrosionsschutz der Hauptbewehrung sicherzustellen.

Der geringe E-Modul der GFK-Stäbe begünstigt eine ausgeprägte Rissbildung und Bauteilverformung. Im Hinblick auf den *ästhetischen Eindruck* (Vermeidung übermäßiger Rissbildung, Rissbreiten und Verformungen) sowie auf die *Erfüllung spezifischer Funktionsanforderungen* der Konstruktion ist beim Einsatz von GFK-Stäben als Bewehrungsmaterial üblicherweise eine Begrenzung der Rissbreite und der Deformationen erforderlich.

Unter diesen Gesichtspunkten der Gebrauchstauglichkeit sowie zur Vermeidung hoher Materialdehnungen zur Sicherung der Dauerhaftigkeit der GFK-Stäbe im Verbundsystem sind die Stabdehnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit so zu begrenzen, dass der Richtwert der Rissbreite und die Grenzdeformationen der Konstruktion eingehalten werden. Diese Begrenzung der Stabdehnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist zweckmäßigerweise bei der Festlegung von Grenzwerten der Stabdeformation im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt wird nach *Raue et al.* [rau2] im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit eine Spannungsauslastung der GFK-Stäbe im Gebrauchszustand von ca. $f_{rd} = 1/6 f_{rk}$ empfohlen. Daraus resultiert ein Grenzwert der Stabdehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $\epsilon_{rd} = 4,0 ‰$. Folglich ist wegen der hohen Zugfestigkeit und des geringen E-Moduls der GFK-

Stäbe bei der Nachweisführung von GFK-bewehrten Betonbauteilen in der Regel der *Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend*.

Risse entstehen, wenn im Bauteil auftretende Zugspannungen die Betonzugfestigkeit erreichen. Die Ursachen, die zur Rissbildung im Betonbauteil führen, können sehr mannigfaltig sein. Allgemein wird zwischen *Rissbildung infolge Lasteinwirkung* und *Rissbildung infolge Zwang* unterschieden. Während Risse infolge Lasteinwirkung während der geplanten Nutzung auftreten können, sind Rissbildungen infolge Zwangsbeanspruchung bereits im frühen Betonalter möglich. Risse treten in sehr unterschiedlicher Art und Größe in Abhängigkeit der Rissursache auf. Tafel 6.1 gibt einen Überblick über Rissursachen, Merkmale, Zeitpunkte und Einflussgrößen der Rissbildung [DBV1], [jun1], [leo3].

Im Hinblick auf die Charakteristik der Rissentwicklung in GFK-bewehrten Betonkonstruktionen beschränken sich die nachfolgenden Ausführungen im Wesentlichen zum derzeitigen Kenntnisstand zur Rissentwicklung in Stahlbetonkonstruktionen und in GFK-bewehrten Betonbauteilen unter *Lasteinwirkung auf Trennrisse und Biegerisse*.

	Rissursache	Merkmale der Rissbildung	Zeitpunkt der Rissbildung	Einflussgrößen
1	Setzen des Frischbetons	Längsriss über der oberen Bewehrung, Rissbreite bis einige mm, Risstiefe i.A. gering, bis zu einigen cm	Innerhalb der ersten Stunden nach dem Betonieren, solange Beton plastisch verformbar ist	Betonzusammensetzung, Verarbeitung des Betons, Nachverdichtung
2	Schrumpfen	Oberflächenrisse, vor allem bei flächigen Bauteilen ohne ausgeprägte Richtung, Rissbreiten bis über 1 mm, Risstiefe gering	wie Zeile 1	Feuchtigkeitsverlust
3	Abfließen der Hydratationswärme	Trennrisse, Biegerisse; Risstiefe bis über 1 mm	Innerhalb der ersten Tage nach Betonieren	Betonzusammensetzung, Zementart, -festigkeitsklasse, Nachbehandlung, Bewehrungsmenge, -anordnung, Arbeitsfugen
4	Schwinden	wie Zeile 2	Einige Wochen bis Monate nach dem Betonieren	Betonzusammensetzung, Betonzugfestigkeit, Fugen, Bewehrung, Nachbehandlung, Luftfeuchte
5	äußere Temperatureinwirkungen	Biege- und Trennrisse, Rissbreite u.U. über 1 mm, u.U. Oberflächenrisse	Während der gesamten Lebensdauer des Bauwerks, wenn Temperaturänderungen auftreten	Bewehrung, Betonzusammensetzung, Vorspannung der Bewehrung, Betonzugfestigkeit
6	Änderung der Auflagerbedingungen	wie Zeile 5	bei Änderung der Auflagerbedingungen	wie Zeile 5, statisches System
7	Eigenspannungszustände	je nach Ursache unterschiedlich	bei rissverursachenden Dehnungen	Bewehrungsmenge und -anordnung
8	Äußere Lasten	Haar-, Biege-, Trenn-, Sammel-, Schubrisse	während der Nutzung	wie Zeile 7
9	Frost	Längsriss und Absprengungen im Bereich wassergefüllter Hohlräume	bei Frost	Porosität des Betons
10	Korrosion der Stahlbewehrung	Risse entlang der Bewehrung und an Bauteilecken, Absprengungen	nach mehreren Jahren	Betondeckung, Nachbehandlung, Umwelteinflüsse
11	Quellen bzw. radiale Ausdehnung der GFK	Risse entlang der Bewehrung	bei hohen Temperaturen, während der Nutzung im Meeresbau bzw. bei ständiger Einwirkung von Wasser	radialer Ausdehnungskoeffizient der GFK-Stäbe, Wasseraufnahmefähigkeit des Kunstharzes

Tafel 6.1

Übersicht über Rissursachen, Merkmale, Zeitpunkte und Einflussgrößen der Rissbildung [DBV1], [jun1]

6.1.2 Rissentwicklung von GFK-stabbewehrten Betonbauteilen

In Anlehnung an den Stahlbeton sind im Rahmen von Forschungsarbeiten zum Einsatz von GFK-Stäben als Bewehrung Bauteilversuche durchgeführt worden, um die Auswirkung der vom Betonstahl verschiedenen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe auf die Rissentwicklung in Betonkonstruktionen zu untersuchen. Anhand von experimentellen Untersuchungen an GFK-stabbewehrten Balken und Platten konnten folgende wesentliche Erkenntnisse zur Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen festgestellt werden [ben5], [ben6], [mas1], [naw1], [omb1], [pec1], [rau6], [swa1], [the1], [tou1], [zha1] (siehe Abschnitt 3.1):

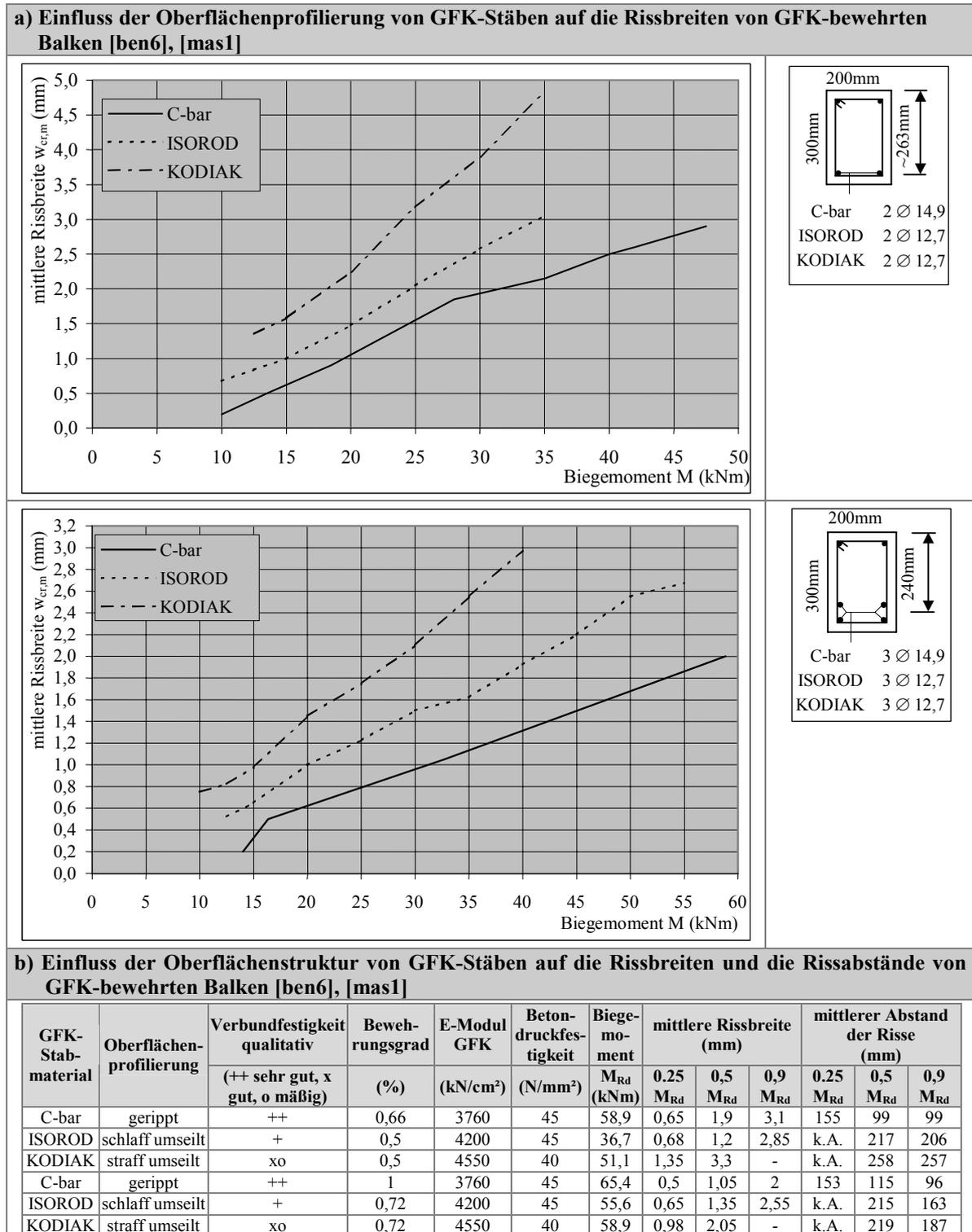
- Wie bei Stahlbetonkonstruktionen hängen die risserzeugenden Schnittgrößen bei GFK-stabbewehrten biegebeanspruchten Bauteilen im Wesentlichen von der Zugfestigkeit des Betons ab.
- Betonbauteile mit Bewehrung aus GFK-Stäben, die vergleichbare Verbundeigenschaften besitzen wie Betonstahl, weisen ein Rissbild mit geringen Rissabständen und großen Rissbreiten auf.
- Bei GFK-stabbewehrten Bauteilen stellen sich bei sonst gleichen Bedingungen in etwa um das Verhältnis der E-Moduln von $E_{BSI500S} / E_{GFK} \approx 5$ größere Rissbreiten als bei Stahlbetonkonstruktionen ein.
- Wegen der hohen Dehnung der GFK-Stäbe im Rissquerschnitt ergeben sich geringere Betondruckzonenhöhen, was zu größeren Risstiefen als beim Stahlbeton führt.
- Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung führt die zunehmende Schwächung des Formverbundes im Rissstörbereich und die damit verbundene wachsende Dehnungsdifferenz zwischen Bewehrung und Beton zu einer hohen Beanspruchung des Betons, was sich durch die Bildung von feinen Zwischenrissen äußert.
- Je nach Beanspruchungsgrad und Art der GFK-Stäbe ist die Bildung von Längsrissen in Höhe der Bewehrung möglich. Da die Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe abhängig von der Ausbildung der Oberflächenprofilierung sind, können je nach Stabmaterial die mittleren Abstände der Risse im Bauteil erheblich voneinander abweichen.

Die Rissentwicklung von GFK-stabbewehrten Betonbauteilen ist analog zum Stahlbeton von zahlreichen Einflussgrößen wie: *Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials*, *Bewehrungsführung*, *Bewehrungsgrad*, *Betonzugfestigkeit*, *Bauteilgeometrie*, *Spannungsverteilung im Querschnitt* sowie *Belastungsart* abhängig.

Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials

Die Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe ist im Wesentlichen von der Ausbildung der Oberflächenprofilierung und den mechanischen Eigenschaften der profilbildenden Materialien abhängig. Mit zunehmender Ausprägung der Oberflächenprofilierung bzw. mit zunehmender bezogenen Rippenfläche des Bewehrungsmaterials erhöht sich in der Regel die Wirksamkeit des Formverbundes und somit die Verbundfestigkeit (siehe Abschnitt 5.2.3.4). Analog zum Stahlbeton führt der Zuwachs der Verbundfestigkeit bei GFK-bewehrten Betonelementen zur Verringerung der Rissbreiten und der Rissabständen [eli3]. Dieser Sachverhalt wurde u.a. von *Masmoudi et al.* [mas1], *Benmokrane et al.* [ben6] anhand von Balkenversuchen mit GFK-Bewehrungsstäben unterschiedlicher Profilierung sowie von *Joh et al.* [joh1] anhand von Dehnkörper- und Balkenver-

suchen mit verschiedenen FVW-Stäben bestätigt. In Tafel 6.2 ist exemplarisch der Einfluss der Profilierung von GFK-Stäben auf die Rissbreiten und die Rissabstände nach [ben6] und [mas1] dargestellt.

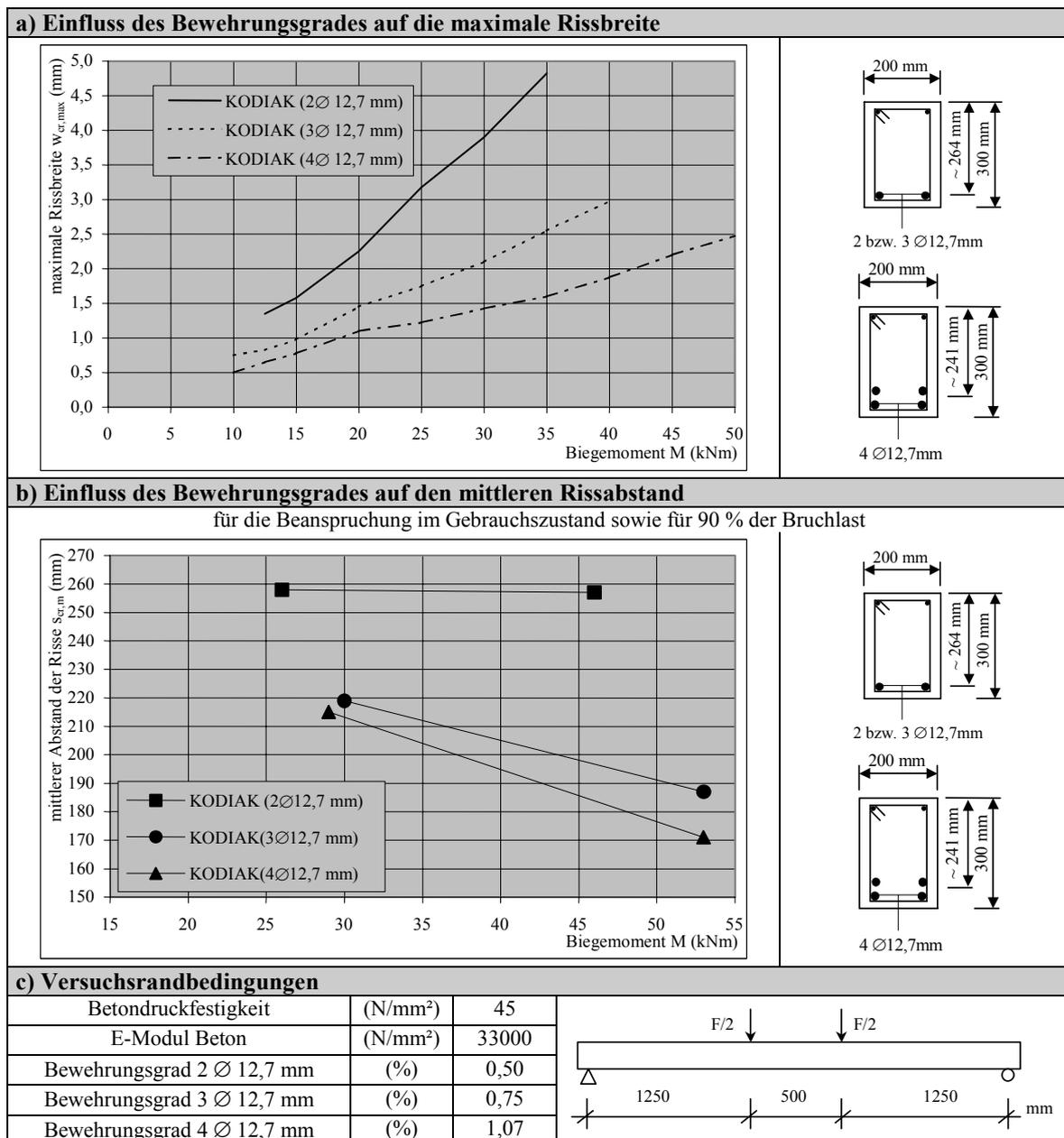


Tafel 6.2

Einfluss der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsmaterials auf die Rissbreiten und die Rissabstände von GFK-stabbewehrten Balken [ben6], [mas1]

Bewehrungsgrad

Mit Erhöhung des Bewehrungsgrades stellen sich zum einen geringere Stabdehnungen im Rissquerschnitt ein und zum anderen vergrößert sich die Verbundfläche der Bewehrung. Dies führt zur Verringerung der Beanspruchung des Verbundbereiches und folglich zur Reduzierung des Stabschlupfes im Rissquerschnitt. Die Verbundkräfte im Rissstörbereich werden über kürzere Einleitungslängen übertragen. Folglich weisen GFK-stabbewehrte Betonbauteile analog zum Stahlbeton mit Erhöhung des Bewehrungsgrades eine Verringerung der Rissabstände sowie der Rissbreiten auf [mas1], [naw1] [omb1], [pec1], [the1], [tou1]. In Tafel 6.3 ist exemplarisch die Entwicklung der maximalen Rissbreiten sowie des mittleren Abstandes der Risse der von *Masmoudi et al.* [mas1] untersuchten Balken mit Bewehrung aus GFK-Stäben (KODIAK) dargestellt.



Tafel 6.3

Einfluss des Bewehrungsgrades auf die maximale Rissbreite und den mittleren Rissabstand von KODIAK-bewehrten Balken [mas1]

Betonfestigkeit

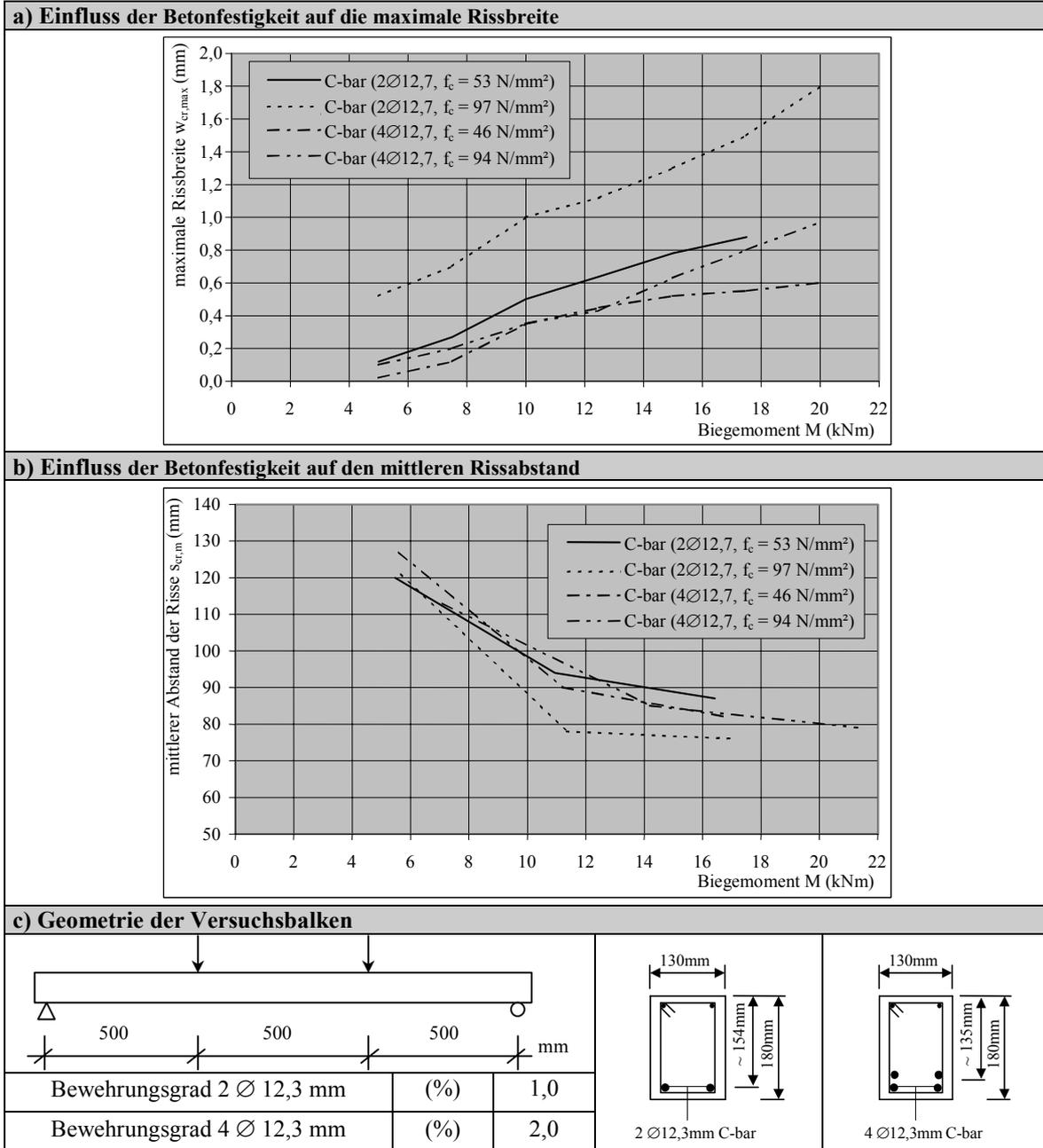
Mit Erhöhung der Betonzugfestigkeit vergrößert sich proportional die bei der Erstrissbildung durch den Bewehrungsstab aufzunehmende Betonzugkraftkomponente und folglich der Spannungssprung in der Bewehrung. Ein vorzeitiges Versagen der Betonkonstruktion durch Erreichen der Zugfestigkeit der Bewehrung infolge dieses Spannungssprunges wird im Betonbau durch die Anordnung einer Mindestbewehrung ausgeschlossen.

Die Größe der Mitwirkung des Betons bei der Übertragung von Zugkräften zwischen den Rissen ist wesentlich abhängig von der Betonzugfestigkeit, dem Bewehrungsgrad, der Verbundfestigkeit und dem E-Modul der Bewehrung. Mit wachsender Betonzugfestigkeit erhöht sich der durch die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen übertragen Kraftanteil.

Beim *Betonstahl* stehen die Verbundfestigkeit und die Betonfestigkeit im unmittelbaren Zusammenhang zueinander, so dass die über Verbund in den Beton einzuleitenden Kräfte über kürzere Risseinleitungslängen übertragen werden. Damit wächst wiederum der Bereich, in dem die Betonspannungen die Betonzugfestigkeit erreichen können. Hinsichtlich des Rissabstandes egalisieren sich diese beiden Effekte. Wegen der erhöhten Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen stellen sich bei Stahlbetonkonstruktion mit steigender Betonfestigkeit geringere Rissbreiten ein.

Bei den *GFK-Stäben* kann hinsichtlich der spezifischen Verbundeigenschaften nur bedingt auf einen direkten Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Verbundfestigkeit geschlossen werden. Deshalb sind keine allgemeingültigen Aussagen zum Einfluss der Betonfestigkeit auf die Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen möglich. Besitzen die GFK-Stäbe im ungünstigsten Fall eine nahezu konstante Verbundfestigkeit mit steigender Betonfestigkeit, so ist im Betonbauteil mit einer Zunahme der Rissabstände und der Rissbreiten zu rechnen.

Anhand von experimentellen Untersuchungen an GFK-stabbewehrten Balken (C-bar) wurde von *Thériault/ Benmokrane* [the1] festgestellt, dass die untersuchten Prüfkörper zum Teil mit zunehmender Betondruckfestigkeit geringere Rissabstände und größere maximale Rissbreiten aufweisen (Tafel 6.4). Unter Berücksichtigung der aus den Ausziehversuchen gewonnenen Ergebnissen an den GFK-Stäben ComBAR, die auf eine geringfügige Abnahme der bezogenen Verbundspannungen $\tau_{b,max} / f_{ck}$ bei steigender Betonfestigkeit hinweisen (siehe Abschnitt 5.2.3.5), ist zu vermuten, dass für den in [the1] verwendeten Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von ca. 95 N/mm² diese Tendenz stärker ausgeprägt ist. Folglich ist gegenüber zum Betonstahl der im Verhältnis zur Betondruckfestigkeit stehende Zuwachs der Verbundfestigkeit für die Festigkeitsklasse des verwendeten Betons nicht mehr gegeben, was sich durch einen Anstieg der Rissbreiten bei Erhöhung der Betonfestigkeit äußert. Allerdings sind die Versuchsergebnisse dieser Versuchsreihe in sich widersprüchlich, da bei Balken mit höherem Bewehrungsgrad diese Tendenz nicht eindeutig erkennbar ist.



Tafel 6.4

Einfluss der Betonfestigkeit auf die maximale Rissbreite und den mittleren Rissabstand von C-bar bewehrten Balken [the1]

Belastungsart

Wiederholte bzw. langzeitliche Belastungen führen sowohl beim Stahlbeton als auch bei GFK-bewehrten Betonkonstruktionen zur Vergrößerung der Rissbreiten. Ursachen hierfür sind die zunehmende Schwächung des Verbundes, die Spannungumlagerungen, die Bildung bzw. die Öffnung von Mikrorissen, das Kriechen des Betons in der Druckzone sowie das Verbundkriechen.

Im Stadium der Einzelrissbildung bewirkt die Schwächung des Verbundes infolge einer wiederholten Belastung einen Zuwachs des Stabschlupfes im Rissquerschnitt und der Einleitungslängen, was sich durch Vergrößerung der Rissbreiten äußert. Wegen der Verminderung der Betonzugfestigkeit mit steigender Lastwechselzahl ist eine Neurrissbildung bei gleichem Lastniveau möglich. Anhand

von Versuchen an kontinuierlich bzw. zyklisch beanspruchten GFK-stabbewehrten Balken konnten *Theriault/Benmokrane* [the1] die getroffenen Aussagen zur Auswirkung von zyklischer Beanspruchung auf die Rissbreite experimentell bestätigen.

Liegt bereits das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung infolge Vorbelastung vor, ist bei Wiederholung der Vorbelastung eine Neurissbildung unwahrscheinlich, da im Allgemeinen die Schwächung des Verbundes gegenüber der sukzessiven Abnahme der Betonzugfestigkeit überwiegt.

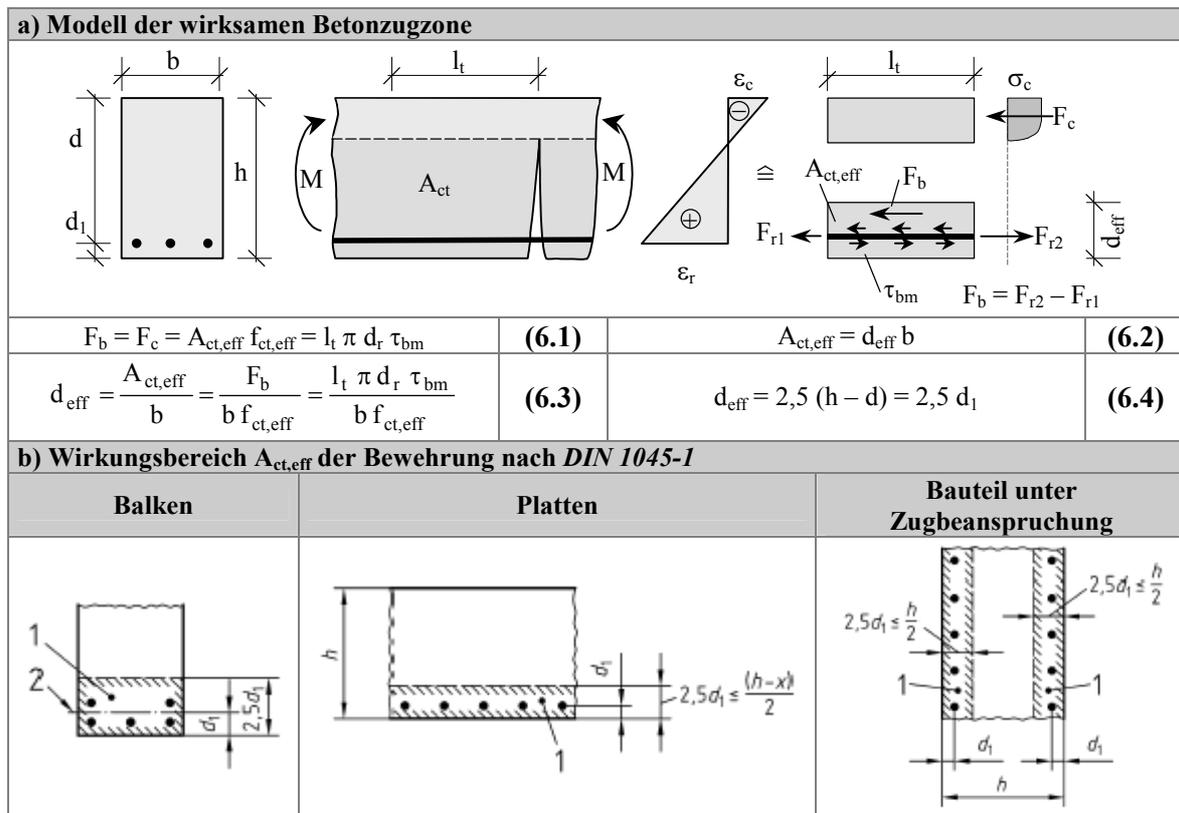
Bei langzeitlicher Beanspruchung wird durch das Verbundkriechen die Verbundsteifigkeit gemindert, was zur Vergrößerung der Rissbreite führt. Wesentlichen Einfluss auf eine mögliche Neurissbildung hat die zeitliche Entwicklung der Betonzugfestigkeit unter Dauerbeanspruchung. Dies bestätigen die Untersuchungen von *Franke* [fra2] zum Verbundkriechen von Betonstahl, wonach infolge langzeitlicher Beanspruchung ein Zuwachs der Relativverschiebungen zwischen Betonstahl und Beton von 60 ... 100 % möglich ist. *Joh et al.* [joh1] stellten im Rahmen von Versuchen an GFK-stabbewehrten Balken unter einer Dauerbelastung von 28 Tagen einen Zuwachs der mittleren Rissbreiten gegenüber dem Belastungsbeginn von ca. 25 % fest. Im Rahmen von Untersuchungen an der *Bauhaus-Universität Weimar* an ComBAR-stabbewehrten Balkonplatten [rau5] wurde unter Belastung in Höhe der Gebrauchlast über einen Zeitraum von 35 Tagen bzw. unter Belastung in Höhe der zweifachen Gebrauchlast über einen Zeitraum von 21 Tagen eine Zunahme der mittleren Rissbreiten um den Faktor von ca. 1,8 ... 2,0 festgestellt. Dies entsprach in etwa der Kriechzahl des verwendeten Betons für den Beobachtungszeitraum.

Bauteilgeometrie

Beteiligt sich bei der Primärrissbildung die aus der gesamten Zugzone resultierenden Betonzugkraft am Rissbildungsprozess, genügt zur Bildung von Mikrorissen eine geringere nach Zustand I ermittelte risserzeugende Kraft. Diese entspricht nach der Einzelrissphase der Verbundkraft F_b . Zur Berücksichtigung der zur Mikrorissbildung führenden Risskraft wird das Modell der effektiven Betonzugfläche $A_{ct,eff}$ verwendet. Das Spannungs- und Formänderungsverhalten der Rissstörbereiche wird auf diese Fläche bezogen. Bei dieser Modellvorstellung wird die Zugzone des Bauteils durch einen zentrisch beanspruchten und symmetrisch bewehrten Zugstab mit dem Querschnitt $A_{ct,eff}$ ersetzt (Tafel 6.5). Unter der Annahme, dass die Betonzugspannungen $f_{ct,eff}$ über $A_{ct,eff}$ konstant verteilt sind, entspricht die daraus resultierende Betonzugkraft F_c der über die Rissstörlänge l_t auftretenden Verbundkraft F_b in der Verbundfuge, die wiederum von der mittleren Verbundspannung des Bewehrungsmaterials τ_{bm} abhängig ist.

Anhand von experimentellen Untersuchungen, Parameterstudien sowie FE-Berechnungen wurde in [ack1], [ber1], [fis1], [sch9], [sch10] die Höhe des Ersatzzugstabes d_{eff} näherungsweise bestimmt und die Ergebnisse wurden u.a. in [kön1], [kön2] diskutiert. Hierbei wurde das Verbundverhalten des Betonstahls durch die mittlere Verbundspannung τ_{bm} in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit berücksichtigt. Ergebnisse von *Fischer* [fis1] belegen, dass d_{eff} unabhängig von den betrachteten Einflussgrößen wie Bewehrungsgrad, Verbundeigenschaften der Betonstähle, Betonfestigkeit und Modellannahmen des Betonverhaltens unter Zugbeanspruchung ist. Folglich kann für abgeschlossene Rissbildung d_{eff} konstant angenommen und allgemein als Berechnungsansatz verwendet

werden. Die untere Grenze von d_{eff} entspricht zur Zeit dem in *DIN 1045-88, EC2, Model Code 90* und *DIN 1045-1* nach (6.4) angegebenen Wert.



Tafel 6.5

Modellbildung zur wirksamen Betonzugzone $A_{ct,eff}$

Querbewehrung

Querbewehrung bzw. Querkraftbewehrung stellen für den Verlauf der Betonzugspannungen eine Störstelle dar, so dass die Erstrissbildung in der Nähe von Querbewehrung begünstigt wird [kre1]. Die Querbewehrung ertüchtigt jedoch den Beton in den zugbeanspruchten Bereichen, in denen die aus der Verbundwirkung der Bewehrung resultierenden Ringzugkräfte wirken. Mit der Erhöhung der Tragfähigkeit des Betonzugs werden die Längsrissbildung sowie die Gefahr eines Spaltzugversagens verringert.

Anhand von Versuchen an GFK-stabbewehrten Betonbalken bei Variation der Art und der Anordnung der Querkraftbewehrung stellten *Zhao et al.* [zha1] und *Swamy/Aburawi* [swa1] fest, dass Balken mit Querkraftbewehrung geringere Rissabstände als querkraftunbewehrte Balken aufweisen.

Temperatur

Gefügeveränderungen des profilbildenden Kunstharzes bei Temperaturen $T > 80 \text{ }^\circ\text{C}$ führen zur deutlichen Verminderung der Steifigkeit des Kunstharzes. In Abhängigkeit der Ausbildung der Oberflächenprofilierung und des verwendeten Kunstharzes resultiert daraus die Schwächung des Verbundes sowie die Verminderung der Festigkeit der GFK-Stäbe. Folglich ist bei Einwirkung höherer Temperaturen bei GFK-stabbewehrten Betonbauteilen ein Zuwachs der Rissbreite zu erwarten [abd1], [sta1].

6.2 Experimentelle Untersuchungen zur Rissentwicklung in GFK-bewehrten Betonbauteilen

6.2.1 Allgemeines

Für einen praktischen Einsatz von GFK-Stäben als Bewehrung im Betonbau und der einhergehenden Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit ist zu klären, inwieweit die Berechnungsansätze zur Rissbreitenbegrenzung des Stahlbetons (siehe Abschnitt 4) auf GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen übertragen werden können. Anhand experimenteller Untersuchungen an GFK-stabbewehrten *Dehnkörpern* und *Balken* werden mögliche Auswirkungen der spezifischen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe auf die Rissentwicklung diskutiert. Da im Stahlbeton ein herausgelöster wirksamer Bereich der Betonzugzone von biegebeanspruchten Betonbauteilen idealisiert als zentrisch bewehrter Zugstab betrachtet werden kann, werden die Rissentwicklung sowie das Trag- und Verformungsverhalten der *effektiven Betonzugzone* $A_{ct,eff}$ von *biegebeanspruchten Betonbauteilen* anhand der *Dehnkörperversuche* simuliert. Insbesondere werden bei den Bauteilversuchen Einflüsse wie:

- Materialeigenschaften der Bewehrung (E-Modul, Verbundeigenschaften etc.),
- Betonfestigkeit,
- Bewehrungsgrad und
- Beanspruchungsart

auf die Rissentwicklung untersucht.

6.2.2 Rissentwicklung in GFK-bewehrten Dehnkörpern

6.2.2.1 Versuchsprogramm

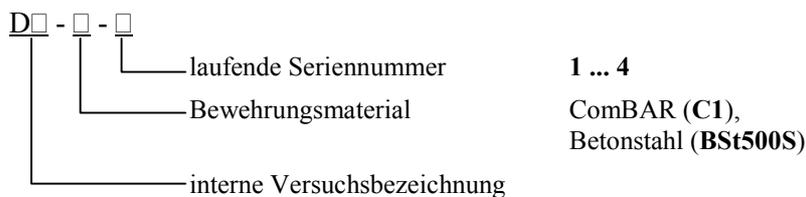
Neben Erkenntnissen zur Rissentwicklung sollen die Dehnkörperversuche Aussagen zur Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen liefern. Für die experimentellen Untersuchungen kamen zylindrische Dehnkörper mit 10 cm Durchmesser, 100 cm Gesamtlänge und einem zentrisch eingebauten Bewehrungsstab zum Einsatz. Die Versuchskörper wurden so dimensioniert, dass ihre Querschnittsfläche annähernd der effektiven Betonzugzone $A_{ct,eff}$ der experimentell untersuchten Balken entspricht und sich während der Versuche ein abgeschlossenes Rissbild einstellen konnte. Als Bewehrung wurde wie bei den Verbunduntersuchungen im Abschnitt 5 das GFK-Stabmaterial ComBAR C1 [mar1] und als Referenzmaterial handelsüblicher Betonstahl nach *DIN 488* jeweils mit Stabdurchmesser $d_r = 12$ mm verwendet. Der Bewehrungsgrad der Prüfkörper betrug 1,46 %. Verwendet wurde Beton mit einer geprüften Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 4,69$ kN/cm², was einer Festigkeitsklasse von C45/55 nach *EC2* entspricht (siehe Anhang A.2.2). Bei den Versuchen wurden 4 Dehnkörper mit ComBAR-Bewehrung sowie 1 Dehnkörper mit Betonstahlbewehrung geprüft.

Die Herstellung der Prüfkörper ist im Anhang A.2.1 dokumentiert. Im Anhang A.2.3 ist der prinzipielle Versuchsaufbau und der an der Versuchstechnischen Einrichtung (VTE) der Bauhaus-Universität Weimar realisierte Versuchsaufbau dargestellt. Während der Versuche wurden über 3 induktive Wegmesser (IWT) die Gesamtlängenänderung der Dehnkörper, über 16 Dehnmessstreifen (DMS) die Betondehnungen und über eine Kraftmessdose (KMD) die eingeleitete Zugkraft

gemessen. Um etwaige Schiefstellungen des Dehnkörpers zu kompensieren, erfolgte die Anordnung der IWT bzw. der DMS in 3 auf den Querschnitt bezogenen um jeweils 120° versetzten Achsen. Ein Überblick über die verwendete Messtechnik ist im Anhang A.2.3 aufgeführt.

Die Belastung der Dehnkörper erfolgte kraftgesteuert. Die Zugkraft wurde sukzessiv in Laststufen von je 5 kN gesteigert, wobei jede Laststufe dreimal angefahren wurde. Zwischen der Gesamtzugkraft von 20 ... 30 kN erfolgte die Laststeigerung um 1 kN. Dieser Lastbereich ist durch den Übergang des Stadiums der Einzelrissbildung in das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung gekennzeichnet und lag deshalb im besonderen Interesse der Untersuchungen. Die maximale Versuchslast betrug 45 kN. Dies entspricht ca. 60 % der Zugfestigkeit der GFK-Stäbe bzw. ca. 75 % der des Betonstahls. Nach jedem Belastungszyklus erfolgte eine Entlastung auf 1 kN. Die Haltezeit der Be- und Entlastung betrug jeweils 3 Minuten. Die Geschwindigkeit der Be- und Entlastung betrug jeweils 0,25 kN/sec. Das prinzipielle Belastungsregime ist im Anhang A.2.3 dargestellt.

Die Bezeichnung der Versuchsserien erfolgte nach dem Schema:



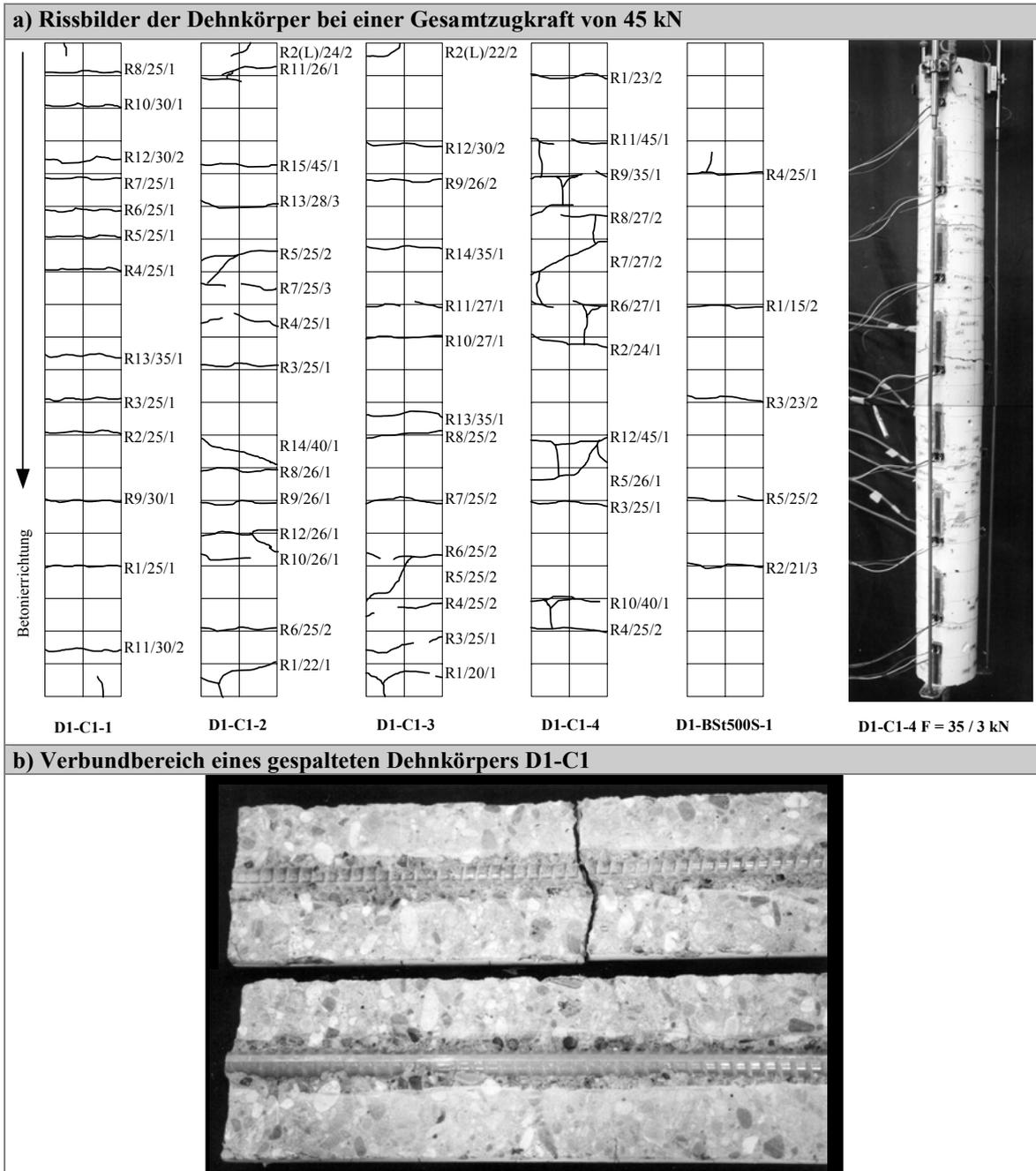
6.2.2.2 Ergebnisse der Dehnkörperversuche

Rissentwicklung

In Tafel 6.6a sind die Rissbilder der untersuchten Dehnkörper bei einer Gesamtzugkraft von 45 kN dargestellt (siehe Anhang A.2.4). Die experimentell ermittelte Risslast betrug bei den Dehnkörpern mit GFK-Bewehrung im Mittel 22 kN und beim stahlbewehrten Versuchskörper ca. 15 kN. Somit wird die rechnerische Risslast von 20 kN unter Verwendung des 5 % Quantilwertes der Betonzugfestigkeit für die GFK-stabbewehrten Dehnkörper bestätigt.

Die GFK-stabbewehrten Dehnkörper weisen deutlich größere Rissbreiten und kleinere Rissabstände als der stahlbewehrte Referenzkörper auf. Zudem bildet sich bei den GFK-bewehrten Versuchskörpern eine Vielzahl von Rissverzweigungen aus. Dabei stellt die ausgeprägte Längsrippe der ComBAR-Stäbe C1 eine Sollrissstelle dar, die sich zudem ungünstig auf die radiale Verteilung der Verbundspannung auswirkt.

An den nach Versuchsende mittig gespalteten Versuchskörpern waren keine sichtbaren Schädigungen der Betonstruktur bzw. der Staboberfläche im Verbundbereich festzustellen (siehe Tafel 6.6b). In den rissangrenzenden Bereichen konnten keine Anzeichen für ein lokales Verbundversagen infolge Abscheren der Oberflächenprofilierung bzw. der Betonkonsolen verzeichnet werden. Dies lässt den Schluss zu, dass für den untersuchten Beanspruchungsbereich an keiner Stelle entlang der Stabachse die Verbundfestigkeit des Bewehrungsmaterials erreicht wurde.



Tafel 6.6

Rissbilder der Dehnkörper bei einer Gesamtzugkraft von 45 kN und Verbundbereich nach Versuchsende

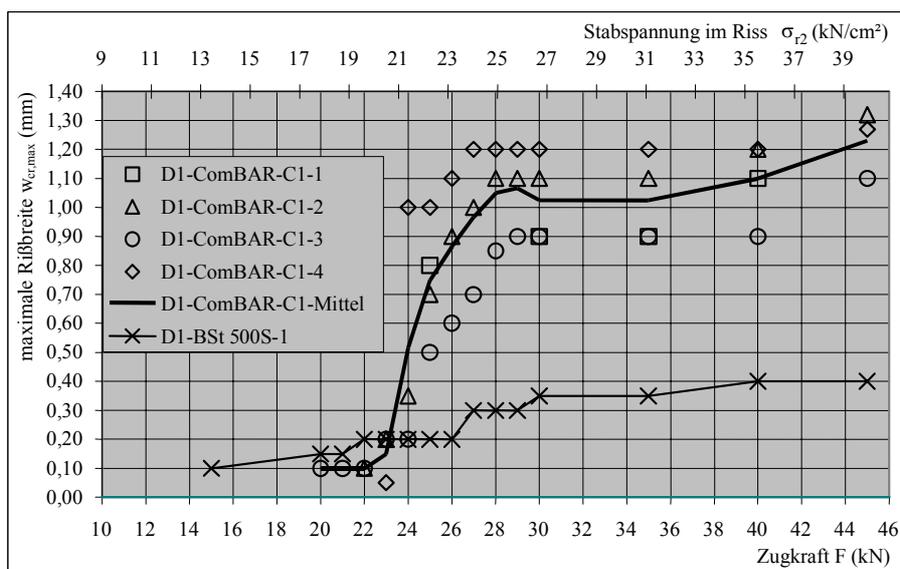
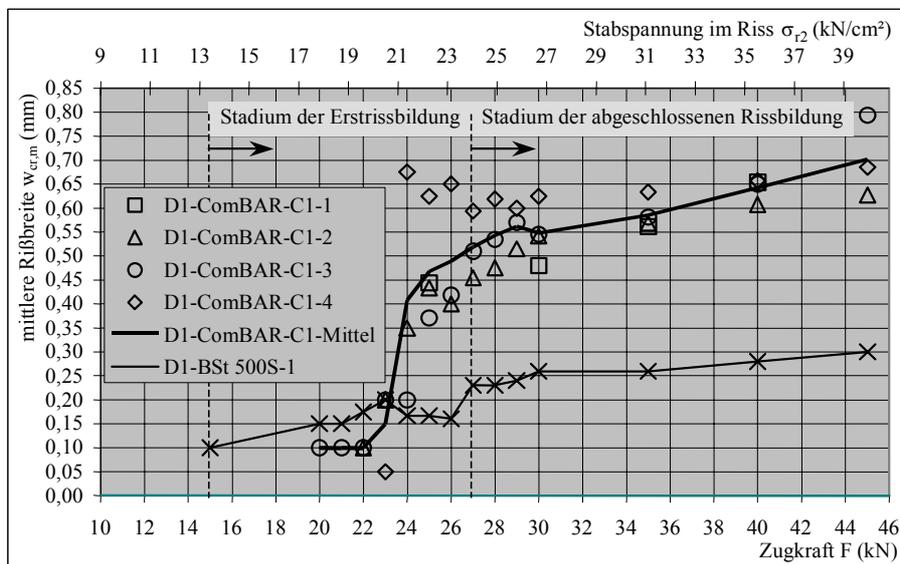
In Tafel 6.7 und Tafel 6.8 sind die experimentell ermittelten Rissbreiten und Rissabstände der Dehnkörper aufgeführt. Eine vollständige Übersicht gibt Anhang A.2.5.

Sowohl bei den GFK-stabbewehrten als auch beim betonstahlbewehrten Dehnkörper stellt sich nach sukzessiver Rissbildung das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung bei einer Zugkraft von 25 ... 27 kN ein. Diese Beanspruchung entspricht in etwa 33 % der Zugfestigkeit der ComBAR-Stäbe bzw. 45 % der des Betonstahls. Während beim stahlbewehrten Dehnkörper der Zuwachs der mittleren Rissbreiten nach der Erstrissbildung allmählich verläuft, ist bei den GFK-stabbewehrten Dehnkörpern bedingt durch den geringen E-Modul der GFK-Stäbe im Rissbildungsprozess ein sprunghafter Anstieg der Rissbreiten im Belastungsbereich der risserzeugenden Schnittgröße zu verzeichnen. Bei den GFK-stabbewehrten Dehnkörpern beträgt im Stadium der abgeschlossenen

6 Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen

Rissbildung die mittlere Rissbreite $w_{cr,m} = 0,54 \text{ mm}$ ($F = 27 \text{ kN}$) bzw. $w_{cr,m} = 0,69 \text{ mm}$ ($F = 45 \text{ kN}$). Die maximale Rissbreite liegt lastabhängig im Bereich von $w_{cr,max} = 1,00 \dots 1,13 \text{ mm}$. Im Vergleich zum betonstahlbewehrten Dehnkörper sind bei den GFK-stabbewehrten Dehnkörpern die mittleren Rissbreiten um den Faktor von ca. 2,3 bzw. die maximalen Rissbreiten um den Faktor von ca. 3 größer. Das Verhältnis zwischen der mittleren und maximalen Rissbreite beträgt $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,75$ (Betonstahl) bzw. $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,55$ (GFK).

Kraft F (kN)	Stabspannung σ_{r2} (N/mm ²)	D1-C1 _{mittel}		D1-BSt500S-1		C1 _{mittel} / BSt500-1	
		$w_{cr,m}$	$w_{cr,max}$	$w_{cr,m}$	$w_{cr,max}$	$w_{cr,m}$	$w_{cr,max}$
20	176,8	0,10	0,10	0,15	0,15	0,67	0,67
25	221,0	0,47	0,75	0,17	0,20	2,81	3,75
30	265,3	0,55	1,03	0,26	0,35	2,11	2,93
35	309,5	0,59	1,03	0,26	0,35	2,25	2,93
40	353,7	0,64	1,10	0,28	0,40	2,29	2,75
45	397,9	0,70	1,23	0,30	0,40	2,34	3,08

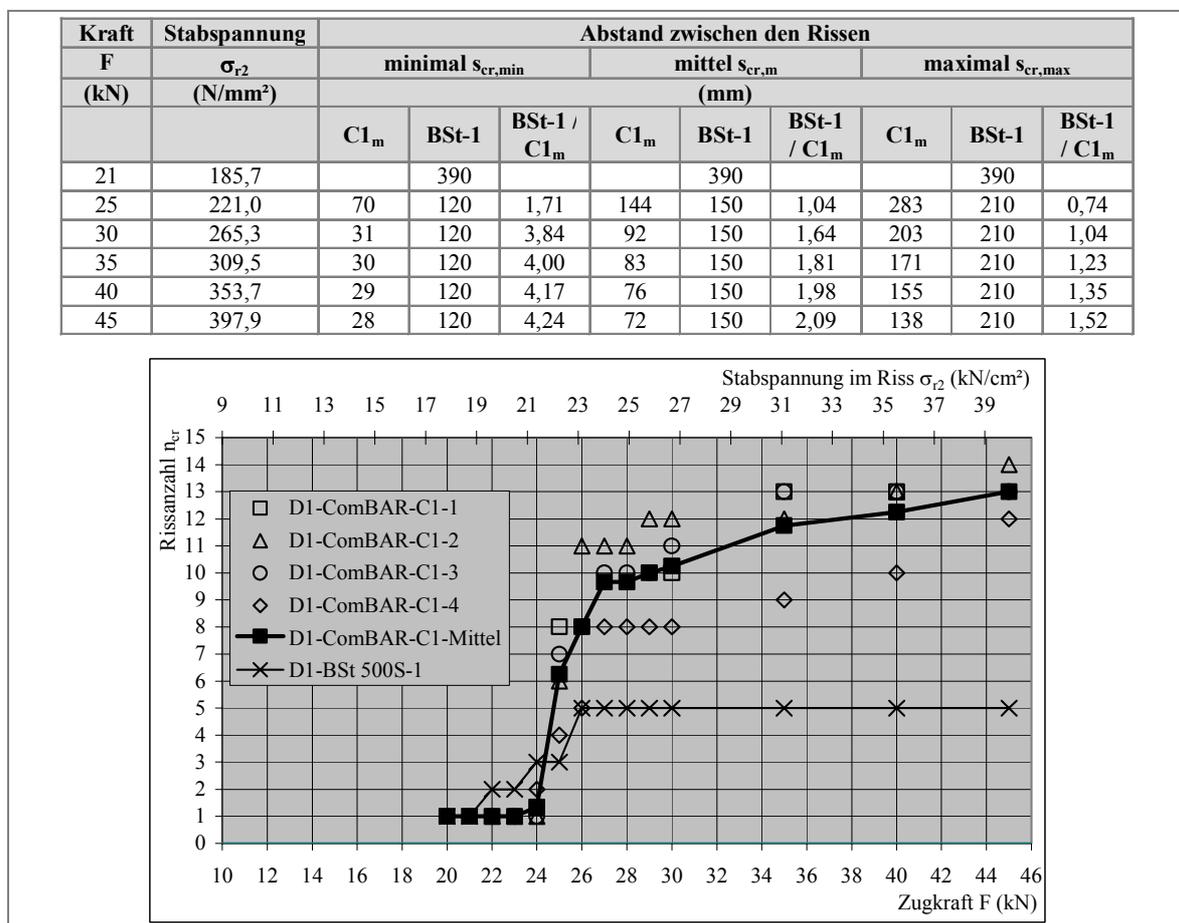


Tafel 6.7

Mittlere und maximale Rissbreiten bei den untersuchten Dehnkörpern

Bei Entlastung des Systems auf 1 kN Zugkraft ist festzustellen, dass sich die Risse nicht vollständig schließen und dass deren Rissbreite im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung konstant ist. Bei den GFK-stabbewehrten Dehnkörpern verbleiben Risse mit einer mittleren Breite von $w_{cr,m,pl} \approx 0,15$ mm (siehe Anhang A.2.5). Das entspricht etwa dem 2fachen Wert der Rissbreite $w_{cr,m,pl}$ des betonstahlbewehrten Dehnkörpers.

Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung betragen die mittleren bzw. die maximalen Abstände zwischen den Rissen $s_{cr,m} \approx 89$ mm bzw. $s_{cr,max} \approx 189$ mm (GFK) und $s_{cr,m} = 150$ mm bzw. $s_{cr,max} = 210$ mm (Betonstahl). Das Verhältnis der Rissabstände $s_{cr,m} / s_{cr,max}$ entspricht dem Verhältnis der Rissbreiten $w_{cr,m} / w_{cr,max}$. Bei den GFK-Stäben ist die Streuung der Rissabstände wesentlich größer als beim Betonstahl. Während sich beim stahlbewehrten Dehnkörper ein Verhältnis der Rissabstände von $s_{cr,m} / s_{cr,max} = 0,71$ bzw. $s_{cr,min} / s_{cr,max} = 0,57$ einstellt, was die Erkenntnisse der Literatur bestätigt [kön1], ist bei den GFK-stabbewehrten Dehnkörpern ein Verhältnis der Rissabstände von $s_{cr,m} / s_{cr,max} = 0,47$ bzw. $s_{cr,min} / s_{cr,max} = 0,16$ festzustellen.



Tafel 6.8
Rissabstände der untersuchten Dehnkörper

Formänderung

Die Verformungen der Dehnkörper bei der 3. Laststufe des jeweiligen Lastzyklusses sind in der Tafel 6.9a sowie die zugehörigen Kraft – Verformungs – Beziehungen in Tafel 6.10 aufgeführt (siehe Anhang A.2.6).

Aus Tafel 6.10a, b ist erkennbar, dass sich unabhängig vom Bewehrungsmaterial die Verformun-

gen der Dehnkörper bis zum Erreichen der Risslast proportional und während der Rissbildung überproportional zur Belastung entwickeln. Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung sind die Zuwächse der Verformung wiederum proportional zu den Zuwächsen der Belastung, wobei die tangentielle Dehnsteifigkeit der Dehnkörper der des jeweiligen Bewehrungsmaterials entspricht. Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen bleibt in diesem Bereich nahezu konstant und ist bei den GFK-stabbewehrten Dehnkörpern gegenüber dem stahlbewehrten Prüfkörper im Verhältnis der E-Moduln der Bewehrungsmaterialien von $\alpha_{\text{BS}500\text{S}/\text{GFK}} \approx 5$ größer (siehe Tafel 6.9b).

Während der Erstrissbildung beträgt der Verformungszuwachs innerhalb einer Laststufe bei den GFK-stabbewehrten Dehnkörpern ca. 0,08 mm ($F = 23$ kN) und beim stahlbewehrten Dehnkörper ca. 0,10 mm ($F = 15$ kN). Innerhalb des Stadiums der Einzelrissbildung ist ein signifikanter Verformungszuwachs festzustellen, der bei GFK-Stabbewehrung wegen des geringen E-Moduls besonders ausgeprägt ist. Dieser beträgt bei den GFK-bewehrten Dehnkörper ca. 4,0 mm und beim stahlbewehrten Dehnkörper ca. 0,75 mm. Bei einer Zugbeanspruchung von $F = 45$ kN beträgt die Gesamtlängenänderung der GFK-stabbewehrten Dehnkörper im Mittel $\Delta l \approx 7,5$ mm und die des stahlbewehrten Dehnkörpers $\Delta l \approx 1,5$ mm. Der Verformungsunterschied entspricht dem Verhältnis der E-Moduln der verwendeten Bewehrungsmaterialien Betonstahl und ComBAR C1 von $\alpha_{\text{BS}500\text{S}/\text{GFK}} \approx 5$.

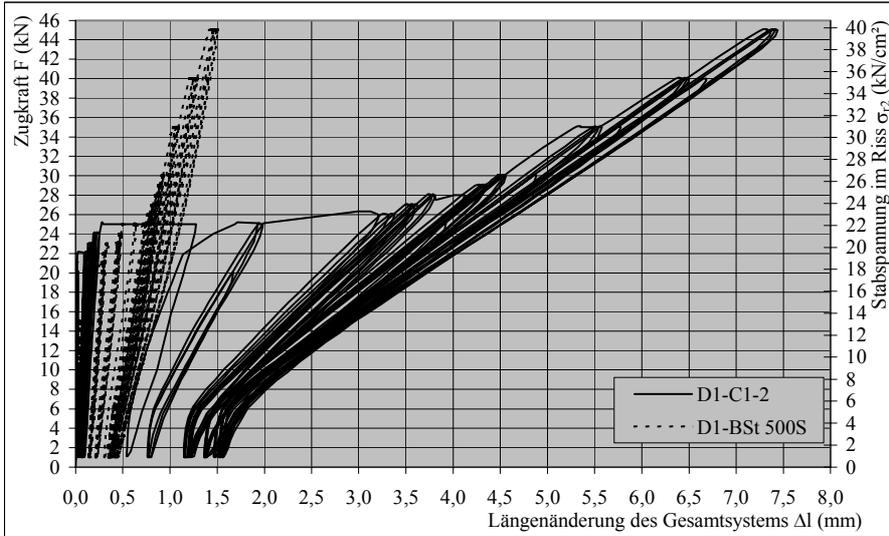
Nach den Belastungszyklen sind im entlasteten Zustand bei $F = 1,0$ kN bleibende Verformungen Δl_{pl} zu verzeichnen. Es zeigt sich, dass die bleibenden Verformungen im entlasteten Zustand in etwa der Summe der gemessenen Rissbreiten $w_{\text{cr,pl}}$ nach Entlastung entsprechen (siehe Tafel 6.10c). Geringe Abweichungen zwischen den Rissbreiten und der bleibenden Verformungen können auf Messungenauigkeiten bei der visuellen Rissbreitenbestimmung zurückgeführt werden. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass die bleibenden Verformungen von zugbeanspruchten Bauteilen bzw. der „plastische“ Verformungsanteil in der Zugzone von biegebeanspruchten Bauteilen auf das nicht vollständige Schließen der Risse zurückgeführt werden kann.

a) Verformungen des Gesamtsystems bei der 3. Laststufe des jeweiligen Lastzyklusses									
Zugkraft F (kN)	5	10	15	20	25	30	35	40	45
Stabspannung im Riss σ_{r2} (kN/cm ²)	4,4	8,8	13,3	17,7	22,1	26,5	31,0	35,4	39,8
Serie	Verformung Δl (mm)								
D1-C1-1	0,00	0,01	0,02	0,03	1,80	3,86	4,82	5,69	
D1-C1-2	0,01	0,02	0,02	0,03	1,99	4,56	5,58	6,50	7,44
D1-C1-3	0,01	0,02	0,02	0,03	1,64	4,45	5,58	6,50	7,53
D1-C1-4	0,01	0,02	0,02	0,03	2,33	4,51	5,45	6,49	7,46
D1-C1-Mittel	0,01	0,02	0,02	0,03	1,94	4,35	5,36	6,30	7,47
D1-BSt500S-1	0,01	0,03	0,10	0,16	0,74	0,93	1,09	1,29	1,50

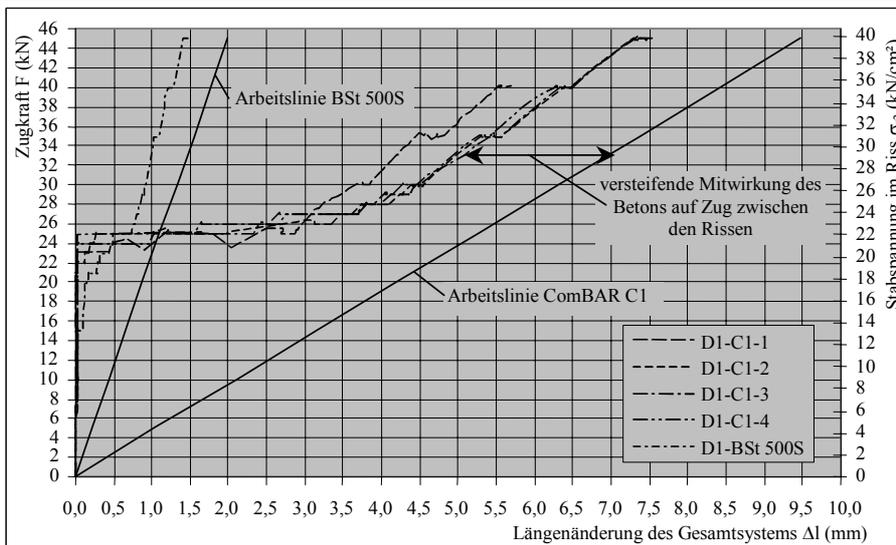
b) Verformungsanteil des Betons (Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen)								
Zugkraft	Verformungsanteil des Betons $\Delta l_c = \Delta l - \Delta l_r$ (mm)						$\alpha_{\Delta l_c} =$	$\alpha_{\Delta l_c} /$
F (kN)	D1-C1-1	D1-C1-2	D1-C1-3	D1-C1-4	D1-C1-m	D1-BSt500-1	$\Delta l_{c,\text{GFK}} /$	$\alpha_{\text{BS}/\text{GFK}}$
							$\Delta l_{c,\text{BS}500\text{S}}$	
27	2,61	2,06	2,00	2,02	2,17	0,38	5,78	1,21
30	2,50	1,77	1,87	1,81	1,99	0,40	4,93	1,04
35	2,57	1,82	1,82	1,96	2,04	0,46	4,44	0,93
40	2,75	1,94	1,95	1,93	2,14	0,48	4,42	0,93
45		2,04	1,95	2,01	2,00	0,48	4,12	0,87

Tafel 6.9
Gesamtverformungen und Verformungsanteil des Betons

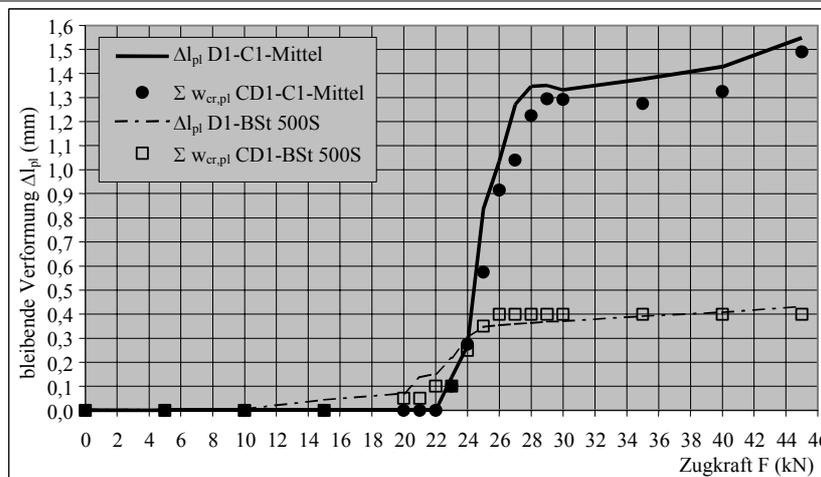
a) Kraft – Verformungs – Beziehung des ComBAR-stabbewehrten Dehnkörpers der Serie D1-C1-2 bzw. des stahlbewehrten Dehnkörpers mit Be- und Entlastungsästen



b) Gegenüberstellung der Kraft – Verformungs – Beziehungen der GFK-stabbewehrten Dehnkörper und des stahlbewehrten Dehnkörpers ohne Entlastungsäste mit den Arbeitslinien der Bewehrungsmaterialien



c) Gegenüberstellung der bleibenden Verformungen Δ_{pl} und der Summe der Rissbreiten $w_{cr,pl}$ im entlasteten Zustand der untersuchten Dehnkörper



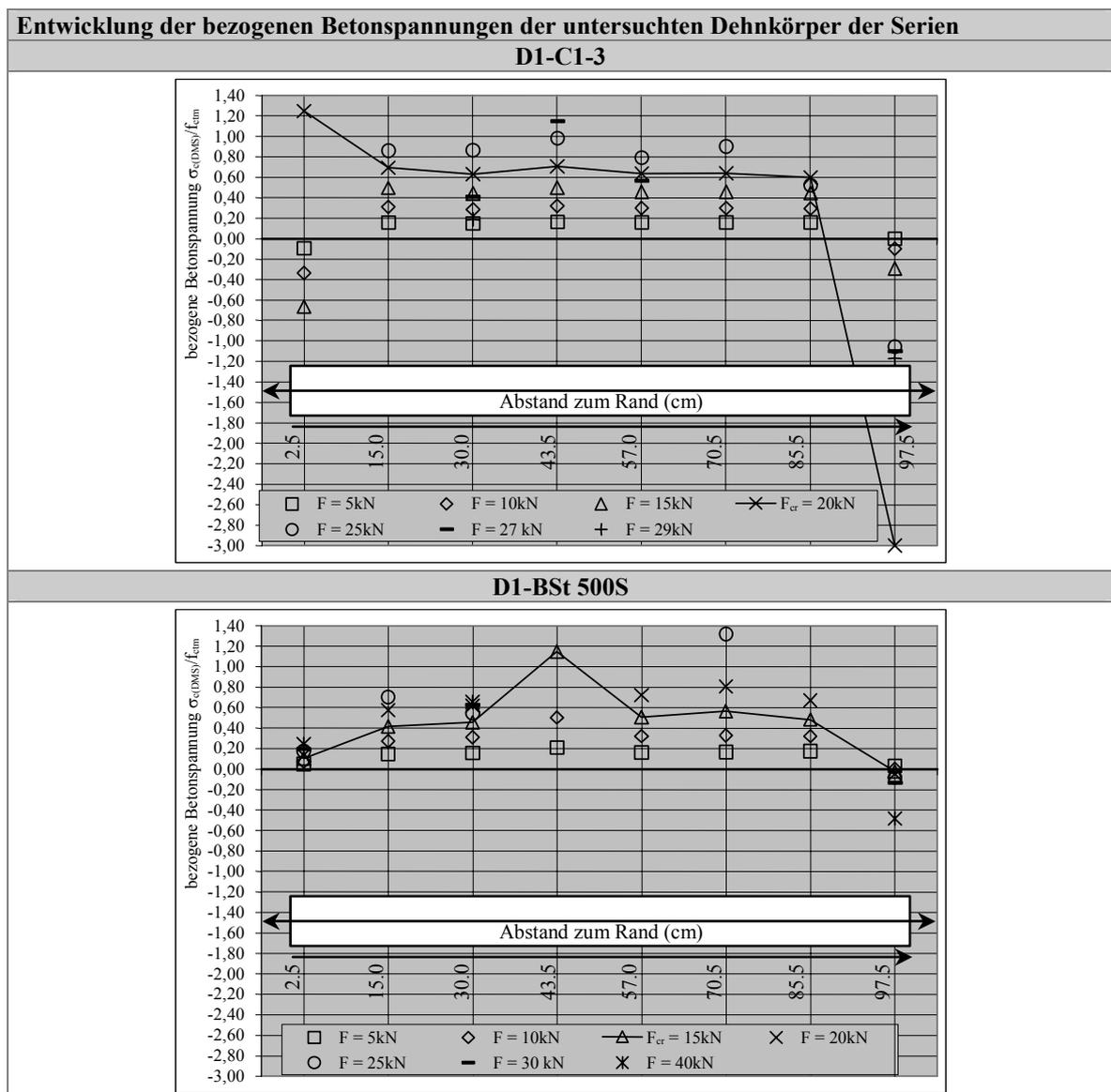
Tafel 6.10

Entwicklung der Verformung bei den untersuchten Dehnkörper

Betondehnungen

Anhand der über die gesamte Dehnkörperlänge applizierten Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Betondehnungen an der Bauteiloberfläche können Aussagen über den Verlauf der Betonspannungen entlang der Stabachse getroffen werden. Exemplarisch ist in der Tafel 6.11 die Entwicklung der auf die mittlere Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ bezogenen Betonspannungen der Dehnkörper der Serie D1-C1-3 und D1-BSt500S gegenübergestellt (siehe Anhang A.2.7).

Die gemessenen Betondehnungen lassen den Schluss zu, dass unter der theoretischen Risslast lokale Spannungsspitzen entstehen, die erwartungsgemäß die mittlere Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ überschreiten. Der Bildung des ersten Risses entspricht eine Betonzugspannung von ca. $0,6 f_{ct,m}$. Bei steigender Belastung erhöht sich in den ungerissenen Bereichen die Betonspannung, bis sich infolge fortschreitender Rissbildung ein abgeschlossenes Rissbild einstellt



Tafel 6.11

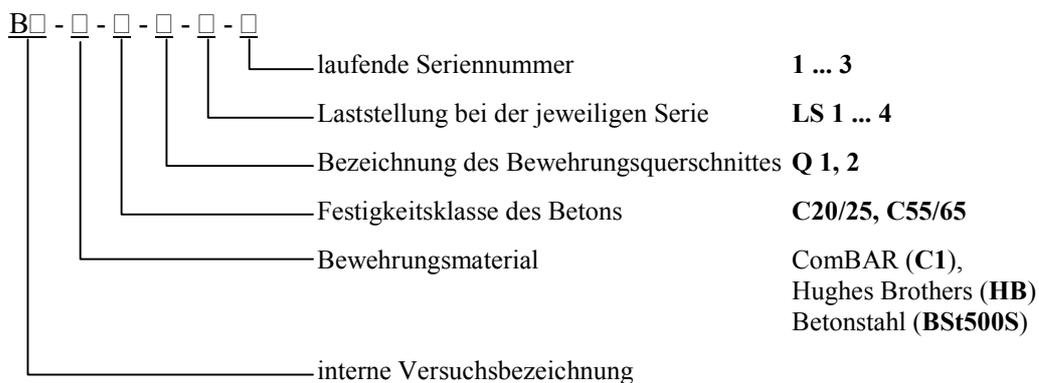
Entwicklung der bezogenen Betonspannungen der Dehnkörper D1-C1-2 und D1-BSt 500S

6.2.3 Rissentwicklung in GFK-bewehrten Balken

6.2.3.1 Versuchsprogramm

Für die experimentellen Untersuchungen kamen Balken mit Hauptabmessungen von 190 / 115 / 2100 mm (Höhe / Breite / Länge) zum Einsatz. Die Balkenversuche sollen Aufschluss über den Einfluss des Bewehrungsmaterials (E-Modul, Verbundeigenschaften etc.), des Bewehrungsgrades, unterschiedlicher Laststellungen sowie der Belastungsdauer auf die Rissentwicklung geben.

Als Bewehrung wurde wie bei den Verbunduntersuchungen im Abschnitt 5.2 die GFK-Stabmaterialien ComBAR C1 [mar1] und Hughes Brothers [hug1] und als Referenzmaterial handelsüblicher Betonstahl nach *DIN 488* jeweils mit Stabdurchmesser $d_r = 12$ mm verwendet. Die Tragbewehrung bestand aus 2 $\varnothing 12$ mm (Querschnitt Q1) bzw. aus 1 $\varnothing 12$ mm (Querschnitt Q2). Die Betondeckung wurde bei allen Balken konstant mit $\text{nom } c_L = 3,0$ cm gewählt. Verwendet wurden Betone der Festigkeitsklassen C20/25 sowie C55/65 (siehe Anhang A.3.2), so dass die Versuchsergebnisse einen geplanten Einsatz der GFK-Stäbe im Bereich des Ortbetonbaus und im Bereich des Fertigteilbaus abdecken. Die Schal- und Bewehrungspläne sind im Anhang A.3.1 aufgeführt. Die Balken wurden mit zwei Einzellasten in den Viertelpunkten (LS1), in den Drittelpunkten (LS2) bzw. in Balkenmitte (LS4) des Versuchsbalkens sowie mit 8 Einzellasten zur Simulierung einer Linienlast (LS3) beansprucht. Die Bezeichnung der Versuchsserien erfolgte nach dem Schema:



Gegenstand der Untersuchungen waren insgesamt 17 Balken. Wegen unzureichender Lagersicherung der Bewehrungsstäbe durch den Hersteller der Prüfkörper, „schwamm“ die Bewehrung bei insgesamt 2 Versuchsbalken (Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS1 und B4-C1-C20/25-Q2-LS2) während der Herstellung auf, so dass die Lage der Bewehrung nicht gesichert werden konnte. Die nach den Bauteilversuchen festgestellte Bewehrungslage wies große Abweichungen von der Versuchsplanung auf. Diese Versuchsbalken werden bei der Auswertung nicht berücksichtigt (Tafel 6.12).

Versuchsserie	Bewehrung	Beton	Bewehrungsquerschnitt	Laststellung	Anzahl
B2	ComBAR C1 (C1) Hughes Brothers (HB) Betonstahl (BSt 500S)	C55/65	Q1	LS1	9
B4	ComBAR C1 (C1)	C20/25	Q1	LS1... LS4	4
			Q2	LS3, LS4	2

Tafel 6.12

Überblick über die Balkenversuche mit den untersuchten Einflussgrößen

Zur Vermeidung eines vorzeitigen Schubversagens wurde bei den Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1 eine Querkraftbewehrung im Bereich zwischen den Lasteinleitungsstellen und den Auflagern angeordnet. Im Anhang A.3.3 ist der prinzipielle Versuchsaufbau und der an der VTE der Bauhaus-Universität Weimar realisierte Versuchsaufbau dargestellt. Während der Versuche wurden die Gesamtprüflast, die Balkendurchbiegung in Balkenmitte sowie in den Viertelpunkten, die Betonstauchung an der Balkenoberseite und die Stabdehnung in Balkenmitte messtechnisch erfasst. Ein Überblick über die verwendete Messtechnik gibt Anhang A.3.3.

Die Versuchsbalken der Serien B2-C55/65-Q1-LS1-1 und B4-C1-C20/25 wurden im Kurzzeitversuch bis zum Bruch belastet. Dabei wurde die Belastung sukzessiv in Laststufen von je 2 kN (B2) bzw. 5 kN (B4) Gesamtlast mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,25 kN/sec gesteigert. Jede Laststufe wurde dreimal angefahren. Nach jedem Belastungszyklus erfolgte eine Entlastung auf 1 kN. Die Haltezeit der Be- und Entlastung betrug jeweils 3 Minuten.

Die Versuchsbalken der Serie B2-C1,HB-C55/65-Q1-LS1-2,3 wurden im Kurzzeitversuch bis zu einem Biegemoment von $M_{Rd} = 5,1$ kNm beansprucht (siehe Tabelle 6.1). Diesem Bemessungswert liegt eine Konzeption nach *Raue et. al* [rau2] zu Grunde, nach dem die deformationsbasierten Kriterien für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit abgestimmt sind. Als Grenzwert der Stabdehnung der GFK-Bewehrung im GZT wurde $\epsilon_{rd} = 4 \text{ ‰}$ angesetzt. Diesem Wert entspricht das Bemessungsmoment M_{Rd} . Das Bemessungsmoment im GZT ergab sich bei den Versuchsbalken der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-2,3 nach EC2 zu $M_{Rd} = 13,5$ kNm. Bei diesen Versuchsserien erfolgte die Laststeigerung in Stufen von je 2,5 kN. Im Anschluss erfolgte bei diesen Serien eine konstante Belastung von $M_{Ed,qs} = 3,8$ kNm im Langzeitversuch über einen Zeitraum von 630 Tagen. Dieses Beanspruchungsniveau entspricht der quasi-ständigen Lastfallkombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) der GFK-stabbewehrten Balken. Im Anhang A.3.4 ist die Berechnung der Biegemomente für die jeweiligen Bemessungssituationen aufgeführt. Die prinzipiellen Belastungsregime sind im Anhang A.3.3 dargestellt.

Moment	B2-C55/65-Q1-LS1		B4-C1-C20/25	
	C1 und HB	BSt 500S	Q1-LS(1-4)	Q2-LS(3,4)
M_{Rd} (GZT)	5,1	13,5	4,7	2,4
$M_{Ed,qs}$ (GZG)	3,8	10,0	3,5	1,7

Tabelle 6.1

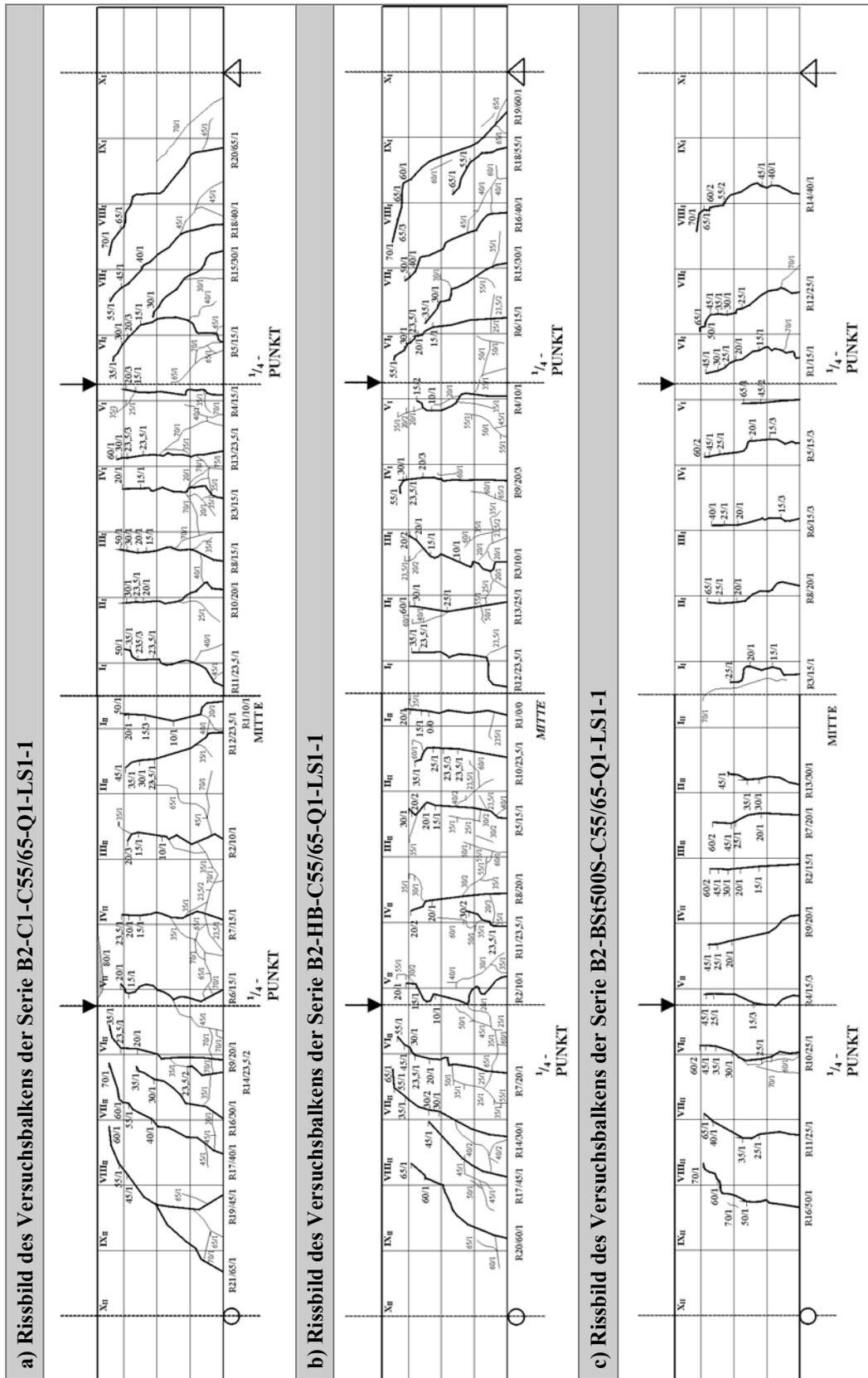
Bemessungsmomente für den GZT und GZG der untersuchten Balken

6.2.3.2 Ergebnisse der Balkenversuche

Im Anhang A.3.6 sind die Ergebnisse der Balkenversuche ausführlich dokumentiert.

Einfluss des Bewehrungsmaterials auf die Rissentwicklung

Anhand der Versuchsserie B2-C55/65-Q1-LS1 wird der Einfluss des Bewehrungsmaterials auf die Entwicklung des Rissbildes, der Rissbreiten und der Rissabstände der untersuchten Balken erläutert. In Tafel 6.13 sind die Rissbilder der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-1 im Bruchzustand dargestellt. Die Auswertung der Rissbreiten und der Rissabstände erfolgt bei der betrachteten Versuchsserie für die Risse im konstanten Momentenbereich zwischen den Lasteinleitungsstellen.



Tafel 6.13

Rissbilder der Versuchs balken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-1 im Bruchzustand

Sowohl bei den GFK-stabbewehrten und als auch bei den betonstahlbewehrten Balken wird die theoretische risserzeugende Schnittgröße von $M_{cr} = 2,38 \text{ kNm}$, auf Grundlage der aus den Spaltzugversuchen abgeleiteten mittleren Betonzugfestigkeit, experimentell bestätigt (siehe

Anhang A.3.5). Analog zu den Dehnkörperversuchen weisen die GFK-stabbewehrten Balken bei Laststeigerung ein Rissbild mit ausgeprägten Rissverzweigungen auf.

Die Einzelrissbildung der Versuchsbalken ist bei einer Momentenbeanspruchung von 4,75 ... 5,6 kNm abgeschlossen. Dies entspricht im Mittel dem Bemessungsmoment der GFK-stabbewehrten Balken im GZT von $M_{Rd} = 5,1$ kNm. Beim Übergang vom Stadium der Einzelrissbildung zum Stadium der abgeschlossenen Rissbildung beträgt die Stabspannung im Rissquerschnitt ca. $\sigma_{r2} \approx 20$ kN/cm². Bei den GFK-stabbewehrten Balken bilden sich bei weiterer Laststeigerung ausgeprägte Rissverzweigungen sowie Horizontalrisse in Höhe der Bewehrung.

Die Entwicklung der Rissbreiten und der Rissanzahl zeigt Tafel 6.14. Die Versuchsbalken mit Tragbewehrung aus ComBAR C1 und aus Hughes Brothers Stäben weisen annähernd gleich große Rissbreiten und Rissabstände auf. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass sowohl der E-Modul als auch die Verbundeigenschaften für die verwendete Festigkeitsklasse des Betons von C55/65 beider Bewehrungsmaterialien in etwa gleich sind.

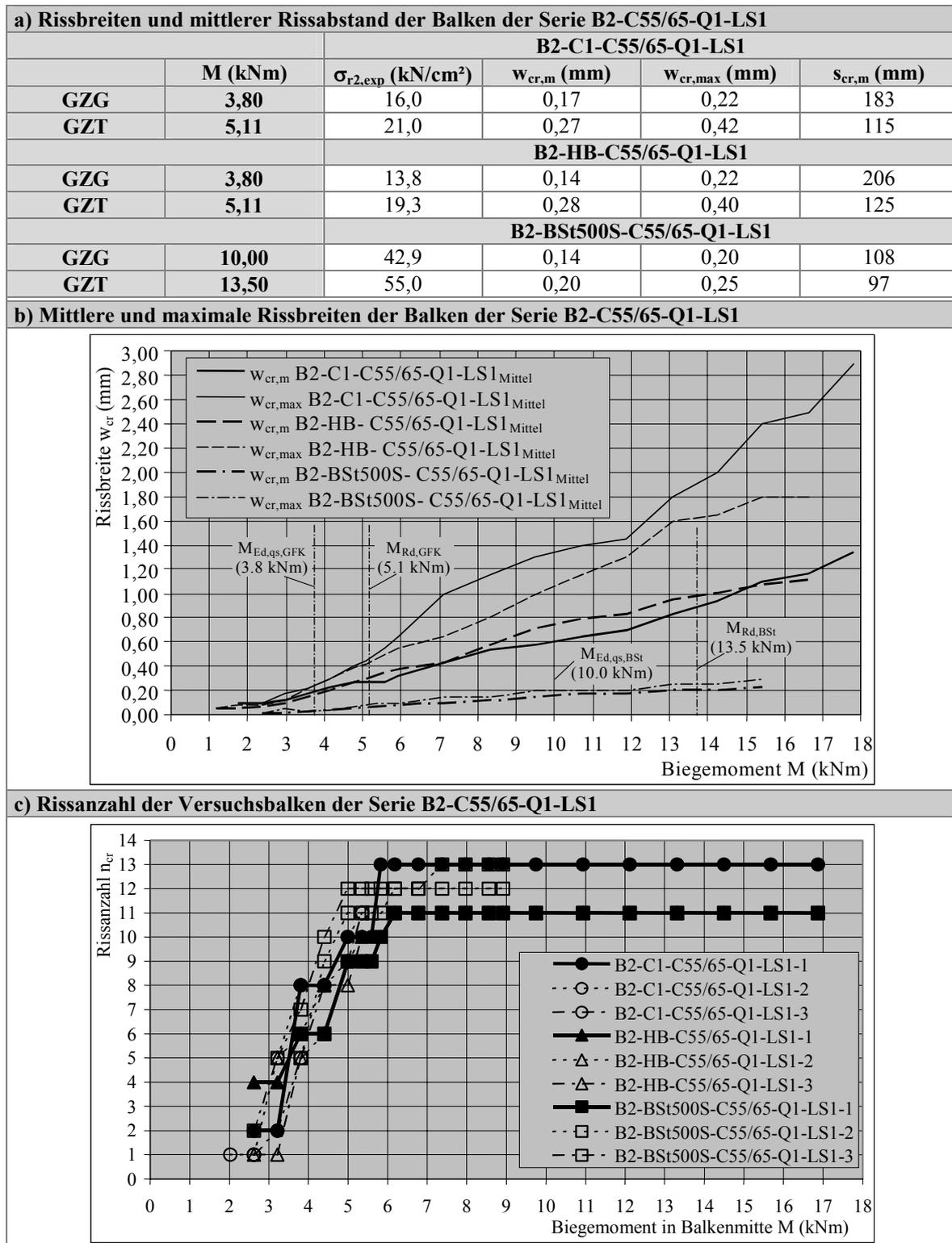
Bei den ComBAR-stabbewehrten Balken betragen unter quasi-ständiger Lastfallkombination ($M_{Ed,qs} = 3,8$ kNm) die Stabspannung im Rissquerschnitt $\sigma_{r2} = 16,0$ kN/cm², die mittlere Rissbreite $w_{cr,m} = 0,17$ mm, die maximale Rissbreite $w_{cr,max} = 0,22$ mm und der mittlere Abstand zwischen den Rissen $s_{cr,m} = 183$ mm. Vergleichend hierzu ist bei den stahlbewehrten Balken unter quasi-ständiger Lastfallkombination ($M_{Ed,qs} = 10,0$ kNm) eine mittlere Rissbreite von $w_{cr,m} = 0,14$ mm und eine maximale Rissbreite von $w_{cr,max} = 0,20$ mm zu verzeichnen. Somit wird der Rechenwert der Rissbreite für Stahlbetonkonstruktionen unter normalen Umweltbedingungen nach EC2 bzw. DIN 1045-1 von $w_k = 0,3$ mm für die maßgebende Beanspruchungssituation bei allen Versuchsbalken eingehalten. Dies resultiert aus der für die GFK-Stabbewehrten Balken an der Gebrauchstauglichkeit orientierten Bemessung nach Raue et. al [rau2].

Beim Vergleich zwischen den GFK- und den betonstahlbewehrten Balken kann festgestellt werden, dass die mittleren Rissbreiten der GFK-stabbewehrten Balken in etwa um das Verhältnis der E-Moduln der Bewehrungsmaterialien von $\alpha_{BS1500S/GFK} \approx 5$ größer sind als bei den Stahlbetonbalken.

Das Verhältnis zwischen der mittleren und maximalen Rissbreite mit $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,73$ (Betonstahl und Hughes Brothers) bzw. $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,51$ (ComBAR C1) bestätigen die bei den Dehnkörperversuchen ermittelten Verhältniswerte (siehe Abschnitt 6.2.2.2). Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung stellt sich bei allen Balken ein annähernd gleich großer mittlerer Rissabstand von ca. $s_{cr,m} = 95$ mm ein. Die untersuchten Balken weisen nahezu gleiche Werte für das Verhältnis zwischen mittlerem und maximalem Rissabstand von ca. $s_{cr,m} / s_{cr,max} = 0,60$ auf. Das Verhältnis zwischen kleinstem und maximalem Rissabstand beträgt $s_{cr,min} / s_{cr,max} = 0,30$ (Betonstahl und Hughes Brothers) bzw. $s_{cr,min} / s_{cr,max} = 0,17$ (ComBAR C1).

Wie bereits von Krips [kri1] und Schwennicke [sch11] für den Stahlbeton verdeutlicht wurde, sind die Rissabstände nicht „normal“ verteilt. Sowohl die Dehnkörper- als auch die Balkenversuche zeigen, dass der Mittelwert der Rissabstände näher am Mindestwert der Rissabstände liegt. Folglich ist die empirische Verteilungsdichte eines bestimmten Rissabstandes umgekehrt proportional zu seiner Größe. Eine gute Beschreibung der Rissabstandsverteilung liefert nach [kri1] die logarithmische Normalverteilungsfunktion. Allerdings ist bei der empirischen Verteilungsdichte bei den Balkenversuchen gegenüber den Dehnkörperversuchen die Tendenz der Positionierung des

Mittelwertes im Bereich des Mindestwertes schwächer ausgeprägt. Exemplarisch sind diesbezüglich die empirischen Verteilungsdichten der Versuchsserien D1-C1 und B2-C1-C55/65-Q1-LS1 bzw. B2-BSt 500S-C55/65-Q1-LS1 und die zugehörigen Dichtefunktionen der Gauß'schen und der logarithmischen Verteilungsdichte in Tafel 6.15 gegenübergestellt. Im Anhang A.2.8 und Anhang A.3.6.3 sind die zugehörigen empirischen Dichtefunktionen dargestellt



Tafel 6.14

Rissbreiten und Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

a) Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der untersuchten Dehnkörper	
D1-ComBAR C1	Bemerkung
	Beanspruchung F (kN) 40,0
	mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm) 75,1
	Standartabweichung σ (mm) 41,3
	Variationskoeffizient v 0,55
	Umfang der Stichprobe n 46
b) Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der untersuchten Balken	
B2-C1-C55/65-Q1-LS1	Bemerkung
	Beanspruchung M (kNm) 5,35
	mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm) 115,2
	Standartabweichung σ (mm) 44,6
	Variationskoeffizient v 0,39
	Umfang der Stichprobe n 29
B2-BSt 500S-C55/65-Q1-LS1	Bemerkung
	Beanspruchung M (kNm) 5,35
	mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm) 112,9
	Standartabweichung σ (mm) 47,1
	Variationskoeffizient v 0,42
	Umfang der Stichprobe n 28

Tafel 6.15

Gegenüberstellung der empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der untersuchten Dehnkörper und Balken mit der Gauß'schen bzw. logarithmischen Verteilungsdichte

Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf die Rissentwicklung

Die Untersuchung zum Einfluss der Betonfestigkeit auf die Rissentwicklung erfolgt anhand der Versuchsserien B2-C1-C55/65-Q1-LS1 und B4-C1-C20/25-Q1-LS1.

Das experimentell ermittelte Rissmoment der Balken aus Beton der Festigkeitsklasse C20/25 beträgt $M_{cr} = 1,43 \text{ kNm}$. Die theoretische risserzeugende Schnittgröße wird experimentell bestätigt.

Das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung stellt sich bei dem Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS1 bei einem Biegemoment in Balkenmitte von ca. $M = 3,3 \text{ kNm}$ ein. Unter quasi-ständiger Lastfallkombination ($M_{Ed,qs} = 3,5 \text{ kNm}$) ergibt sich beim Versuchsbalken B4-C1-C20/25-Q1-LS1 eine mittlere Rissbreite $w_{cr,m} = 0,30 \text{ mm}$ und eine maximale Rissbreite $w_{cr,max} = 0,50 \text{ mm}$ bei einem mittleren Rissabstand von $s_{cr,m} = 115 \text{ mm}$ (siehe Abb. 6.1). Bei gleichem Lastniveau ($M_{Ed,qs,B2,Q1} = 3,8 \text{ kNm}$) stellen sich beim Versuchsbalken B4-C1-C20/25-Q1-LS1 um den Faktor von 1,8 ... 2,3 größere mittlere und maximale Rissbreiten als bei den Balken aus Beton der Festigkeitsklasse C55/65 ein. Dies entspricht im Mittel dem Verhältnis der Betonzugfestigkeiten $f_{ct,m,C55/65} / f_{ct,m,C20/25} = 1,95$. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass bei Gewährleistung einer ausreichenden Verbundwirkung der GFK-Stäbe das Verhältnis der mittleren Verbundspannung τ_{bm} zur mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ annähernd konstant ist (siehe Abschnitt 5.2.3.5).

Im Wesentlichen bestätigen die Verhältniswerte der Rissabstände und der Rissbreiten der Versuchsserie B4-C1-C20/25-Q1-LS1 mit $s_{cr,m} / s_{cr,max} = 0,57$ bzw. $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,62$ die Aussagen der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1.

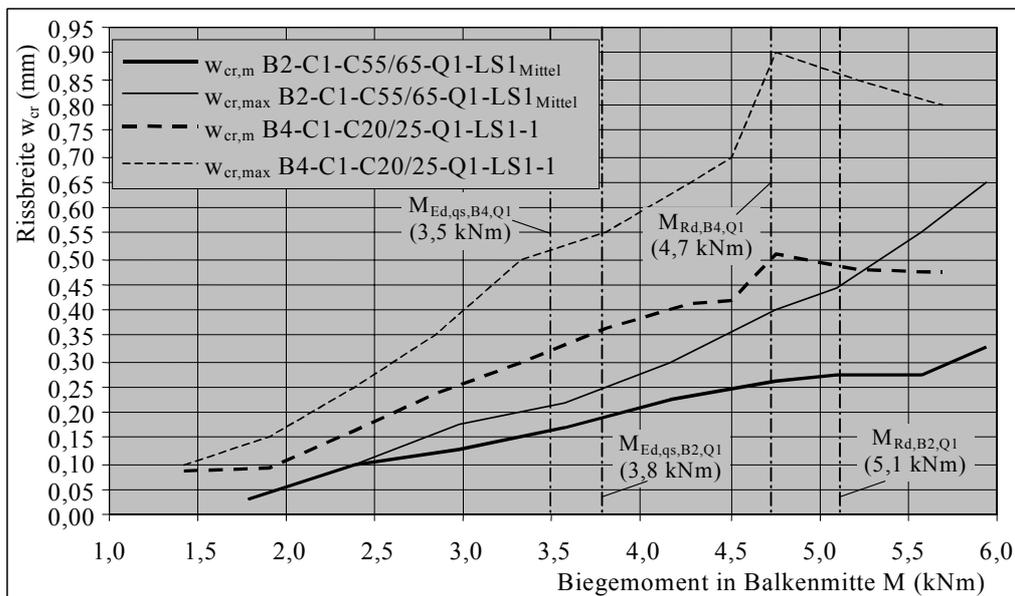


Abb. 6.1

Rissbreiten der Versuchsbalken der Serien B2-C1-C55/65-Q1-LS1 und B4-C1-C20/25-Q1-LS1

Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Rissentwicklung

Die Untersuchung zum Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Rissentwicklung erfolgt anhand der Versuchsserien B4-C1-C20/25-LS3 und B4-C1-C20/25-LS4 (siehe Tafel 6.16).

Die Verdopplung des effektiven Bewehrungsgrades hat erwartungsgemäß keine signifikante Auswirkungen auf die Risslast. Sie bewirkt jedoch, dass sich die mittleren und die maximalen Rissbreiten näherungsweise halbieren ($w_{cr,m,Q1} / w_{cr,m,Q2} = 0,51$). Die Rissbreite und der effektive Bewehrungsgrad verhalten sich umgekehrt proportional zueinander.

Die Verminderung des Bewehrungsgrades führt zur Reduzierung der Anzahl der Zwischenrisse und der Horizontalrisse. Das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung wird bei den untersuchten Balken für die jeweilige Teilserie unabhängig vom Bewehrungsgrad bei gleichem Belastungsniveau erreicht. Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung ist keine signifikante Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes vom effektiven Bewehrungsgrad festzustellen ($s_{cr,m,Q1} / s_{cr,m,Q2} = 1,01 \dots 1,09$).

Einfluss der Laststellung auf die Rissentwicklung

Der Einfluss der Laststellung auf die Rissentwicklung wird anhand der Versuchsserien B4-C1-C20/25-Q1 verdeutlicht (siehe Tafel 6.17).

Es zeigt sich, dass sich die Rissbilder dem charakteristischen Verlauf der Biegemomente über die Bauteillängsachse anpassen. Da unabhängig von den unterschiedlichen Laststellungen der mittlere Balkenbereich durch konstante Biegemomente beansprucht wird, ergibt sich erwartungsgemäß kein entscheidender Einfluss der Laststellung auf den mittleren Abstand zwischen den Rissen.

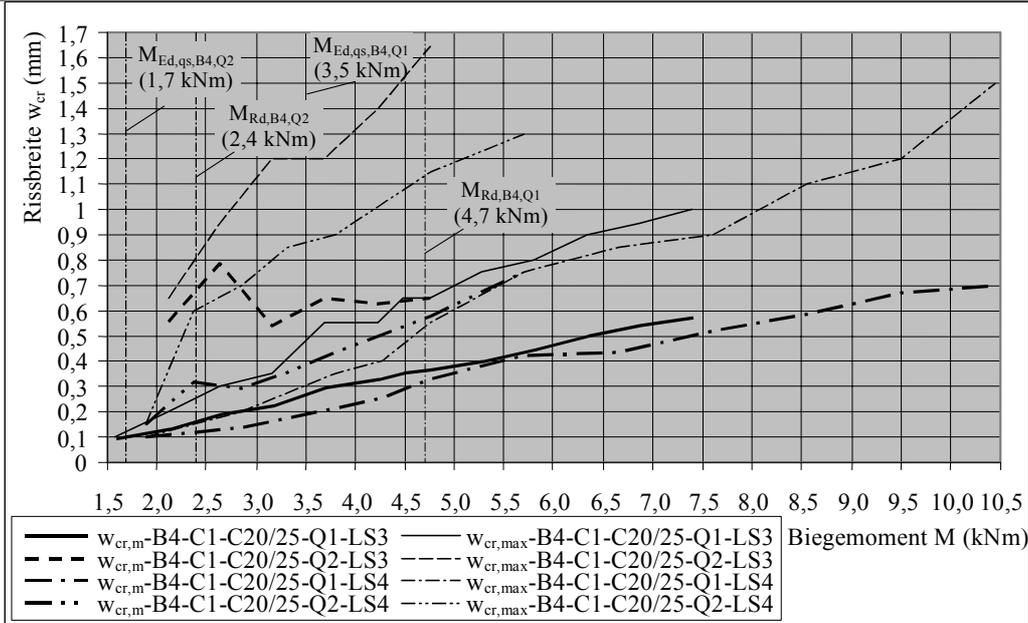
Jedoch kann eine geringfügige Zunahme der mittleren und der maximalen Rissbreiten mit Vergrößerung des konstanten Biegemomentenbereiches festgestellt werden. Die Versuchsergebnisse der Balken bei Belastung durch Einzellasten in den $\frac{1}{4}$ Punkten (Laststellung LS1) können auf der sicheren Seite liegend als repräsentative Werte angesehen werden.

Die mittlere Rissbreite betrug unter quasi-ständiger Lastfallkombination ($M_{Ed,qs} = 3,5$ kNm) zwischen $w_{cr,m} = 0,18 \dots 0,30$ mm. Bei allen Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1 war das Verhältnis zwischen der mittlern und maximalen Rissbreite mit ca. $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,61$ gleich groß.

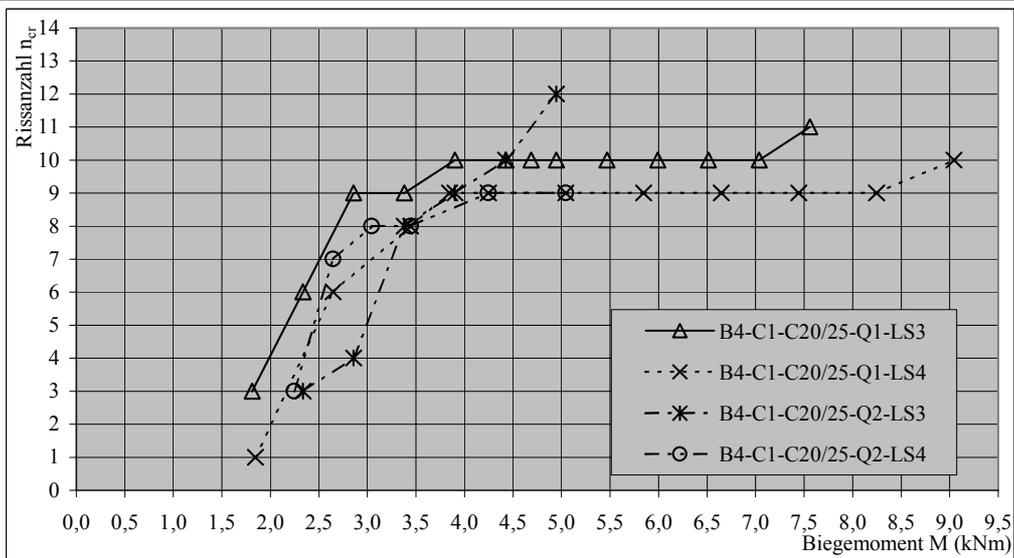
a) Rissbreiten und mittlere Rissabstände bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-LS3 und B4-C1-C20/25-LS4 für die maßgebende Beanspruchung im GZT und GZG

3	M (kNm)	B4-C1-C20/25-Q1-LS3				B4-C1-C20/25-Q1-LS4			
		$\sigma_{r2,exp}$ (kN/cm ²)	$w_{cr,m}$ (mm)	$w_{cr,max}$ (mm)	$s_{cr,m}$ (mm)	$\sigma_{r2,exp}$ (kN/cm ²)	$w_{cr,m}$ (mm)	$w_{cr,max}$ (mm)	$s_{cr,m}$ (mm)
GZG	3,5	13,8	0,29	0,43	107	12,8	0,23	0,37	136
GZT	4,7	18,3	0,42	0,65	107	18,1	0,42	0,75	133
		B4-C1-C20/25-Q2-LS3				B4-C1-C20/25-Q2-LS4			
GZG	1,7	21,9	-	-	-	15,8	0,15	0,15	-
GZT	2,4	25,1	0,68	0,80	155	22,8	0,29	0,70	139

b) Mittlere und maximale Rissbreiten bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-LS3 und B4-C1-C20/25-LS4



c) Rissanzahl bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-LS3 und B4-C1-C20/25-LS4



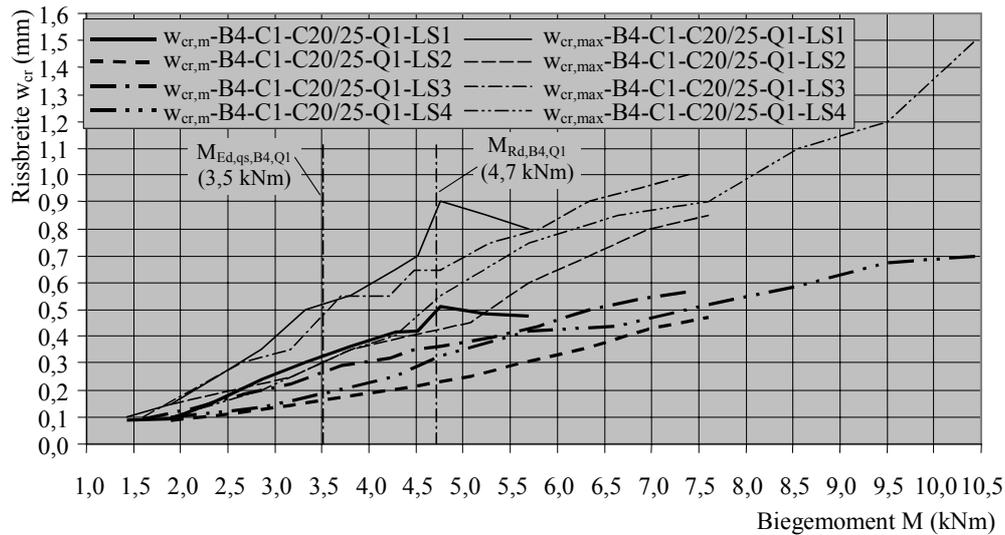
Tafel 6.16

Rissbreiten, Rissabstände und Rissanzahl bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-LS3,LS4

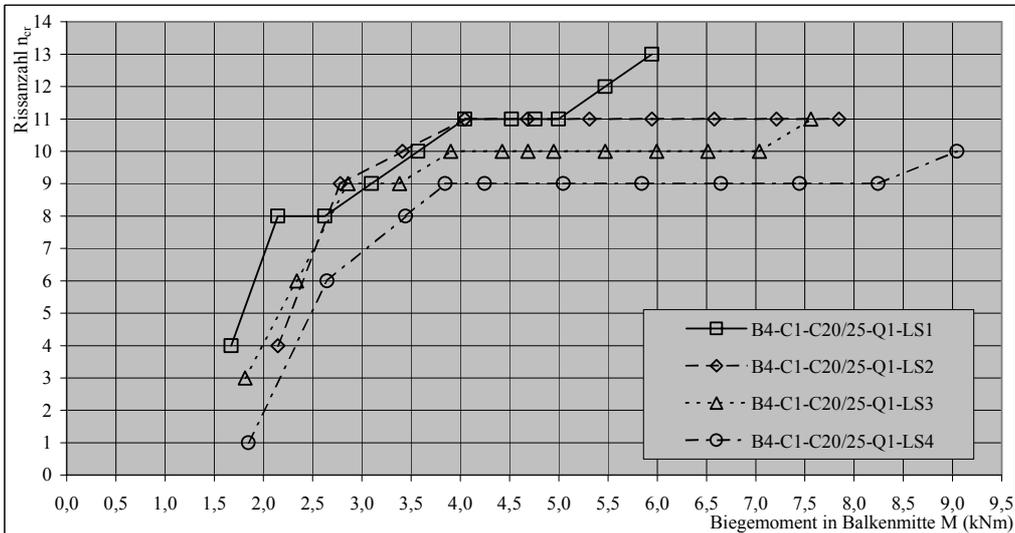
a) Rissbreiten und mittlere Rissabstände bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1 für die maßgebende Beanspruchung im GZT und GZG

		B4-C1-C20/25-Q1-LS1				B4-C1-C20/25-Q1-LS2			
3	M (kNm)	$\sigma_{r,exp}$ (kN/cm ²)	$w_{cr,m}$ (mm)	$w_{cr,max}$ (mm)	$s_{cr,m}$ (mm)	$\sigma_{r,exp}$ (kN/cm ²)	$w_{cr,m}$ (mm)	$w_{cr,max}$ (mm)	$s_{cr,m}$ (mm)
GZG	3,5	10,9	0,30	0,50	115	9,8	0,18	0,30	90
GZT	4,7	14,9	0,49	0,80	113	14,8	0,25	0,43	81
		B4-C1-C20/25-Q1-LS3				B4-C1-C20/25-Q1-LS4			
GZG	3,5	13,8	0,29	0,43	107	12,8	0,23	0,37	136
GZT	4,7	18,3	0,42	0,65	107	18,1	0,42	0,75	133

b) Mittlere und maximale Rissbreiten bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1



c) Rissanzahl bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1



Tafel 6.17

Rissbreiten, Rissabstände und Rissanzahl bei den Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1

Einfluss der Belastungsdauer auf die Rissentwicklung

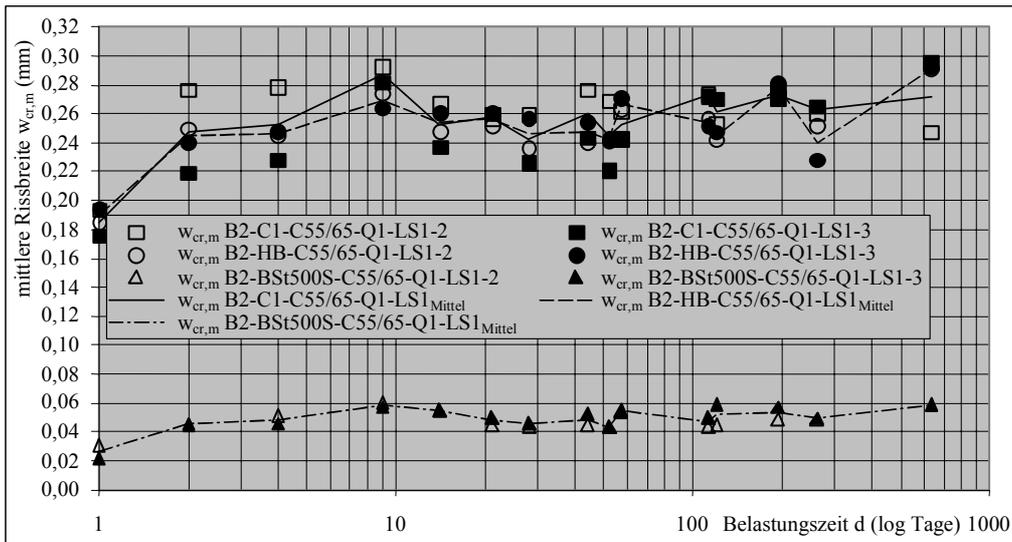
In Tafel 6.18a ist die zeitliche Entwicklung der mittleren Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-2,3 unter einer konstanten Beanspruchung von $M_{Ed,qs} = 3,8$ kNm über einen Zeitraum von 630 Tagen dargestellt. Die ComBAR- und Hughes Brothers-bewehrten Balken weisen über den gesamten Betrachtungszeitraum annähernd gleich große mittlere Rissbreiten auf, die analog zu den Kurzzeitversuchen um das Verhältnis der E-Moduln von $E_{BSt500S} / E_{GFK} \approx 5$ größer sind als bei den Stahlbetonbalken.

Während des gesamten Beobachtungszeitraumes konnte keine Neurissbildung, jedoch vereinzelt eine Rissverlängerung festgestellt werden. In den ersten Tagen des Belastungszeitraums ist ein kontinuierlicher Zuwachs der mittleren Rissbreiten bei allen Versuchsbalken zu beobachten. Ab einer Belastungszeit von ca. 10 Tagen bleiben die Rissbreiten nahezu konstant. Nach 630 Tagen stellt sich gegenüber der Erstbelastung ein Zuwachs der mittleren Rissbreiten um den Faktor von ca. 1,5 (ComBAR C1 bzw. Hughes Brothers) bzw. von ca. 2,2 (Betonstahl) sowie der maximalen Rissbreiten um den Faktor von ca. 1,7 (ComBAR C1), von ca. 1,4 (Hughes Brothers) bzw. von ca. 3,6 (Betonstahl) ein (siehe Anhang A.3.7).

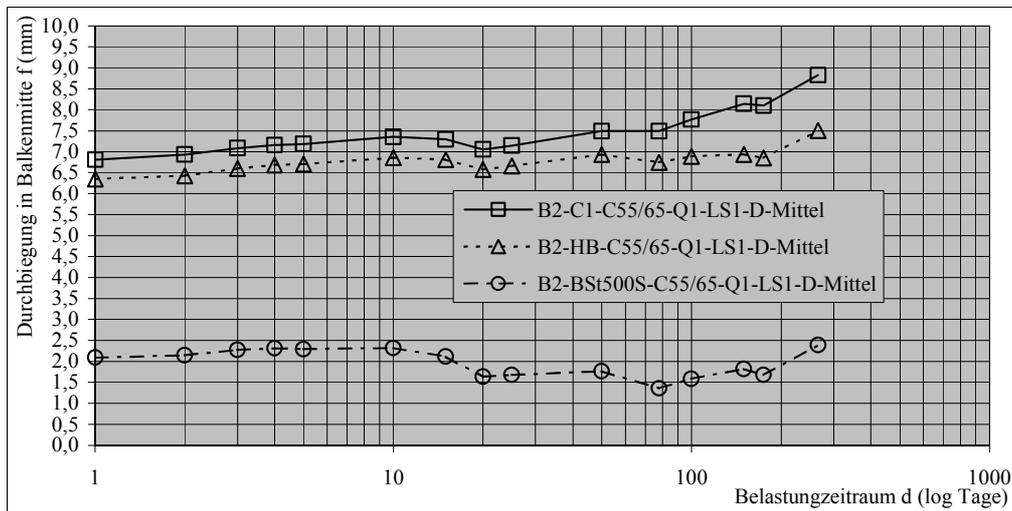
Geht man davon aus, dass kein Effekt aus Verbundkriechen des Bewehrungsmaterials vorliegt, so sind wegen des vollelastischen Materialverhaltens der GFK-Bewehrung und des moderaten Belastungsniveaus der Balken unabhängig vom Bewehrungsmaterial annähernd gleich große prozentuale Zuwächse der Rissbreiten zu erwarten. Die beobachteten Schwankungen der Ergebnisse über den Beobachtungszeitraum sind auf Ungenauigkeiten bei der visuellen Bestimmung der Rissbreiten (Rissmesskarte) zurückzuführen. Diese Messungenauigkeiten haben besonders bei den Stahlbetonbalken wegen der sehr geringen Rissbreiten wesentlich größere Auswirkungen auf das Rissbreitenverhältnis $w_{cr,t=630} / w_{cr,t=0}$ als bei den GFK-bewehrten Balken. Unter Berücksichtigung dieses Aspektes sind die ermittelten Rissbreitenzuwächse der betonstahlbewehrten Balken kritisch zu bewerten.

Wird die Annahme getroffen, dass die zeitliche Entwicklung der Rissbreiten wie die zeitliche Entwicklung der Bauteilverformung im direkten Zusammenhang zum Langzeitverhalten des Betons also zur Kriechzahl des Betons steht, so müssten die Verformungszuwächse für den Beobachtungszeitraum mit den Rissbreitenzuwächsen korrespondieren. In Tafel 6.18b, c ist die zeitliche Entwicklung der Bauteilverformungen und der Betonspannungen über einen Zeitraum von 266 Tagen dargestellt. Während sich unterschiedliche Zuwächse der Bauteilverformungen von $f_{t=266} / f_{t=0} = 1,30$ (ComBAR C1) bzw. ca. $f_{t=266} / f_{t=0} = 1,15$ (Hughes Brothers und Betonstahl) einstellen, sind die Zuwächse der Betonspannungen bei allen Balken mit ca. $\sigma_{c,t=266} / \sigma_{c,t=0} = 1,35$ gleich groß (siehe Anhang A.3.7). Es ist festzustellen, dass die Zuwächse der Betonspannungen den Zuwächsen der Rissbreiten von $w_{cr,t=266} / w_{cr,t=0} = 1,35$ entsprechen.

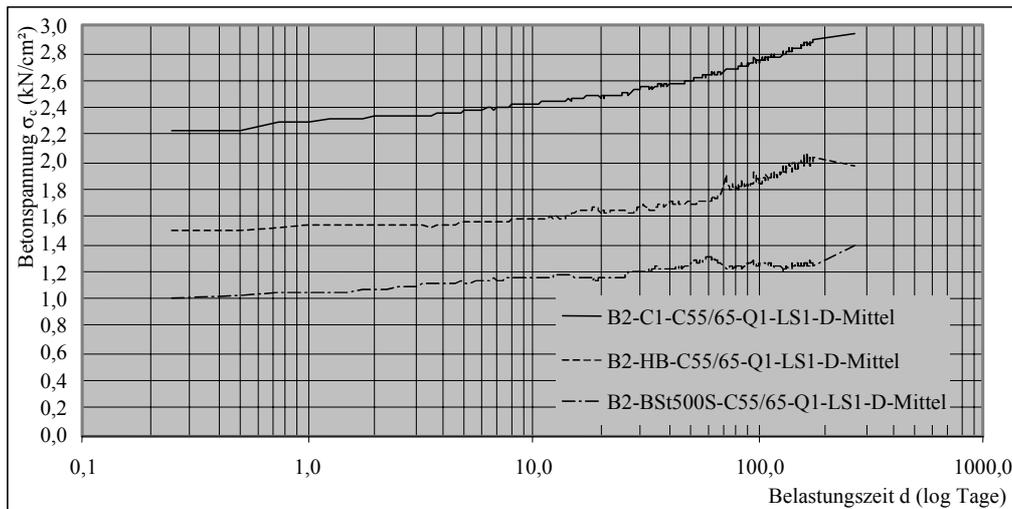
a) Zeitliche Entwicklung der mittleren Rissbreiten bei den Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-2,3



b) Zeitliche Entwicklung der Bauteilverformungen in Balkenmitte bei den Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-2,3



c) Zeitliche Entwicklung der Betonspannungen der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-2,3



Tafel 6.18

Zeitliche Entwicklung der mittleren Rissbreiten, der Bauteilverformung in Balkenmitte sowie der Betonspannung bei den Versuchsbalken B2-C55/65-Q1-LS1-2,3

Zieht man die für den Beobachtungszeitraum der Langzeitversuche nach *EC2* bestimmte Kriechzahl $\varphi(t_{630}-t_0)$ von ca. 1,01 heran (siehe Anhang A.3.7), so müssten sich die Bauteilverformungen, die Betonspannungen sowie die Rissbreiten über den Beobachtungszeitraum annähernd verdoppeln. Die Ursache der Abweichungen zwischen der Kriechzahl und den festgestellten Zuwächsen liegt darin begründet, dass die Versuchsbalken vor dem Langzeitversuch im Kurzzeitversuch bereits mit einer maximalen Prüflast von ca. $M_{KZ} = 1,3 M_{LZ}$ beansprucht wurden. Dies hatte eine erhöhte Vorschädigung der Balken zur Folge (weiterer Rissbildung, plastische Betondehnungen etc.). Somit ergibt sich die Notwendigkeit, als Bezugsgröße zum Zeitpunkt $t = 0$ die Versuchswerte aus dem Kurzzeitversuch für die Beanspruchung von $M_{KZ} = 3,8 \text{ kNm}$ für die Langzeitbetrachtung mit heranzuziehen (siehe Anhang A.3.6.4 bzw. Anhang A.3.6.5).

Aus Tabelle 6.2 wird deutlich, dass sich gegenüber des Kurzzeitversuches bei allen Versuchsbalken die Rissbreiten und die Verformungen im Beobachtungszeitraum des Langzeitversuches näherungsweise verdoppeln, was wiederum der Kriechzahl $\varphi(t_{630}-t_0)$ entspricht. Folglich wird die Annahme eines direkten Zusammenhanges zwischen der zeitlichen Entwicklung der Rissbreiten und dem Langzeitverhalten des Betons bestätigt.

Rissbreite der Balken Serie B2-C55/65-Q1-LS1				Verformungen der Balkenserie B2-C55/65-Q1-LS1			
unter der Momentenbeanspruchung von 3,8 kNm							
(mm)	C1	HB	BSSt500S	(mm)	C1	HB	BSSt500S
$w_{cr,m,t=0,KZ}$	0,17	0,14	0,03	$f_{m,t=0,KZ}$	4,95	3,57	1,41
$w_{cr,m,t=630,LZ}$	0,27	0,29	0,06	$f_{m,t=266,LZ}$	8,83	7,50	2,39
$w_{cr,LZ} / w_{cr,KZ}$	1,6	2,1	2,0	$f_{m,LZ} / f_{m,KZ}$	1,8	2,1	1,7
$w_{cr,max,t=0,KZ}$	0,22	0,22	0,04				
$w_{cr,max,t=630,LZ}$	0,55	0,40	0,13				
$w_{cr,max,LZ} / w_{cr,max,KZ}$	2,5	1,8	3,3				

Tabelle 6.2

Rissbreiten und Verformung der Balken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1 (Kurzzeit- bzw. Langzeitversuch)

6.2.4 Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Literatur

6.2.4.1 Rissentwicklung

Die experimentellen Untersuchungen an GFK-stabbewehrten Dehnkörpern und Balken bestätigen die im Abschnitt 6.1.2 aufgeführten Erkenntnisse der Literatur. Bei Verwendung von GFK-Bewehrungsstäben, deren Verbundeigenschaften annähernd den des Betonstahls entsprechen, sind bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen gegenüber Stahlbetonkonstruktionen im Verhältnis der E-Moduln E_{BSI} / E_{GFK} größere Rissbreiten zu erwarten. Ferner führt die hohe Dehnfähigkeit der GFK-Stäbe zu einer ausgeprägteren Bildung von Teilrissen und von Rissverzweigungen als bei Stahlbetonbauteilen.

Bei den untersuchten Prüfkörpern kann unter der maßgebenden Lastfallkombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständige Lastfallkombination) nicht von vornherein vom Vorliegen eines abgeschlossenen Rissbildes ausgegangen werden. Dies bestätigt die Annahmen der *DIN 1045-1*. Folglich erscheint es sinnvoll, für eine rechnerische Ermittlung der Rissbreite die

einzelnen Stadien der Rissbildung (Stadium der Einzelrissbildung bzw. das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung) getrennt zu betrachten.

Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung ist bei den Versuchskörpern keine Abhängigkeit der Verhältniswerte zwischen der mittleren und der maximalen Rissbreite $w_{cr,m} / w_{cr,max}$ bzw. des Rissabstandes $s_{cr,m} / s_{cr,max}$ vom Bewehrungsgrad, Betonfestigkeit sowie Laststellung festzustellen. Die bei den Dehnkörper- und Balkenversuchen ermittelten Verhältniswerte der Rissbreiten und der Rissabstände für Betonstahl bestätigen die Erkenntnisse nach *König/Tue* [kön1], *Krips* [kri2] und *Shen/Wegmann* [she1], wonach sich bei stahlbewehrten Betonbauteilen ein Verhältnis von $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,72$ bzw. $s_{cr,m} / s_{cr,max} = 0,66$ einstellt. Während sich bei den GFK-Stäben Hughes Brothers annähernd gleiche Verhältniswerte wie beim Betonstahl einstellen, weisen im Unterschied dazu die ComBAR-stabbewehrten Versuchskörper ein Verhältnis von ca. $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,50 \dots 0,60$ auf. Dies kann auf die empirische Verteilungsdichte der Rissabstände zurückgeführt werden (siehe [kön1]). Hierbei ist bei den ComBAR-bewehrten Bauteilen eine größere Streuung der Rissabstände festzustellen. So beträgt der minimale Rissabstand ca. $\frac{1}{6}$ des maximalen Rissabstandes, wogegen beim Betonstahl bzw. bei den Hughes Brothers Stäben ein Verhältnis von mindestens $s_{cr,min} / s_{cr,max} = 0,3$ zu verzeichnen ist.

6.2.4.2 Einflussgrößen auf die Rissentwicklung

Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials

Wegen den nahezu identischen E-Moduln und den annähernd gleichen Verbundeigenschaften der GFK-Bewehrungsmaterialien ComBAR C1 und Hughes Brothers für den verwendeten Beton der Festigkeitsklasse C55/65 (siehe Abschnitt 5.2.3.5) ist bei den Balkenversuchen keine Abhängigkeit der Entwicklung des Rissbildes, der Rissabstände und der Rissbreiten von der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsmaterials festzustellen.

Unabhängig davon ist von dem in [ben6], [eli3], [joh1], [mas1] festgestellten Zusammenhang auszugehen, dass mit steigender Verbundfestigkeit der Bewehrung eine Verringerung der Rissbreiten und der Rissabstände eintritt.

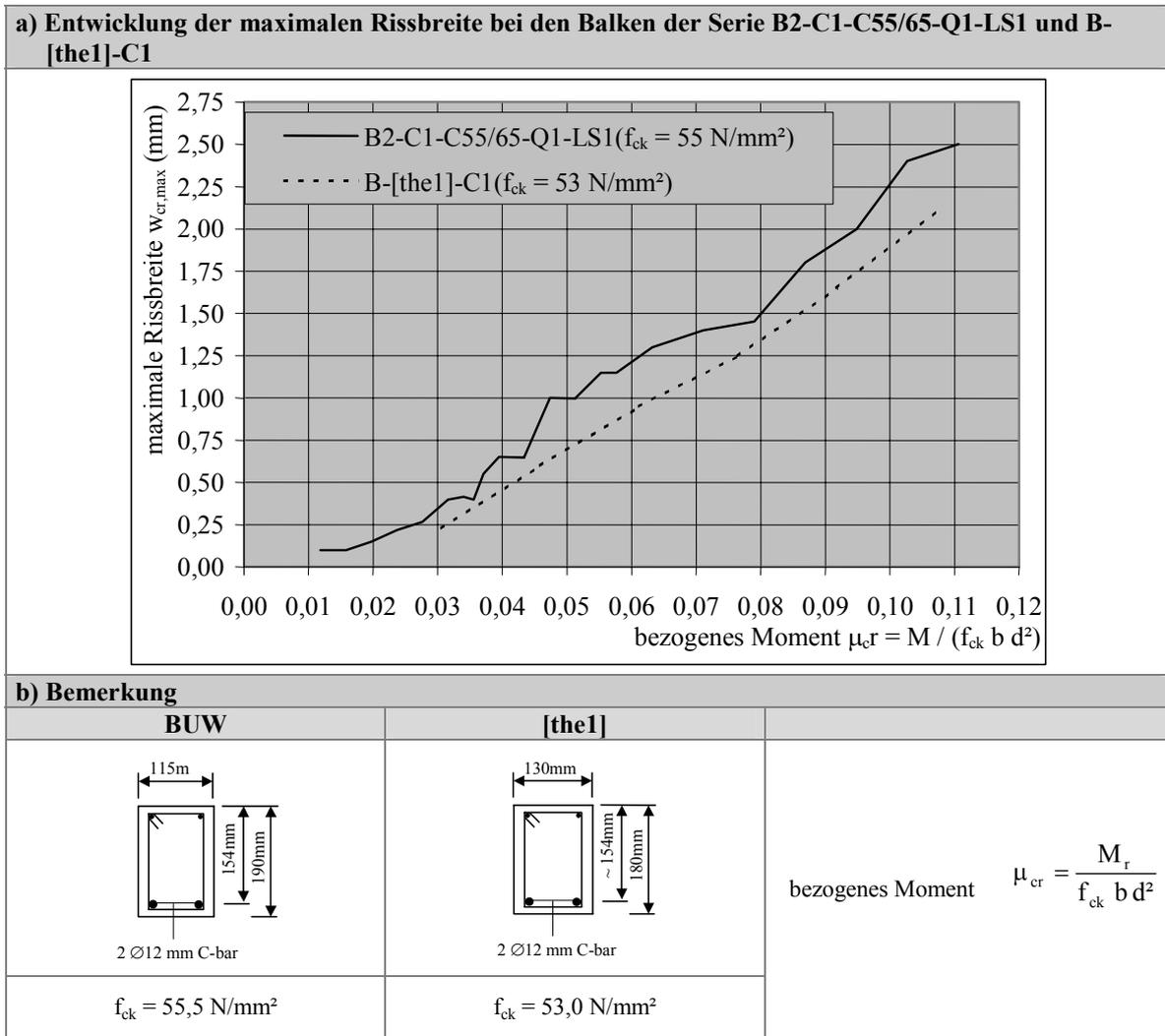
Bewehrungsgrad

Die durchgeführten Versuche verdeutlichen, dass sich bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen analog zum Betonstahl die Rissbreiten und der effektive Bewehrungsgrad umgekehrt proportional zueinander verhalten. Entgegen der Erkenntnisse der Literatur [mas1] konnte im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung keine signifikante Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad auf den mittleren Abstand zwischen den Rissen verzeichnet werden.

Einflussgröße Betonfestigkeit

Analog zum Betonstahl nimmt bei den untersuchten GFK-Bewehrungsmaterialien die Rissbreite mit wachsender Betonfestigkeit ab. Dies beruht bei steigender Betonfestigkeit zum einen auf der zunehmenden Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen und zum anderen auf die wachsende Verbundfestigkeit des Bewehrungsmaterials. Dies bedingt jedoch, dass die Verbundfestigkeit des Bewehrungsmaterials im direkten Zusammenhang zur Betonfestigkeit steht, was abhängig vom Stabmaterial durch experimentelle Untersuchungen zu prüfen ist.

Aus der Tafel 6.19 wird deutlich, dass die Versuchsergebnisse der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1 die Ergebnisse von *Thériault / Benmokrane* [the1] bei vergleichbaren Versuchsrandbedingungen bestätigen. Somit ist davon auszugehen, dass die im Abschnitt 6.1.2 geäußerten Vermutungen über den Einfluss der Betonfestigkeit auf die Entwicklung der Verbundfestigkeit und der Rissbreiten für das betrachtete Bewehrungsmaterial zutreffend sind.



Tafel 6.19

Vergleich der maximalen Rissbreite $w_{cr,max}$ der Versuchsserie B2-C1-C55/65-Q1-LS1 mit der Literatur [the1]

Einflussgröße Belastungsart

Wie beim Stahlbeton führen wiederholte und langzeitliche Beanspruchungen bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen zu einer Vergrößerung der Rissbreiten bzw. möglicherweise bei Lastniveaus innerhalb des Stadiums der Einzelrissbildung zu einer Neurissbildung. Die zeitliche Entwicklung der Rissbreiten steht wie die zeitliche Entwicklung der Bauteilverformung im direkten Zusammenhang zur Kriechzahl des Betons, wenn Effekte aus Verbundkriechen vernachlässigt werden können (vergl. [joh2]).

6.3 Bestimmung der Rissbreite von GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen

6.3.1 Allgemeines

Im Abschnitt 4 wurde bereits auf die Modellbildung und auf die Bestimmung der Rissbreite auf Grundlage analytischer Betrachtung zum Stabschlupf bei betonstahlbewehrten Betonkonstruktionen eingegangen und die Problemstellung beim Einsatz von GFK-Stäben als Bewehrungsmaterial erörtert. Hieraus ergab sich die Fragestellung:

- Welche Größenordnung des *Richtwertes der Rissbreite* erscheint für GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen relevant?
- Welche *Parameter des Verbundgesetzes* ergeben sich für GFK-Stäbe hinsichtlich deren spezifischen Materialeigenschaften?
- Sind die für Stahlbeton üblichen Annahmen zur Beschreibung der *effektiv wirksamen Betonzugzone*, zur *Mitwirkung des Betons* und zur *Festlegung der mittleren Verbundspannung τ_{bm}* auf GFK-bewehrte Betonbauteile übertragbar?
- Welchen Einfluss haben die spezifischen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe auf die Verbundwirkung bzw. auf die Rissentwicklung?

Anhand der experimentellen Untersuchungen zum Verbund von GFK-Stäben und Beton bzw. zur Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen wurden die erforderlichen Grundlagen geschaffen, die Übertragbarkeit bzw. die Modifikation der für Stahlbeton üblichen Ansätze zur Bestimmung der Rissbreite auf GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen zu untersuchen.

6.3.2 Richtwert der Rissbreite GFK-bewehrter Betonkonstruktionen

Bei GFK-bewehrten Betonkonstruktionen ist in der Regel eine Begrenzung der Rissbreite hinsichtlich der Gewährleistung des ästhetischen Eindruckes und von spezifischen Funktionsanforderungen der Konstruktion notwendig. Für GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen gibt es zum gegenwärtigen Zeitpunkt keine einheitliche Definition von Richtwerten der Rissbreite. Allgemein wird auf bestehende Regelungen im Stahlbeton verwiesen.

In Tabelle 6.3 sind Richtwerte bzw. Rechenwerte der Rissbreite vom Stahlbeton bzw. von Betonkonstruktionen mit Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen verschiedener Regelwerke gegenübergestellt. Daraus wird ersichtlich, dass allgemein bei Betonbauteilen mit Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen gegenüber dem Stahlbeton größere Rissbreiten zugelassen werden können, wenn primär dem Aspekt des ästhetischen Eindruckes Rechnung zu tragen ist.

Die Empfehlungen der Richtwerte für die Rissbreiten von Betonbauteilen mit Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen der *Canadian Standards Association* [CSA1] sowie der *Japan Society of Civil Engineers* [JSCE1] können allgemein auf GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen übertragen werden, da sie GFK-Bewehrungsmaterialien einschließen.

Folgend kann als Rechenwert der maximalen Rissbreite zur Begrenzung der Rissbreiten bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen von $w_{cr,max,lim} = w_k = 0,50$ mm ausgegangen werden. Unter Berücksichtigung der experimentell bestimmten Verhältniswerte zwischen mittlerer und maximaler Rissbreite von etwa $w_{cr,m} / w_{cr,max} = 0,6$ ergibt sich daraus ein Richtwert der mittleren Rissbreite von $w_{cr,m,lim} = 0,30$ mm.

Regelwerk	Richtwert der Rissbreite $w_{cr,max}$ (mm)	Bemerkung
Stahlbeton		
EUROCODE 2, DIN 1045-88	0,30	Umweltklasse 2-4; quasi-ständige Lastfallkombination
DIN 1045-1	0,40	Expositionsklasse XC1; quasi-ständige Lastfallkombination
	0,30	Expositionsklasse alle außer XC1; quasi-ständige Lastfallkombination
ACI 318-R95	0,33	Außenbauteile; Gebrauchslast
	0,41	Innenbauteile; Gebrauchslast
Betonkonstruktionen mit Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen		
JSCE [JSCE1]	0,50	hinsichtlich der Gewährleistung ästhetischer Aspekte
CAN/CSA-S6-00 [CSA1]	0,51	Außenbauteile; Gebrauchslast
	0,71	Innenbauteile; Gebrauchslast

Tabelle 6.3

Gegenüberstellung der Richtwerte für die maximale Rissbreite verschiedener nationaler und internationaler Regelwerke

6.3.3 Parameter des Verbundgesetzes

Basierend auf den Untersuchungen zum Verbund zwischen GFK-Bewehrungsstäben und Beton im Abschnitt 5.2 wurden im Abschnitt 5.3.1 verschiedene Verbundgesetze für Betonstahl und für GFK-Stäbe betrachtet und bewertet. Entsprechend dem Verbundgesetz nach *Model Code 90* der Gleichung (3.4) wurden für die untersuchten GFK-Stäbe unter Berücksichtigung deren spezifischen Verbundeigenschaften in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit separat die Parameter bestimmt.

6.3.4 Größe der effektiv wirksamen Betonzugzone

GFK-bewehrte Betonkonstruktionen, die anhand einer an der Gebrauchstauglichkeit orientierten Bemessung dimensioniert werden, weisen einen höheren Bewehrungsgrad als Stahlbetonkonstruktionen auf. Hinsichtlich der Tendenz des höheren Bewehrungsgrades gegenüber Stahlbeton bei vergleichbaren Stabspannungen im Gebrauchszustand ergeben sich bei GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen geringere Rissabstände, die die höheren mittleren Dehnungen ($\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}$) infolge des geringen E-Moduls der GFK-Stäbe kompensieren. Weiterhin können GFK-Stäbe differierende Verbundeigenschaften zum Betonstahl aufweisen.

Im Abschnitt 6.1.2 wurde bereits darauf verwiesen, dass Untersuchungen am Betonstahl belegen, dass die Höhe der wirksamen Betonzugzone d_{eff} unabhängig vom Bewehrungsgrad und von den Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials ist. Folglich scheint es gerechtfertigt, das Modell zur wirksamen Betonzugzone vom Stahlbeton auf GFK-stabbewehrte Betonkonstruktionen zu übertragen, und d_{eff} nach Gleichung (6.4) anzusetzen.

6.3.5 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

Anhand der Dehnkörperversuche wurde experimentell nachgewiesen, dass die Größe der Mitwirkung des Betons auf Zug sowohl beim stahlbewehrten Dehnkörper als auch bei den GFK-bewehrten Dehnkörpern im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung unabhängig vom Beanspruchungsniveau konstant ist (siehe Abschnitt 6.2.2), was der Annahme für Betonstahl nach *Model Code 90* bzw. *DIN 1045-1* entspricht.

In Tafel 6.20 ist die experimentell bestimmte und die nach *DIN 1045-1* bzw. nach *EC2* rechnerisch ermittelte Kraft – Verformungs – Beziehung eines ComBAR-stabbewehrten bzw. des betonstahlbewehrten Dehnkörpers gegenübergestellt.

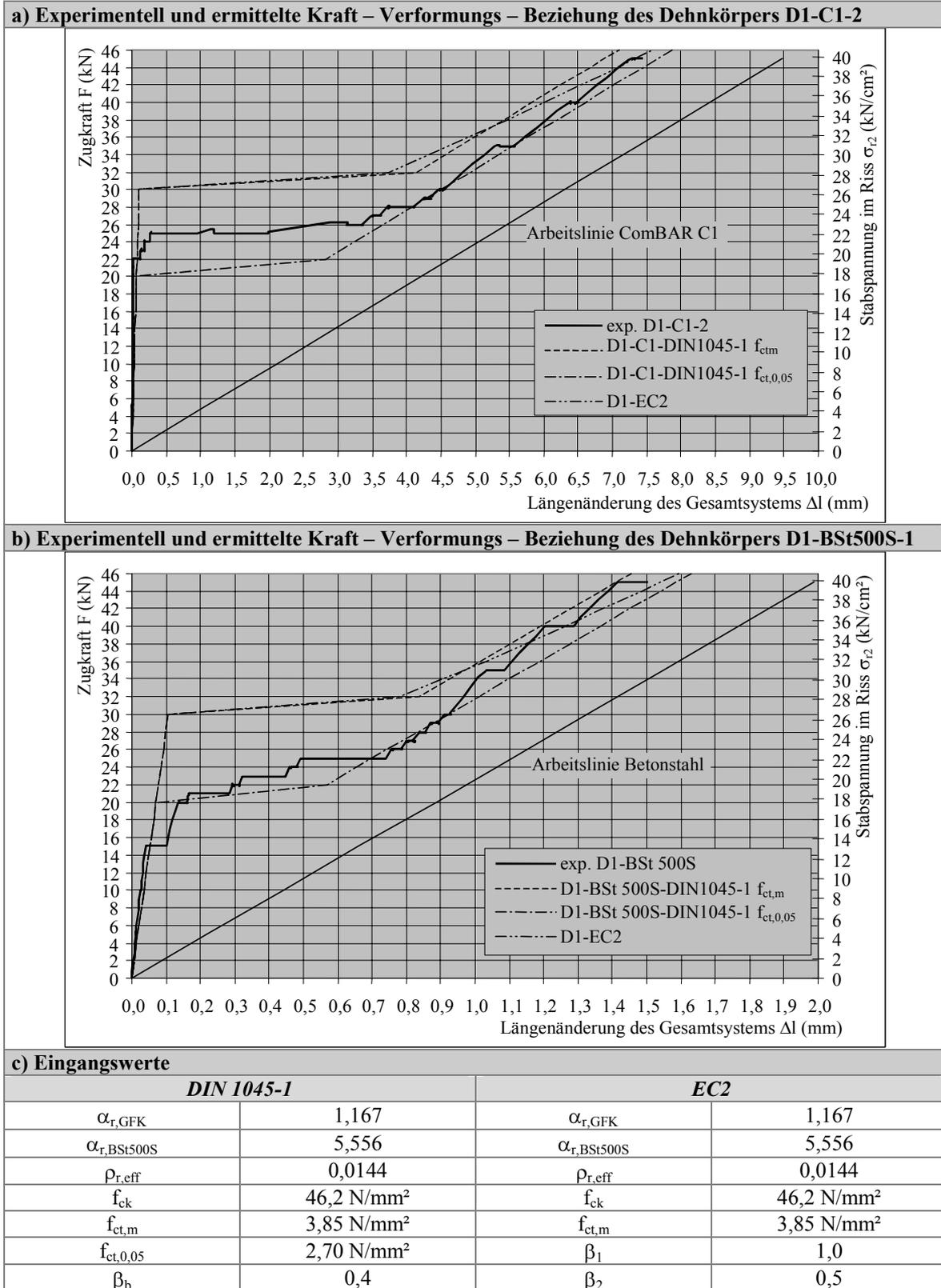
Bei der rechnerischen Ermittlung der Dehnungsdifferenz ($\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}$) nach *DIN 1045-1* wurde für die ComBAR-Stäbe ein zum Betonstahl äquivalenter Völligkeitsbeiwert von $\beta_b = 0,4$ angenommen. Für die Betonzugfestigkeit wurde hierbei sowohl die mittlere Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ als auch der 5 % Quantilwert der Betonzugfestigkeit $f_{ct,0.05}$ nach *DIN 1045-1* angesetzt.

Für die Bestimmung der mittleren Stabdehnung ε_{rm} nach *EC2* wurde für Betonstahl und für die ComBAR-Stäbe der Verbundbeiwert mit $\beta_1 = 1,0$ und der Beiwert zur Berücksichtigung der Belastungsart mit $\beta_2 = 0,5$ für wiederholte Belastung berücksichtigt. Die Wahl des Verbundbeiwertes β_1 für die GFK-Stäbe beruht auf den Ergebnissen der durchgeführten Ausziehversuche nach Abschnitt 5.2. Der Stabspannung infolge der risserzeugenden Schnittgröße $\sigma_{r,cr}$ liegt die mittlere Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ nach *EC2* zu Grunde.

Es zeigt sich, dass die experimentell bestimmte Kraft – Verformungs – Beziehung des ComBAR-stabbewehrten bzw. des betonstahlbewehrten Dehnkörpers durch beide Berechnungsansätze sehr gut beschrieben wird. Die Versuchskurven verlaufen dabei zwischen den nach *DIN 1045-1* rechnerisch ermittelten Kraft – Verformungs – Beziehungen unter Verwendung des 5 % Quantilwertes der Betonzugfestigkeit bzw. der mittleren Betonzugfestigkeit. Beim Ansatz der mittleren Betonzugfestigkeit wird sowohl nach *DIN 1045-1* als auch nach *EC2* die risserzeugende Schnittgröße und folglich die Bauteilsteifigkeit im Stadium der Einzelrissbildung überschätzt.

Für das untersuchte GFK-Bewehrungsmaterial ComBAR kann zur Bestimmung der Dehnungsdifferenz ($\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}$) nach *DIN 1045-1* der für den Betonstahl geltende Völligkeitsbeiwert von $\beta_b = 0,4$ bzw. zur Bestimmung der mittleren Stabdehnung ε_{rm} nach *EC2* der Verbundbeiwert für Betonrippenstahl von $\beta_1 = 1,0$ übernommen werden.

Wegen der annähernd gleichen Verbundeigenschaften von ComBAR und Hughes Brothers für Beton der Festigkeitsklasse $\geq C45/55$ (siehe Abschnitt 5.2.3.5) werden diese Aussagen auf die Hughes Brothers Stäbe übertragen.



Tafel 6.20

Gegenüberstellung der experimentell bestimmten und nach *DIN 1045-1* bzw. nach *EC2* rechnerisch ermittelten Kraft – Verformungs – Beziehung der Dehnkörper

6.3.6 Bestimmung der mittleren Verbundspannung τ_{bm}

Bei der Bestimmung des Rissabstandes wird nach *Model Code 90* für den gerippten Betonstahl ein konstantes Verhältnis von mittlerer Verbundspannung τ_{bm} zur effektiven Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ von $\tau_{bm} / f_{ct,eff} = 1,80$ angenommen (siehe Abschnitt 4.3.1). Hierbei wird der für den Betonstahl geltende Zusammenhang zwischen der anhand von Ausziehversuchen ermittelten Verbundspannung und der Scherfestigkeit bzw. der Spaltzugfestigkeit des Betons Rechnung getragen. Die Festlegung dieses Verhältniswertes basiert auf Parameterstudien hinsichtlich der relevanten Einflussgrößen auf die Verbundeigenschaften.

Wegen den spezifischen Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe, die je nach Oberflächenprofilierung gegenüber Betonstahl sehr differieren können, ist der für Betonstahl geltende Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Verbundspannung experimentell zu prüfen. Liegt dabei kein entsprechender Zusammenhang vor, so sind Werte der mittleren Verbundspannungen für die jeweilige Festigkeitsklasse des Betons separat abzuleiten.

Die mittlere Verbundspannung kann anhand verschiedener Vorgehensweisen bestimmt werden:

- auf Grundlage der *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes* bei Betrachtung eines Risselementes,
- Ansatz einer Bezugsgröße als maximale *Verbundspannung* im Rissstörbereich auf der Basis von *Ausziehversuchen*,
- auf Grundlage von *Energiebetrachtungen* an experimentell untersuchten *Dehnkörpern*.

Im Abschnitt 5.2.3.5 wurde festgestellt, dass bei den untersuchten GFK-Stäben ein Zusammenhang zwischen den bestimmten Verbundspannungen und der Betonfestigkeit besteht. Folgend werden für die untersuchten Bewehrungsmaterialien anhand dieser Vorgehensweisen die mittleren Verbundspannungen im Einzelnen bestimmt und diskutiert.

6.3.6.1 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Basierend auf der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes nach Gleichung (4.24) für das Verbundgrundgesetz nach dem *Model Code 90* der Gleichung (4.19) ergibt sich die Rissstörlänge l_t für das Stadium der Einzelrissbildung nach Tafel 4.3. Durch Einsetzen der Bestimmungsgleichung der Rissstörlänge in die Gleichgewichtsbeziehung

$$\sigma_{r2} \frac{\pi d_r^2}{4} = \tau_{bm} \pi d_r l_t. \quad (6.5)$$

ergibt sich die mittlere Verbundspannung τ_{bm} der Gleichung (5.21):

$$\tau_{bm} = \frac{1}{4} \left(\frac{\frac{\alpha}{S_1^{1-\alpha}}}{A_2 \tau_{b,max}} \right)^{\frac{\alpha-1}{\alpha+1}} \sigma_{r2}^{\frac{2\alpha}{\alpha+1}} d_r^{\frac{\alpha-\alpha^2}{1-\alpha^2}}. \quad (6.6)$$

Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung kann der Rissabstand s_{cr} Werte zwischen $l_t \leq s_{cr} \leq 2 l_t$ annehmen. Die Stabspannung werden im Bereich des Risselementes bei $s_{cr} / 2$ auf den Wert von σ_{r1}

abgebaut. Im angenommenen Nullpunkt der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton bei $s(s_{cr} / 2) = 0$ wächst die Stabdehnung ε_{r1} über die Betondehnung ε_{c1} hinaus. In Analogie zur Gleichung (6.5) ergibt sich bei Vernachlässigung der Betondehnung die mittlere Verbundspannung für das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung mit:

$$\tau_{bm} = \frac{(\sigma_{r2} - \sigma_{r1})d_r}{2s_{cr}}. \quad (6.7)$$

Nach *Sigrist* [sig1] ergibt sich die Stabspannung σ_{r1} für ein Verbundgesetz der Form

$$\tau_b(s) = C s^\alpha \quad (6.8)$$

mit Hilfe der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes nach Gleichung (4.24) und der Bestimmungsgleichung für die Risseinleitungslänge l_t nach Tafel 4.3 unter Berücksichtigung der Randbedingungen $s(s_{cr} / 2) = s(\beta) = 0$ bzw. $\sigma_r(s_{cr}) = \sigma_{r2}$ mit dem Ausdruck:

$$\sigma_{r1} = \sigma_{r2} \frac{-2\alpha(1-\alpha^2)\beta^2}{(1-3\alpha)(1+\alpha-2\alpha\beta)} + \sigma_{r2} \beta^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} \frac{(1-\alpha)(1-\alpha^2-\alpha\beta+3\alpha^2\beta)}{1-2\alpha-3\alpha^2-2\alpha\beta+6\alpha^2\beta}. \quad (6.9)$$

Der Parameter β stellt die bezogene Koordinate bei $s_{cr} / 2$ dar:

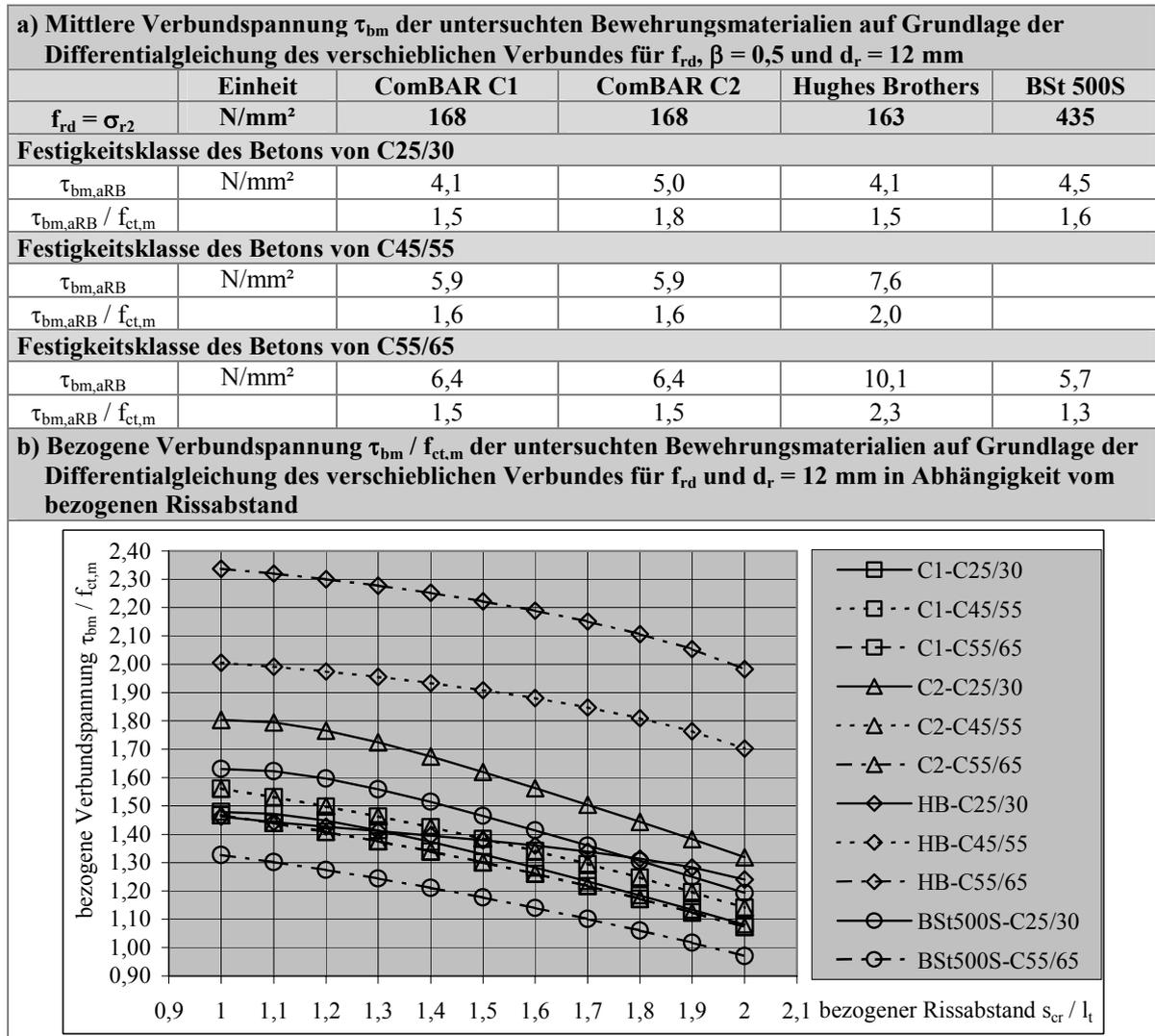
$$\beta = 1 - \frac{s_{cr}}{2l_t}. \quad (6.10)$$

Beim Ansatz von $\beta = 0$ ($s_{cr} = 2l_t$) in Gleichung (6.9) ergibt sich für (6.7) die adäquate Lösung nach Gleichung (6.6).

In Tafel 6.21 sind unter Verwendung der Kurvenkennwerte für Betonstahl nach Tafel 3.5 bzw. für die GFK-Stäbe nach Tafel 5.23c die mittleren Verbundspannungen τ_{bm} nach Gleichung (6.7) sowie das Verhältnis der mittleren Verbundspannungen τ_{bm} zur mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ für die untersuchten Bewehrungsmaterialien des Stabdurchmessers $d_r = 12$ mm aufgeführt (siehe Anhang A4.1). Als Stabspannung im Rissquerschnitt σ_{r2} wurde für Betonstahl $f_{yd} = 435$ N/mm² und für die GFK-Stäbe nach *Raue et al.* [rau2] der Wert von $f_{rd} = 0,004 E_r$ angesetzt. Die getroffene Annahme hinsichtlich der Größe der maximalen Stabspannung σ_{r2} basiert auf dem Grenzwert der Stabspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, die im Gebrauchszustand der Konstruktion nicht erreicht wird. Folglich werden die Stabspannungen σ_{r2} und somit die mittleren Verbundspannungen für den Gebrauchszustand überschätzt.

Auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes ergeben sich für ein Verhältnis zwischen dem Rissabstand und der Risseinleitungslänge von $s_{cr} / l_t = 1,0$ (Stadium der abgeschlossenen Rissbildung), für alle betrachteten Stabdurchmesser und für die untersuchten Festigkeitsklassen des Betons bezogene mittlere Verbundspannungen $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ mit Werten zwischen 1,2 ... 1,9 (ComBAR und Betonstahl) bzw. 1,3 ... 2,4 (Hughes Brothers). Dabei ist ein Zuwachs des Verhältniswertes $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ mit steigendem Stabdurchmesser zu verzeichnen, was die Untersuchungsergebnisse für Betonstahl von *Sigrist* [sig1] bestätigt. Bei den Hughes Brothers Stäben nehmen die bezogenen Verbundspannungen mit steigender Betonfestigkeit zu, was durch die Erhöhung der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit bedingt ist.

Während nach [sig1] für Betonstahl mit einem Stabdurchmesser zwischen 10 ... 25 mm die bezogene Verbundspannungen $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ zwischen 1,8 ... 2,2 betragen, werden für die Kurvenparameter für Betonstahl nach *Model Code 90* nach Tafel 6.21 geringere bezogene Verbundspannungen $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ ermittelt. Die Unterschiede der Ergebnisse sind auf differierende Parameter des Verbundgesetzes sowie auf die betrachteten Stabdurchmesser zurückzuführen. Hinsichtlich dieser Differenzen ist allgemein das Verfahren der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes zur Bestimmung der mittleren Verbundspannung als kritisch zu werten.



Tafel 6.21

Mittlere Verbundspannungen und bezogene Verbundspannungen der untersuchten Bewehrungsmaterialien auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

6.3.6.2 Ansatz der Verbundspannung $\tau_{b,s=0,15\text{mm}}$

Unter Berücksichtigung des direkten Zusammenhanges zwischen der Rissbreite und dem Stabschlupf am Rissufer kann auf der Grundlage der Verbundspannungs – Schlupf – Beziehung die mittlere Verbundspannung mit einer konstant angenommenen Verteilung über die Länge des Risselementes abgeleitet werden. Dies folgt aus der Annahme, dass Ausziehversuchskörper idealisiert als Verbundbereich am Rissufer betrachtet werden können und dass die Eigenschaften des infinitesimalen Verbundelementes auf den gesamten Bereich des Risselementes übertragbar sind.

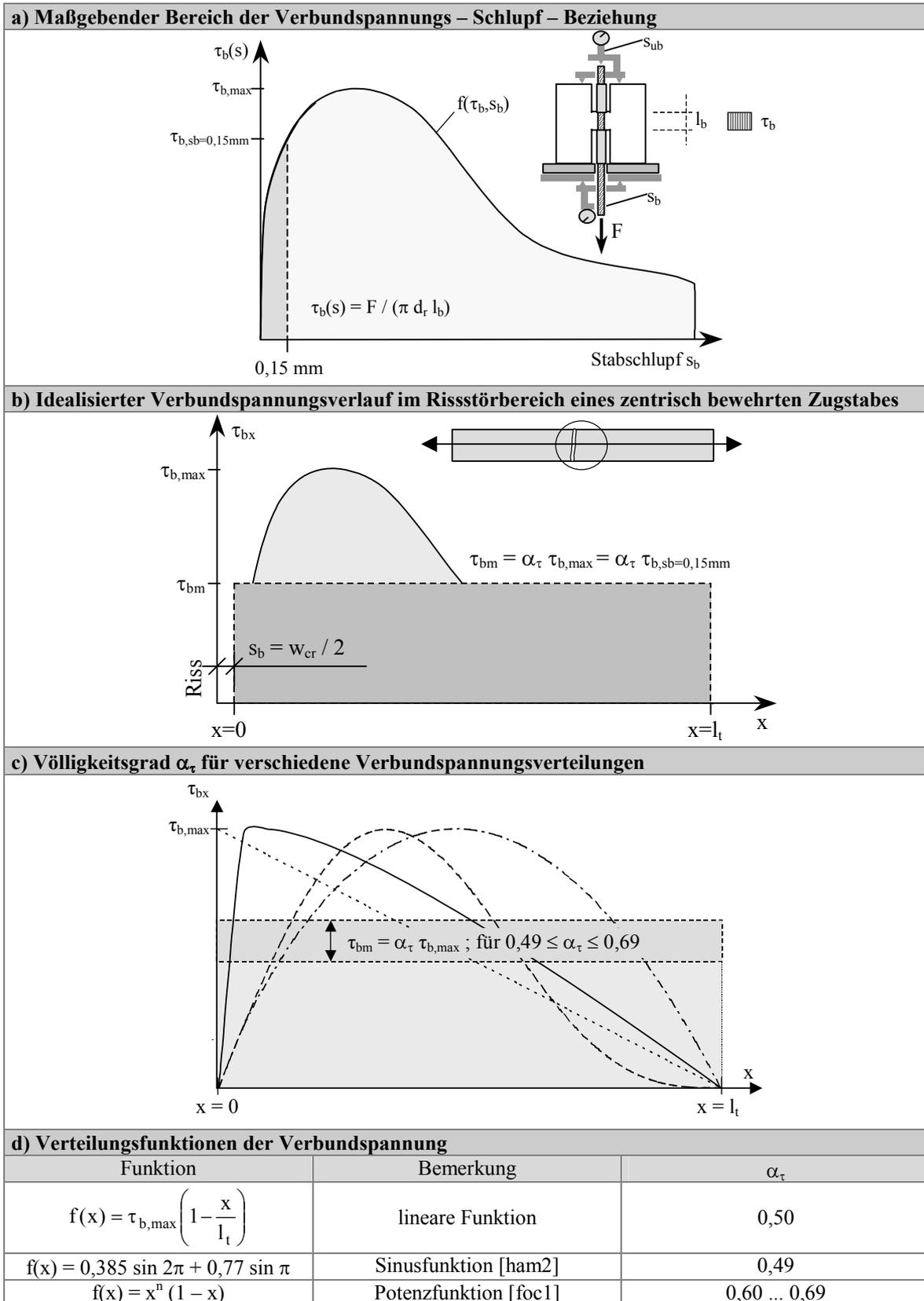
Unter Berücksichtigung von wiederholter und langzeitiger Belastung (siehe Abschnitt 5.2.3.7 bzw. Abschnitt 6.2.3) wird dem Rechenwert der Rissbreite für GFK-bewehrte Betonkonstruktionen nach Abschnitt 6.3.2 von $w_k = 0,50$ mm ein Stabschlupf am Rissufer von $s_b = 0,15$ mm zugeordnet. Dies entspricht im Rahmen von Ausziehversuchen dem Stabschlupf s_b auf der belasteten Stabseite mit der zugehörigen Verbundspannung $\tau_{b,sb=0,15\text{mm}}$ (siehe Tafel 6.22a). Im Hinblick auf die Gewährleistung eines ausreichenden Korrosionsschutzes des Betonstahls wird beim Stahlbeton i.d.R. von einem Rechenwert der Rissbreite von $w_k = 0,30$ mm bzw. von einem Stabschlupf am Rissufer von $s_b = 0,10$ mm ausgegangen.

Im Rahmen der eigenen Ausziehversuche war die Anzahl der Teilerien, bei denen der Stabschlupf auf der belasteten Stabseite gemessen wurde, begrenzt. Hinsichtlich des repräsentativen Charakters der Versuchsergebnisse werden die Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15\text{mm}}$ bei einem Stabschlupf auf der unbelasteten Stabseite von $s_{ub} = 0,15$ mm aller Teilerien herangezogen. Auf der Grundlage der Untersuchungen im Abschnitt 5.2.3.6 zum Einfluss der Messpunktanordnung können die Verbundspannung $\tau_{b,sb=0,15\text{mm}}$ auf der belasteten Stabseite aus der Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15\text{mm}}$ mit Hilfe des Verhältniswertes α_{sb} abgeleitet werden kann.

$$\alpha_{sb} = \frac{\tau_{b,sb=0,15\text{mm}}}{\tau_{b,sub=0,15\text{mm}}} \quad (6.11)$$

Die über die Rissstörlänge l_t als konstant verteilt angenommene Verbundspannung τ_{bm} kann durch einen Völligkeitsgrad der Verbundspannungsverteilung α_τ und der Verbundspannung $\tau_{b,sb=0,15\text{mm}}$ beschrieben werden (siehe Tafel 6.22b). Wegen der unbekanntenen Verteilung der lokalen Verbundspannungen im Rissstörbereich werden zweckmäßigerweise Annahmen zum Verbundspannungsverlauf getroffen. In Tafel 6.22c sind verschiedene Verteilungsfunktionen (Linear-, Sinus- bzw. Potenzfunktion) zur Beschreibung des Verlaufs der lokalen Verbundspannungen dargestellt.

Dabei ist festzustellen, dass die Art der Verteilungsfunktion keinen wesentlichen Einfluss auf das Integral der Funktionskurve über die Rissstörlänge besitzt, was die Aussagen von *Hampe* [ham2] bestätigt (siehe Tafel 6.22d).



Tafel 6.22

Annahmen zum Verbundspannungsverlauf im Rissstörbereich

Die mittlere Verbundspannung τ_{bm} ergibt sich unter Berücksichtigung der oben genannten Aspekte mit dem Ausdruck:

$$\tau_{bm} = \alpha_{\tau} \tau_{b, sb=0,15mm} = \alpha_{\tau} \alpha_s \tau_{b, sub=0,15mm} \quad (6.12)$$

bzw. das Verhältnis zwischen der mittleren Verbundspannung τ_{bm} und der mittleren Betonzugfestigkeit mit:

$$\tau_{bm} / f_{ct,m} = \alpha_{\tau} \tau_{b, sb=0,15mm} = \alpha_{\tau} \alpha_s \tau_{b, sub=0,15mm} / f_{ct,m} \quad (6.13)$$

Unter Verwendung der Mittelwerte der Eingangsgrößen erhält man den Mittelwert der mittleren Verbundspannung τ_{bm} bzw. des Verhältniswertes $\tau_{bm} / f_{ct,m}$.

$$\bar{z} = f(\bar{x}, \bar{y}) \quad (6.14)$$

Der Variationskoeffizient v_z der Funktion $z = f(x,y)$ nach Gleichung (6.12) bzw. (6.13) ergibt sich nach dem Gauß'schen Fehlerfortpflanzungsgesetz (siehe *Papula* [pap1]) aus den Variationskoeffizienten v_x bzw. v_y mit:

$$v_z = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (6.15)$$

Die Eingangsparameter (Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient) der Gleichung (6.12) bzw. (6.13) sind in Tabelle 6.4 aufgeführt. Die verwendeten Werte der Verbundspannung $\tau_{b, sub=0,15mm}$ entsprechen den Mittelwerten der jeweiligen Versuchsserien der durchgeführten Ausziehversuche nach Abschnitt 5.2.3. Als Völligkeitsgrad α_{τ} wird der Mittelwert der betrachteten Verteilungsfunktionen der Verbundspannung nach Tafel 6.22d angesetzt.

Betonfestigkeitsklasse	Verbundspannung $\tau_{b, sub=0,15mm}$					
	Einheit	ComBAR C1	ComBAR C2	Hughes Brothers	Betonstahl BSt500S	
C25/30						
Mittelwert	N/mm ²	11,03	8,99	6,76	8,13	
Standardabweichung σ_x	N/mm ²	4,01	4,16	2,63	5,24	
Variationskoeffizient v_x		0,364	0,463	0,389	0,644	
C45/55						
Mittelwert	N/mm ²	17,11	15,73	14,26		
Standardabweichung σ_x	N/mm ²	2,05	2,25	2,12		
Variationskoeffizient v_x		0,12	0,143	0,219		
C55/65						
Mittelwert	N/mm ²	18,90	20,02	24,33	22,65	
Standardabweichung σ_x	N/mm ²	4,88	2,02	8,20	7,75	
Variationskoeffizient v_x		0,258	0,101	0,337	0,342	
	Völligkeitsgrad α_{τ}	Verhältnis der Verbundspannungen α_{sb}		mittlere Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ (N/mm²)		
				C25/30	C45/55	C55/65
Mittelwert	0,555	0,733		2,79	3,81	4,36
Standardabweichung σ_x	0,104	0,125		0,51	0,69	0,79
Variationskoeffizient v_x	0,187	0,170		0,182		

Tabelle 6.4

Eingangsparameter zur Bestimmung des Verhältniswertes $\tau_{bm} / f_{ct,m}$

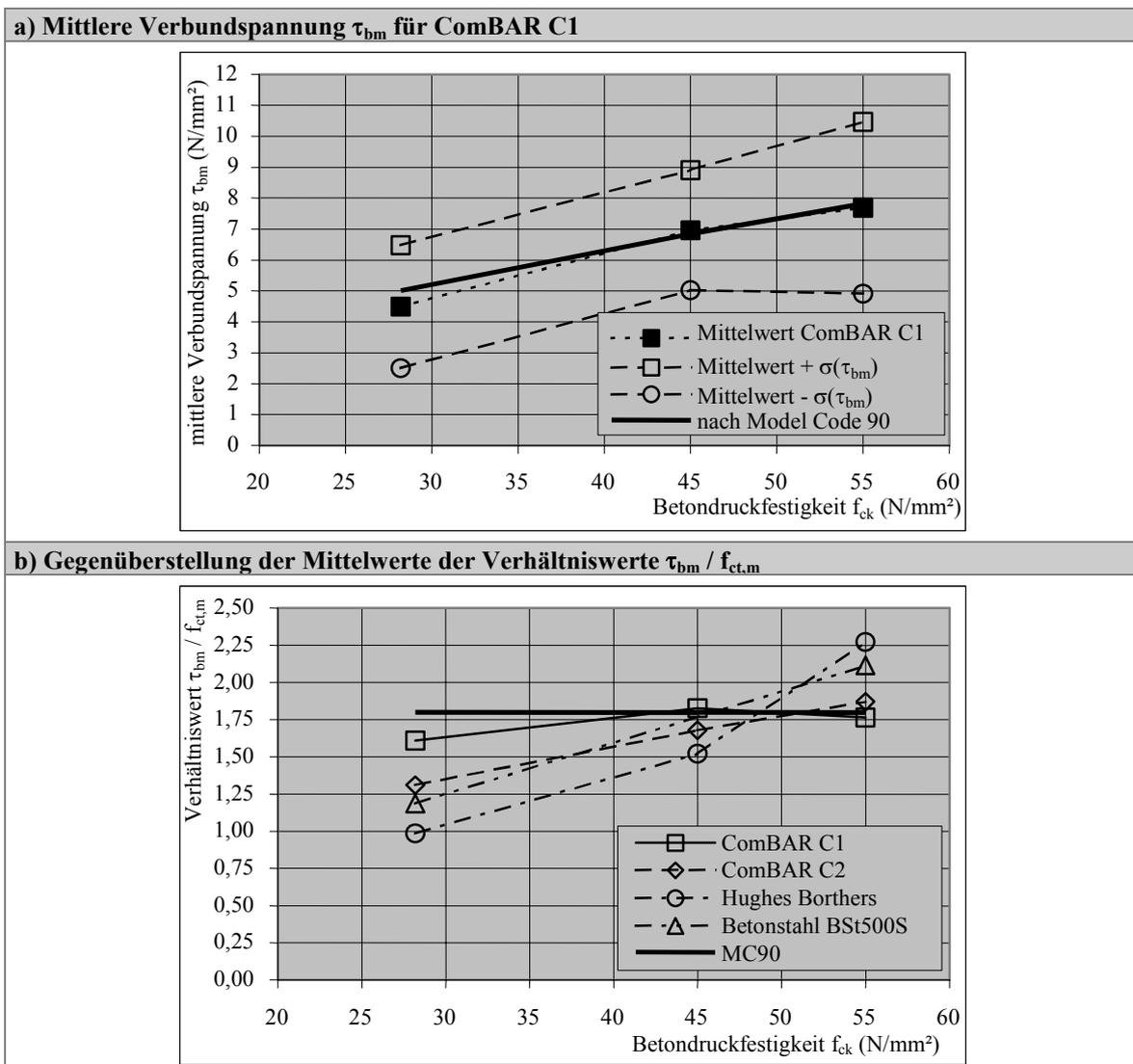
In Tafel 6.23 ist die Entwicklung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} bzw. des Verhältniswertes $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ und der zugehörigen „Einsigmagrenzen“ in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit exemplarisch aufgeführt. Die „Einsigmagrenzen“ beschreiben den Wertebereich:

$$\bar{z} - \sigma_z \leq \bar{z} \leq \bar{z} + \sigma_z \quad (6.16)$$

Eine vollständige Übersicht gibt Anhang A4.2. Hieraus wird ersichtlich, dass der Mittelwert der mittleren Verbundspannung τ_{bm} bzw. des Verhältnisses $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ bei den ComBAR-Stäben C1 die Empfehlung des *Model Code 90* ($\tau_{bm} = 1,8 f_{ct,m}$) bestätigen.

Diese Feststellung ist auf den Betonstahl, die ComBAR-Stäbe C2 sowie die Hughes Brothers Stäbe für Beton der Festigkeitsklasse $\geq C45/55$ übertragbar. Bei Beton der Festigkeitsklasse C25/30 wurden im Vergleich zum *Model Code 90* geringere mittlere Verbundspannungen bestimmt. Es wird vermutet, dass dies auf die wesentlich größere Streuung der Versuchswerte bei diesen Teilerien zurückzuführen ist (siehe Tabelle 6.4).

Diese Untersuchung zeigt, dass der für den Betonstahl angenommene Zusammenhang zwischen mittlerer Verbundspannung τ_{bm} und der Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ auf die untersuchten GFK-Bewehrungsstäbe übertragbar ist.



Tafel 6.23

Mittlere Verbundspannung τ_{bm} bzw. Verhältniszert $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

6.3.6.3 Energiebilanz der Dehnkörperversuche

Anhand einer Bilanz der Formänderungsenergie an bewehrten Betonbauteilen kann aus den einzelnen Anteilen der Bewehrung und des Betons an der Gesamtformänderungsenergie die mittlere Verbundspannung abgeleitet werden. Für eine Energiebilanz eignet sich besonders ein zentrisch bewehrter Zugstab, da hierbei die Kraft – Verformungs – Beziehung des Gesamtbauteils im Unterschied zu biegebeanspruchten Bauteilen allein auf die Dehnsteifigkeit der Einzelkomponenten zurückgeführt werden kann.

Die Gesamtformänderungsenergie kann in 3 Anteile zerlegt werden:

- D_S - Strukturänderungsenergie,
- D_D - Dämpfungsenergie und
- W_{el} - elastische Formänderungsenergie.

Während die Strukturänderungsenergie die Rissentwicklung und die Plastizierung einschließt, beschreibt die Dämpfungsenergie die zeitabhängigen und reversiblen Verformungsprozesse, die infolge viskose trockener Reibung eintreten. Die elastische Formänderungsenergie eines Dehnkörpers beinhaltet den Anteil der Formänderungsenergie der Bewehrung und den des Betons.

Der Formänderungsenergieanteil der Bewehrung ist durch die Arbeitslinie des jeweiligen Bewehrungsmaterials bekannt. Betrachtet man den Beton als einen homogenen Werkstoff, ergibt sich auf Grundlage der Annahmen:

- die Risse werden als „verschmiert“ ($w_{cr} = 0$) betrachtet und
- die Dehnungen des Gesamtbauteils werden auf mittlere Dehnungen der Einzelkomponenten zurückgeführt

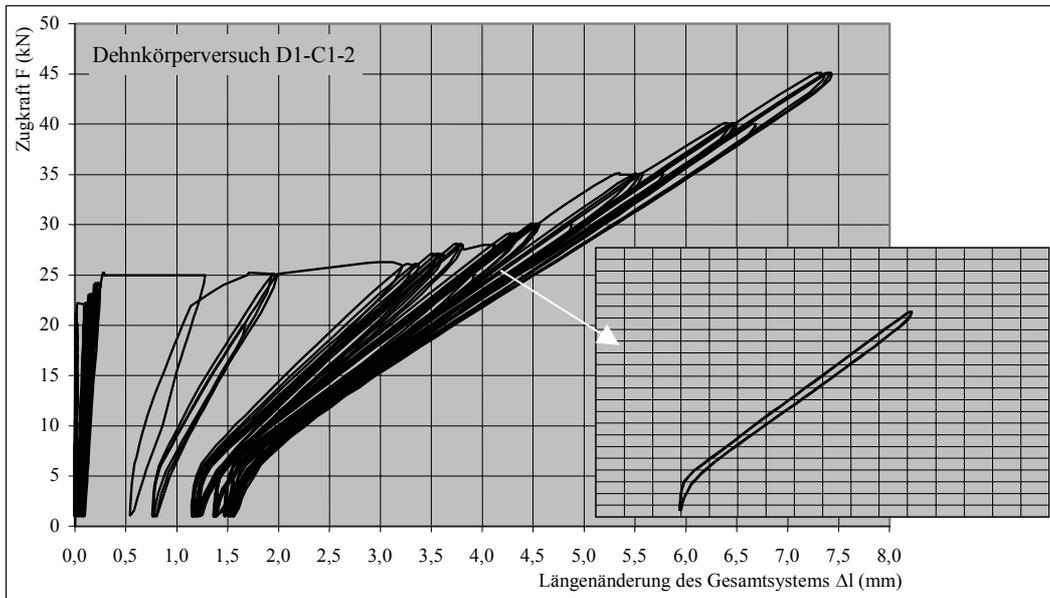
der Anteil des Betons an der elastischen Formänderungsenergie, dem die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zugeordnet werden kann.

Der Kraftanteil des Betons steht im Gleichgewicht mit der infolge Verbund zwischen Bewehrung und Beton übertragenen Verbundkraft, die sich aus der mittleren Verbundspannung τ_{bm} und der Verbundfläche A_τ ergibt. Bei bekannten mittleren Rissabständen erhält man hieraus die mittlere Verbundspannung τ_{bm} . In Tafel 6.24 ist der Algorithmus zur Bestimmung der mittleren Verbundspannung aufgeführt.

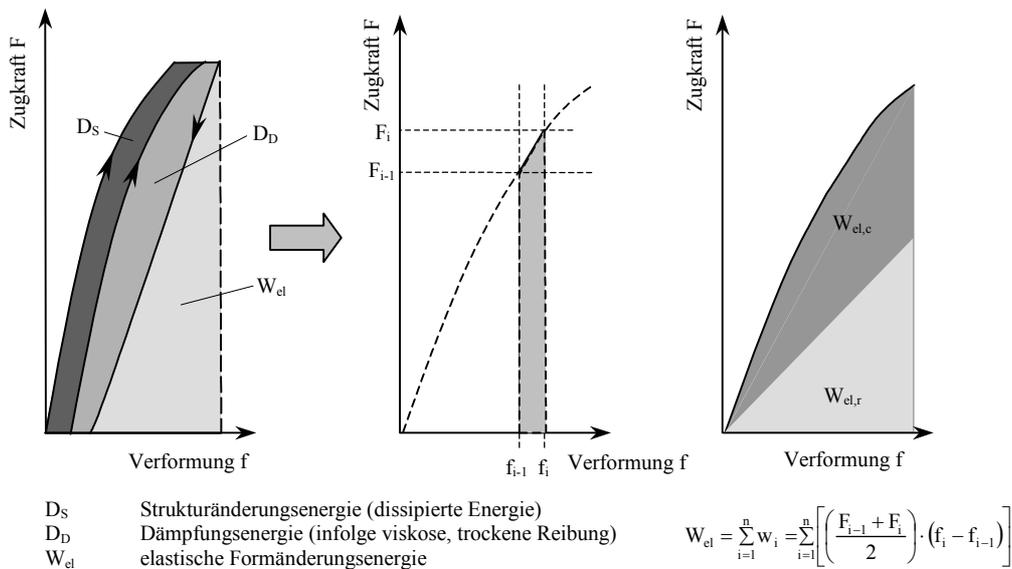
Die Untersuchung zur Formänderungsenergie erfolgt an den im Abschnitt 6.2.2 betrachteten Dehnkörpern für das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung, da hierbei die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen eindeutig zugewiesen werden kann und die Rissabstände nahezu konstant sind (siehe Tafel 6.8).

Für die untersuchten Dehnkörper wurden die Anteile der elastischen Formänderungsenergie für einzelne Laststufen im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung bestimmt und daraus die mittlere Verbundspannung abgeleitet. Tafel 6.25 stellt die mittlere Verbundspannung τ_{bm} und den Verhältniswert $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ in Abhängigkeit von der Zugkraft auf Grundlage der elastischen Formänderungsenergie dar.

a) Kraft – Verformungs – Beziehung des Dehnkörpers D1-C1-2 mit herausgelöstem Kurvenast im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung



b) Schematische Einteilung der Last – Verformungsflächen in Formänderungsenergiebereiche [bol1]



c) Bestimmung der mittleren Verbundspannung τ_{bm}

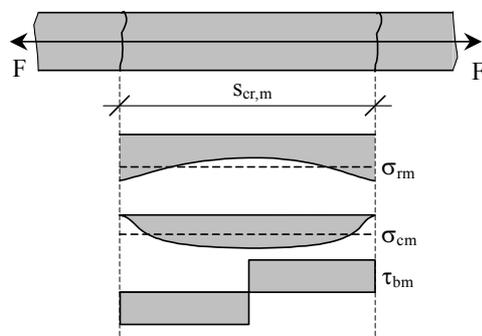
$$W_{el} = W_{el,r} + W_{el,c}$$

$$W_{el,r} = \frac{1}{2} f F_r = \frac{1}{2} f \varepsilon_r E_r A_r = \frac{f^2 E_r A_r}{2 l_{ges}}$$

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_r = \varepsilon_c$$

$$W_{el,c} = W_{el} - W_{el,r} = 0,5 f F_c$$

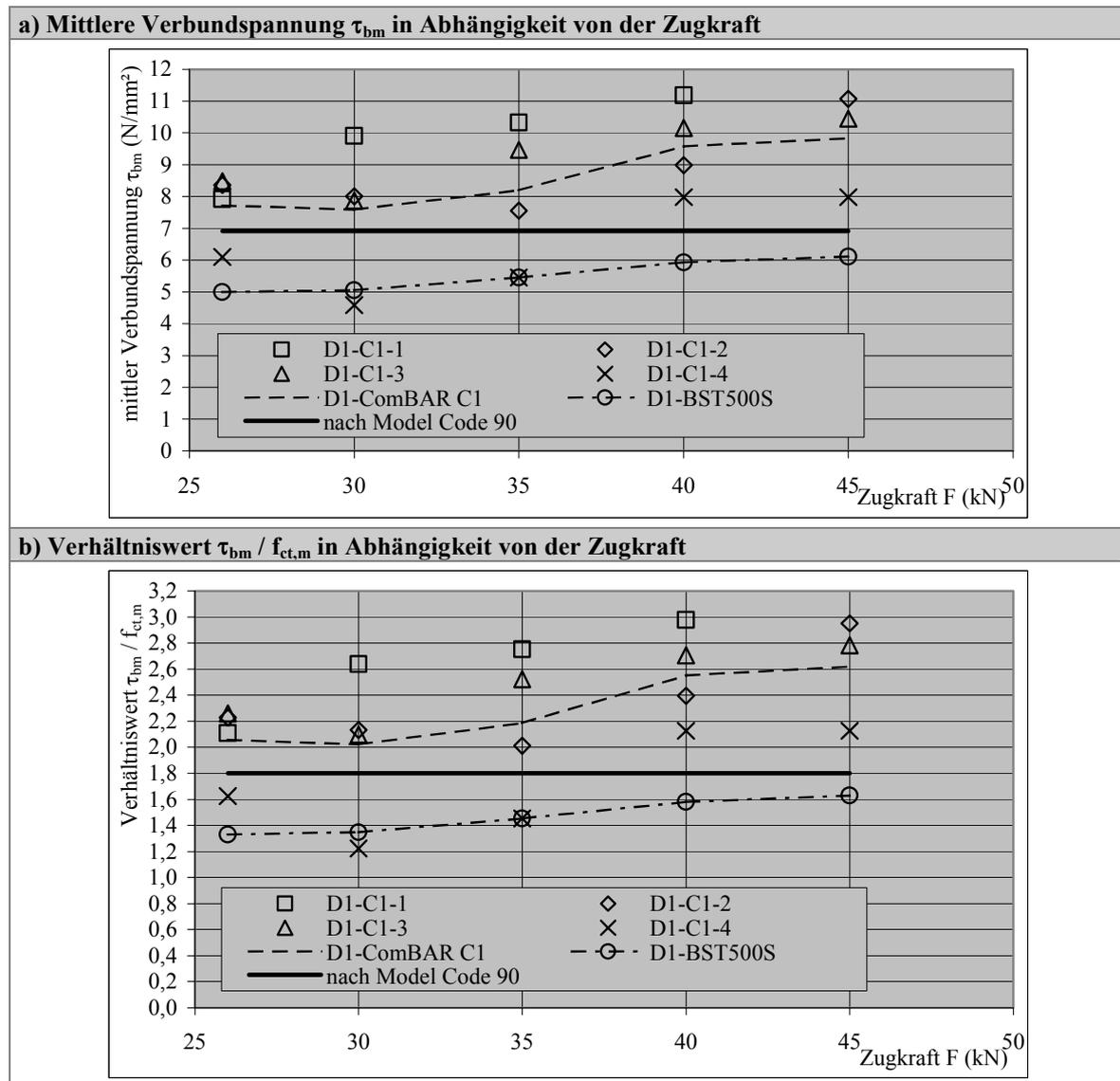
$$F_c = \frac{2 W_{el,c}}{f} \rightarrow \tau_{bm} = \frac{2 F_c}{\pi d_r s_{cr,m}}$$



Tafel 6.24

Bestimmung der mittleren Verbundspannung auf Grundlage der elastischen Formänderungsenergie [bol1]

Es ist festzustellen, dass die mittlere Verbundspannung Werte zwischen ca. 5 ... 11 N/mm² (ComBAR C1) bzw. ca. 5 ... 6 N/mm² (Betonstahl) annimmt. Dabei ist mit steigender Beanspruchung ein geringfügiger Zuwachs der mittleren Verbundspannungen zu verzeichnen. Die Streuung der mittleren Verbundspannung bei den ComBAR-bewehrten Dehnkörpern ist auf den veränderlichen mittleren Rissabstand ($s_{cr,m} = 68 \dots 109 \text{ mm}$) im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung zurückzuführen (siehe Abschnitt 6.2.2.2). Zieht man in Betracht, dass sich bei einer Zugkraft von $F = 45 \text{ kN}$ beim stahlbewehrten Dehnkörper eine mittlere Rissbreite von ca. $w_{cr,m} = 0,30 \text{ mm}$ bzw. bei einer Zugkraft von $F = 26 \text{ kN}$ bei den ComBAR-bewehrten Dehnkörper eine mittlere Rissbreite von ca. $w_{cr,m} = 0,50 \text{ mm}$ einstellt, wird sowohl für den Betonstahl als auch für die ComBAR-Stäbe C1 der nach *Model Code 90* empfohlene Verhältniswert von $\tau_{bm} / f_{ct,m} = 1,8$ annähernd bestätigt.



Tafel 6.25

Mittlere Verbundspannung und Verhältniswert $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ in Abhängigkeit von der Zugkraft auf Grundlage der elastischen Formänderungsenergie

6.3.6.4 Schlussfolgerung

Die Untersuchungen zur Bestimmung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} anhand der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes, der Verbundspannung $\tau_{b,s=0,15mm}$ sowie der elastischen Formänderungsenergie lassen folgende Schlussfolgerungen zu:

- Der für Betonstahl angenommene Zusammenhang zwischen mittlerer Verbundspannung τ_{bm} und Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ kann auf die untersuchten GFK-Stäbe übertragen werden. Dies korrespondiert mit den Ergebnissen der durchgeführten Ausziehversuche.
- Für die untersuchten GFK-Stäbe kann das für den Betonstahl nach *Model Code 90* konstant angenommene Verhältnis zwischen mittlerer Verbundspannung und effektiver Zugfestigkeit des Betons von $\tau_{bm} / f_{ct,m} = 1,8$ bei der rechnerischen Bestimmung der Rissbreiten angesetzt werden.
- Wegen den spezifischen Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe ist dieser Zusammenhang für andere GFK-Stabmaterialien anhand von experimentellen Untersuchungen zu prüfen.

6.3.7 Vergleich der Berechnungskonzepte

Für die betrachteten GFK-Stäbe konnten *keine signifikanten Unterschiede* zu den Annahmen für Betonstahl hinsichtlich der *Mitwirkung des Betons* sowie der *Größe der mittleren Verbundspannung* festgestellt werden. Folglich wird die Rissbreite von GFK-stabbewehrten Betonkonstruktionen (beim Einsatz von ComBAR bzw. Hughes Brothers) gegenüber Stahlbeton lediglich durch den E-Modul der GFK-Bewehrung und den effektiven Bewehrungsgrad bestimmt.

Die bei den Balken- und Dehnkörperversuchen experimentell bestimmten mittleren und maximalen Rissbreiten sind den nach den Ansätzen (siehe Tafel 6.26):

- der *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes*,
- der *DIN 1045-1* sowie
- des *EC2*

berechneten Rissbreiten im Anhang A.4.3 gegenübergestellt. Als Eingangswerte der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes werden für Betonstahl die nach Model Code 90 empfohlenen Parameter des Verbundgesetzes der Gleichung (3.4) nach Tafel 3.5 und für die GFK-Stäbe die nach Tafel 5.23c empfohlenen Parameter angesetzt. Hinsichtlich der Berechnungsansätze nach *DIN 1045-1* bzw. nach *EC2* werden für die Eingangsgrößen unter Berücksichtigung der oben genannten Aspekte die Empfehlungen für Betonrippenstahl auf die GFK-Stäbe übertragen.

Im Unterschied zu den Berechnungsansätzen nach *DIN 1045-1* bzw. nach *EC2* liefert die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes einen Rechenwert der Rissbreite, der im Hinblick auf die Ansatzfunktionen und die Randbedingungen frei von statistischen Betrachtungen ist. Es wird angenommen, dass diesem Rechenwert der Rissbreite eine mittlere Breite aller Risse zugeordnet werden kann, da die Parameter des Verbundgesetzes auf Mittelwerten von Ergebnissen im Rahmen von Ausziehversuchen beruhen.

a) Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes	Eingangsgrößen
$w_{cr} = 2 \left[\frac{(1+\alpha) d_r s_1^\alpha \sigma_{r2}^2}{8(1+\alpha_r \rho_{r,eff}) \tau_{b,max} E_r} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}}$	nach Tafel 3.5 bzw. Tafel 5.23c
b) DIN 1045-1	Eingangsgrößen
$w_{cr,max} = (\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}) s_{cr,max}$ $(\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \left[1 - \frac{\beta_b f_{ct,eff}}{\sigma_{r2} \rho_{r,eff}} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) \right] \geq 0,6 \frac{\sigma_{r2}}{E_r}$ $s_{cr,max} = \frac{f_{ct,eff} d_r}{2 \tau_{bm} \rho_{r,eff}} \leq \frac{\sigma_{r2} d_r}{2 \tau_{bm}}$	$\beta_b = 0,4$ $\tau_{bm}/f_{ct,eff} = 1,8$ $f_{ct,eff} = f_{ct,m}$
c) EUROCODE 2	Eingangsgrößen
$w_{cr,max} = \beta \varepsilon_{rm} s_{cr,m}$ $\varepsilon_{rm} = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{r,cr}}{\sigma_{r2}} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_{r2}}{E_r}$ $s_{cr,m} = 50 + k_1 k_2 \frac{d_r}{4 \rho_{r,eff}}$	$\beta = 1,7$ $\beta_1 = 1,0$ $\beta_2 = 0,5$ $k_1 = 0,8$ $k_{2,B} = 0,5$ $k_{2,Z} = 1,0$

Tafel 6.26

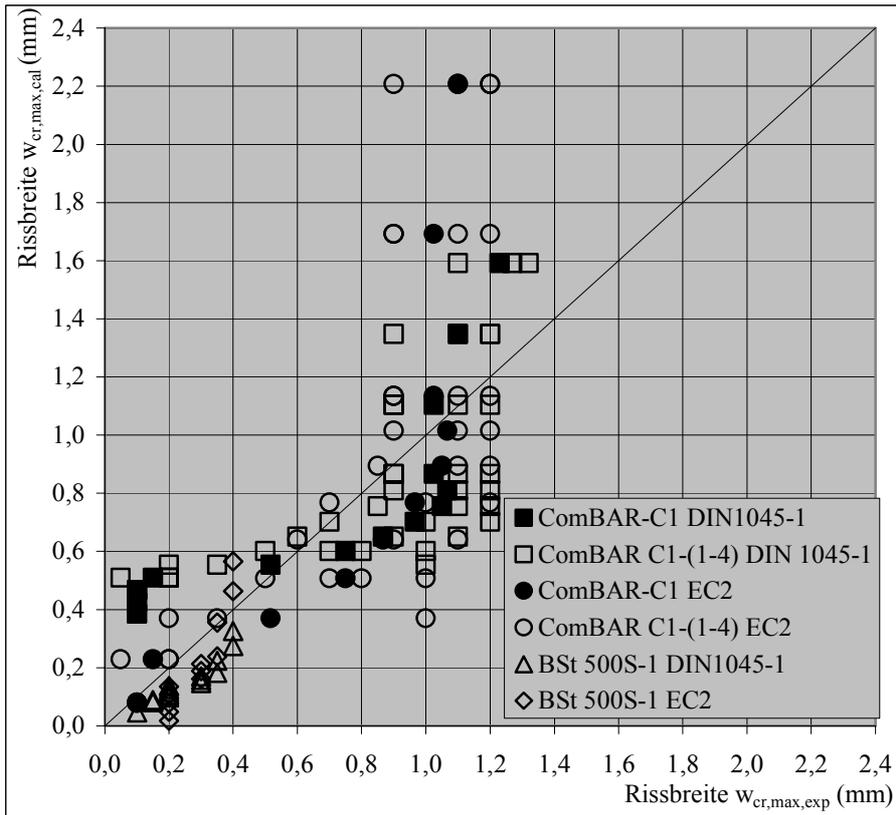
Berechnungsansätze zur Bestimmung der Rissbreite

In der Tafel 6.27 sind die experimentell bestimmten maximalen Rissbreiten der untersuchten Balken- und Dehnkörper mit den berechneten maximalen Rissbreiten nach *DIN 1045-1* bzw. nach *EC2* gegenübergestellt. Es ist festzustellen, dass die berechneten maximalen Rissbreiten sowohl nach dem Ansatz der *DIN 1045-1* als auch des *EC2* eine *gute Übereinstimmung* mit den Versuchswerten ergeben. Beide Ansätze scheinen zur Rissbreitenbestimmung von GFK-bewehrten Betonbauteilen unter Verwendung von ComBAR bzw. Hughes Brothers als Bewehrungsmaterial grundsätzlich geeignet. Tendenziell ist beim Ansatz nach dem *EC2* eine Überschätzung der berechneten Rissbreiten gegenüber den experimentell bestimmten Rissbreiten festzustellen, was zum Teil bei höherem Beanspruchungsniveau ausgeprägt ist. Die berechneten Rissbreiten nach *DIN 1045-1* unterschätzen geringfügig die experimentellen Werte.

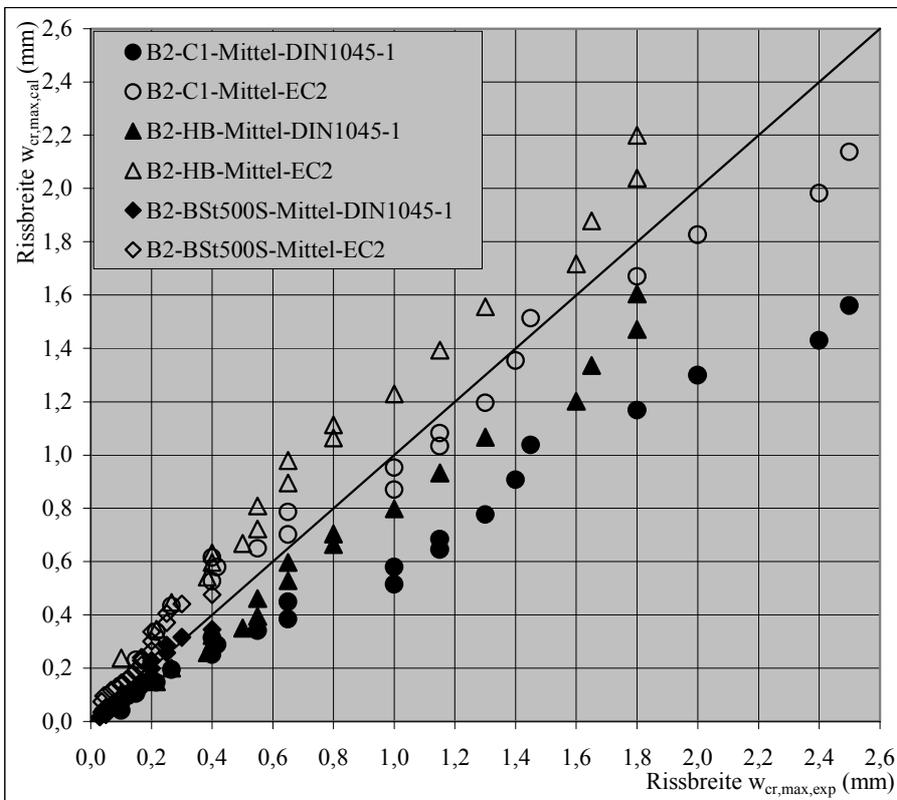
Die Ableitung der mittleren Rissbreite nach *König/Tue* [kön1] der Gleichung (4.57) basierend auf der maximalen Rissbreite erzielt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten (siehe Tafel 6.28 bzw. Anhang A.4.3). Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes liefert für das Stadium der Einzelrissbildung eine gute Vorhersage der mittleren Rissbreite (Tafel 6.28). Wird der Ansatz für das Stadium der Einzelrissbildung auf das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung übertragen, sind zum Teil erhebliche Abweichungen von den Versuchswerten festzustellen.

Wegen der eingeschränkten praktikablen Handhabbarkeit hinsichtlich der Bestimmung der Rissbreiten für das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung erscheint die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes bei Ansatz des Verbundgesetzes nach *Model Code 90* als ungeeignet. Unter Berücksichtigung der oben genannten Aspekte wird zur rechnerischen *Bestimmung der Rissbreite* für die Nachweisführung von *GFK-bewehrten Betonkonstruktionen* der Berechnungsansatz nach *DIN 1045-1* empfohlen.

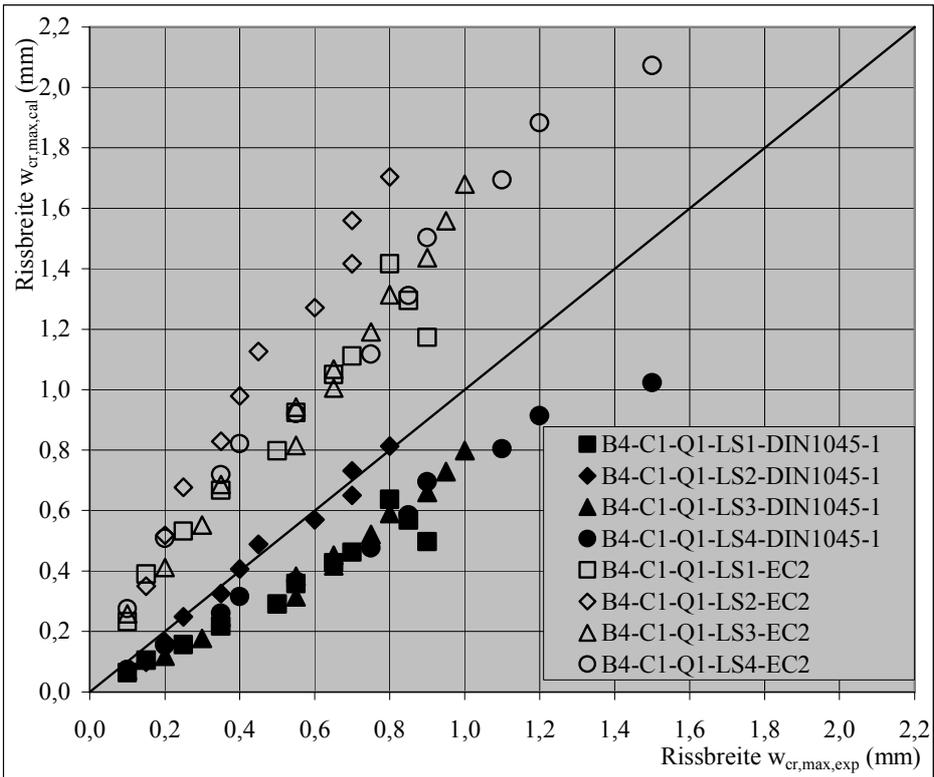
a) Dehnkörper der Versuchsserie D1



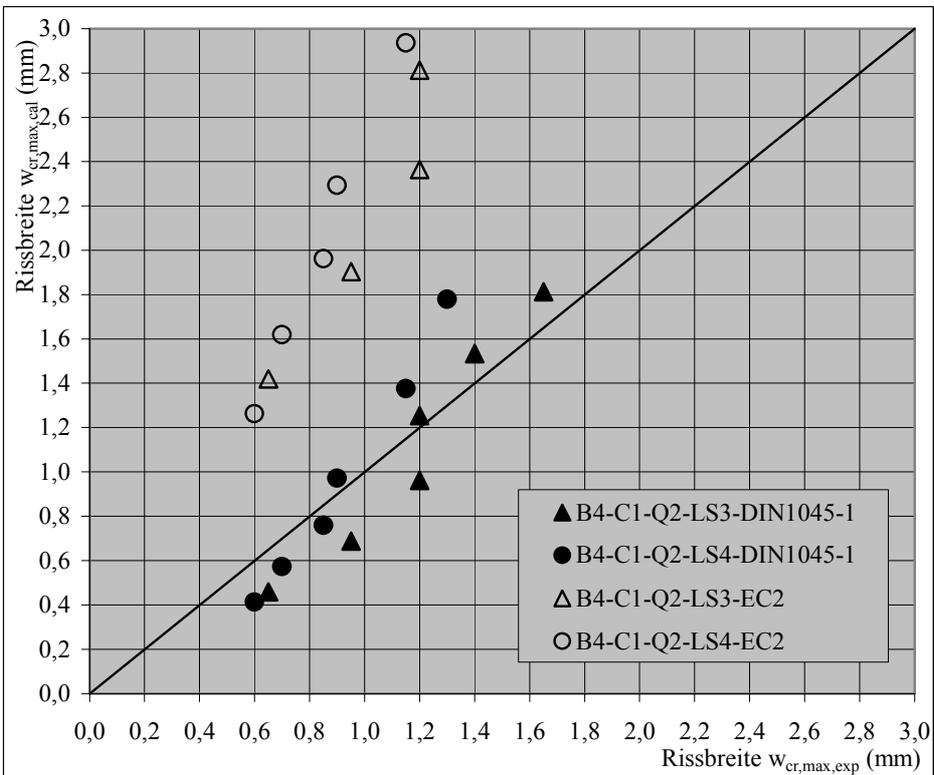
b) Balken der Versuchsserie B2



c) Balken der Versuchsserie B4-Q1



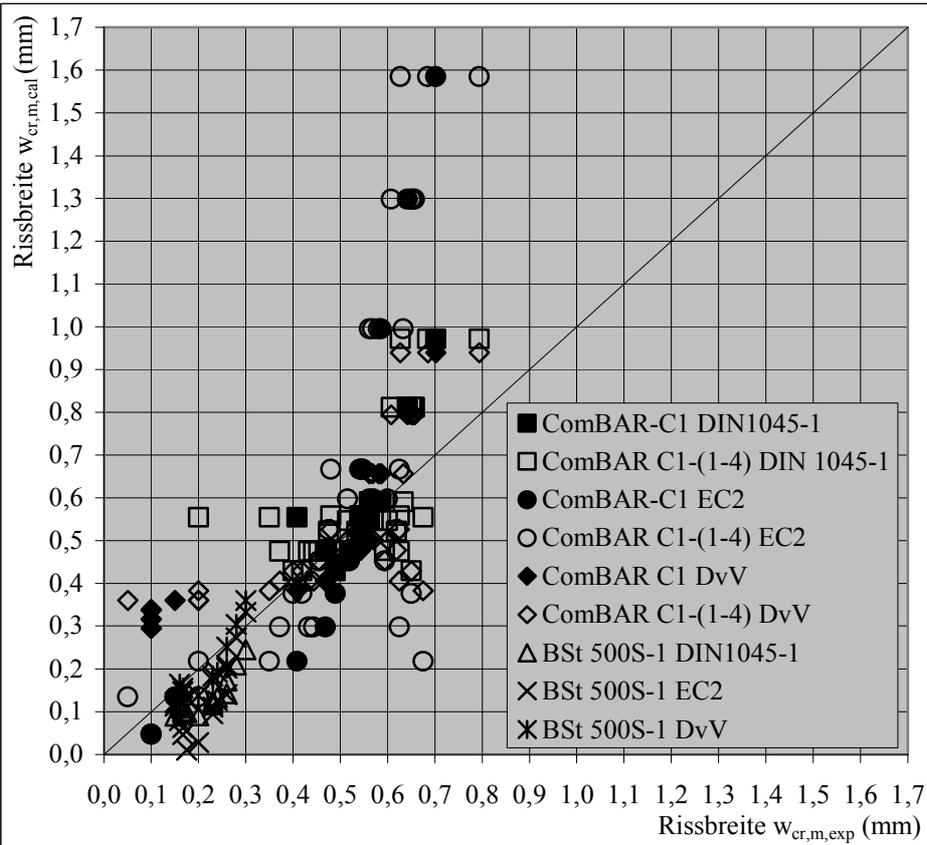
d) Balken der Versuchsserie B4-Q2



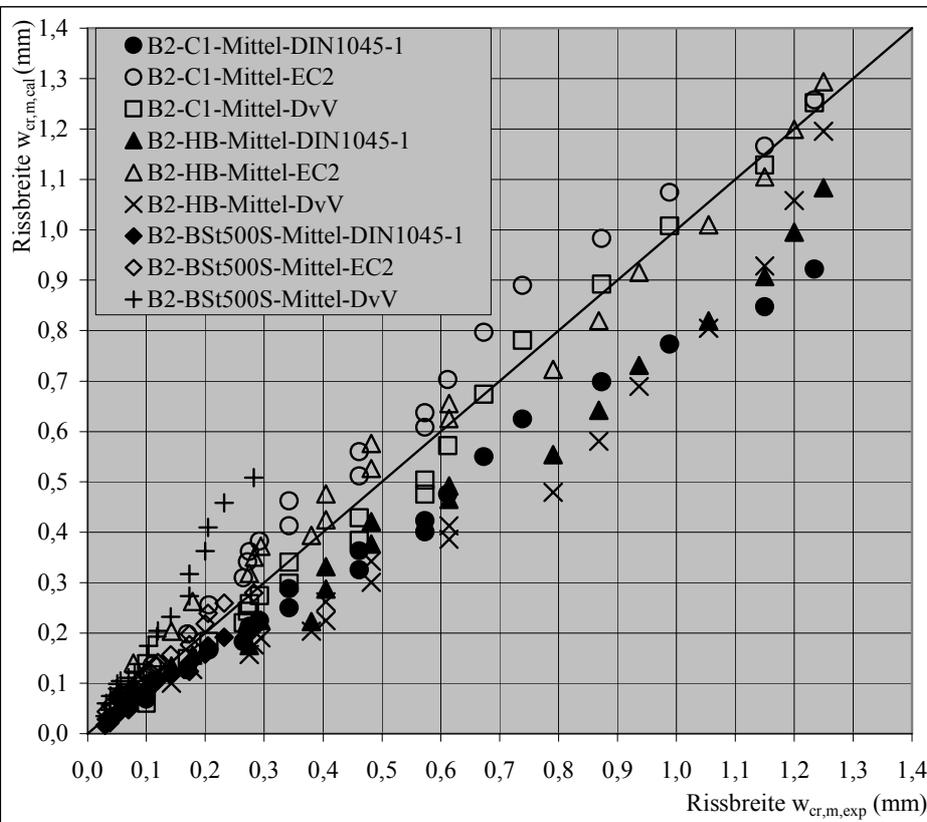
Tafel 6.27

Vergleich der experimentell bestimmten und nach *DIN 1045-1* bzw. *EC2* berechneten maximalen Rissbreiten

a) Dehnkörper der Versuchsserie D1



b) Balken der Versuchsserie B2



Tafel 6.28

Vergleich der experimentell bestimmten und der berechneten mittleren Rissbreiten

7 Zusammenfassung und Ausblick

Infolge der Besonderheiten der spezifischen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe hinsichtlich:

- des geringen E-Moduls,
- der fehlenden Duktilität,
- der Dauerhaftigkeit im alkalischen Milieu des Betons und
- der Verbundeigenschaften

ergeben sich prinzipielle Unterschiede im Trag- und Verformungsverhalten sowie bei der Rissentwicklung GFK-bewehrter Betonbauteile gegenüber Stahlbetonelementen. Wie Versuche zeigen, ist wegen des geringen E-Moduls eine an der Zugfestigkeit der GFK-Stäbe orientierte Materialauslastung, wie sie für Betonstahl üblich ist, nur bei Gewährleistung einer ausreichenden Verbundwirkung der GFK-Stäbe und unter Einschränkungen des Erscheinungsbildes der Konstruktion (wie große Verformungen und große Rissbreiten) gegeben. In der Regel sind bei GFK-bewehrten Konstruktionen zur Gewährleistung der Funktionsanforderungen und des ästhetischen Eindrucks die Rissbreiten und die Verformungen zu begrenzen.

In der vorliegenden Arbeit werden anhand von ca. 300 Ausziehversuchen die Verbundeigenschaften von GFK-Stäben bei Variation von relevanten Einflussparametern unter einheitlichen Versuchsrandbedingungen bestimmt und bewertet. Die Auswirkungen der Materialeigenschaften der GFK-Stäbe auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen sowie auf die Entwicklung des Rissbildes, der Rissbreiten und der Rissabstände werden an Balken und Dehnkörpern untersucht. Basierend auf Modellansätzen zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton und auf der Modellbildung zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreite erfolgt auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen eine Präzisierung dieser Modelle. Ferner wird die Übertragbarkeit der für Stahlbetonbauteile üblichen Ansätze zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreite und der Verankerungslänge auf GFK-bewehrte Betonbauteile bewertet und eine Modifizierung dieser aufgezeigt.

Diese Untersuchungen erfolgen im Einzelnen an den GFK-Stabarten:

- ComBAR mit Rippenstruktur und
- Hughes Brothers mit straffer Umseilung und Besandung.

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass unter den mechanischen Gesichtspunkten die betrachteten GFK-Stäbe geeignet sind, den Betonstahl als Tragbewehrung sowie als rissbreitenbegrenzende Bewehrung im Betonbau zu ersetzen bzw. zu ergänzen.

Trotz der geringen Festigkeit der profilbildenden Materialien weisen die ComBAR- und die Hughes Brothers – Stäbe vergleichbare Verbundeigenschaften wie Betonstahl auf (vgl. Abschnitt 5.2.3.4). Dies ist auf die größere wirksame Fläche der Profilierung der GFK-Stäbe gegenüber Betonstahl zurückzuführen. Die Wirksamkeit des Formverbundes ist bei den ComBAR-Stäben durch die ausgeprägte Rippung und bei den Hughes Brothers Stäben maßgeblich durch die Besandung gegeben. Andere GFK-Stabarten, deren Profilierung im Einzelnen auf eine straffe bzw. schlaaffe Umseilung sowie auf eine Verflechtung beruht, erscheinen im Hinblick auf die Gewährleistung einer ausreichenden Verbundwirkung für einen Einsatz im Betonbau als ungeeignet.

Im Unterschied zum Betonstahl, bei dem ein Verbundversagen durch Abscheren der Betonkonsolen bzw. infolge Spaltzug des Betons auftritt, ist das Verbundversagen der GFK-Stäbe durch ein Abscheren der Oberflächenprofilierung vom Stabkern charakterisiert. Die Gefahr eines Spaltzugversagens des Betons ist bei GFK-Stäben gegenüber Betonstahl geringer (vgl. Abschnitt 5.2.3.2).

Die bei Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge getroffene Annahme einer über die Verbundlänge konstant verteilten Verbundspannung wird experimentell bestätigt. Analog zum Betonstahl nehmen bei den GFK-Stäben die Verbundspannungen mit steigender bezogenen Rippenfläche und die Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton unter konstant gehaltener Belastung zu. Infolge einer wiederholten und sukzessiv gesteigerten Beanspruchung reduziert sich gegenüber einer kontinuierlich gesteigerten Beanspruchung die Verbundfestigkeit der betrachteten GFK-Stäbe um maximal 25 %. Dies entspricht annähernd den Annahmen für Betonstahl unter langzeitlicher bzw. wiederholter Beanspruchung (vgl. Abschnitt 4.3.2.3 bzw. 5.1.2.4). Für die geprüften Festigkeitsklassen des Betons weisen die untersuchten GFK-Stäbe einen zum Betonstahl vergleichbaren proportionalen Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Verbundspannungen auf (vgl. Abschnitt 5.2.3.5).

Zur mathematischen Beschreibung des aufsteigenden Kurvenastes der Verbundspannung – Schlupf – Beziehung der ComBAR- und der Hughes Brothers – Stäbe wird das Verbundgesetz des *Model Code 90* für Betonstahl übernommen. Basierend auf den experimentellen Untersuchungen werden für die betrachteten GFK-Stabmaterialien in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse des Betons Kurvenparameter empfohlen (vgl. Abschnitt 5.3.1).

Eine Endverankerung der GFK-Stäbe ist durch Verbundverankerung von geraden Stabenden bzw. durch aufgeklebte Querstäbe oder Ankerkörper zu sichern. Die erforderliche Verankerungslänge bei Anordnung gerader Stabenden ist auf Grundlage der für Betonstahl üblichen Ansätze zu bestimmen. Eine eindeutige Ableitung des Verbundverhaltens der GFK-Stäbe unter langzeitlichen und zeitlich veränderlichen Beanspruchungen bzw. bei geringen Betondeckungen ist anhand der durchgeführten Versuche nicht möglich. In Anlehnung an *DIN 1045-1* ist diesbezüglich als Bemessungswert der Verbundspannung für GFK-Stäbe maximal den für Betonstahl üblichen Wert mit

$$f_{bd} = \alpha_1 2,25 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

anzusetzen. Hierbei wird das Verhältnis der Verbundfestigkeit des GFK-Stabmaterials zur Verbundfestigkeit des Betonstahls mit $\alpha_1 \leq 1,0$ eingeführt. Für die untersuchten GFK-Stäbe nimmt α_1 zur Berücksichtigung der spezifischen Verbundeigenschaften Werte zwischen 0,75 ... 1,0 an (vgl. Abschnitt 5.3.2). Sind bei der Bemessung Aspekte der Gebrauchstauglichkeit maßgebend, so kann davon ausgegangen werden, dass der Nachweis der Verankerung einen untergeordneten Stellenwert einnimmt. Dies resultiert aus der gegenüber Betonstahl deutlich geringeren Spannungsauslastung der GFK-Stäbe.

In Bauteilversuchen können Gemeinsamkeiten und Unterschiede bei der Entwicklung des Rissbildes, der Rissbreite und der Rissabstände zum Stahlbeton abgeleitet werden. Wegen des geringen E-Moduls der GFK-Stäbe stellen sich bei GFK-bewehrten Bauteilen bei sonst gleichen

Bedingungen in etwa um das Verhältnis der E-Moduln von $E_{BSI500S} / E_{GFK} \approx 5$ größere Rissbreiten als bei Stahlbetonkonstruktionen ein. Ferner ergeben sich hinsichtlich der hohen Dehnung der GFK-Stäbe im Rissquerschnitt geringere Betondruckzonenhöhen, was zu größeren Risstiefen als beim Stahlbeton führt. Im Hinblick auf die spezifischen Verbundeigenschaften können je nach Stabmaterial die Rissabstände im Bauteil erheblich voneinander abweichen.

Basierend auf den durchgeführten Dehnkörperversuchen kann im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung für die betrachteten GFK-Bewehrungsstäbe allgemein von einer konstanten Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ausgegangen werden, was den Annahmen des *Model Code 90* bzw. der *DIN 1045-1* entspricht. Die bleibenden Verformungen von zugbeanspruchten Bauteilen bzw. der „plastische“ Verformungsanteil in der Zugzone von biegebeanspruchten Bauteilen ist auf das nicht vollständige Schließen der Risse zurückzuführen.

Analog zum Stahlbeton verhalten sich Rissbreite und effektiver Bewehrungsgrad bei GFK-bewehrten Betonkonstruktionen umgekehrt proportional zueinander. Die zeitliche Entwicklung der Rissbreiten der GFK-stabbewehrten Balken steht wie die zeitliche Entwicklung der Bauteilverformung im direkten Zusammenhang zur Kriechzahl des Betons.

Die Bestimmung der Rissbreite von bewehrten Betonbauteilen basiert auf Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen. Dabei ist es zweckmäßig, zwischen den einzelnen Stadien der Rissbildung zu unterscheiden. Im Allgemeinen können die für den Stahlbeton üblichen Ansätze zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreiten auf GFK-bewehrte Betonkonstruktionen übertragen werden. Hierbei sind jedoch die von den Verbundeigenschaften des Bewehrungsmaterials abhängigen Parameter den Gegebenheiten des jeweiligen GFK-Stabmaterials anzupassen. Anhand der Ergebnisse aus den Balken- und Dehnkörperversuchen und der Gegenüberstellung verschiedener Berechnungsansätze wird in Anlehnung an die aktuelle Normenentwicklung zur rechnerischen Bestimmung der Rissbreiten von GFK-bewehrten Betonelementen der Ansatz nach *DIN 1045-1* empfohlen (vgl. Abschnitt 6.3.7). Danach ergibt der Rechenwert der Rissbreite bzw. die maximale Rissbreite mit:

$$w_{cr,max} = w_k = (\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}) s_{cr,max}.$$

Hierbei ist die Differenz der mittleren Dehnung mit

$$(\varepsilon_{rm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{r2}}{E_r} \left[1 - \frac{\beta_b f_{ct,eff}}{\sigma_{r2} \rho_{r,eff}} (1 + \alpha_r \rho_{r,eff}) \right] \geq (1 - \beta_b) \frac{\sigma_{r2}}{E_r}$$

und der maximale Rissabstand mit

$$s_{cr,max} = \frac{f_{ct,eff} d_r}{2 \tau_{bm} \rho_{r,eff}} \leq \frac{\sigma_{r2} d_r}{2 \tau_{bm}}$$

bestimmt. Den spezifischen Verbundeigenschaften der GFK-Stäbe ist dabei hinsichtlich den Annahmen zur mittleren Verbundspannung τ_{bm} und zur Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen β_b Rechnung zu tragen.

Für GFK-bewehrte Betonkonstruktionen wird in Anlehnung an internationale Empfehlungen als Rechenwert der Rissbreite $w_{cr,max} = 0,50$ mm angesetzt, was auch dem in Deutschland üblichen

Orientierungswert der Rissbreite entspricht, sofern diese nur durch das Erscheinungsbild bestimmt wird (vgl. Abschnitt 6.3.2).

Die Rissbreiten der Versuchsbalken mit GFK-Bewehrung stehen wie bei den Stahlbetonbalken im umgekehrt proportionalen Verhältnis zur mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$. Daraus wird geschlossen, dass der für den Betonstahl geltende Zusammenhang zwischen der mittleren Verbundspannung τ_{bm} und der mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$ für die verwendeten GFK-Stäbe übertragbar ist. Für den gerippten Betonstahl kann das Verhältnis von mittlerer Verbundspannung τ_{bm} zur effektiven Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ nach *Model Code 90* konstant mit $\tau_{bm} / f_{ct,eff} = 1,80$ angenommen werden. Die durchgeführten Untersuchungen auf Grundlage der Differentialgleichung zum verschieblichen Verbund bzw. von Energiebetrachtungen am Dehnkörper sowie beim Ansatz der Verbundspannung $\tau_{b,s=0,15mm}$ zeigen, dass für die GFK-Stäbe ComBAR und Hughes Brothers der für den Betonstahl geltende Zusammenhang von $\tau_{bm} / f_{ct,eff} = 1,80$ übertragbar ist (vgl. Abschnitt 6.3.6).

Vergleichsrechnungen der an Dehnkörperversuchen ermittelten Kraft – Verformungs – Beziehungen belegen, dass zur Bestimmung der Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) der für Betonstahl angesetzte Völligkeitsbeiwert $\beta_b = 0,4$ zur Erfassung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen für die betrachteten GFK-Stäbe übernommen werden kann (vgl. Abschnitt 6.3.5).

Anhand dieser Untersuchungen ist für ComBAR- bzw. Hughes Brother-bewehrte Bauteile die rechnerische Bestimmung der Rissbreiten bzw. der Verformungen nach dem Ansatz der *DIN 1045-1* gegeben.

Im Hinblick auf die spezifischen Verbundeigenschaften sind für andere GFK-Stabmaterialien die oben genannten Feststellungen zu prüfen. Gegebenenfalls sind separat die mittlere Verbundspannung τ_{bm} bzw. der Verhältniswert $\tau_{bm} / f_{ct,eff}$ und der Völligkeitsbeiwert β_b in Anlehnung an die durchgeführten Auszieh- und Dehnkörperversuche zu ermitteln. Hierfür wird eine Variation der Parameter: bezogene Rippenfläche, Betonfestigkeit und Beanspruchungsart empfohlen.

Je nach Anforderungen an die Konstruktion kann hinsichtlich der spezifischen Materialeigenschaften der GFK-Stäbe im Unterschied zum Stahlbeton eine an der Gebrauchstauglichkeit orientierte Bemessung maßgebend werden. Wie die Balkenversuche belegen, erscheint die nach *Raue et al.* [rau2] gegebene Empfehlung zur Begrenzung der maximalen Stabdehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf $\epsilon_{rd} = 4,0 \text{ ‰}$ zweckmäßig, um GFK-bewehrte Bauteile so zu bemessen, dass im Gebrauchszustand der Rechenwert der Rissbreite eingehalten werden kann. Daraus resultiert ein tendenziell höherer Bewehrungsgrad gegenüber Stahlbeton bei vergleichbaren Stabspannungen. Hieraus ergeben sich bei GFK-bewehrten Betonkonstruktionen im Gebrauchszustand geringere Rissabstände, die die höheren mittleren Dehnungen ($\epsilon_{rm} - \epsilon_{cm}$) kompensieren. Weiterführend ist in Anlehnung an den Stahlbeton ein Bemessungs- und Nachweiskonzept auf der Basis der Methode der Grenzzustände und der Teilsicherheitsfaktoren zu erarbeiten.

Um GFK-Stäbe als Bewehrung im Betonbau effizient nutzen zu können, ist die Entwicklung einer zum Betonstahl ähnlichen optimierten Oberflächenprofilierung erforderlich. Wegen der Vielfältigkeit der möglichen Ausbildung der Oberflächenprofilierung, der Stabzusammensetzung sowie der

Matrixmaterialien ergibt sich im Zuge der zukünftigen Entwicklung der GFK-Bewehrungsstäbe die Notwendigkeit, die Erkenntnisse zum Verbundverhalten unter Einbeziehung aktueller GFK-Stabarten auszubauen. Schwerpunkt weiterführender Arbeiten wird in Untersuchungen zum Verbundverhalten unter zeitlich veränderlichen sowie langzeitlichen Beanspruchungen und im Hinblick auf einen Einsatz der GFK-Stäbe als rissbreitenbegrenzende Bewehrung bei geringen Betondeckungen gesehen. Hierbei sind entsprechende Modelle zum Verbund zwischen GFK-Stäben und Beton zu erarbeiten und zu erweitern.

Der Einsatz von GFK-Stäben empfiehlt sich für Bereiche des Ingenieurbaus, in denen:

- verstärkt korrosionsfördernde Umweltbedingungen vorherrschen,
- Wechselwirkungen zwischen starken elektrischen bzw. magnetischen Feldern und baulichen Anlagen zu vermeiden sind,
- eine Gewichtsreduzierung der Konstruktion angestrebt wird und
- die Bewehrung temporären Anforderungen genügen muss.

Literaturverzeichnis

- [abd1] Abdalla, H.A.; Elbadry, M.M.: Temperature effects on concrete members reinforced with FRP reinforcement; Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering; Sherbrooke; Québec; Canada; 27. – 30. May; 1997; pp. 171 - 180
- [abr1] Abrams, D. A.: Tests of bond between concrete and steel; Bulletin No. 71; Engineering Experiment Station; University of Illinois; Urbana; U.S.; 1913
- [ach1] Achillides, Z.: Bond behaviour of FRP bars in concrete; PhD Thesis; Centre for Cement and Concrete; Department of Civil and Structural Engineering; University of Sheffield; UK; July; 1998
- [ach2] Achillides, Z.; Pilakoutas, K.; Waldron, P.: Bond behaviour of FRP bars to concrete; Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Proceedings of the 3rd International Symposium; Vol. 2; Sapporo; Japan; October; 1997; pp. 341 – 348
- [ack1] Ackermann, M.: FE-Untersuchungen über den Einfluß der Druckzone auf die einleitbare Verbundkraft im bewehrten Stahlbetonquerschnitt unter Berücksichtigung von Betonzugspannungen; Diplomarbeit; Institut für Massivbau; TH Darmstadt; 1986
- [ald1] Al-Dulaijan S. U.; Nanni A.; Al-Zahrani M. M.; Bakis C. E.; Boothby T. E.: Bond evaluation of environmentally conditioned GFRP/concrete systems. Adv. Comp. Mat. in Bridges and Structures; Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec 1996. pp. 845 – 851
- [alv1] Alvarez, M.; Marti, P.: Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen; Institut für Baustatik und Konstruktion; ETH Zürich; IBK Bericht; Nr. 222; Birkhäuser Verlag; Basel; Schweiz; September; 1996
- [alv2] Alvarez, M.: Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton; Institut für Baustatik und Konstruktion; ETH Zürich; IBK Bericht; Nr. 236; Birkhäuser Verlag; Basel; Schweiz; September; 1998
- [alz1] Al-Zahrani, M. M.; Nanni, A.; Al-Dulaijan, S. U.; Bakis, C. E.: Bond of FRP to concrete for rods with axisymmetric deformations; Proceedings of the Second Intern. Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-II); Montreal; Canada; 1996; pp. 853 – 860
- [alz2] Al-Zaharani M.M.: Bond behaviour of Fibre Reinforced Plastic (FRP) reinforcements with concrete; Thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of philosophy; The Pennsylvania State University; Pennsylvania; U.S.; 1994
- [and1] Andreasen, B. S.: Anchorage of ripped reinforcing bars; Department of Structural Engineering; TU of Denmark; Dissertation; Serie R; No. 238, No. 239; 1989
- [bac1] Bach, C.; Graf, O.: Versuche an Eisenbetonbalken, insbesondere zur Bestimmung des Gleitwiderstandes; Mitteilungen über Forschungsarbeiten; Verein Deutscher Ingenieure; Kommissionsverlag Julius Springer; Berlin; Heft 72 – 74; 1909
- [bac2] Bach, C.: Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens; Mitteilungen über Forschungsarbeiten; Verein Deutscher Ingenieure; Heft 22; Springer; Berlin; 1905; pp. 1 – 41
- [bak1] Bakis, C. E.; Al-Dulaijan, S. U.; Nanni, A.; Boothby, T. E.; Al-Zahrani, M. M.: Effect of cyclic loading on bond behavior of GFRP rods embedded in concrete beams; Journal of Composites Technology and Research; Vol. 20; No. 1; 1998; pp. 29 – 37
- [bak2] Bakis, C. E.; Freimanis, A. J.; Gremel, D.; Nanni, A.: Effect of resin material on bond and tensile properties of unconditioned and conditioned FRP reinforcement rods; Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction; Sherbrooke; Quebec; Canada; 1998; pp. 525 – 535
- [bal1] Balázs, G.L.: Cracking analysis based on slip and bond stresses; ACI Materials Journal; No. 4; July-August; pp. 340 – 348; 1994
- [bal2] Balázs, G.L.; Koch, R.: Influence of preloading on bond strength on related slip; Bond in Concrete; International Conference; from research to practice; CEB; RTU; Riga; Latvia; 15. – 17. October; 1992; pp. 7.11 – 7.20
- [ban1] Bank, L. C.; Puterman, M.; Katz, A.: The effect of material degradation on bond properties of FRP reinforcing bars in concrete; ACI Materials Journal; Vol. 95; No. 3; 1998; pp. 232 – 243

- [ben1] Benett, E. W.; Snounou, i.g.: Bond-slip characteristics of plain reinforcing bars under varying stress; Bond in Concrete; P. Bartos; Applied Science Publishers; London; 1982; pp.140 – 150
- [ben2] Benmokrane, B.; Tighiouart, B.; Chaallal, O.: Bond strength and load distribution of composite GFRP reinforcing bars in concrete; ACI Materials Journal; Vol. 93; No. 3; 1996; pp. 246 – 253
- [ben3] Benmokrane, B.: Bond strength of FRP rebar splices; Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3); Japan Concrete Institute; Sapporo; Japan; Vol. 2; 1997; pp. 405 – 412
- [ben4] Benmokrane B.; Masmoudi R.: FRP C-bar reinforcing rod for concrete structures; Advanced Composite Materials in Bridges and Structures; Canadian Society for Civil Engineering; Montreal; Quebec; Canada; 1996; pp. 181 – 187.
- [ben5] Benmokrane, B.; Chaallal, O.; Masmoudi, R.: Flexural response of concrete beams reinforced with FRP reinforcing bars; ACI Structural Journal; Vol. 93(1), 1996, pp. 46-55
- [ben6] Benmokrane, B.; Theriault, M.; Masmoudi, R.: Flexural behavior of concrete beams with deformed Fiber Plastic Reinforcing rods; ACI structural journal; Vol. 95(6); 1998; pp. 665-676
- [ber1] Bergner, H.: Rissbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton; Dissertation; TH Darmstadt; 1994
- [bet1] Betzle, M.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Vollstöße durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen in Normalbeton; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 319; Ernst&Sohn; Berlin; 1981
- [big1] Bigaj, A. J.; Den Uijl, J. A.: A bond model for ripped bars based on concrete confinement; Heron; Vol. 41; No. 3; pp. 201 – 226; 1996
- [big2] Bigaj, A. J.; Den Uijl, J. A.; Walraven, J. C.: A bond model for ripped bars in HSC and NSC – an experimental study; 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/ High-Performance Concrete; Paris; 1996
- [bol1] Bolle, G.: Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last-Verformungs-Informationen; Dissertation; Fakultät Bauingenieurwesen; Bauhaus-Universität Weimar; Weimar; 1999
- [bro1] Broms, B. B.: crack width and crack spacing in reinforced concrete members; ACI Journal; Vol. 62; No. 10; October; 1965; pp. 1237 – 1255
- [bro2] Broms, B. B.: Technique for investigation of internal cracks in reinforced concrete members; ACI Journal; Vol. 62; No. 1; January; 1965; pp. 35 – 44
- [cai1] Cairns, J.; Jones, K.: Influence of rib geometry on strength of lapped joints – an experimental study; Magazine of Concrete Research; Vol. 47; No. 172; June; 1995; pp. 253 – 262
- [cha1] Chaallal O.; Benmokrane B.: Pullout and bond of glass-fibre rods embedded in concrete and cement grout; Materials and Structures; Vol. 26; 1993; pp. 167 – 175
- [cla1] Clarke J.; Waldron P.: The reinforcement of concrete structures with advanced composites; The Structural Engineer; Vol. 74; No. 17; September; 1996
- [con1] ConFibreCrete; EU TMR: Zum Einsatz von EUROCRETE - GFK-Stäbe als Bewehrung im Betonbau; University of Sheffield; UK; <http://www.shef.ac.uk/~tmrnet/index.htm>; 2000
- [cos1] Cosenza. E.; Manfredi. G.; Realfonzo, R.: Behaviour and modelling of bond of FRP rebars to concrete; J. of Composites for Construction; S. 40-51; May; 1997
- [cos2] Cosenza. E.; Manfredi. G.; Realfonzo, R.: Analytical modelling of bond between FRP reinforcing bars and concrete; Non-metallic Reinforcement for Concrete Structures; Proceedings of the Second International Rilem Symposium FRPRCS – 2; Ghent; 23 - 25 August; 1995; pp. 164 – 171
- [cur1] Curbach, M.: Sachstandsbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau; DAfStb; Heft 488; 1998
- [dan1] Daniali S.: Development length for Fibre-Reinforced Plastic bars; Proceedings of the 1st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridge & Structures; Sherbrooke; Québec; Canada; 1992

- [dar1] Darwin, D.; Graham, E. K.: Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars; ACI Structural Journal; Vol. 95; No. 6; 1993; pp. 646 – 657
- [dar2] Darwin, D.; Graham, E. K.: Effect of reinforcing bar deformation pattern on flexural ductility; ACI Structural Journal; Vol. 95; No. 1; 1993; pp. 37 – 42
- [dei1] Deitz, D. H.; Harik, I. E.; Gesund, H.: Physical properties of glass fiber reinforced polymer rebars in compression; ; Journal of Composites for Construction; pp. 363-366; November; 2003
- [dör1] Dörr, K.; Mehlhorn, G.; Stauder, W.; Uhlisch, D.: Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens; DafStb; Heft 238; Berlin; 1974
- [dör2] Dörr, K.; Mehlhorn, G.: Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens; TH Darmstadt; 1980
- [ehr1] Ehrenstein, G.: Faserverbundwerkstoffe, Cral Nauser Verlag; 1992
- [ehs1] Ehsani, M. R.; Saadatmanesh, H.; Tao, S.: Design recommendation for bond of GFRP rebars to concrete; Journal of Structural Engineering; Vol. 122; No. 3; 1996; pp. 247 – 257
- [eif1] Eifler, H.: Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluss auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken; Dissertation; TU Berlin; Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen; Berlin; 1983
- [eli1] Eligehausen, R.; Kreller, K.: Querschnittsbericht zur Rissbildung in Stahl- und Spannbetonkonstruktionen; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 393; Beuth Verlag; Berlin; 1988
- [eli2] Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V.: Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations; Rep. No. 83/23; Earthquake Engrg. Res. Ctr. (EERC); University of California; Berkeley; 1983
- [eli3] Eligehausen, R.; Mayer, U.: Untersuchungen zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 503; Beuth Verlag; Berlin; 2000
- [eli4] Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 301; Beuth Verlag; Berlin; 1979
- [emp1] Emperger, F.: Die Wirkung der Endhaken im Eisenbeton; Beton und Eisen; Heft 12; Ernst&Sohn; Berlin; 1935; pp. 197 – 200
- [emp2] Emperger, F.: Die statische Bedeutung des Heftwiderstandes im Tragwerk aus Eisenbeton; Beton und Eisen; Heft 7 und 8; Ernst&Sohn; Berlin; 1940; pp. 91 – 98, pp. 106 – 109
- [eva1] Evans, R. H.; Williams, A.: Bond stress and crack width in beams reinforced with square grip reinforcement; RILEM Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete; Vol. 1; Stockholm; Sweden; 1957
- [fao1] Faoro M.: Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen im Beton; Dissertation; Universität Stuttgart; 1988
- [faz1] Faza, S. S.; GangaRao, H. V. S.: Bendino and bond behavior of concrete beams reinforced with plastic rebars; Transportation Research Record 1290; pp. 185 – 193; 1990
- [feh1] Fehling, E.: Zur Energiedissipation und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen unter besonderer Berücksichtigung von Rissbildung und verschieblichem Verbund; Dissertation; Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau; TH Darmstadt; Darmstadt; 1990
- [fis1] Fischer, A.: Modelluntersuchungen zur Ermittlung des Rissabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton; Forschungsberichte VDI; Reihe 4; Nr. 118; VDI-Verlag; 1993
- [foc1] Focacci, F.; Nanni, A.; Bakis, Ch. E.: Local bond-slip relationship for FRP reinforcement in concrete; Journal of Composites for Construction; February; 2000; pp. 24 – 31
- [fra1] Franke, L.; Overbeck, E.: Vorhersage der Zeitstandfestigkeit von GFK-Stäben; Bautechnik; Heft 1; S. 21 – 24; 1991
- [fra2] Franke, L.: Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen); Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 268; Ernst&Sohn; Berlin; 1976

- [fre1] Freimanis, A. J.; Bakis, C. E.; Nani, A.; Gremel, D.: A comparison of Pull-out and tensile behaviors of FRP reinforcement for concrete; Second international conference on composites in infrastructure; Vol. II; Tucson; US; 1998; pp. 52 - 65
- [gam1] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.: Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out; Materials and Structures; RILEM 29; 1996; pp. 267 – 276
- [gam2] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.: Bond and splitting in bar pull-out: behavioral laws and concrete-cover role; Magazine of Concrete Research; Vol. 49; 1997; pp. 99 – 110
- [gam3] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.; Zasso, B.: Steel-concrete bond after splitting: (I) test results; (II) constitutive laws and interface deterioration; An elasto-cohesive model for steel-concrete bond; Materials and Structures; Vol. 22; RILEM; pp. 35 – 47; pp. 347 – 356; Paris; 1989
- [ger1] Gerstle, W.; Ingrassia, E.; Gergeley, P.: Tension stiffening – A fracture mechanics approach; Bond in Concrete; P. Bartos; Applied Science Publishers; London; 1982; pp.97 – 106
- [ger2] Gergely, P.; Lutz, L. A.: Maximum crack width in reinforced concrete flexural members; Causes, Mechanism and control of cracking in concrete; SP-20; ACI; Detroit; 1968; pp. 87 – 117
- [giu1] Giuriani, E.: Experimental investigation on the bond-slip law of deformed bars in concrete; IABSE; Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete; Delft; pp. 121 – 142; 1981
- [got1] Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars; ACI Journal; 1971; No. 4; p. 244 - 251
- [got2] Goto, Y.; Otsuka, K.: Experimental studies on cracks formed in concrete around deformed tension bars; Reprinted from Technology Reports of Tohoku University; Vol. 44; No. 1; 1979; pp. 49 – 83
- [gra1] Graf, U.; Henning, H.-J.; Stange, K.; Wilrich, P.-Th.: Formeln und Tabellen der angewandten mathematischen Statistik; 3. Auflage; Springer-Verlag; Berlin; 1998
- [gre1] Greco C.; Manfredi G.; Pecce M.; Realfonzo R.: Experimental analysis of bond between GFRP deformed rebars and concrete; 8th European Conference of Composite Materials; June; 1998; Naples; Italy
- [gro1] De Groot, A.; Kusters, G.; Monnier, T.: Concrete mechanics, Part B – Numerical modelling of bond-slip behaviour; Vol. 26; No. 1B; Heron; TNO Building and Construction Research; Delft; Netherlands; 1981
- [gün1] Günther, G.; Mehlhorn, G.: Untersuchungen zur Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen für monoton steigende und schwellende Belastungen; Forschungsberichte aus dem Fachgebiet Massivbau; Gesamthochschule Kassel; Kassel; 1987
- [gün2] Günther, G.: Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter monoton steigender, schwellender und lang andauernder Belastung; Dissertation; Gesamthochschule Kassel; Kassel; 1989
- [ham1] Hampe, E.; Raue, E.; Kaller, W.: Stahlbeton; Lehrbuch; Teil 1: Grundlagen; 1. Auflage; Verlag für Bauwesen; Berlin; 1993
- [ham2] Hampe, E.: Vorgespannte Konstruktionen, Theorie, Technologie, Konstruktion; Verlag für Bauwesen; Band 2; Berlin; 1965
- [hug1] Hughes Brothers Inc.; U.S.; Informationsunterlagen zur GFK-Stabbewehrung Hughes Brothers rebar – ASLAN 100; 1999 - 2002
- [int1] International Grating Inc.; Produktinformation zur GFK-Stabbewehrung Korbar; Houston; Texas; USA; 1998
- [ito1] Itoh S.; Maruyama T.; Nishiyama H.: Study of bond characteristics of deformed fibre reinforced plastic rods; Proceedings of the Japan Concrete Institute; Vol.11; No.1; Japan; 1989
- [jan1] Janovic, K.: Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren; Bericht Nr. 1349; Lehrstuhl Massivbau; TU München; 1979
- [jan2] Janovic, K.: Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in Normal- und Leichtbeton; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 367; Ernst&Sohn; Berlin; 1986

- [joh1] Joh, O.; Wang, Z.; Goto, Y.: Experimental study on bond cracking performance of FRP reinforced concrete; Proceedings of the Third Intern. Symp. on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3); Japan Concrete Institute; Sapporo; Japan; Vol. 2; 1997; pp. 431 – 438
- [jun1] Jungwirth, D.: Begrenzung der Rissbreite im Stahlbeton- und Spannbetonbau aus der Sicht der Praxis; Beton- und Stahlbetonbau; Heft 7; S. 173-178; Heft 8; S. 204-208; Ernst&Sohn; Berlin; 1985
- [kac1] Kachlakev, D. I.; Lundy, J. R.: Performance of Hollow Glass-Fiber-Reinforced polymer rebars; Journal of Composites for Construction; May; 1999; pp. 87 – 91
- [kac2] Kachlakev, D. I.; Lundy, J. R.: Bond strength study of hollow composite rebars with different micro structure; Proceedings of the Second International Conference on Composites in Infrastructure (ICCI-98); Tucson; Arizona; U.S.; 1998; pp. 1 –14
- [kan1] Kankam, C. K.: Relationship of bond stress, steel stress and slip in reinforced concrete; Journal of Structural Engineer; January; 1997; pp. 79 – 85
- [kar1] Karlsson, M.: Bond between C-bar FRP reinforcement and concrete; Graduation thesis; E-97:1; Work No. 13; Division of Building Technology; Chalmers University of Technology; Göteborg; Sweden; 1997
- [kat1] Katz, A.; Berman, N.; Bank, L. C.: Effect of high temperature on bond strength of FRP rebars; Journal of Composites for Construction; May; 1999; pp. 73 – 81
- [kat2] Katz, A.: Bond to concrete of FRP rebars after cyclic loading; Journal of Composites for Construction; August; 2000; pp. 137 – 144
- [kem1] Kemp, E. L.; Brezny, R. S.; Unterspan, J. A.: Bond characteristics of deformed reinforcing bars; Journal of the American Concrete Institute; Proc.; Vol. 65; September; 1968
- [ket1] Kettil, P.: Composite beams of fibre reinforced plastic profile an concrete; Graduation thesis; E-95:1; Work No. 8; Division of Building Technology; Chalmers University of Technology; Göteborg; Sweden; 1995
- [kob1] Kobarg, J.: Verankerung druckbeanspruchter Bewehrungsstäbe unter Querdruck im Rahmen des Schwerpunktprogramms Stoffgesetze im Konstruktiven Ingenieurbau; Universität Karlsruhe; Institut für Massivbau und Baustofftechnologie; Selbstverlag; Karlsruhe; 1983
- [kob2] Kobarg, J.; Eibl, J.: Das Verbundverhalten von Stahl und Beton unter besonderer Berücksichtigung der lokalen Stahlspannung; Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau; Festschrift Prof. G. Rehm zum 60. Geburtstag; Ernst&Sohn; Berlin; 1984; pp. 143 – 152
- [kob3] Kobarg, J.: Verankerung axialbeanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton und Querbeanspruchung; Institut für Massivbau und Baustofftechnologie; Universität Karlsruhe; 1984
- [kob4] Kobarg, J.: Ein inkrementelles Stahlbetonverbundgesetz unter Berücksichtigung von Stahldehnung und Querdruck; Institut für Massivbau und Baustofftechnologie; Universität Karlsruhe; Fortschrittsberichte VDI Reihe 4; Heft 76; VDI Verlag; Düsseldorf; 1986
- [kok1] Kokubu, M.; Okamura, H.: Influence of surface configurations of reinforcement on bond between concrete and reinforcement; Composite Materials & Structures; Vol. 3; No. 4; 1974; pp. 1 – 6
- [kon1] Konyi, K. H.: Suggestion for the comparison of bond resistance of various types of reinforcing bars; RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete; Vol. I; Stockholm; Sweden; 1957
- [kön1] König, G.; Tue, N. V.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton; DAfStb; Heft 466, Ernst & Sohn; Berlin; 1996
- [kön2] König, G.; Fehling, E.: Zur Rissbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau; Beton- und Stahlbetonbau; Heft 6; S. 161 – 168; Heft 7; S. 199 – 204; Ernst&Sohn; Berlin; 1988
- [kre1] Kreller, H.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangseinwirkungen; DAfStb; Heft 409, Ernst & Sohn; Berlin; 1990
- [kri1] Krips, M.: Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton; Dissertation; TU-Darmstadt; Institut für Massivbau; Darmstadt; 1984

- [kri2] Krips, M.: Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton; Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt; Heft 33; Darmstadt; 1985
- [küh1] Kühmeyer, M.: Statistische Auswertungsmethoden für Ingenieure; 1. Auflage; Springer-Verlag; Berlin; 2001
- [kuu1] Kuuskovski, V.: Über die Haftung zwischen Beton und Stahl; Diss.; Helsinki; Schweden; 1950
- [lah1] Lahnert, B. J.; Gerstle, K. H.: Direct Measurement of slip between steel and concrete; University of Colorado; Boulder; USA; 1984
- [lar1] Larralde, J.; Silva-Rodriguez, R.: Bond and slip of FRP rebars in concrete; Journal of Materials in Civil Engineering; Vol. 5; No. 1; February 1993; ASCE; pp. 30 - 40
- [lar2] Larralde, J.; Mueller-Rochholz, J.; Schneider, T.; Willmann, J.: Bond strength of steel, AFRP and GFRP bars in concrete; Second International Conference on Composites in Infrastructure; Tucson; Arizona; US; 1998; pp. 92 – 101
- [leo1] Leonhardt, F., Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau; Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau; 3. Auflage; Springer-Verlag; Berlin; 1984
- [leo2] Leonhardt, F.: On the need to consider the influence of lateral stresses on bond; RILEM Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete; Vol. I; Stockholm; Sweden; 1957
- [leo3] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau; Teil 4: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit; 2. Auflage; Springer-Verlag; Berlin; 1978
- [lil1] Lilliefors, H.W.: On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown; Journal of American Statistical Association; Vol. 62; 1967; pp. 399 – 402
- [los1] Losberg, A.; Olsson, P.-A.: Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars; ACI Journal; January; 1979
- [lut1] Lutz, L. A. : Analysis of stresses in concrete near a reinforcing bar due to bond and transverse cracking; ACI Journal; Vol. 67; No. 10; October; 1970; pp. 778 – 787
- [lut2] Lutz, L. A. ; Gergely, P. : Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete; Journal of American Concrete Institute; Proc.; Vol. 64; 1964
- [lut3] Lutz, L. A. : Information on the bond of deformed bars in special Pullout tests ; Journal of the ACI; November; 1970; Title 67-55
- [mac1] Machida A.: Second Research Committee on CFRM; Japan Society of Civil Engineers; State-of the Art Report on Continuous Fibre Reinforcing Materials; Concrete Engineering Series 3; Tokyo; October; 1993; pp. 15-26.
- [mai1] Mains, R. M. : Measurements of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars; ACI Journal; Vol. 23; No. 3; November 1951; pp. 225 – 252
- [mai2] Mainz, J.: Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl; Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau; Nr. 3/ 93; TU München; Lehrstuhl für Massivbau; München; 1993
- [mal1] Malvar, L. J. : Tensile and bond properties of GFRP reinforcing bars ; ACI Materials Journal ; Vol. 92; No. 3; May – June; 1995 ; pp. 276 - 285
- [mal2] Malvar L.J.: Bond stress-slip characteristics of FRP rebars; Naval Facilities Engineering Service Center; Port Hueneme; CA 93043-4328; Technical Report TR-2013-SHR; February; Canada; 1994
- [mar1] Marshall Industries Composites Inc.; U.S.; Produktinformation zur GFK-Stabbewehrung C-bar; Lima Ohio; USA; 1997
- [mar2] Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rissbreiten aus Lastbeanspruchung; Straßenbau und Straßenbautechnik; Heft 309; 1980; pp. 33 – 66
- [mar3] Martin, H.; Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 319, Ernst & Sohn; Berlin; 1981
- [mar4] Martin, H.: Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen; Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau; Ernst&Sohn; 1984

- [mar5] Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung; DAfStb; Heft 228, Ernst & Sohn; Berlin; 1973
- [mas1] Masmoudi, R.; Benmokrane, B.; Chaallal, O.: Cracking behaviour of concrete beams reinforced with fiber reinforced plastic bars; Canadian Journal of Civil Engineering; Vol. 23; Heft 6; 1996; pp. 1172-1179; Canada
- [may1] Mayer, U.: Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen; DAfStb; Heft 537, Beuth; Berlin; 2003
- [mch1] McHenry, D.; Walker, W. T.: Laboratory measurements of stress distribution in reinforced steel; ACI Journal; Proc. Vol. 4; June; 1948; pp. 1046 – 1054
- [meh1] Mehlhorn, G.; Dörr, K.: Verbundverhalten von Betonrippenstählen unter Querdruck; Forschungsbericht; Institut für Massivbau; TH-Darmstadt; Heft 39; Darmstadt; 1979
- [mir1] Mirza, S. M.; Houde, J.: Study of bond stress-slip relationship in reinforced concrete; Journal of the American Concrete Institute; January; 1979; pp. 19 – 46
- [nan1] Nanni, A.; Al-Zahrani, M.; Al-Dulaijan, S.; Bakis, C. E.; Boothby, T.E.: Bond of FRP reinforcement to concrete – Experimental Results; Proceedings of the Second International RILEM Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Ghent; Belgium; 1995; pp. 135 – 145
- [nan2] Nanni, A.; Nenninger, J.; Ash, K.; Liu, J.: Experimental bond behavior of hybrid rods for concrete reinforcement; Structural Engineering and Mechanics; Vol. 5; No. 4; 1997; pp. 339 – 354
- [naw1] Nawy, E.G.; Neuwerth, G.E.: Fiberglass reinforced concrete slabs and beams; Journal of the Structural Division; ASCE; Vol. 102; No. 2; February; 1977; pp. 421 – 440
- [nie1] Nies, W.: Ein neues Verfahren zur Messung der örtlichen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton; Dissertation; TH Darmstadt; Darmstadt; 1979
- [nil1] Nilson, A. H. : Internal measurements of bond slip ; Journal of the American Concrete Institute; July; 1972; pp. 439 – 441
- [nil2] Nilson, A. H. : Bond stress relationship in reinforced concrete; Report No. 345; Dept. of Structural Engineering; Cornell University; Ithaca, New York; U.S.; 1971
- [omb1] Ombres, L.; Alkhrdaji, T.; Nanni, A.: Flexural analysis of One-Way concrete slabs reinforced with GFRP rebars; International Meeting on Composite Materials; PLAST 2000; Proc. Advancing with Composites 2000; Milan; Italy; 9 – 11 May; 2000; pp. 243 - 250
- [pap1] Papula, L.: Mathematik für Ingenieure und Naturwissenschaftler; Band 3; Vieweg&Sohn Verlagsgesellschaft mbH; Braunschweig; 1997
- [pec1] Pecce, M.; Manfredi, G.; Cosenza, E.: Experimental response and code models of GFRP RC beams in bending; Journal of Composites for Construction; Vol. 4; November; 2000; pp. 182 - 190
- [per1] Perry, E. S.; Thompson, J. N.: Bond stresses distribution on reinforcing steel in beams and Pullout specimens; ACI Journal; Proc.; Vol. 63; No. 8; August; 1966; pp. 866 – 875
- [per2] Perry, E. S.; Jundi, N.: Pullout bond stress distribution under static and dynamic repeated loadings; Journal of the American Concrete Institute; Proc.; 1969
- [plo1] Plowman, J. M.: The measurement of bond strength; RILEM Symposium on bond and crack in reinforced concrete; Vol. 1; Stockholm; Sweden; 1957
- [pol1] Polystal Composites GmbH; Produktinformation zur GFK-Stabbewehrung Polystal; Haldensleben; D; 2000
- [pul1] Pulstrall, ADS Composites Group; Produktinformation zur GFK-Stabbewehrung ISOROD; Thetford Mines; Quebec; Canada; 2001
- [rao1] Rao, P.S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 177; Beuth; Berlin 1966
- [rap1] Rappold, O.: Der Bau der Wolkenkratzer; R. Oldenbourg; München 1913

- [rau1] Raue, E.; Füllsack, R.: Zum Verbundverhalten von GFK-Stäben im Beton; IBAUSIL; 14. Internationale Baustofftagung; 20./23. September; Bauhaus-Universität Weimar; Weimar, 2000, S. 1-561 – 1-569
- [rau2] Raue, E.; R.; Füllsack, R.; Timmler, H.-G.: Trag- und Verformungsverhalten von Betonelementen mit Bewehrung aus GFK-Stäben; DAfStb; 37. Forschungskolloquium; 7./8. Oktober; Bauhaus-Universität Weimar; Weimar; 1999
- [rau3] Raue, E.; Füllsack, R.: Modellbildung zum Verbund zwischen GFK-Bewehrungsstäben und Beton; Thesis; Wissenschaftl. Zeitschrift der Bauhaus-Universität Weimar; Heft 3; Weimar 2000; S. 72 - 79
- [rau4] Raue, E.; Füllsack-Köditz, R.: Untersuchung von Betonbauteilen mit alternativer Bewehrung aus glasfaserverstärkten Kunststoffen, Teilkomplex 1 – Bemessung und konstruktive Durchbildung von Betonbauteilen mit einer schlaffen Bewehrung aus glasfaserverstärkten Kunststoffstäben – Verbund- und Langzeitverhalten; Abschlußbericht; Verbundprojekt der BUW - FKZ: B 409-99012, TMWFK; Weimar; März; 2002
- [rau5] Raue, E.; Füllsack, R.: Concrete Structures with Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement; 6th International Conference „Modern Building Materials, Structures and Techniques“; Vilnius; Litauen; Mai 1999
- [rau6] Raue, E.; Füllsack-Köditz, R.; Wagner, D.: Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen; IBAUSIL; 15. Internationale Baustofftagung; 24./27. September; Bauhaus-Universität Weimar; Weimar, 2003, S. 2-377 – 2-388
- [reh1] Rehm, G.; Franke, L.: Kunstharzgebundene Glasfaserstäbe als Bewehrung im Betonbau, Stufe III; Kurzbericht aus der Bauforschung; Jg. 19; Nr. 3; S. 191 – 200; 1978
- [reh2] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 138; Ernst&Sohn; Berlin 1961
- [reh3] Rehm, G.: The fundamental law of bond; RILEM Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete; Vol. II; Stockholm; Sweden; 1957
- [reh4] Rehm, G.: Stress distribution in reinforced bars embedded in concrete; RILEM Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete; Vol. II; Stockholm; Sweden; 1957
- [reh5] Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund; Stahlbetonbau, Berichte aus der Forschung und Praxis; Festschrift Prof. H. Rüschi; Ernst&Sohn; Berlin; 1969; pp. 79 – 96
- [reh6] Rehm, G.; Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwellender Belastung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 291; Ernst&Sohn; Berlin; 1977
- [reh7] Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rissbegrenzung in Stahlbeton – Ansatz zur Ermittlung des Rissabstandes und der Stahldehnung; Beton- und Stahlbetonbau; Heft 8; S. 175 – 182; Ernst&Sohn; Berlin; 1968
- [ros1] Rostásy, F. S.; Rohling, A.: Konstitutives Stoffmodell des Verbundverhaltens von einbetoniertem Betonstahl (Literaturstudie); Arbeitsbericht II/1; TU Braunschweig; 1984
- [ros2] Rosati, G. P. ; Schumn, C. E. : Modelling of local bar-to-concrete bond in rc beams ; Proceedings of International Conference: Bond in Concrete, from research to practice; CEB-RTU; Vol. 3; pp. 12.34 – 12.43; Riga; 1992
- [rus1] Russwurm, D.: Betonstähle für den Stahlbetonbau; Institut für Stahlbetonbewehrung e.V. München; Bauverlag; Wiesbaden; 1993
- [sch1] Scholz, W.; Knoblauch, H.; Hiese, H.: Baustoffkenntnis; 14. Auflage; Werner-Verlag; 1999
- [sch2] Schöck Bauteile GmbH; Produktinformation zu Bewehrungselementen aus glasfaserverstärktem Kunststoff – ComBAR; Baden-Baden; D; 1998
- [sch3] Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton; Dissertation; Institut für Massivbau; Universität Stuttgart; 1984
- [sch4] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Einfluss der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen; DAfStb; Heft 378; Ernst&Sohn; Berlin; 1986

- [sch5] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Ausziehversuche, Proben in Uttingen hergestellt; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 378; Ernst&Sohn; Berlin; 1986
- [sch6] Schmidt-Thrö, G.; Kluge, K. Stöckl, S.; Kupfer, H.: Ausziehversuche und Versuche an Übergreifungsstößen, Proben in Berlin bzw. Köln hergestellt; DAfStb; Heft 378; Ernst&Sohn; Berlin; 1986
- [sch7] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Einfluss einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen in Beton; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 389; Beuth; Berlin; 1988
- [sch9] Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rissbreiten und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbeton unter besonderer Berücksichtigung der Karbonisierungstiefe des Betons; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 255; Beuth; Berlin; 1976
- [sch10] Schießl, P.: Grundlagen zur Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 400, Ernst & Sohn; Berlin; 1989
- [sch11] Schießl, P.; Wölfel, E.: Konstruktionsregeln zur Beschränkung der Rissbreite – Grundlage zur Neufassung DIN 1045 – Abschnitt 17.6; Beton- und Stahlbetonbau; Heft 1; S. 8 – 15; Ernst&Sohn; Berlin; 1986
- [sch12] 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; Heft 3; Dissertation; TU-Berlin; Berlin; 1983
- [she1] Shen, J.H.; Wegmann, H.: Crack spacing and crack width of reinforced concrete in tension – Stochastic Analysis; Darmstadt Concrete; Vol. 5; TU-Darmstadt; 1990; pp. 187-194
- [shi1] Shima, H.; Chou, L.-L.; Okamura, H.: Micro and macro models for bond in reinforced concrete; Journal of the Faculty of Engineering; University of Tokyo; Vol. XXXIX; No. 2; 1987
- [shi2] Shield, C.; French, C.; Retika, A.: Thermal and mechanical fatigue effects on GFRP rebar-concrete bond; Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Proceedings of the 3rd International Symposium; Vol. 2; October; 1997; Sapporo; Japan; pp. 381 - 388
- [sig1] Sigrist, V.: Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern; Institut für Baustatik und Konstruktion; ETH Zürich; IBK Bericht; Nr. 210; Birkhäuser Verlag; Basel; Schweiz; Juli; 1995
- [sin1] SINTEF-EUROCRETE: Non-ferrous reinforcement for concrete structures; Small beam test-Bond splice length; Restricted report; STF22 F96828; Sweden; August; 1996
- [sip1] Sippel T. M.; Mayer U.: Bond behavior of FRP-strands under short-term, reversed and cyclic loading; Advanced Composite Materials in Bridges and Structures; Canadian Society for Civil Engineering; Montreal; Quebec; Canada; 1996; pp. 837 – 844
- [sor1] Soretz, S.; Hölzenbein, H.: Beitrag zur Profilgestaltung von Betonrippenstählen; Betonstahl in Entwicklung; TOR-ISTEG STEEL-Corporation; Heft 63; Juni; 1977
- [sor2] Soretz, S.; Hölzenbein, H.: Einfluss der Rippenabmessungen von Beton-Bewehrungsstäben auf den Verbund und die Biegefähigkeit; Betonstahl in Entwicklung; TOR-ISTEG STEEL-Corporation; Heft 69; Juni; 1980
- [spi1] Spiegel; G.: Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau; Springer; Berlin; 1928
- [spo1] Spofford, Ch. W.: Thaddeús Hyatt. An American Pioneer of Concrete and Steel; Beton und Eisen; Heft 5; 1903
- [sta1] Stark, J.; Palzer, S.; Mansfeld, Th.: Abschlussbericht des Forschungsvorhabens – Untersuchung von Betonbauteilen mit alternativer Bewehrung aus glasfaserverstärkten Kunststoffen; Teilkomplex 2: Bindemitteltechnische Bewertung und Dauerhaftigkeit von Betonen mit schlaffer Bewehrung aus GFK-Stäben; B 409-99012; gefördert durch TMWFK; Bauhaus-Universität Weimar; März; 2002
- [stö1] Stöckl, S.; Betzle, M.; Schmidt-Thrö, G.: Vollstöße durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen in Leichtbeton; DAfStb; Heft 319; Ernst&Sohn; Berlin; 1981
- [swa1] Swamy, N.; Aburawi, M.: Structural implications of using GFRP bars as concrete reinforcement; Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Proc. of 3rd International Symposium; Vol. 2; October; Sapporo; Japan; 1997; pp. 503 - 510

- [tal1] Talbot, A. N.: Tests of reinforced concrete beams; Bulletins No. 1, No. 4; Engineering Experiment Station; University of Illinois; Urbana; U.S.; 1904 / 1906
- [tam1] Tamuzs V.; Apinis R.; Vilks U.; Tepfers R.: Bond between glass fibre composite reinforcement and concrete in pullout tests; Chalmers University of Technology; Division of Building Technology; Work No. 7; Göteborg; Sweden; 1995
- [tan1] Tanner, J. A.: An experimental investigation of bond slip in reinforced concrete ; M.S. Thesis; Cornell University; New York; U.S.; November; 1971
- [tep1] Tepfers, R.; Karlsson, M.: Pull-out and tensile reinforcement splice tests using FRP C-bars; Chalmers University of Technology; Division of Building Technology; Publication No. 97-2; Work No. 13; Göteborg; June 1997
- [tep2] Tepfers, R.; Hedlund, G.; Rosinski, B.: Pull-out and tensile reinforcement splice test with GFRP bars; Chalmers University of Technology; Division of Building Technology; Publication No. 97-3; Work No. 18; Göteborg; September 1997
- [tep3] Tepfers, R.; Olsson, P.-A.: Ring test for evaluation of bond properties of reinforcing bars; Proceedings of International Conference – Bond in Concrete – from research to practice; Vol. I; Riga; Latvia; October; 1992
- [tep4] Tepfers, R.: A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars; Division of Concrete Structures; Chalmers University of Technology; Vol. 73; No. 2; Göteborg; Sweden; 1973
- [tep5] Tepfers, R.: Bond of FRP reinforcement in concrete. A State-of-the-Art in preparation; Chalmers University of Technology; Div. of Building Technology; Work No. 15; Göteborg; Sweden; 1997
- [tep6] Tepfer, R.: Fibre composites an nonmetallic reinforcement in concrete; Seminar 15 – 16 March, 1993 at Chalmers University of Technology Göteborg; Chalmers University of Technology; Department of Building Materials; P-93:3; Work No. 539; Göteborg; Sweden; 1993
- [tep7] Tepfers, R.: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars; Magazine of Concrete Research; Vol. 31; No. 106; pp. 3 – 12; 1979
- [the1] Theriault, M.; Benmokrane, B.: Effects of FRP reinforcement ratio and concrete strength on flexural behavior of concrete beams; J. of Composites for Construction; Vol. 2; No.1; Febr.; 1998; pp.7-16
- [tig1] Tighiouart B.; Benmokrane B.; Gao D.: Investigation on the bond of Fibre Reinforced Polymer (FRP) rebars in concrete; Proceedings of the ICCI'98; Second International Conference on Composites in Infrastructure; January; Tucson; Arizona; Vol. II; U.S.; 1998; pp. 102 – 112.
- [tou1] Toutanji, H.A.; Saafi, M.: Deflection and crack width predictions of concrete beams reinforced with Fiber Reinforced Polymer bars; Proc. of 4th Intern. Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures; ACI; SP-188; Michigan; U.S.; 1999; pp. 1023 - 1034
- [tro1] Trost, H.; Cordes H.; Thormählen, U. ; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung – Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für die Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 310; Ernst&Sohn; Berlin; 1980
- [tue1] Tue, N.: Zur Spannungumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 435; Ernst&Sohn; Berlin; 1993
- [unt1] Untrauer, R. E.; Henry, R. L.: Influence of normal pressure on bond strength; ACI Journal Proceedings; Vol. 62; No. 5; May; 1965; pp. 577 – 586
- [wah1] Wahla, M. I.: Direct Measurement of bond-slip in reinforced concrete; PhD Thesis; Cornell University; Ithaca; New York; U.S.; 1970
- [wan1] Wang Z.; Goto Y.; Yoh O.: Bond characteristic of FRP rods and effect on long term deflection of concrete beams; Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Proceedings of the International Symposium; Vol. 2; October; Sapporo; Japan; 1997; pp. 389-396
- [wat1] Watstein, D.; Mathey, R. G.: Width of cracks in concrete at the surface of reinforcing steel evaluated by means of tensile bond specimen; ACI Journal; Vol. 56; No. 1; July; 1959; pp. 47 – 56
- [wat2] Watstein, D.; Mathey, R. G.: Investigation of bond in beam and Pullout specimens with high yield strength deformed bars; ACI Journal; Vol. 32; No. 9; March; 1961; pp. 1071 – 1090

- [wat3] Watstein, D.: Distribution of bond stress in concrete Pullout specimens; Journal of ACI; Vol. 18; No. 9; May 1947; pp. 1041 – 1052
- [zha1] Zhao, W.; Pilakoutas, K.; Waldron, P.: FRP reinforced concrete – cracking behaviour and determination; Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Proc. of 3rd International Symposium; Vol. 2; October; Sapporo; Japan; 1997; pp. 439 - 446
- [zil1] Zilch, K. et al.: Erläuterungen zu DIN 1045-1; DAfStb; Heft 525, Beuth-Verlag; Berlin; 2003

Normen, Richtlinien, Empfehlungen

- ACI 440R-96 State-of-the-Art Report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures; ACI Committee 440; American Concrete Institute (ACI); Detroit; Michigan; US; 1996
- [ACI1] ACI Committee 440; Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars; ACI Committee 440; American Concrete Institute (ACI); Detroit; Michigan; United States; October; 2000
- [ACI2] ACI 318-95; Building Code Requirements for Structural Concrete; American Concrete Institute (ACI); Detroit; Michigan; United States; 1995
- [CEB 1] Comité Euro-International du Béton; Bond of reinforcement in concrete; State-of-art report; Task Group Bond Models; International Federation for Structural Concrete; Sprint-Druck; Stuttgart; 2000
- [CEB2] Comité Euro-International du Béton; RILEM; FIB; Recommendations RC 5; Bond test for reinforcement steel; revised edition; April; 1982
- [CEB3] Comité Euro-International du Béton; Com VI, TG1.: Bond Action and Bond Behaviour of Reinforcement; CEB Bulletin d'information; No 151; Göteborg; Sweden; December; 1981
- [CEB4] Comité Euro-International du Béton; RILEM; FIB; Recommendations; Bond test for reinforcement steel; RC 5; Beam test; RC 6; Pull-out test; 1979
- [CEB5] Comité Euro-International du Béton; CEB – FIP Model Code 1990; MC90 ; Final Draft ; Lausanne; 1991
- [CEB6] Comité Euro-International du Béton; CEB – FIP Model Code 1978; MC78 ; Final Draft ; Lausanne; 1978
- [CSA1] Canadian Standards Association; Canadian Highways Bridge Design Code; Section 16; Fiber Reinforced Structures; CAN/CSA-S6-00; 28 pp.; 1996
- [DBV1] Deutscher Beton-Verein e.V.; Merkblatt – Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau; März; 1991; Wiesbaden
- DIN 488 Betonstahl; Teil 1 – 6; Deutsches Institut für Normung; Berlin; Juni; 1986
- DIN 1045 Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung; Deutsches Institut für Normung; Berlin; Juli; 1988
- DIN 1048 Prüfverfahren für Beton; Teil 5; Festbeton, gesondert hergestellte Prüfkörper; Deutsches Institut für Normung; Berlin; Juli; 1991
- DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Deutsches Institut für Normung; Berlin; Juli; 2001
- EC2 DIN V ENV 1992-1-1 Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsches Institut für Normung; Berlin; Juni; 1992
- ISO 2736-2 Concrete tests; Test specimens; Part 2: Making and curing of test specimens for strength tests; International Organization for Standardization; October; 1986
- [JSCE1] Japan Society of Civil Engineers (JSCE): Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials; Concrete Engineering Series; No. 23; 325 pp.; Japan; 1997
- [SNI1] SNIP 2.03.01.84; Concrete and Reinforced Concrete Structures; Gosstroy; USSR; 1985

Verzeichnis verwendeter Formelzeichen und Abkürzungen

Bezeichnungen, die nicht in der Liste aufgeführt sind, werden im laufendem Text erklärt.

Geometrische Größen

$A_{ct,eff}$	wirksame Betonzugzone
A_r	Querschnittsfläche der Bewehrung
A_s	Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
A_τ	Verbundfläche
b	Bauteilbreite
d	statische Nutzhöhe
d_1	Schwerpunktastand der Biegezugbewehrung vom stärker gedehnten Bauteilrand
d_{eff}	Höhe der wirksame Betonzugzone
d_r	Durchmesser der Bewehrung
f	Verformung
h	Bauteilhöhe
l	Bauteillänge
l_0	verbundfreie Vorlänge
l_{00}	verbundfreie Nachlänge
l_b	Verankerungslänge, Verbundlänge
l_t	Länge des Rissstörbereiches, Rissstörlänge
nom c_L	Nennmaß der Betondeckung der Biegezug- bzw. Zugbewehrung
s	Stabschlupf
s_1	Stabschlupf bei maximaler Verbundspannung
s_b	Stabschlupf auf der belasteten Stabseite
s_{cr}	Rissabstand
s_{ub}	Stabschlupf auf der unbelasteten Stabseite
u	Verschiebung
U	Umfang
w_{cr}	Rissbreite
z	innerer Hebelarm
β_{scr}	Rissabstandsbeiwert
Δl	Längenänderung
ϵ_c	Dehnung des Betons
ϵ_r	Dehnung der Bewehrung
ϵ_{ru}	Bruchdehnung der Bewehrung
ρ_r	Bewehrungsgrad
$\rho_{r,eff}$	wirksamer Bewehrungsgrad

Baustoffkenngrößen

E_c	E-Modul des Betons
E_r	E-Modul der Bewehrung
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$f_{ct,0,05}$	5 % Quantilwert der mittleren Betonzugfestigkeit

$f_{ct,eff}$	wirksame Betonzugfestigkeit
$f_{ct,m}$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
f_{rk}	charakteristischer der Streckgrenze der Bewehrung
f_{ru}	Zugfestigkeit der Bewehrung
f_{yk}	charakteristischer der Streckgrenze des Betonstahls
$\alpha_{GFK/BSst}$	Verhältnis der E-Moduln (GFK-Bewehrung / Betonstahl)
α_r	Verhältnis der E-Moduln (Bewehrung / Beton)
α_T	thermischer Längsausdehnungskoeffizient
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_{GFK}	Teilsicherheitsbeiwert für GFK-Materialien
ν	Querdehnzahl

Kraftgrößen

F	Kraft
M	Moment
N	Normalkraft
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
γ_q	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen
μ	bezogenes Moment
σ_c	Spannung des Betons
σ_r	Spannung der Bewehrung
τ_b	Verbundspannung
τ_{bm}	mittlere Verbundspannung
τ_{bx}	örtliche Verbundspannung

Sonstige Größen und allgemeine Abkürzungen

BSst	Betonstahl
d	Belastungszeit
D_D	Dämpfungsenergie
DMS	Dehnmessstreifen
DMK	Dehnmesskette
D_s	Strukturänderungsenergie
DvV	Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes
EP	Epoxid
FVW	Faserverbundwerkstoffe
g	ständige Einwirkung
GFK	glasfaserverstärkte Kunststoffe
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
KZ	kurzzeitig
LS	Laststellung
LZ	langzeitig
n	Anzahl

NV	Normalverteilung
Q	Querschnitt
r_x	empirische Dichte
T	Temperatur
UP	ungesättigte Polyester
W_{el}	elastische Formänderungsenergie
ZFM	Zustandsfunktion der Momente
ZFQ	Zustandsfunktion der Querkraft
α	Parameter; Verhältniswert
α_τ	Völligkeitsgrad der Verbundspannung
β_b	Völligkeitsgrad
Δ	Differenz
φ	Kriechzahl des Betons
γ_b	Teilsicherheitsbeiwert für Verbund
μ	Mittelwert der Normalverteilung
ν	Variationskoeffizient
σ	Standardabweichung

Indizes

1	Zustand I, Querschnitt ungerissen
2	Zustand II, Querschnitt gerissen
aRB	Stadium der abgeschlossenen Rissbildung
b	bond, Verbund
BSt	Betonstahl
c	concrete, Beton
cal	berechnete Größe
cr	Rissbildungsgröße
d	Bemessungsgröße
exp	experimentell ermittelte Größe
E	Einwirkung
ges	gesamt
GFK	Bewehrung aus glasfaserverstärkten Kunststoffen
k	charakteristische Größe
m	Mittelwert
max	Maximalwert
min	Minimalwert
pl	plastische Größe bzw. Anteil
qs	quasi-ständige Lastfallkombination
r	rebar, Bewehrung sowie GFK-Stabbewehrung
R	Widerstand
y	yield; Streckgrenze
t	tension, Zug; Zeit
u	ultimate, Bruchzustand

Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen

ANHANG

Inhaltsverzeichnis

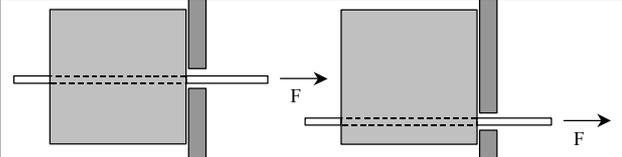
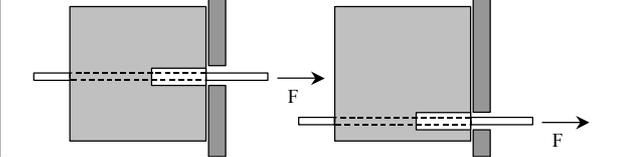
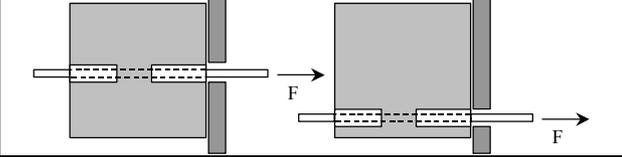
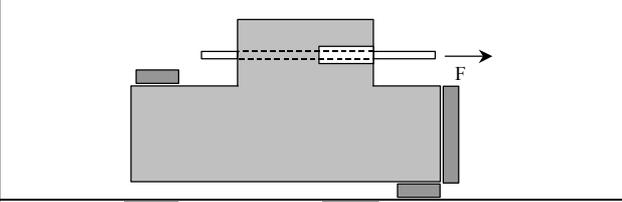
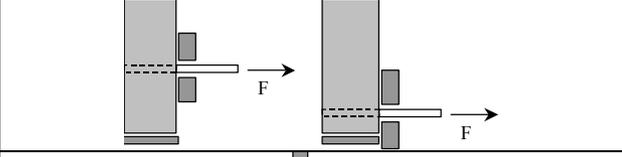
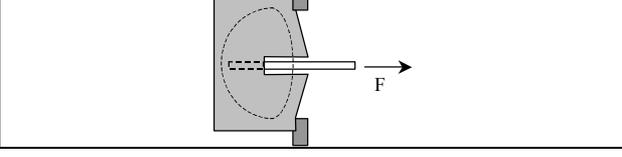
A.1	AUSZIEHVERSUCHE	1
A.1.1	Überblick über Ausziehversuchskörper	1
A.1.2	Betonrezepturen und Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfung	3
A.1.3	Herstellung der Probekörper	4
A.1.4	Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung der Ausziehversuche	7
A.1.5	Ergebnisse der Ausziehversuche	12
A.1.5.1	Versuchskennwerte	12
A.1.5.2	Verbundspannungs – Schlupf Beziehung ($\tau_b - s$ – Kurven)	23
A.1.5.3	Einfluss der Verbundlänge l_b	42
A.1.5.4	Bezogene Verbundspannungen $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Stabschlupf s / s_1	50
A.1.5.5	Einfluss des Stabdurchmessers d_f	54
A.1.5.6	Einfluss der Betonfestigkeit	57
A.1.5.7	Örtliche Verteilung der Stabspannungen und der Stabverschiebungen beim Einzelversuch AZ5-B25-C1-D12-L30	60
A.1.5.8	Auslastung der Bewehrungsstäbe	60
A.1.6	Vergleich der Versuchsergebnisse	63
A.1.7	Empirische Verteilungsdichte	65
A.1.8	Kolmogoroff-Smirnoff-Lilliefors-Anpassungstest der Teilerien AZ3-B45-HB (C55/65) und AZ3-B45-BSt 500S (C55/65)	68
A.2	DEHNKÖRPERVERSUCHE	69
A.2.1	Herstellung der Probekörper	69
A.2.2	Betonrezepturen und Betondruckfestigkeitsprüfung	69
A.2.3	Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung	70
A.2.4	Rissbilder der Dehnkörper	72
A.2.5	Rissbreiten und Rissabstände	73
A.2.6	Formänderung der Dehnkörper	75
A.2.7	Entwicklung der Betondehnungen	79
A.2.8	Empirische Verteilungsdichte der Rissabstände	81
A.3	BALKENVERSUCHE	82

A.3.1	Schal- und Bewehrungspläne	82
A.3.2	Ergebnisse der Betonprüfung	85
A.3.3	Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung der Balkenversuche (Kurzzeitversuch)	85
A.3.4	Ermittlung der Bemessungsmomente	90
A.3.5	Ermittlung der Rissmomente	92
A.3.6	Ergebnisse der Balkenversuche (Kurzzeitversuch)	93
A.3.6.1	Rissbilder	93
A.3.6.2	Rissbreiten und Rissabstände	99
A.3.6.3	Empirische Verteilungsdichte der Rissabstände	121
A.3.6.4	Formänderung der Versuchsbalken (Kurzzeitversuch)	126
A.3.6.5	Materialdehnungen der Versuchsbalken (Kurzzeitversuch)	129
A.3.7	Ergebnisse der Balkenversuche (Langzeitversuch)	130
A.3.7.1	Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung	130
A.3.7.2	Ergebnisse der Langzeitversuche	132
A.4	ERMITTLUNG DER RISSBREITE	138
A.4.1	Mittlere Verbundspannungen τ_{bm} auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes	138
A.4.2	Mittlere Verbundspannung τ_{bm} auf Grundlage der aus Ausziehversuchen abgeleiteten Verbundspannung $\tau_{b, sb=0,15mm}$	143
A.4.3	Vergleich der experimentell bestimmten und berechneten Rissbreiten	148

A.1 Ausziehversuche

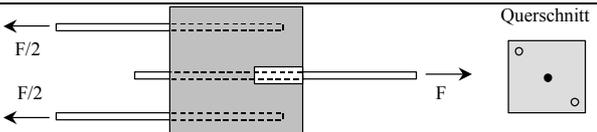
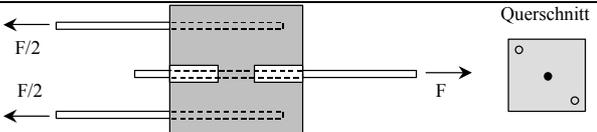
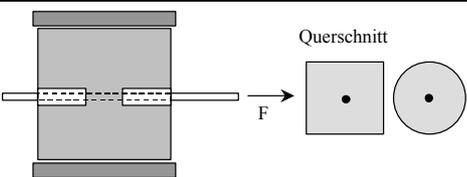
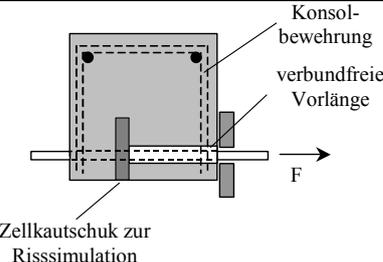
A.1.1 Überblick über Ausziehversuchskörper

Die in der Literatur verwendeten Ausführungsvarianten von Druck- und Zugausziehkörpern sind in Tafel A.1.1 und Tafel A.1.2 dargestellt.

Beschreibung	Druckausziehkörper	Einsatz in der Literatur
prismatischer oder zylindrischer Druckausziehkörper, Verbundlänge über die gesamte Bauteilhöhe		[abr1], [bac2], [emp1], [mai1], [mar3], [per1], [shi1], [unt1], [wat2],
RILEM-Körper prismatischer oder zylindrischer Druckausziehkörper, verbundfreie Vorlänge		[CEB2],[mar3], [sch4], [sch5], [sch6], [sor1], [sor2],
REHM-Körper prismatischer oder zylindrischer Druckausziehkörper, verbundfreie Vor- und Nachlänge		[mar3],[reh2], [reh3], [reh4], [tep1], [tep2],
konsolenartiger Ausziehkörper, verbundfreie Vorlänge		[dar1], [lut2], [lut3], [jan2]
prismatischer Zugausziehkörper, Verbundlänge über die schmale Bauteilhöhe		[los1], [tep3]
zylindrischer Druckausziehkörper, verbundfreie Vorlänge		[leo2]

Tafel A.1.1

Prinzipielle Ausführungsformen von Druckausziehkörpern

Beschreibung	Zugausziehkörper (ZAK)	Einsatz in der Literatur
prismatischer ZAK, Verbundlänge über die gesamte Bauteilhöhe		[kon1]
zylindrischer ZAK, Verbundlänge über die gesamte Bauteilhöhe		[abr1],
prismatischer ZAK, verbundfreie Vorlänge		[lut2], [lut3]
prismatischer ZAK, verbundfreie Vor- und Nachlänge		[lut2], [lut3], [mar3]
prismatischer bzw. zylindrischer ZAK, verbundfreie Vor- und Nachlänge		[gam1], [gam2]
prismatischer Druckausziehkörper mit Längszugspannungen des Betons im Verbundbereich, Konsolbewehrung, Rissimulation und verbundfreien Vorlänge		[eif1], [jan1], [sch4],[sch7],

Tafel A.1.2
Prinzipielle Ausführungsformen von Zugausziehkörpern

A.1.2 Betonrezepturen und Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfung

Die Betonrezepturen für die Ausziehversuchsprüfkörper sind für die anhand der Betondruckfestigkeitsprüfung festgestellten Betonfestigkeitsklassen in der Tabelle A.1.1 aufgeführt.

Versuchsserie	AZ1	AZ3, AZ4, AZ5	AZ3	AZ3
ausgewiesene Betondruckfestigkeit	C35/45 (kg / m ³)	C25/35 (kg / m ³)	C45/55 (kg / m ³)	C55/65 (kg / m ³)
Rheinkies sand 0/2mm	814	687	783	783
Rheinkies sand 2/8mm	425	1057	1202	1202
Rheinkies sand 8/16mm	531	-	-	-
Zement CEM I 42.5R	350	280	350	350
Wasser	171	182	168	140
Fließmittel	1,25	-	1,39	1,84
w/z-Wert	0,49	0,65	0,48	0,40

Tabelle A.1.1
Rezepturen der verwendeten Betone für 1m³

Anhand von 3 Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm je Fertigungsserie von 6 Ausziehkörpern wurde die Betondruckfestigkeit bestimmt. Die Mindest-, Maximal sowie die Mittelwerte dieser Prüfserien sowie die daraus abgeleitete Betondruckfestigkeitsklasse nach EC2 ist in der Tabelle A.1.2 aufgeführt.

Serie	ausgewiesene Betonfestigkeitsklasse		$\beta_{WN,150}$	$f_{ck,cube ISO}$	$f_{ck ISO}$	Klasse	E-Modul
			(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	EC2	(N/mm ²)
AZ1	C35/45	Min	51,0	45,1	35,1	C35/45	33500
		Max	54,6	46,9	36,9	C35/45	33500
		Mittelwert	52,1	45,6	35,6	C35/45	33500
AZ3	C25/30	Min	33,6	28,4	23,4	C20/25	29000
		Max	40,0	36,1	31,1	C30/37	32000
		Mittelwert	37,1	33,2	28,2	C25/30	30500
	C45/55	Min	61,2	53,8	43,8	C40/50	35000
		Max	62,8	57,1	47,1	C45/55	36000
		Mittelwert	61,9	55,0	45,0	C45/55	36000
	C55/65	Min	70,1	61,5	51,5	C50/60	37000
		Max	74,0	67,6	57,6	C55/65	37800
		Mittelwert	72,2	65,0	55,0	C55/65	37800
AZ4	C35/45	Min	35,2	31,0	26,0	C25/30	30500
		Max	37,3	33,4	28,4	C25/30	30500
		Mittelwert	36,8	32,9	27,9	C25/30	30500
AZ5	C35/45	-	35,2	31,0	26,0	C25/30	30500

Tabelle A.1.2
Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfung (Ausziehversuchsserien)

A.1.3 Herstellung der Probekörper

Für die Prüfkörperherstellung wurden spezielle, einzeln zerlegbare Schalformen verwendet, da die Bewehrungsstäbe durch die Schalwandung stoßen. Um eine verbundfreie Vor- und Nachlänge sicherzustellen, wurde beim Stabeinbau der Verbund zwischen Bewehrungsstab und Beton durch Hart-PVC-Hülsen aufgehoben. Zur Vermeidung des Eindringens von Beton in die Hüllrohre und folglich Störung der verbundfreien Bereiche wurden die Hohlstellen zwischen dem Bewehrungsstab und Hülse bzw. Hülse und Schalung mit Silikon abgedichtet. Um Einflüsse der verbundfreien Vorlänge auszuschließen, wurde diese bei allen Prüfkörper mit 60 mm konstant gehalten. Dies entspricht einer Empfehlung nach *Martin, Noakowski* [mar3]. Die Stäbe wurden entsprechend der Versuchsplanung mittig liegend, senkrecht zur Betonierichtung eingebaut. Zusätzlich wurden Betonprüfwürfel zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit je Fertigungsreihe (6 Ausziehprüfkörper) gefertigt. Von einer Wasserlagerung der Prüfkörper nach *DIN 1048, Teil 5* bzw. *ISO 2736-2* wurde abgesehen, da GFK-Stäbe zur Wasseraufnahme und zum Quellen neigen. Alle Prüfkörper wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und anschließend 7 Tage in Plastiktüten eingepackt. Anschließend folgte bis zur Prüfung eine Lagerung unter normalen Bedingungen bei 20 °C und 60...75 % Luftfeuchte.

Die bei den Ausziehversuchen verwendeten Bewehrungsmaterialien (ComBAR, Hughes Brothers und Betonstahl BSt 500 S) sind in Abb. A.1.1 dargestellt. Die Herstellung sowie die Lagerung in den ersten 7 Tagen nach der Fertigung der Ausziehkörper dokumentieren Abb. A.1.2 – Abb. A.1.5.

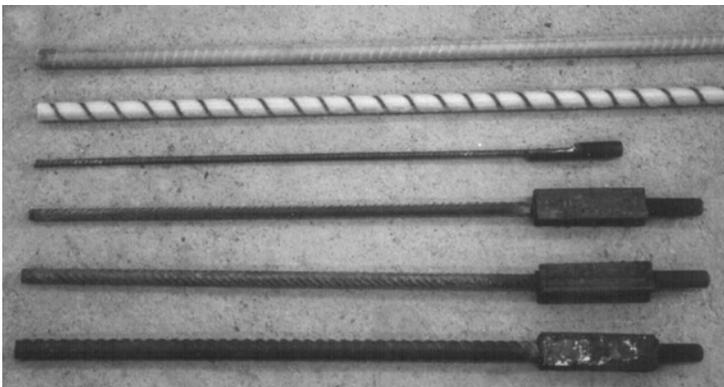


Abb. A.1.1
Bei den Ausziehversuchen verwendete Bewehrungsmaterialien

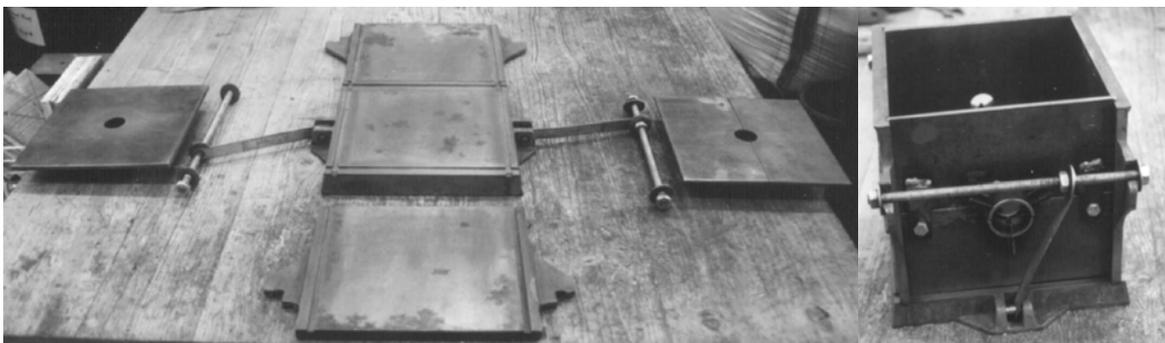


Abb. A.1.2
Zerlegbare 200er Schalform mit Lochplatten

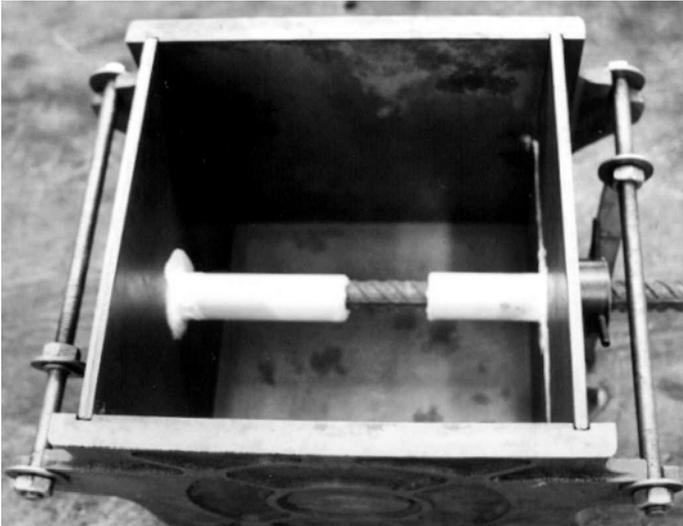


Abb. A.1.3
Schalung mit waagrecht eingebau-
tem Bewehrungsstab und PVC-
Hülsen zur Gewährleistung der
verbundfreien Vor- und Nachlänge
vor dem Betonieren

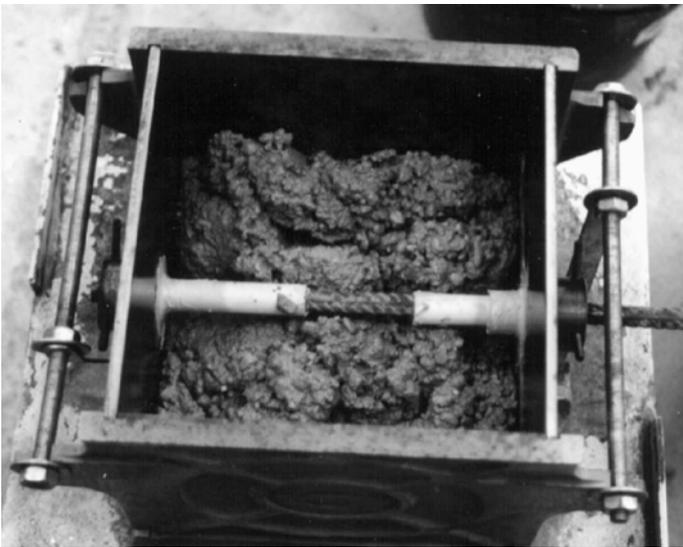


Abb. A.1.4
Schalung mit eingebautem
Bewehrungsstab beim Betonieren



Abb. A.1.5
Lagerung der Probekörper in-
nerhalb der ersten 7 Tage nach der
Herstellung

Zur Realisierung der Krafteinleitung werden üblicherweise bei Ausziehversuchen Klemm-Keilverbindungen verwendet. Hinsichtlich der geringen Querdruckfestigkeit der GFK-Stäbe ist hierbei ein vorzeitiges Versagen des Krafteinleitungsbereiches möglich. Um dies zu vermeiden, wurde eine Vergussverankerung für die durchgeführten Untersuchungen gewählt. Dabei wurden die Stäbe auf einer Länge von ca. 200 mm in Spannstahlgewindehülsen mit einem Innendurchmesser von 16 mm bzw. 24 mm mit Epoxydharz eingeklebt. Zur Krafterzeugung diente ein servo-hydraulischer Prüfzylinder. Dieser wurde über eine Gewindestange M16 mit dem Prüfkörper verbunden. Die kraftschlüssige Verbindung zwischen Gewindestange und Gewindehülse sowie die Ausgleicheung der Durchmesserunterschiede wurde durch eine Muffe und einer Langgewindemutter realisiert. Beim Betonstahl wurde die kraftschlüssige Verbindung über ein an den Stab angeschweißtes Gewindestück M16 realisiert (Abb. A.1.6 - Abb. A.1.7).



Abb. A.1.6
In Stahlgewindehülse eingeklebter GFK-Stab

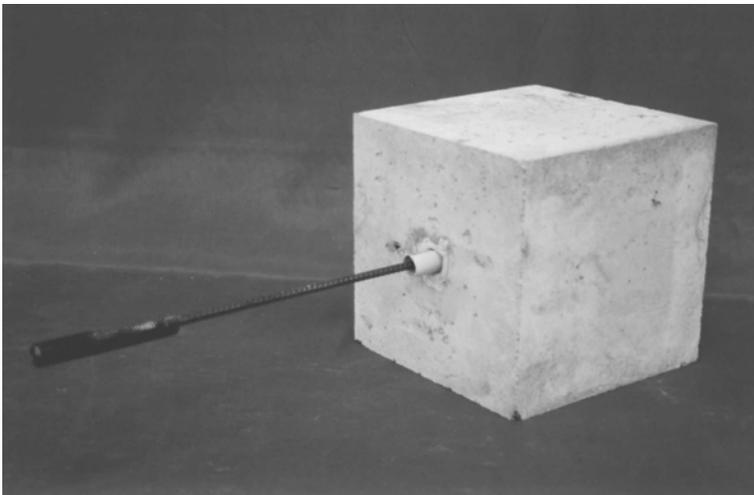


Abb. A.1.7
Versuchskörper mit am Betonstahl angeschweißtem Gewindestück

A.1.4 Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung der Ausziehversuche

In Abb. A.1.8 ist die Realisierung der kraftschlüssigen Verbindung zwischen dem Ausziehprüfkörper und des servohydraulischen Prüfzylinders dargestellt.

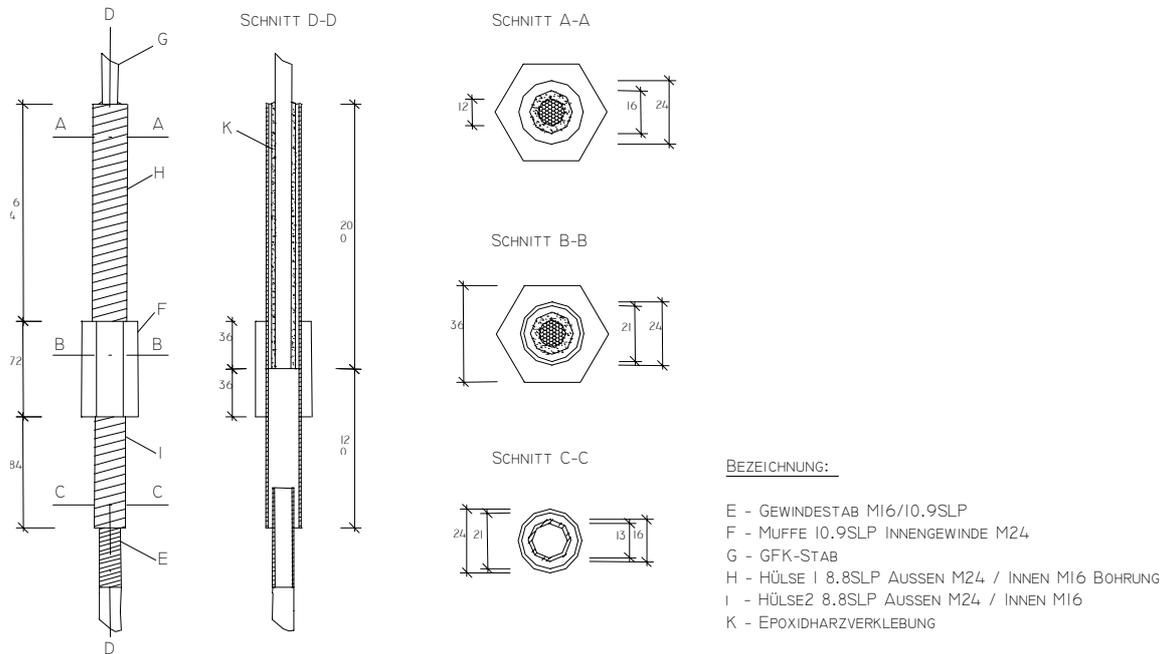


Abb. A.1.8
Detail: kraftschlüssiger Anschluss für GFK-Stäbe bei den Ausziehversuchen

Der prinzipielle Versuchsaufbau der Ausziehversuche ist in Abb. A.1.9 dargestellt. Abb. A.1.10 zeigt den an der Versuchstechnischen Einrichtung der Bauhaus-Universität Weimar realisierten Versuchsaufbau. Zur Lastverteilung der Auflagerkräfte der Prüfkörper auf die Querhäupter wurde eine Stahlplatte angeordnet. Zur Ausgleichung von Unebenheiten der Auflagerfläche der Probekörper diente eine Filzmatte.

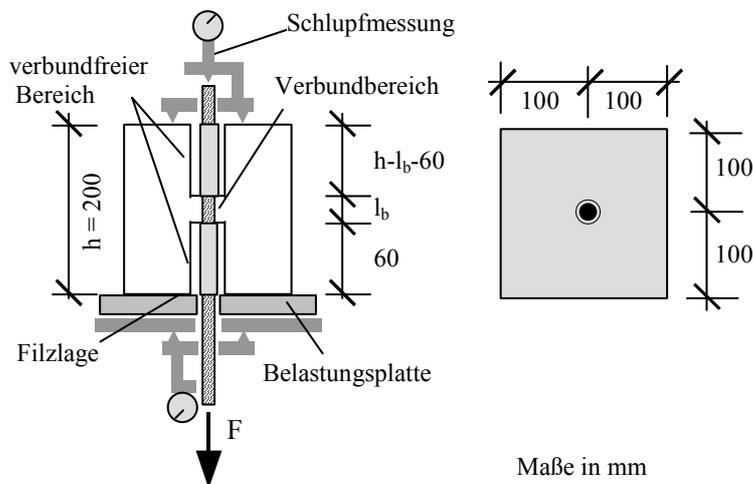


Abb. A.1.9
Versuchsaufbau der Ausziehversuche nach *REHM* [reh2]

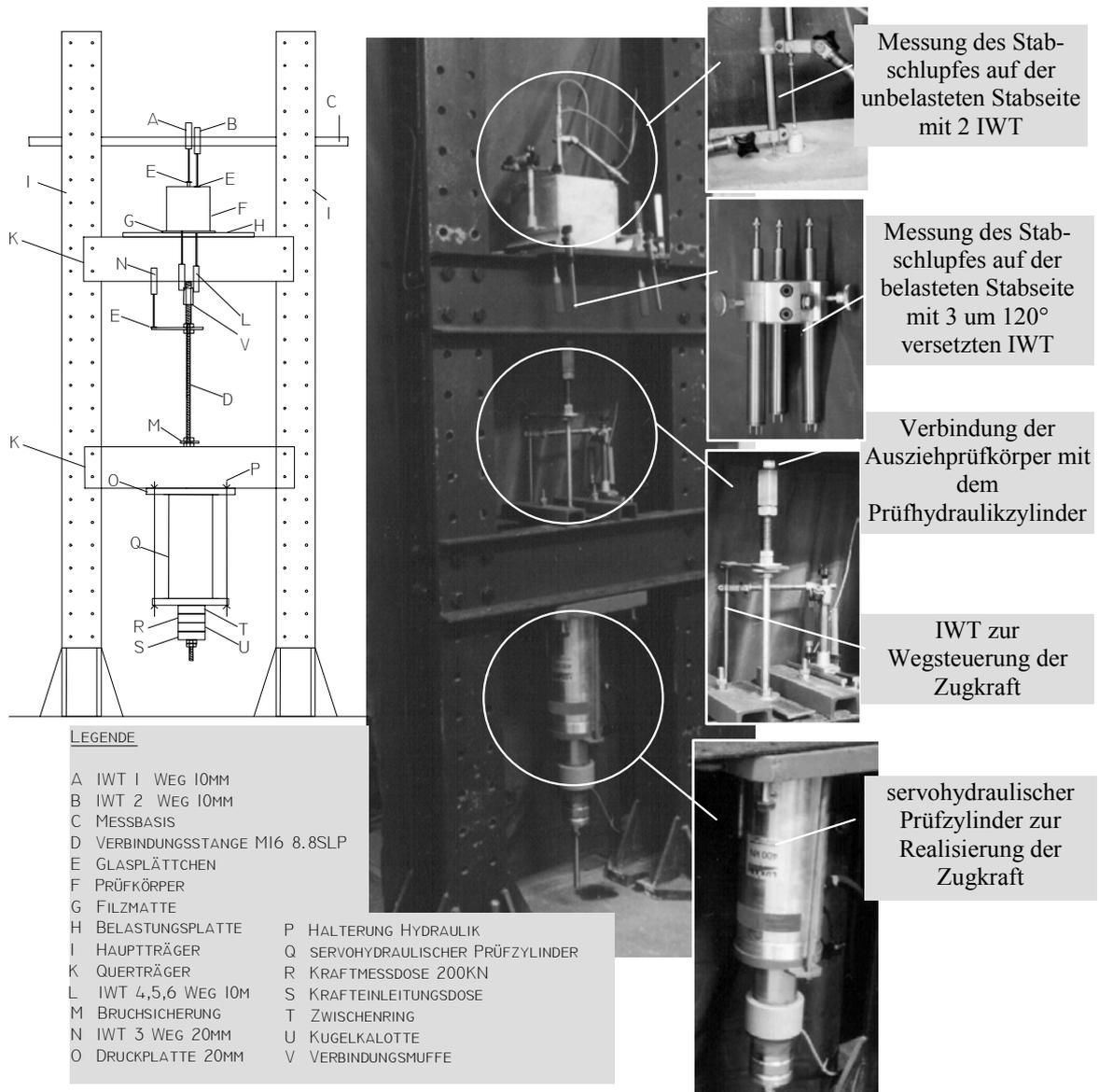


Abb. A.1.10

Realisierter Versuchsaufbau der Ausziehversuche an der Bauhaus-Universität Weimar

Bei der Versuchsserie AZ5 wurde eine Dehnmesskette (DMK) auf einen GFK-Bewehrungsstab (ComBAR C1) im geplanten Verbundbereich appliziert (Abb. A.1.11). Den zugehörigen Versuchsaufbau zeigt Abb. A.1.12.

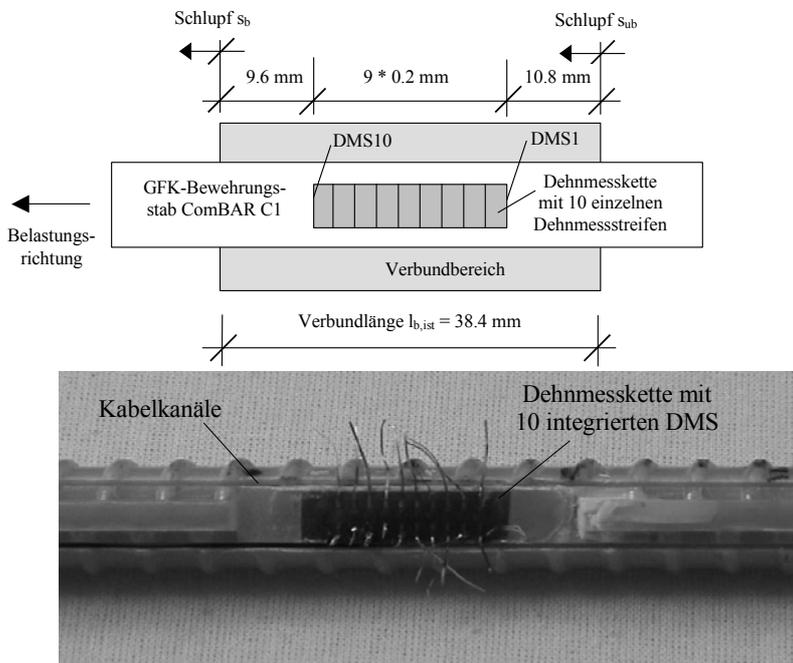


Abb. A.1.11
Anordnung der DMK bei der Versuchsserie AZ5

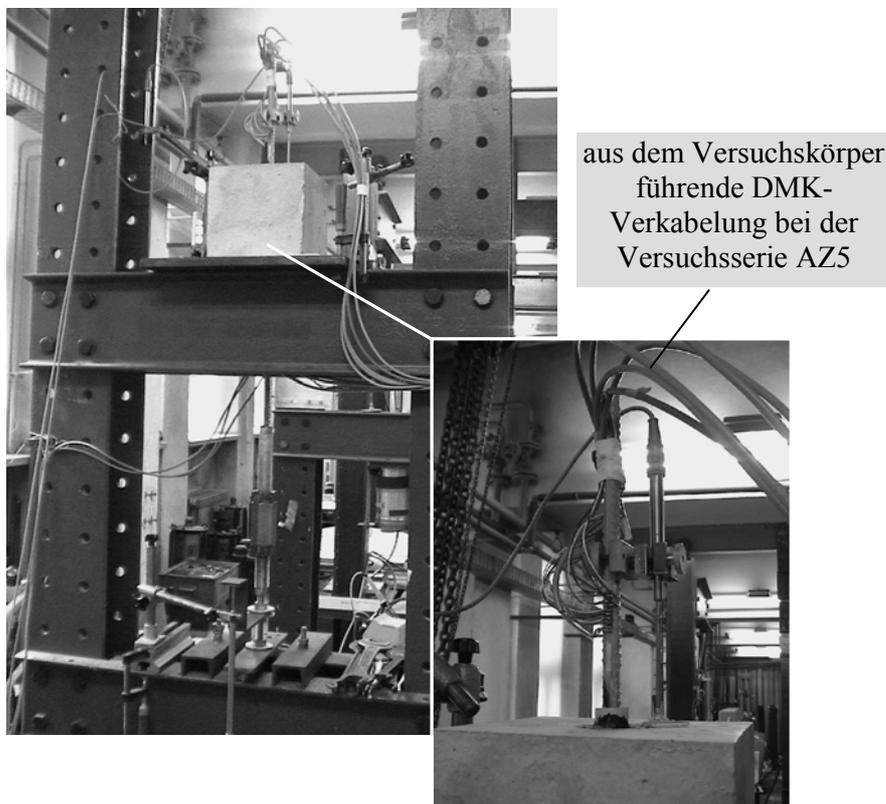


Abb. A.1.12
An der BUW realisierter Versuchsaufbau der Versuchsserie AZ5

Einen Überblick über die bei den Ausziehversuchen verwendete Messtechnik bestehend aus induktiven Wegaufnehmern (IWT) und Kraftmessdose (KMD) sowie deren Funktion ist in der Tabelle A.1.3 aufgeführt.

Bezeichnung	Messbereich	Genauigkeit	Messstelle / Aufgabe
IWT 1	10 mm	1/1000 mm	Stabverschiebung auf der unbelasteten Stabseite
IWT 2	10 mm	1/1000 mm	Betonverformung in Stabnähe auf der unbelasteten Stabseite
IWT 3	20 mm	1/2000 mm	Wegsteuerung
IWT 4	10 mm	1/1000 mm	Stabschlupf auf der belasteten Stabseite
IWT 5	10 mm	1/1000 mm	Stabschlupf auf der belasteten Stabseite
IWT 6	10 mm	1/1000 mm	Stabschlupf auf der belasteten Stabseite
KMD	200 kN	1/5 kN	Zugkraftmessung

Tabelle A.1.3

Übersicht über die bei den Ausziehversuchen verwendete Messtechnik

Die Belastungsregime der weggesteuerten Ausziehversuche der Versuchsserien AZ1 – AZ3 und AZ5 und der kraftgesteuerten Ausziehversuche der Versuchsserie AZ4 sind in den Abb. A.1.13 und Abb. A.1.14 dargestellt.

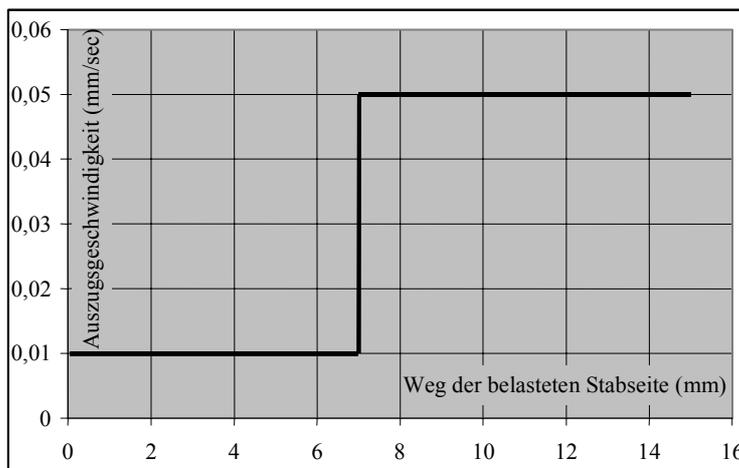


Abb. A.1.13
Belastungsregime der weggesteuerten Ausziehversuche

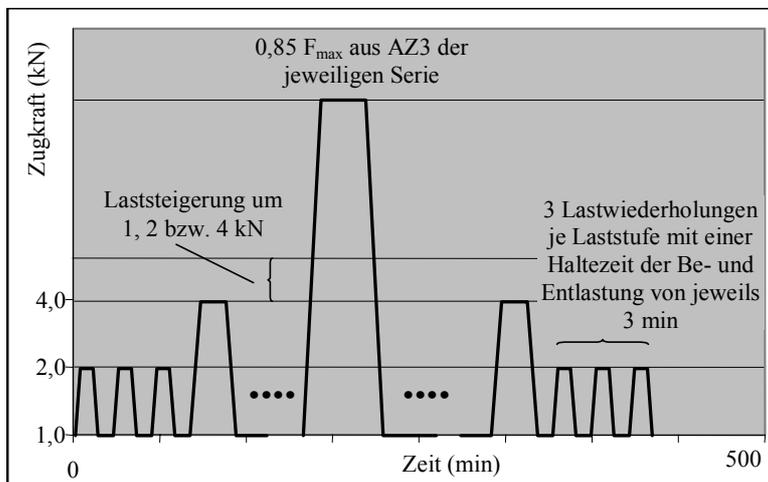


Abb. A.1.14
Belastungsregime der kraftgesteuerten Ausziehversuche

Ausziehversuchskörper der Vorversuchsserie AZ2

Die Versuchsserie AZ2 sollte klären, bei welcher Größenordnung der Auszugskraft ein Verbundversagen infolge Abscheren der GFK-Staboberflächenstruktur unabhängig vom Beton zu erwarten ist. Dafür wurden GFK-Stäbe (ComBAR C1 und C2) auf einer Länge von 15 mm mit Epoxydharz in Stahlhülsen vergossen (Abb. A.1.15). Aus diesen wurde der Bewehrungsstab anschließend weggesteuert kontinuierlich ausgezogen. Der Durchmesser der untersuchten GFK-Stäbe betrug 12 mm.

Die Krafteinleitung erfolgte über Stahlhülsen, in denen der GFK-Stab auf einer Länge von ca. 200 mm mit Epoxydharz eingeklebt wurde. Die Herstellung der Prüfkörper dokumentiert Abb. A.1.16. Die Ausziehversuche wurden an einer Zugprüfmaschine ZD40 der Versuchstechnischen Einrichtung der Bauhaus-Universität Weimar durchgeführt. Zur Messung des Relativverschiebung zwischen dem GFK-Stab und der Stahlhülle wurde ein induktiver Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 10 mm am unbelasteten Stabende appliziert. Die Wegsteuerung erfolgte durch einen ZD40 internen Wegaufnehmer. Die Auszugsgeschwindigkeit betrug konstant 0,01 mm/sec. Der Versuch wurde bei einem Stabauszug von 20 mm abgebrochen. Die Anordnung der Messtechnik bzw. der Versuchsaufbau ist in Abb. A.1.16 dargestellt.

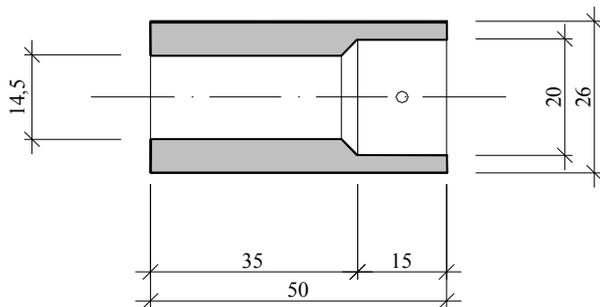


Abb. A.1.15
Stahlhülsen als Verbundkörper bei der Versuchsserie AZ2

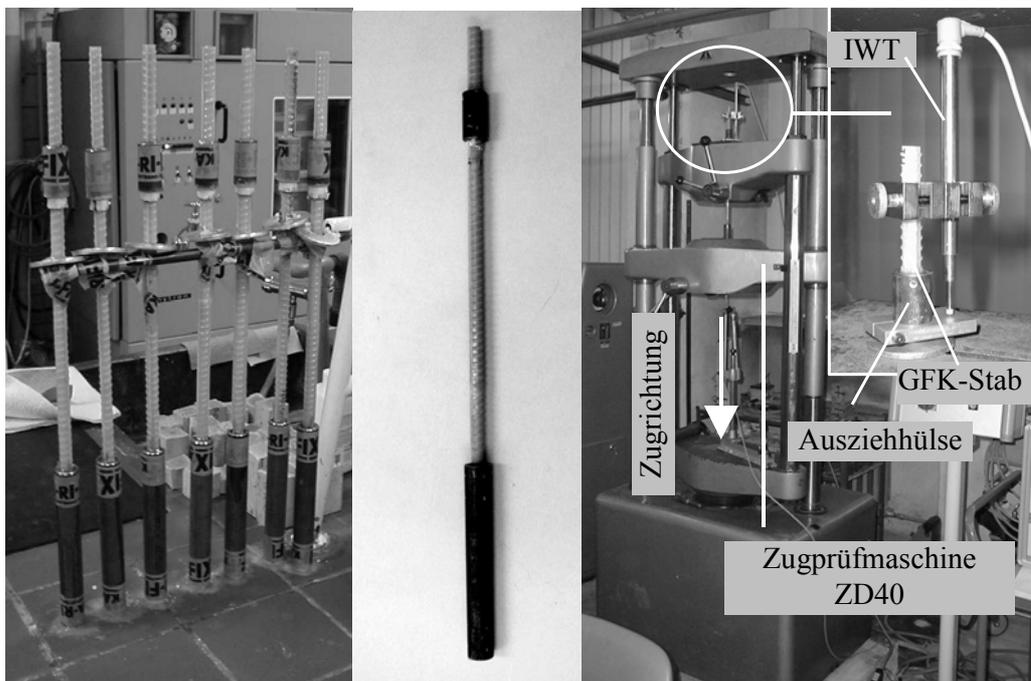


Abb. A.1.16
Einkleben der GFK-Stäbe in die Verankerungs- und Auszugshülsen; Versuchsaufbau der Ausziehversuchsserie AZ2

A.1.5 Ergebnisse der Ausziehversuche

A.1.5.1 Versuchskennwerte

A.1.5.1.1 Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ2

In Tabelle A.1.4 sind die einzelnen Versuchskennwerte und die Mittelwerte der Versuchsserie AZ2 (GFK-Stabauszug aus Kunstharz) aufgeführt.

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,f}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)
ComBAR C1	12	1,25d _t	1	0,66	11,63	17,89	21,02	21,40	0,16	0,50	1,20	0,66
			2	1,40	7,06	10,34	11,29	23,91	1,05	1,50	6,00	1,40
			3	2,65	4,44	6,22	8,18	27,26	1,20	1,70	2,50	2,65
			4	3,24	5,56	7,47	9,26	28,04	1,15	1,50	5,00	3,24
			Mittel	2,43	5,69	8,01	9,58	26,25	1,10	1,50	6,00	2,43
ComBAR C2	12	1,25d _t	1	2,83	6,46	8,69	8,86	22,10	1,40	2,00	7,00	2,83
			2	1,88	6,79	8,18	9,14	17,72	1,50	3,00	9,00	1,88
			3	2,75	3,32	5,49	7,51	23,58	2,00	4,00	7,50	2,75
			4	1,70	4,38	5,39	6,93	20,00	2,00	3,00	7,00	1,70
			Mittel	2,29	5,24	6,94	8,11	20,59	1,50	3,00	7,30	2,29

Tabelle A.1.4

Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ2 bezogen auf den Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite

A.1.5.1.2 Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ3

In Tabelle A.1.5 und Tabelle A.1.6 sind die einzelnen Versuchskennwerte und die Mittelwerte der Versuchsserie AZ3-B25 (C25/30) aufgeführt.

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,f}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)
ComBAR C1	12	1,5d _t	1	5,53	8,62	11,42	13,78	19,82	7,23	0,37	0,53	2,60
			2	9,25	10,35	11,33	12,14	13,68	2,40	0,45	0,77	5,40
			3	3,57	8,44	10,36	11,93	19,53	15,39	0,55	1,05	3,00
			Mittel	6,12	9,14	11,03	12,62	17,53	9,19	0,47	0,64	2,90
		3d _t	1	3,59	6,28	7,52	8,82	18,52	13,06	0,87	1,20	3,50
			2	4,69	7,81	10,14	12,13	19,22	7,55	0,70	1,00	10,00
			3	10,42	14,05	16,42	17,76	18,87	12,47	0,22	0,35	2,50
			4	12,57	14,15	15,28	16,12	18,18	6,17	0,40	0,72	3,50
			5	13,09	14,81	16,20	17,44	20,73	7,89	0,36	0,65	3,50
			6	5,77	7,67	9,48	10,98	17,42	6,35	0,65	1,00	8,00
		Mittel	8,35	10,80	12,51	13,87	18,13	10,03	0,50	0,80	3,50	
		5d _t	1	3,10	4,31	5,40	6,57	15,96	5,05	0,85	0,92	10,00
			2	7,05	9,56	11,52	13,00	19,35	7,56	0,67	0,85	10,00
			3	8,90	12,14	14,15	15,83	18,82	5,87	0,37	0,45	10,00
			Mittel	6,35	8,67	10,36	11,80	17,72	6,33	0,70	0,90	8,40

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	τ_{ub} (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub}=0,05 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub}=0,10 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub}=0,15 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,max}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,r}}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	
ComBAR C1	15	1,5d _r	1	2,80	6,78	8,16	9,09	11,21	4,68	0,47	0,55	8,20	
			2										
			3	4,62	6,88	7,79	8,39	9,55	2,08	0,40	0,46	6,70	
			Mittel	3,71	6,83	7,98	8,74	10,33	3,49	0,39	0,49	7,80	
		3d _r	1	3,95	4,57	4,98	5,35	9,17	3,81	1,45	1,65	6,10	
			2	6,82	9,16	10,23	11,16	13,82	9,41	0,54	0,60	8,20	
			3										
			4	9,66	10,74	11,27	11,77	12,19	3,55	0,20	0,33	6,25	
			5	0,11	2,20	3,15	4,11	12,30	4,49	1,00	1,45	5,00	
			6	11,43	12,96	13,95	14,25	14,29	0,00	0,15	0,22		
			Mittel	6,39	7,93	8,72	9,33	11,27	4,25	0,80	1,35	7,50	
		5d _r	1	6,61	11,68	12,82	13,21	13,82	5,58	0,22	0,38	7,70	
			2	5,33	5,99	6,63	7,22	11,62	3,58	0,88	1,00	7,25	
			3	4,67	6,12	7,65	9,00	12,67	4,04	0,50	0,65	5,75	
			Mittel	5,54	7,93	9,03	9,81	12,11	4,45	0,46	0,64	7,10	
ComBAR C2	9	1,5d _r	1	0,45	2,24	3,58	4,55	13,04	5,67	0,98	1,00	5,20	
			2										
			3										
			Mittel	0,45	2,24	3,58	4,55	13,04	5,67	0,98	1,00	5,20	
		3d _r	1	11,62	12,20	12,79	13,38	22,00	17,31	1,00	1,20	5,40	
			2										
			3	3,10	5,34	6,70	7,75	18,62	9,08	1,20	1,40	7,50	
			4	0,74	2,65	3,93	5,16	15,99	1,08	1,20	1,50	4,50	
			5	10,78	12,70	14,08	15,21	22,70	7,60	0,95	1,30	5,20	
			6	0,60	2,70	4,22	6,00	17,85	4,65	0,96	1,30	4,30	
		Mittel	5,37	7,12	8,35	9,50	19,33	8,46	0,95	1,37	5,50		
		5d _r	1	1,73	3,68	4,96	6,00	17,54	4,61	1,30	1,60	7,10	
	2		0,20	2,22	3,01	3,67	11,76	3,28	1,20	1,70	7,40		
	3		1,82	2,57	3,06	3,48	13,41	3,98	1,50	1,90	7,00		
	Mittel		1,25	2,82	3,68	4,38	14,17	4,01	1,35	1,90	7,30		
	12	1,5d _r	1	7,93	10,11	12,18	13,96	23,51	19,22	1,80	2,40	4,20	
			2	5,22	6,74	8,15	9,29	16,23	5,98	0,85	1,00	4,80	
			3	9,82	12,75	14,77	16,42	25,77	19,24	1,00	1,30	3,60	
			Mittel	7,66	9,87	11,70	13,22	21,40	15,55	0,90	1,10	4,20	
		3d _r	1	0,79	2,86	4,18	5,47	16,25	9,61	0,98	1,22	6,20	
			2	2,88	4,56	6,82	7,94	15,84	6,69	0,97	1,25	7,00	
			3										
			4	6,15	7,47	8,51	9,41	15,96	5,82	0,80	1,40	6,00	
			5	5,07	7,05	8,48	9,78	19,29	8,06	0,75	1,20	5,50	
6			4,72	5,98	7,02	7,97	15,73	4,65	0,75	1,10	5,00		
Mittel		3,92	5,58	7,00	8,11	16,58	7,36	0,85	1,15	6,00			
5d _r		1	3,26	4,87	6,02	6,98	12,25	4,97	0,70	1,50	7,90		
	2	1,80	3,09	4,34	5,48	14,91	4,59	1,20	1,65	6,25			
	3	10,53	12,48	13,87	14,98	20,19	10,39	1,48	1,55	5,90			
	Mittel	5,20	6,81	8,08	9,15	15,73	6,92	1,00	1,64	6,00			
Hughes Brothers	6	1,5d _r	1	0,85	3,90	5,25	6,10	6,62	3,23	0,23	0,25	3,10	
			2	0,06	3,12	5,15	6,06	7,51	3,27	0,35	0,46	8,40	
			3										
			Mittel	0,46	3,51	5,20	6,08	6,89	4,05	0,33	0,45	3,50	
		3d _r	1										
			2	1,24	3,34	4,24	4,81	6,75	2,65	0,93	1,30	10,00	
			3	0,76	7,21	7,81	7,92	8,24	3,04	0,28	0,39	10,00	
			4	4,96	7,16	8,46	9,13	10,45	6,22	1,10	1,70	10,00	
			5	2,89	4,72	5,15	5,47	6,04	3,50	0,96	1,10	10,00	
			6	4,48	7,55	9,51	10,51	12,34	5,77	1,10	1,50	10,00	
		Mittel	2,87	5,99	7,04	7,57	8,43	4,37	0,39	0,49	10,00		
		5d _r	1	0,40	3,28	3,50	3,76	6,44	4,98	1,30	2,00	7,40	
			2	0,72	4,91	5,30	5,53	6,56	5,11	0,50	0,80	6,10	
			3	2,14	3,76	3,87	4,30	7,17	4,70	1,80	3,20	8,70	
			Mittel	1,09	3,98	4,22	4,53	6,37	5,07	0,80	2,25	8,70	

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	τ_{ub} (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,r}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)		
Hughes Brothers	9	1,5d _r	1	5,54	11,26	11,88	12,41	12,58	2,24	0,22	0,27	10,00		
			2											
			3											
			Mittel	5,54	11,26	11,88	12,41	12,58	2,24	0,22	0,27	10,00		
		3d _r	1											
			2	5,51	6,95	7,37	7,60	10,41	7,51	0,40	1,30	5,50		
			3	11,53	12,31	12,59	12,92	14,25	8,79	0,60	1,50	10,00		
			4	12,39	13,43	14,15	14,65	16,19	12,14	0,80	1,60	4,50		
			5	5,43	6,48	7,27	7,94	12,26	10,38	0,96	2,50	10,00		
			6	2,64	4,49	5,72	6,56	11,11	7,11	1,00	2,50	6,00		
			Mittel	7,50	8,73	9,42	9,93	12,20	9,19	0,94	2,00	5,50		
			5d _r	1	1,99	3,35	3,59	3,79	9,99	3,97	6,90	7,50	10,00	
	2	2,90		4,48	4,99	5,37	10,75	6,73	5,80	6,20	10,00			
	3	2,31		3,63	3,79	4,02	8,87	4,93	5,90	6,20	10,00			
	Mittel	2,40		3,82	4,12	4,40	9,76	5,21	6,40	6,70	10,00			
	12	1,5d _r	1	5,15	7,10	7,33	7,42	8,94	5,02	1,00	2,60	10,00		
			2											
			3	0,93	5,12	5,89	6,29	7,47	4,69	0,65	2,30	10,00		
			Mittel	3,04	6,11	6,61	6,86	8,20	4,95	0,80	2,25	10,00		
		3d _r	1	5,60	6,35	6,97	7,44	12,78	9,47	2,20	4,60	10,00		
			2	2,13	3,83	3,86	4,00	8,82	6,10	4,00	6,00	10,00		
			3	2,99	4,48	4,64	4,91	11,03	9,26	4,00	7,00	10,00		
			4											
			5	3,77	4,12	4,73	5,31	12,86	11,93	4,60	8,70	10,00		
			6	4,76	5,31	5,71	6,02	13,30	9,88	3,60	6,80	10,00		
			Mittel	3,85	4,82	5,18	5,53	11,56	8,28	4,00	6,50	10,00		
			5d _r	1	5,39	5,89	6,20	6,45	11,50	8,96	4,60	6,50	10,00	
	2	6,70		7,08	7,43	7,74	12,02	8,65	2,70	6,50	10,00			
	3	7,84		7,89	7,97	8,09	12,59	9,00	3,70	5,80	10,00			
	Mittel	6,64		6,95	7,20	7,43	11,96	8,87	3,50	6,20	10,00			
	16	1,5d _r	1											
			2	4,34	5,66	6,23	6,68	9,69	6,81	0,90	1,75	6,80		
			3	3,99	6,68	7,69	8,06	9,08	8,27	0,60	0,72	3,00		
			Mittel	4,17	6,17	6,96	7,37	9,17	7,49	0,70	1,85	6,40		
		3d _r	1											
			2	5,26	7,24	8,05	8,60	11,61	9,91	1,90	10,00	10,00		
			3	4,13	6,55	7,94	8,77	11,08	8,27	0,55	10,00	10,00		
			4	4,29	4,69	4,97	5,24	10,82	7,45	5,30	7,10	9,50		
			5	4,71	5,06	5,38	5,64	10,21	7,44	5,80	7,50	9,30		
			6											
			Mittel	4,60	5,88	6,59	7,06	9,61	8,25	5,30	8,50	10,00		
			5d _r	1	2,84	2,83	2,92	2,98	4,48	3,35	3,50	10,00	10,00	
	2	3,79		3,74	3,77	3,81	5,04	4,17	1,60	10,00	10,00			
	3	4,11		4,35	4,42	4,46	4,98	4,69	1,00	10,00	10,00			
	Mittel	3,58		3,64	3,70	3,75	4,83	4,07	2,60	10,00	10,00			
	Betonstahl BSt 500S	6	1,5d _r	1										
				2	1,25	4,49	5,92	6,62	7,50	0,11	0,30	0,84	4,70	
				3	1,41	4,50	5,35	6,23	9,39	0,42	0,56	0,90	4,80	
Mittel				1,33	4,49	5,63	6,43	8,41	0,33	0,62	0,87	4,80		
3d _r			1											
			2	0,57	1,77	2,40	2,89	4,64	0,37	0,64	0,90	3,80		
			3	0,42	1,97	2,69	3,18	5,33	0,38	0,60	0,90	3,50		
			4	2,07	3,01	3,38	3,72	4,76	0,49	0,38	1,20	3,50		
			5											
			6	0,42	3,34	3,74	4,11	4,72	0,45	0,27	0,60	3,50		
			Mittel	0,87	2,52	3,05	3,47	4,77	0,44	0,50	0,90	3,50		
			5d _r	1	0,61	1,36	1,76	2,02	4,29	0,53	0,82	1,30	4,00	
2														
3	0,41	1,29		1,66	2,16	4,48	0,38	0,60	1,00	4,50				
Mittel	0,51	1,33		1,71	2,09	4,35	0,47	0,80	1,30	4,00				

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	τ_{ub} (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,r}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	
Betonstahl BST 500S	10	1,5d _r	1	1,19	3,33	4,36	5,20	11,34	1,27	0,73	1,70	6,00	
			2	8,69	10,04	11,07	11,88	14,72	3,23	0,50	1,00	9,00	
			3	2,35	3,87	5,13	6,12	9,13	1,34	0,69	1,50	6,00	
			Mittel	4,08	5,75	6,86	7,73	11,69	2,12	0,70	1,10	7,00	
		3d _r	1	6,04	9,12	10,94	12,34	21,09	4,87	1,00	2,00	7,00	
			2										
			3	5,78	7,70	9,46	10,97	20,15	5,80	0,95	1,72	6,00	
			4										
			5	5,46	7,40	8,68	9,62	13,98	2,90	0,90	2,50	6,00	
			Mittel	4,62	7,04	8,49	9,61	15,83	4,06	0,95	1,90	6,50	
		5d _r	1	3,49	3,90	4,21	4,50	11,70	2,17	1,20	2,00	6,00	
			2	5,15	6,24	7,11	7,84	12,61	3,06	0,85	1,60	6,30	
	3		7,16	8,32	9,34	10,23	15,95	4,21	0,90	1,20	8,00		
	Mittel		5,27	6,15	6,89	7,52	13,28	3,16	0,83	1,45	6,00		
	12	1,5d _r	1	0,04	1,12	2,20	2,97	4,41	0,28	0,50	0,91	8,40	
			2	0,43	2,85	3,23	3,36	6,04	0,21	0,95	1,10	6,90	
			3	0,87	2,55	3,10	3,52	4,96	0,71	0,87	1,50	6,80	
			Mittel	0,45	2,17	2,84	3,28	5,08	0,45	0,87	1,35	7,00	
		3d _r	1	8,06	9,02	9,79	10,35	13,10	11,05	0,79	2,00	6,00	
			2	10,11	11,00	11,71	12,28	15,43	3,69	0,90	1,50	6,50	
			3	4,87	5,65	6,09	6,48	7,86	1,66	0,50	2,00	6,00	
			4										
			5	10,99	12,68	13,85	14,68	17,76	11,69	1,38	2,00	5,00	
			Mittel	7,41	8,65	9,50	10,15	13,02	6,55	0,95	1,70	6,00	
		5d _r	1	0,17	2,09	2,54	3,04	8,51	2,22	0,43	0,85	6,50	
			2	1,52	2,19	2,50	2,72	9,37	2,09	0,95	1,50	6,50	
	3		7,00	7,51	7,83	8,20	10,04	2,76	0,53	2,00	5,50		
	Mittel		2,90	3,93	4,29	4,65	9,12	2,39	0,75	1,50	6,50		
	16	1,5d _r	1										
			2	10,40	11,40	12,09	12,49	15,61	1,81	1,65	3,30	9,00	
			3	0,30	8,11	9,09	9,39	16,52	10,83	2,70	4,00	6,50	
			Mittel	5,35	9,75	10,59	10,94	15,75	6,54	2,10	3,50	7,00	
		3d _r	1										
			2	4,82	7,90	9,12	9,96	17,55	6,71	1,30	2,20	10,00	
			3										
			4	2,40	3,08	4,52	5,86	18,44	5,41	2,00	2,50	10,00	
			5	7,13	7,81	8,53	9,37	19,48	5,75	1,50	2,20	10,00	
			Mittel	3,60	5,73	7,15	8,42	18,37	5,57	1,50	2,30	10,00	
		5d _r	1	9,89	10,46	11,02	11,49	15,66	5,03	1,10	2,00	8,20	
			2										
	3												
	Mittel		9,89	10,46	11,02	11,49	15,66	5,03	1,10	2,00	8,20		

Tabelle A.1.5

Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ3-B25 (C25/30) bezogen auf den Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	τ_{ub} (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub}, S_{\text{ub}}=0,05 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub}, S_{\text{ub}}=0,10 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub}, S_{\text{ub}}=0,15 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,max}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,r}}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	
ComBAR C1	12	3d _r	4	1,91	4,39	6,38	8,23	18,18	6,19	0,75	1,05	3,50	
			5	2,28	7,43	10,03	11,97	20,73	7,89	0,60	0,90	3,50	
			6	0,59	3,55	5,20	6,69	17,42	6,28	0,90	1,20	6,50	
			Mittel	1,59	5,13	7,20	8,96	18,64	7,72	0,70	1,10	3,50	
	15	3d _r	4	0,95	4,82	7,17	8,84	12,19	3,59	0,40	0,52	6,25	
			5	0,47	2,30	3,12	3,97	12,30	4,48	1,00	1,45	5,00	
			6	1,13	6,30	8,94	10,83	14,29	0,00	0,34	0,45		
			Mittel	0,85	4,47	6,41	7,88	11,73	4,13	0,50	1,30	7,50	
ComBAR C2	9	3d _r	4	0,57	2,13	3,29	4,32	15,99	1,08	1,20	1,50	4,00	
			5	3,72	8,96	11,25	12,85	22,70	7,60	1,10	1,35	5,20	
			6	0,51	2,13	3,33	4,53	17,85	4,67	0,98	1,30	4,30	
			Mittel	1,60	4,41	5,95	7,23	18,76	4,58	1,00	1,40	4,50	
	12	3d _r	4	0,99	3,64	5,13	6,29	15,96	5,86	1,10	1,70	6,00	
			5	2,97	5,21	6,88	8,20	19,29	8,06	0,90	1,40	5,50	
			6	0,63	3,06	4,34	5,33	15,73	4,65	1,00	1,35	5,00	
			Mittel	1,53	3,97	5,45	6,60	16,98	6,34	1,00	1,40	5,50	
Hughes Brothers	6	3d _r	4	5,24	7,39	8,61	9,16	10,45	6,21	1,35	1,42	5,70	
			5	2,56	4,72	5,19	5,47	6,04	3,50	0,95	1,05	6,40	
			6	5,15	7,96	9,65	10,62	12,34	5,77	1,15	1,45	8,50	
			Mittel	4,32	6,69	7,82	8,42	9,54	5,34	1,05	1,42	7,60	
	9	3d _r	4	7,29	10,83	12,47	13,48	16,19	12,37	0,80	1,30	7,00	
			5	1,57	4,57	5,79	6,72	12,26	10,38	0,96	2,00		
			6	1,74	3,90	5,15	6,10	11,11	7,11	1,00	1,35	5,70	
			Mittel	3,53	6,43	7,81	8,76	12,60	9,96	0,96	1,50	6,00	
	12	3d _r	4										
			5	1,98	3,88	4,23	4,75	12,86	11,97	4,70	8,50	10,00	
			6	2,24	4,22	4,74	5,24	13,30	10,08	3,50	6,50	10,00	
			Mittel	2,11	4,05	4,48	5,00	12,96	11,03	4,30	7,00	10,00	
	16	3d _r	4	0,77	3,77	4,41	4,73	10,82	7,31	6,70	7,10	9,50	
			5	0,86	3,94	4,52	4,87	10,21	6,94	4,10	5,00	10,00	
			6										
			Mittel	0,81	3,85	4,46	4,80	10,11	7,57	5,40	6,60	10,00	
Betonstahl BST 500S	6	3d _r	4	1,27	2,69	3,17	3,54	4,76	0,49	0,50	0,90	3,60	
			5										
			6	0,92	3,23	3,73	4,09	4,72	0,45	0,30	0,60	3,50	
			Mittel	1,10	2,96	3,45	3,82	4,71	0,48	0,40	0,75	3,50	
	10	3d _r	4	0,13	1,68	2,59	3,47	7,10	1,40	1,00	1,90	4,50	
			5										
			6	0,12	2,25	3,46	4,38	8,74	1,82	1,10	1,20	5,50	
			Mittel	0,12	1,96	3,02	3,92	7,85	1,66	1,10	2,70	5,10	
	10	3d _r	4										
			5	0,72	6,20	8,73	10,68	17,76	11,69	0,75	2,70	5,00	
			6	0,19	2,43	4,00	5,07	11,45	3,14	1,00	1,70	6,30	
			Mittel	0,45	4,32	6,37	7,88	14,48	7,67	1,00	2,10	6,00	
	16	3d _r	4	0,24	2,31	2,18	3,11	18,44	5,45	2,00	3,00	8,50	
			5	1,59	6,25	6,92	7,51	19,48	5,72	1,10	2,20	6,40	
			6	0,28	2,23	3,65	5,29	18,24	4,34	1,00	2,50	8,20	
			Mittel	0,70	3,59	4,25	5,31	18,45	4,89	1,40	2,10	8,00	

Tabelle A.1.6

Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ3-B25 (C25/30) bezogen auf den Stabschlupf s_b auf der belasteten Stabseite

A.1 Ausziehversuche

In Tabelle A.1.7 und Tabelle A.1.8 sind die einzelnen Versuchskennwerte und die Mittelwerte der Versuchsserie AZ3-B45 (C45/55) aufgeführt.

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S_{ub}=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S_{ub}=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S_{ub}=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,r}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	
ComBAR C1	12	3d _r	4	14,92	17,07	17,47	17,39	17,47	6,02	0,06	0,24	1,70	
			5	17,84	18,90	19,56	19,54	19,62	6,91	0,08	0,20	1,70	
			6	13,59	16,69	17,92	18,52	19,13	18,05	0,20	0,30		
			Mittel	15,45	17,56	18,32	18,49	18,52	6,47	0,12	0,24	1,50	
	15	3d _r	4										
			5	14,96	15,40	15,38	15,35	15,41	10,73	0,03	0,40	1,00	
			6	12,41	13,95	14,60	14,74	14,74	4,87	0,10	0,25	1,50	
			Mittel	13,68	14,68	14,99	15,04	15,04	4,87	0,08	0,22	1,50	
ComBAR C2	9	3d _r	4	8,81	12,47	14,91	16,68	25,08		0,74	0,86		
			5	10,19	13,36	15,27	16,75	24,68		0,67	0,89		
			6	9,88	12,50	13,74	14,85	20,06	4,59	0,75	0,96	4,60	
			Mittel	9,63	12,78	14,64	16,09	23,26	4,59	0,75	0,85	5,30	
	12	3d _r	4										
			5	11,94	14,70	16,63	18,09	22,72	9,54	0,73	1,10	3,60	
			6	6,53	9,24	11,23	12,27	17,71	11,11	0,66	0,87	3,90	
			Mittel	9,24	11,97	13,93	15,18	20,18	10,70	0,60	0,90	3,80	
Hughes Brothers	6	3d _r	4	14,93	17,06	18,18	18,70	18,78	15,40	0,15	0,60	1,90	
			5	8,30	11,15	12,56	13,22	14,49	9,52	0,55	0,99	5,80	
			6	7,51	11,33	13,14	14,21	15,28	10,04	0,26	0,42	2,70	
			Mittel	10,24	13,18	14,63	15,38	15,96	12,17	0,34	0,69	5,60	
	9	3d _r	4	10,66	12,28	13,26	13,81	15,40	8,21	0,93	1,40	10,00	
			5	7,30	9,39	10,55	11,44	17,04	11,99	3,60	4,10	10,00	
			6	8,94	10,39	11,59	12,47	19,26	12,78	5,60	3,30	10,00	
			Mittel	8,96	10,69	11,80	12,57	16,38	10,99	2,60	3,40	10,00	
	12	3d _r	4	15,17	17,41	18,80	19,53	21,13	19,86	0,45	2,00	8,50	
			5	15,50	16,02	16,25	16,34	16,35	10,35	0,18	0,53	9,80	
			6	13,14	14,80	15,75	16,23	16,68	14,29	2,50	3,50	8,60	
			Mittel	14,60	16,08	16,93	17,37	17,78	14,92	0,34	0,66	9,50	
	16	3d _r	4	9,22	10,03	10,47	10,73	11,65	11,32	1,00	1,60	10,00	
			5	6,44	7,32	7,89	8,30	10,30	9,33	1,00	10,00	10,00	
			6	7,84	8,88	9,65	10,17	12,33	11,57	2,00	9,00	10,00	
			Mittel	7,83	8,74	9,34	9,73	11,37	10,81	1,35	9,00	10,00	

Tabelle A.1.7

Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ3-B45 (C45/55) bezogen auf den Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	τ_{ub} (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{ps,sub=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,r}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	
ComBAR C1	12	3d _r	4	0,32	4,61	8,86	12,58	17,47	6,02	0,28	0,37	2,40	
			5	2,52	8,88	13,25	16,18	19,62	6,90	0,27	0,50	1,70	
			6	0,52	5,41	9,61	13,00	19,14	18,76	0,36	0,51		
			Mittel	1,12	6,30	10,57	13,92	18,60	6,48	0,28	0,51	1,50	
	15	3d _r	4										
			5	0,72	6,29	9,78	12,30	15,40	11,75	0,24	0,51		
			6	0,71	5,43	8,79	11,25	14,74	4,86	0,28	0,49	3,00	
			Mittel	0,72	5,86	9,28	11,78	15,05	4,86	0,23	0,61	2,50	
ComBAR C2	9	3d _r	4	1,27	6,35	10,57	13,56	25,08		0,79	0,91		
			5	1,83	7,09	11,32	14,00	24,67		0,78	0,96		
			6	2,26	7,50	10,57	12,82	20,06	4,59	0,87	1,05	4,70	
			Mittel	1,79	6,98	10,82	13,46	23,24	4,59	0,83	0,93	4,70	
	12	3d _r	4										
			5	1,17	4,50	7,74	10,70	22,71	9,54	0,93	1,35	5,30	
			6	0,45	2,99	5,43	7,60	17,71	11,11	0,81	1,05	5,00	
			Mittel	0,81	3,74	6,59	9,15	20,16	10,63	0,85	1,10	5,00	
Hughes Brothers	6	3d _r	4	12,02	16,28	17,67	18,54	18,82	15,38	0,20	0,60	1,90	
			5	6,75	10,82	12,48	13,11	14,49	9,45	0,55	0,99	5,70	
			6	7,45	10,99	12,93	14,07	15,28	10,08	0,26	0,42	2,70	
			Mittel	8,74	12,70	14,36	15,24	15,96	12,19	0,34	0,69	5,60	
	9	3d _r	4	4,38	9,30	11,47	12,74	15,41	8,22	0,93	1,40	10,00	
			5	3,29	7,00	9,07	10,29	17,03	11,98	3,60	4,10	10,00	
			6	5,30	8,55	10,18	11,44	19,29	12,72	2,60	3,30	10,00	
			Mittel	4,32	8,28	10,24	11,49	16,40	10,97	2,60	3,40	10,00	
	12	3d _r	4	4,82	11,50	14,73	16,77	21,14	19,89	0,57	2,30	8,50	
			5	4,50	11,25	13,71	14,96	16,35	10,48	0,34	0,74	9,90	
			6	4,70	10,12	12,65	14,30	16,68	14,31	2,50	3,80	8,60	
			Mittel	4,67	10,96	13,70	15,34	17,80	14,96	0,47	0,75	9,00	
	16	3d _r	4	0,26	4,57	6,55	7,88	11,65	10,77	0,50	10,00	10,00	
			5	0,70	4,32	5,70	6,68	10,27	8,79	1,00	10,00	10,00	
			6	0,65	5,44	7,21	8,26	12,31	10,88	2,10	10,00	10,00	
			Mittel	0,54	4,78	6,49	7,61	11,38	10,28	1,00	10,00	10,00	

Tabelle A.1.8

Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ3-B45 (C45/55) bezogen auf den Stabschlupf s_b auf der belasteten Stabseite

In Tabelle A.1.9 und Tabelle A.1.10 sind die einzelnen Versuchskennwerte und die Mittelwerte der Versuchsserie AZ3-B45 (C55/65) aufgeführt.

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	τ_{ub} (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub} = 0,05 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub} = 0,10 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub} = 0,15 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,max}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,r}}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	
ComBAR CI	12	1,5d _r	1	4,33	16,40	21,06	23,21	24,36	9,43	0,20	0,40	1,25	
			2	15,76	21,15	22,85	22,58	22,88	12,69	0,10	0,15	1,00	
			3	17,73	22,43	23,41	23,71	23,75	8,76	0,15	0,35	2,00	
			Mittel	12,61	19,99	22,44	23,17	23,21	10,58	0,15	0,30	1,42	
		3d _r	1	21,20	22,69	23,28	23,57	23,60	11,79	0,16	0,17	0,90	
			2	21,14	22,64	23,59	24,11	24,34	10,00	0,20	0,22	0,60	
			3										
			Mittel	21,17	22,66	23,44	23,84	23,91	11,87	0,12	0,24	1,50	
		5d _r	1	15,67	21,23	22,00	22,28	22,28	11,19	0,15	0,16	10,00	
			2	14,65	20,99	22,17	22,20	22,24	9,21	0,11	0,13	6,10	
			3	20,36	23,00	23,33	23,20	23,34	18,12	0,10	0,11	4,00	
			Mittel	16,89	21,74	22,50	22,56	22,58	13,44	0,12	0,13	6,70	
	15	1,5d _r	1	6,58	14,29	15,04	15,54	17,35	15,97	0,60	0,90	1,70	
			2	1,45	5,19	6,75	7,89	13,98	6,06	1,00	1,50	6,00	
			3	4,09	10,17	11,68	12,64	16,59	13,62	0,72	0,90	7,90	
			Mittel	4,04	9,88	11,16	12,03	15,76	12,70	0,70	1,20	4,00	
		3d _r	1	7,04	15,83	16,67	16,87	16,87	8,34	0,12	0,25	2,00	
			2	2,54	17,52	17,60	17,44	17,77	7,22	0,02	0,20	3,00	
			3										
			Mittel	4,79	16,68	17,14	17,16	17,21	7,97	0,08	0,22	1,50	
		5d _r	1	6,93	14,43	14,97	15,44	18,38	13,05	0,60	0,95	4,00	
			2	8,10	16,55	16,77	16,91	17,18	13,39	0,30	0,55	3,20	
			3	4,92	14,59	14,67	14,78	15,94	10,91	1,10	2,00	6,00	
			Mittel	6,65	15,19	15,47	15,71	16,96	12,48	0,55	1,10	4,40	
ComBAR C2	9	1,5d _r	1	7,64	14,39	18,20	20,81	29,65	3,75	0,73	0,85	5,20	
			2	3,31	10,57	15,43	16,58	24,71	12,72	0,85	0,98	6,00	
			3	3,81	10,07	13,85	16,33	27,15	6,90	0,65	0,80	6,30	
			Mittel	4,92	11,68	15,83	17,91	26,95	8,41	0,72	0,90	5,83	
		3d _r	1	4,57	13,09	16,25	18,72	28,15	8,76	0,73	0,76	6,30	
			2	10,54	14,67	17,55	19,41	28,71	9,05	0,67	0,71	5,90	
			3	3,00	12,73	15,97	18,02	27,51	11,99	0,80	0,83	5,90	
			Mittel	6,04	13,50	16,59	18,72	28,05	12,47	0,69	0,87	6,03	
		5d _r	1	5,97	15,02	16,94	18,27	24,81	10,76	0,75	0,78	6,70	
			2	5,95	17,18	19,33	20,82	28,86	10,14	0,79	0,84	6,40	
			3	2,82	16,04	18,76	20,38	27,01	9,66	0,73	0,79	6,60	
			Mittel	4,92	16,08	18,34	19,82	26,88	10,21	0,70	0,88	6,57	
	12	1,5d _r	1	6,31	18,00	20,85	22,56	27,73	9,82	0,63	0,82	6,00	
			2	4,72	15,23	17,93	19,49	24,74	7,23	0,57	0,75	6,80	
			3	4,86	15,66	18,42	20,02	24,76	15,41	0,60	0,80	7,30	
			Mittel	5,30	16,30	19,07	20,69	25,65	11,25	0,60	0,80	6,70	
		3d _r	1	5,72	17,01	19,35	20,80	26,01	9,09	0,73	1,40	3,80	
			2	8,17	18,86	20,71	22,15	27,20	12,33	0,57	0,73	3,70	
			3	4,35	14,55	17,06	18,66	24,22	10,79	0,73	1,00	3,60	
			Mittel	6,08	16,80	19,04	20,54	25,69	11,10	0,60	0,90	3,80	
		5d _r	1	9,60	20,87	22,11	23,05	26,76	15,15	0,66	0,74	8,80	
			2	9,05	19,48	20,50	21,36	24,33	12,54	0,68	0,78	10,00	
			3	9,04	20,18	21,74	22,95	27,54	13,38	0,60	0,65	8,30	
			Mittel	9,23	20,17	21,45	22,45	26,20	14,25	0,60	0,75	9,03	
Hughes Brothers	6	1,5d _r	1										
			2	6,59	18,55	19,72	19,23	19,72	10,66	0,08	0,13	2,00	
			3	11,17	28,08	28,53	28,55	28,56	12,54	0,09	0,18	2,00	
			Mittel	8,88	23,32	24,13	23,89	24,14	12,21	0,08	0,15	2,00	
		3d _r	1	14,86	31,27	31,83	31,67	31,84	18,15	0,11	0,11	9,80	
			2	16,08	36,02	36,75	36,50	36,77	21,60	0,10	0,11	7,40	
			3	31,69	34,63	35,20	34,89	35,23	19,68	0,09	0,10	3,90	
			Mittel	20,88	33,97	34,60	34,36	34,60	19,84	0,10	0,20	2,50	
		5d _r	1	11,99	25,88	26,97	27,06	27,09	21,04	0,10	0,18	1,00	
			2	9,07	19,04	19,18	18,94	19,19	17,78	0,04	0,15	0,90	
			3	14,63	30,18	30,36	30,14	30,37	21,50	0,07	0,15	0,80	
			Mittel	11,90	25,03	25,51	25,38	25,51	19,59	0,07	0,16	0,80	

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	τ_{ub} (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub} = 0,05 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub} = 0,10 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{ub,Sub} = 0,15 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,max}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{b,r}}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	
Hughes Brothers	9	1,5d _r	1	5,96	18,42	20,37	20,82	20,87	11,35	0,15	0,25	3,20	
			2	7,37	17,14	18,63	19,39	20,27	13,24	0,30	0,50	2,50	
			3	3,00	15,34	17,94	19,36	21,49	13,36	0,45	0,94	4,20	
			Mittel	5,45	16,97	18,98	19,86	20,64	12,71	0,20	0,60	5,00	
		3d _r	1	13,74	28,53	28,81	28,72	28,81	23,65	0,04	0,20	4,30	
			2	13,64	27,90	27,81	27,48	27,91	18,92	0,04	0,10	1,00	
			3	14,77	30,12	30,25	30,19	30,27	21,41	0,05	0,20	4,00	
			Mittel	14,05	28,85	28,96	28,80	28,97	20,97	0,05	0,20	4,00	
		5d _r	1	13,55	27,46	27,55	27,48	27,56	24,70	0,05	0,15	1,00	
			2	13,63	27,96	28,22	28,33	28,34	21,01	0,15	0,62	3,30	
			3	13,87	28,02	28,09	28,06	28,09	22,85	0,05	0,20	2,50	
			Mittel	13,68	27,81	27,95	27,95	27,97	22,99	0,11	0,20	3,00	
	12	1,5d _r	1	6,23	20,70	22,47	23,50	24,51	20,96	0,32	0,65	6,40	
			2	13,49	29,50	30,37	30,70	30,70	17,36	0,15	0,22	9,90	
			3	13,16	29,53	30,70	31,11	31,20	27,36	0,15	0,25	5,00	
			Mittel	10,96	26,57	27,85	28,44	28,62	22,54	0,17	0,28	7,10	
		3d _r	1	11,75	24,08	24,24	24,16	24,24	22,75	0,07	0,15	5,10	
			2	13,67	28,55	29,22	29,50	29,54	22,58	0,13	0,24	5,00	
			3	15,46	31,97	32,51	32,76	32,84	25,58	0,15	0,25	5,00	
			Mittel	13,63	28,20	28,66	28,81	28,81	23,37	0,15	0,30	7,00	
		5d _r	1	14,28	28,62	28,54	28,37	28,62	25,23	0,02	0,10	6,40	
			2	15,85	31,69	31,59	31,45	31,71	27,64	0,01	0,10	2,20	
			3	11,69	23,42	23,35	23,24	23,42	22,29	0,02	0,10	9,90	
			Mittel	13,94	27,91	27,83	27,69	27,92	22,29	0,02	0,10	6,17	
	16	1,5d _r	1	5,88	12,78	13,45	13,89	15,51	14,27	0,65	0,75	3,90	
			2	7,45	15,04	15,08	15,08	15,08	14,03	0,10	0,35	2,50	
			3	7,76	15,86	16,02	16,05	17,24	16,60	0,65	1,40	10,00	
			Mittel	7,03	14,56	14,85	15,01	15,72	15,41	0,60	0,83	5,47	
		3d _r	1	6,55	13,40	13,62	13,75	15,26	14,21	2,00	9,00	10,00	
			2	6,72	13,85	14,09	14,22	15,23	14,58	1,10	9,00	10,00	
			3										
			Mittel	6,64	13,62	13,86	13,99	15,24	14,45	1,35	9,00	10,00	
		5d _r	1	7,10	14,48	14,70	14,87	15,39	15,34	0,45	10,00	10,00	
			2	6,91	14,18	14,43	14,61	15,30	15,18	0,45	10,00	10,00	
			3	6,38	12,93	13,07	13,21	15,05	13,89	7,70	10,00	10,00	
			Mittel	6,80	13,86	14,07	14,23	15,23	14,81	0,57	10,00	10,00	
	Betonstahl BSt 500S	6	1,5d _r	1									
				2	0,15	2,68	3,08	3,47	4,77	0,69	0,35	0,74	4,00
				3									
				Mittel	0,15	2,68	3,08	3,47	4,77	0,69	0,35	0,74	4,00
			3d _r	1	1,23	3,28	3,96	4,30	6,97	1,44	0,65	1,00	3,50
				2	0,14	4,24	6,90	8,96	12,26	3,20	0,49	1,50	7,00
				3									
				Mittel	0,69	3,76	5,43	6,63	9,52	2,38	0,50	1,50	7,00
			5d _r	1	7,12	17,17	19,35	21,06	27,80	6,47	0,68	1,00	4,00
				2	6,07	15,13	17,51	19,42	25,16	6,73	0,80	1,50	4,00
				3	6,55	15,83	17,71	19,01	24,56	5,72	1,00	1,50	3,50
				Mittel	6,58	16,04	18,19	19,83	25,68	6,33	0,70	1,20	4,00
10		1,5d _r	1	0,16	4,18	7,06	7,94	14,86	1,12	1,20	1,40	9,60	
			2	2,51	7,52	9,25	10,07	13,69	1,23	0,70	1,20	4,00	
			3										
			Mittel	1,33	5,85	8,16	9,00	13,91	1,18	0,95	1,30	6,80	
		3d _r	1	3,63	11,49	14,18	16,43	26,65	7,28	0,86	1,50	6,30	
			2	13,48	30,37	32,67	34,43	43,61	17,19	1,30	1,60	10,00	
			3	11,23	25,71	28,19	30,10	38,74	14,81	0,80	2,00	7,00	
			Mittel	9,45	22,53	25,01	26,99	35,87	13,23	0,90	1,70	8,00	
		5d _r	1	12,83	27,66	29,18	30,24	30,62		0,16	0,35		
			2	13,50	28,34	29,33	29,68	29,91		0,10	0,30		
			3	12,63	27,67	29,66	30,23	30,46		0,15	0,25		
			Mittel	12,98	27,89	29,39	30,05	30,28		0,15	0,35		

A.1 Ausziehversuche

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	Ifd. Nr.	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,05 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,10 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,15 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,r}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)		
Betonstahl BSt 500S	12	1,5d _r	1	3,87	12,10	13,95	15,31	17,60	2,26	0,40	1,70	5,50		
			2	1,37	17,67	19,69	21,58	25,85	1,70	0,60	1,00	5,50		
			3	6,42	16,55	18,91	20,75	25,04	4,77	0,50	0,85	6,00		
			Mittel	3,89	15,44	17,52	19,21	22,78	3,06	0,55	0,85	5,50		
		3d _r	1	0,00	9,10	16,44	21,73	29,56	11,32	0,75	2,00	6,50		
			2	12,80	27,54	29,09	30,26	33,07	9,71	0,50	1,00	6,50		
			3	13,50	28,86	30,15	31,08	33,78	11,86	0,60	1,60	6,50		
			Mittel	8,76	21,83	25,23	27,69	31,69	11,14	0,70	1,60	6,50		
		5d _r	1	Reißen der Bewehrung										
			2											
			3											
			Mittel	27,50	27,50	27,50	27,50	27,50	27,50	27,50	0,00	0,00	0,00	
	16	1,5d _r	1	9,28	20,59	22,03	22,81	23,87	10,06	0,30	0,40	6,00		
			2											
			3	6,78	20,59	20,77	20,92	21,92	3,57	0,50	1,00	6,00		
			Mittel	8,03	20,59	21,40	21,87	22,62	6,82	0,30	1,00	7,00		
		3d _r	1											
			2	15,15	31,67	32,92	33,80	36,02	16,41	0,42	1,00	10,00		
			3	13,28	28,49	29,97	31,03	35,88	11,61	1,20	1,50	10,00		
			Mittel	14,22	30,08	31,44	32,42	35,38	14,01	0,55	1,50	10,00		
		5d _r	1	Reißen der Bewehrung										
			2											
			3											
			Mittel	27,50	27,50	27,50	27,50	27,50	27,50	27,50	0,00	0,00	0,00	

Tabelle A.1.9

Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ3-B45 (C55/65) bezogen auf den Stabschlupf s_{ub} der unbelasteten Stabseite

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	Ifd. Nr.	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,05 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,10 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,s_{ub}=0,15 \text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,r}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)
Betonstahl BSt 500S	6	3d _r	1	0,47	2,86	3,49	4,04	6,97	1,44	0,67	1,00	8,00
			2	0,28	4,00	5,99	7,84	12,26	3,12	0,51	1,30	8,60
			3									
			Mittel	0,38	3,43	4,74	5,94	9,53	2,32	0,61	0,99	0,80
	10	3d _r	1	0,31	4,23	7,92	11,05	26,66	7,28	0,95	1,70	6,40
			2	0,27	11,78	19,52	24,54	43,63	17,42	1,40	1,80	10,00
			3	1,27	12,87	18,07	21,89	38,73	14,78	0,91	1,40	9,00
			Mittel	0,62	9,62	15,17	19,16	35,89	13,29	0,95	1,80	8,00
	12	3d _r	1	1,43	6,33	10,01	16,72	29,58	11,32	1,00	1,70	7,00
			2	2,03	15,35	19,92	23,00	33,07	9,87	0,78	1,10	7,50
			3	0,69	14,81	19,68	23,47	33,80	12,07	0,95	1,80	7,20
			Mittel	1,38	12,16	16,54	21,07	31,78	11,26	0,95	1,40	7,00
	16	3d _r	1									
			2	0,78	13,70	18,36	21,83	36,02	16,69	0,76	1,40	9,50
			3	0,35	12,53	16,91	20,12	35,89	12,15	1,20	2,10	9,50
			Mittel	0,57	13,12	17,64	20,97	35,41	14,42	0,60	1,90	9,50

Tabelle A.1.10

Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ3-B45 (C55/65) bezogen auf den Stabschlupf s_b auf der belasteten Stabseite

A.1.5.1.3 Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ4

In Tabelle A.1.11 sind die einzelnen Versuchskennwerte und die Mittelwerte der Versuchsserie AZ4-B25 (C25/30) aufgeführt.

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	lfd. Nr.	Messstelle Stabschlupf	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²) zyklische Bel.	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²) Bruchbelastung	s_1 (mm) zyklische Bel.	s_1 (mm) Bruchbelastung			
ComBAR C1	12	3d _r	1	unbelastet	14,00				14,75		0,01				
				belastet	3,68	9,57	12,52	14,00	14,75		0,16				
			2	unbelastet	11,26	12,09	13,61	13,61	14,37	14,37	0,17	0,17			
				belastet	5,15	9,80	11,34	12,70	14,37	14,37	0,27	0,27			
			3	unbelastet	5,61	5,75	8,11	8,65	13,74	13,74	0,54	0,54			
				belastet	2,60	5,27	5,75	7,21	13,74	13,74	0,65	0,65			
			Mittel	unbelastet	10,29	8,92	10,86	11,13	14,29	15,44					
				belastet	3,81	8,21	9,87	11,31	14,29	15,44					
			ComBAR C2	12	3d _r	1	unbelastet	1,39	2,41	2,91	4,15	11,80	11,80	1,13	1,13
							belastet	0,45	1,39	2,18	2,84	11,80	11,80	1,27	1,27
2	unbelastet	4,37				5,85	6,51	7,31	13,21	22,10	0,83	3,88			
	belastet	0,74				4,38	4,68	5,85	13,21	22,10	0,99				
3	unbelastet	4,30				5,76	7,21	8,67	13,03	17,44	0,56	1,13			
	belastet	0,70				2,85	4,04	4,63	13,03	17,44	0,82				
Mittel	unbelastet	3,36				4,67	5,55	6,71	12,68	17,11					
	belastet	0,63				2,87	3,63	4,44	12,68	17,11					
Hughes Brothers	12	3d _r				1	unbelastet	4,35	4,43	5,18	5,74	8,57	8,57	1,17	1,17
							belastet	2,65	4,44	5,19	5,18	8,57	8,57	1,19	1,19
			2	unbelastet					7,34	15,20					
				belastet					7,34	15,20					
			3	unbelastet	7,99	8,72	8,73		8,73	13,20	0,12				
				belastet	6,90	8,00	8,73	8,73	8,73	13,20	0,21				
			Mittel	unbelastet	6,17	6,58	6,95	5,74	8,21	12,32					
				belastet	4,77	6,22	6,96	6,95	8,21	12,32					
			Betonstahl BSt 500S	12	3d _r	1	unbelastet	7,22	7,22	7,22	7,23	8,69	8,69	0,55	0,55
							belastet	5,42	5,77	7,22	7,22	8,69	8,69	0,64	0,64
2	unbelastet	10,63				10,63	11,34	11,34	11,35	17,56	0,17	0,97			
	belastet	7,77				8,48	9,21	9,91	11,35	17,56	0,35				
3	unbelastet	7,47				7,46	8,22	8,21	10,49	16,98	0,61	0,81			
	belastet	5,02				7,35	7,47	7,47	10,49	16,98	0,70				
Mittel	unbelastet	8,44				8,44	8,93	8,93	10,17	14,41					
	belastet	6,07				7,20	7,97	8,20	10,17	14,41					

Tabelle A.1.11
Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ4-B25 (C25/30)

A.1.5.1.4 Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ5

In Tabelle A.1.12 sind die Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ4-B25 (C25/30) aufgeführt.

Stabmaterial	Stabdurchmesser (mm)	Verbundlänge	Messstelle Stabschlupf	$\tau_{b,b}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S=0,05\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S=0,10\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,S=0,15\text{ mm}}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,max}$ (N/mm ²)	$\tau_{b,r}$ (N/mm ²)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)
ComBAR C1	12	3d _r	unbelastet	2,45	6,01	7,70	8,81	16,03	12,34	0,78	1,00	2,50
			belastet	0,86	4,77	6,71	8,16	16,02	12,34	0,83	1,00	2,50

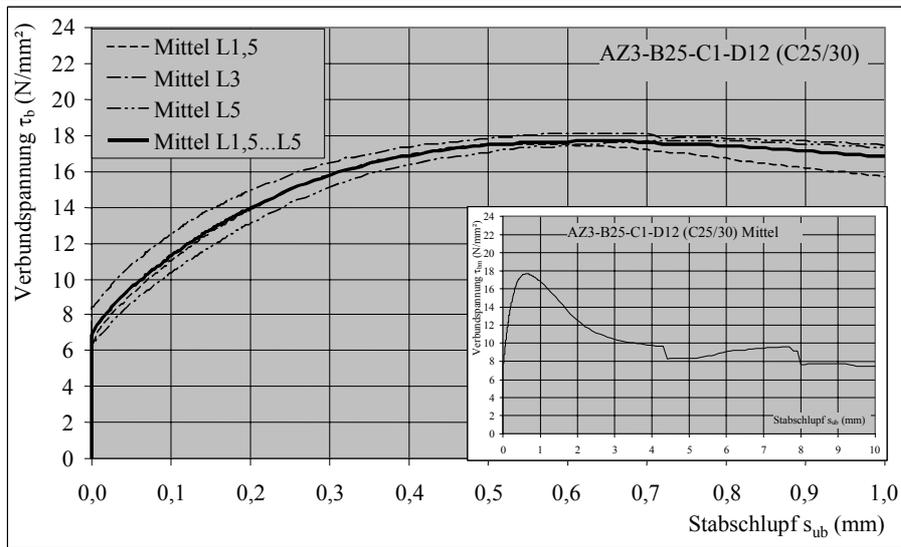
Tabelle A.1.12
Versuchskennwerte der Versuchsserie AZ5-B25 (C25/30)

A.1.5.2 Verbundspannungs – Schlupf Beziehung ($\tau_b - s$ – Kurven)

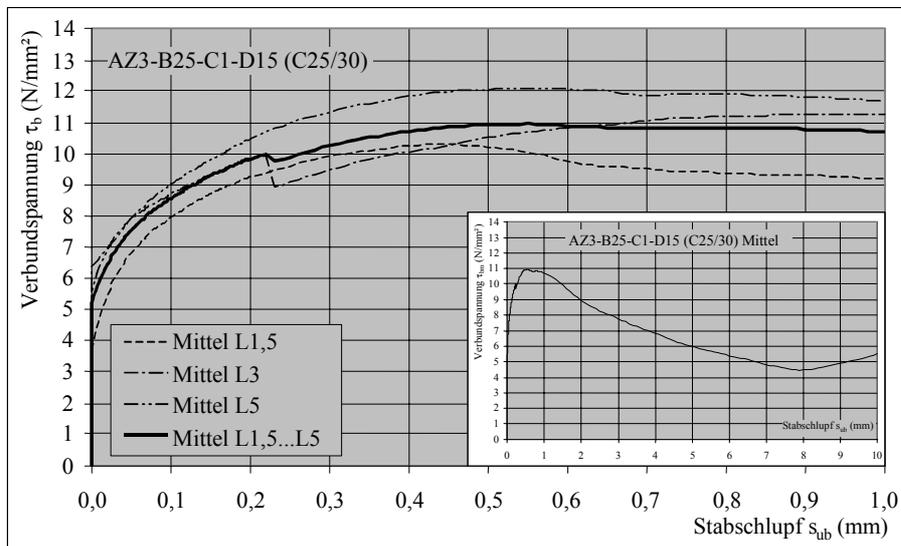
A.1.5.2.1 Verbundspannungs – Schlupf Beziehung ($\tau_b - s$ – Kurven) der Versuchsserie AZ3

In Tafel A.1.3 sind die mittleren Verbundspannungs – Schlupf Beziehungen ($\tau_b - s$ – Kurven) der Versuchsserie AZ3-B25 (C25/30) bezogen auf den Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite dargestellt.

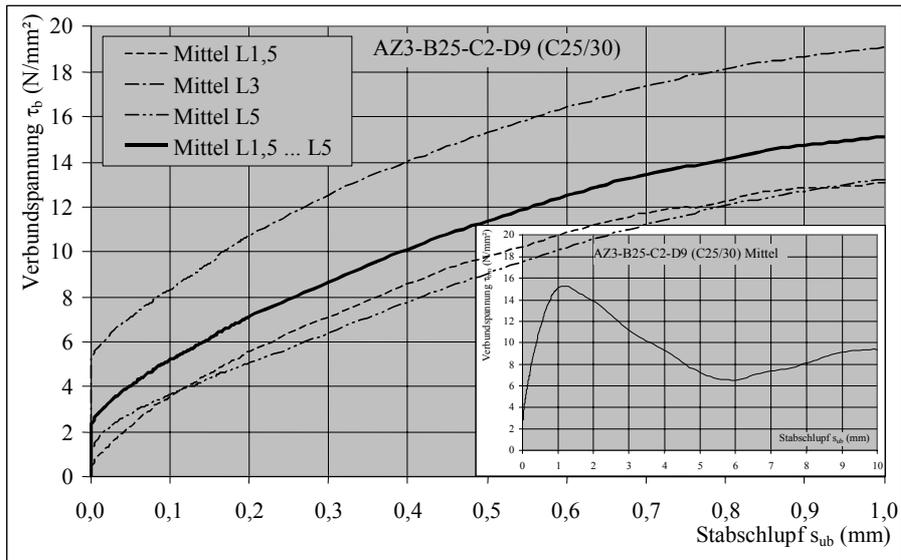
a) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-C1-D12 (C25/30)



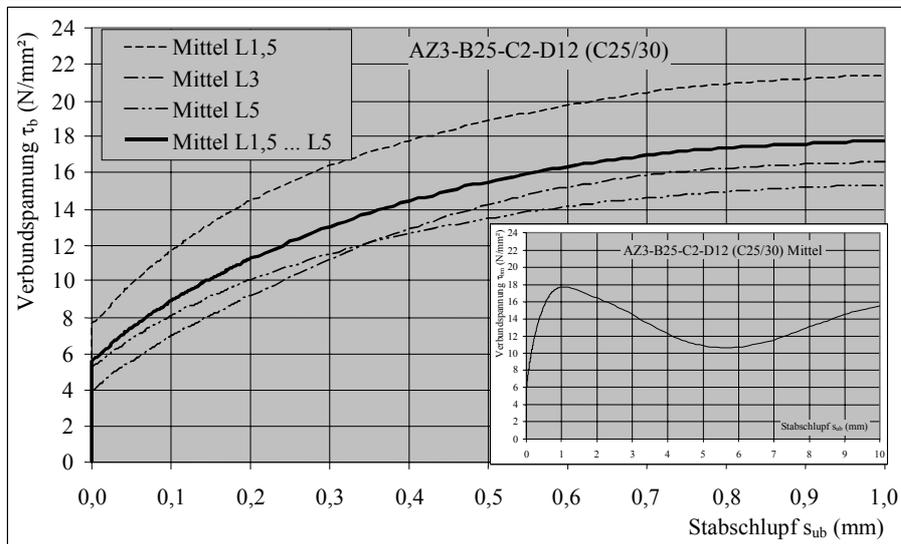
b) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-C1-D15 (C25/30)



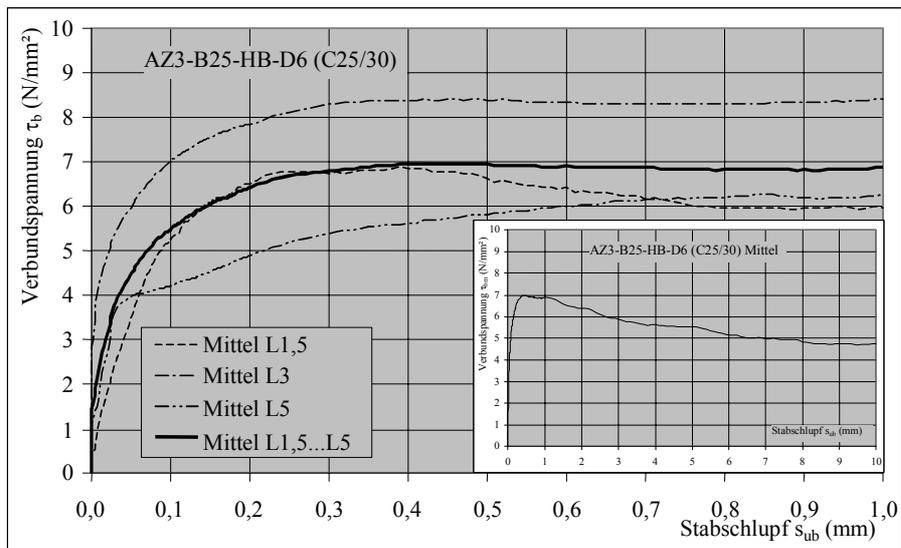
c) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-C2-D9 (C25/30)



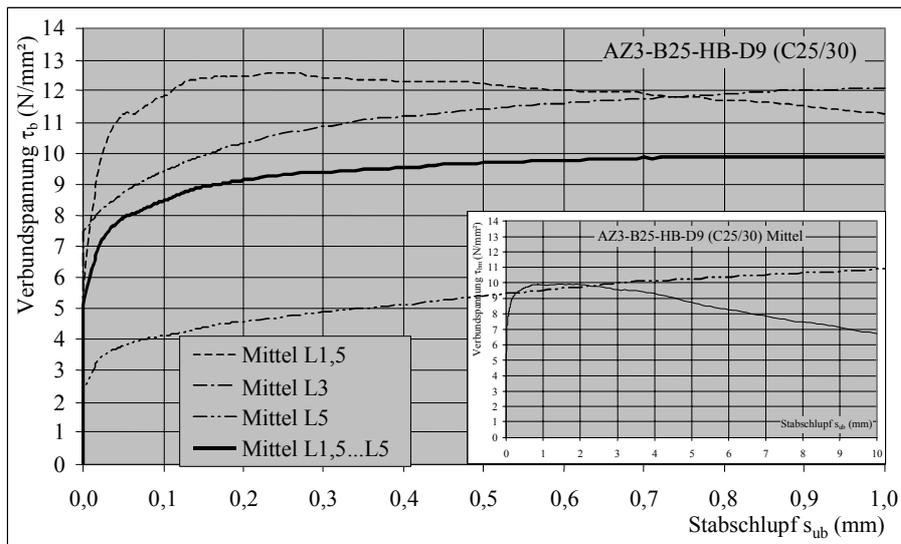
d) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-C2-D12 (C25/30)



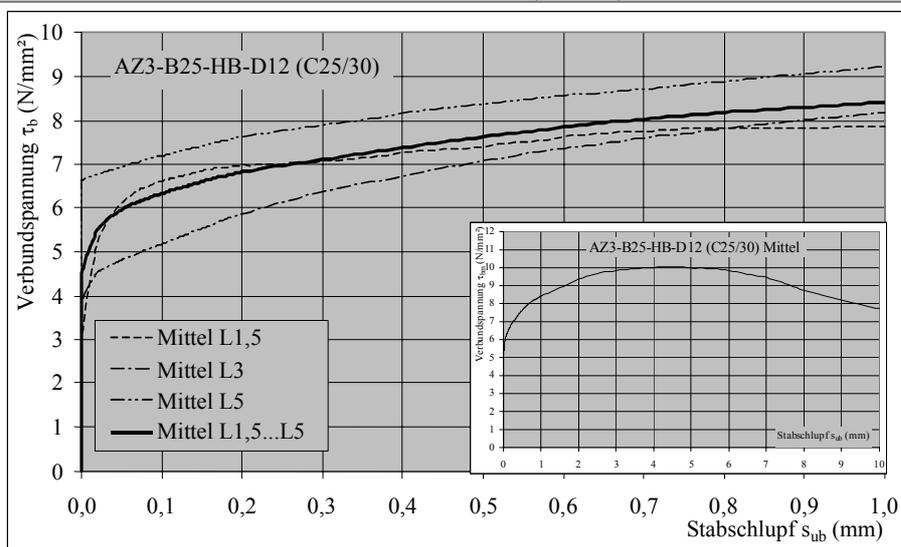
e) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-HB-D6 (C25/30)



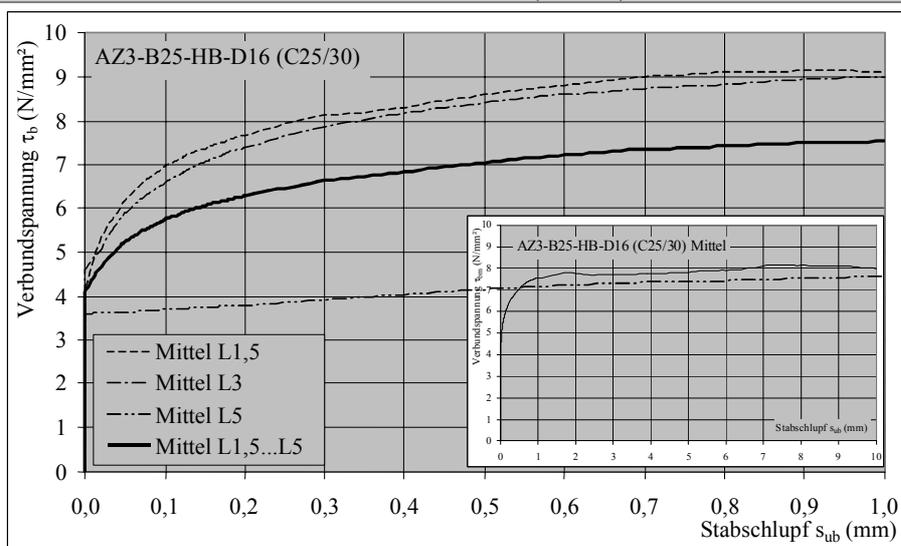
f) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-HB-D9 (C25/30)



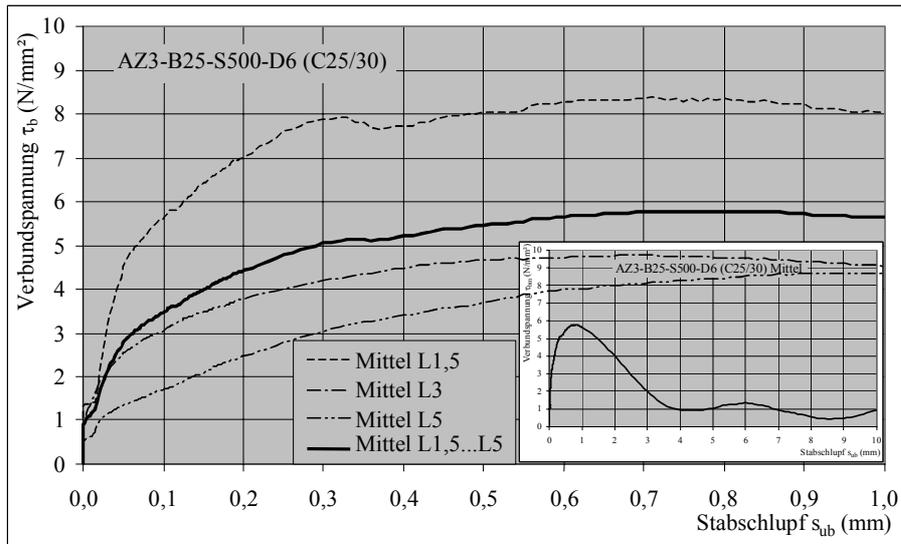
g) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-HB-D12 (C25/30)



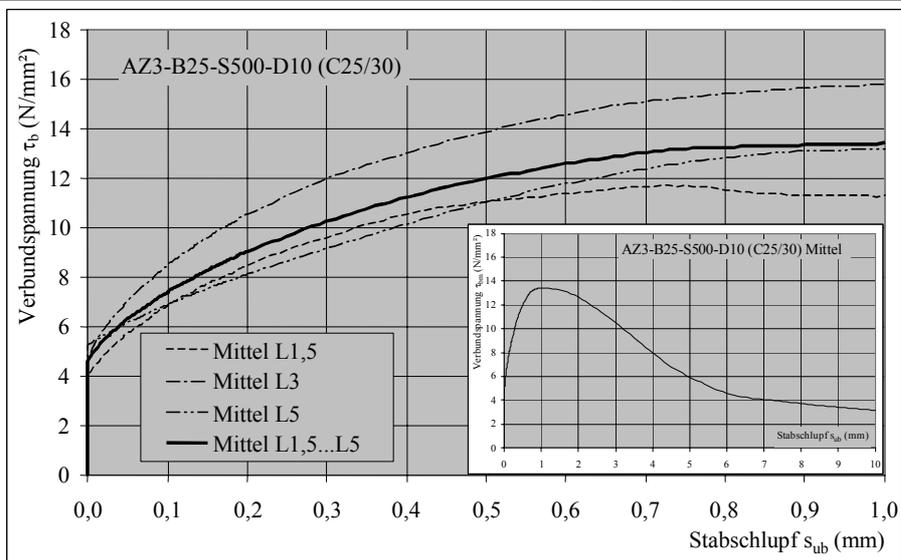
h) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-HB-D16 (C25/30)



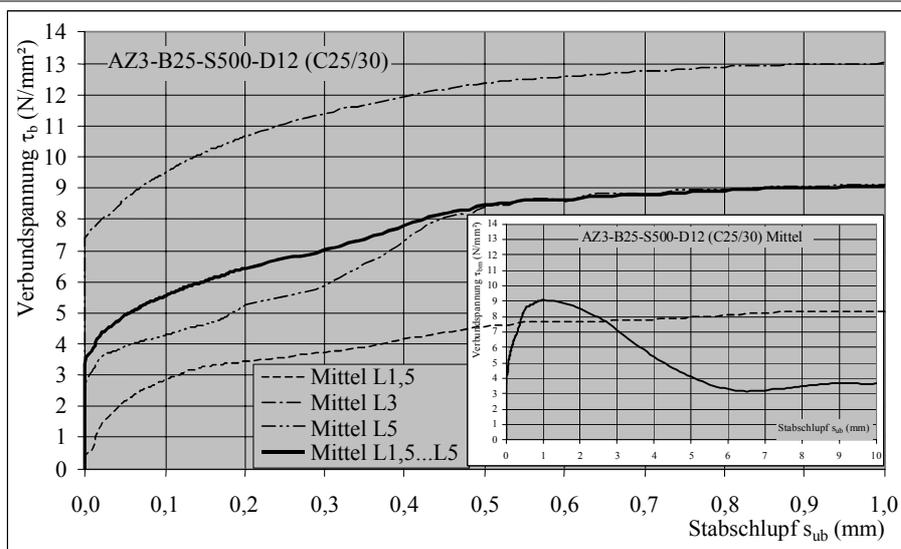
i) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-BSt 500S-D6 (C25/30)



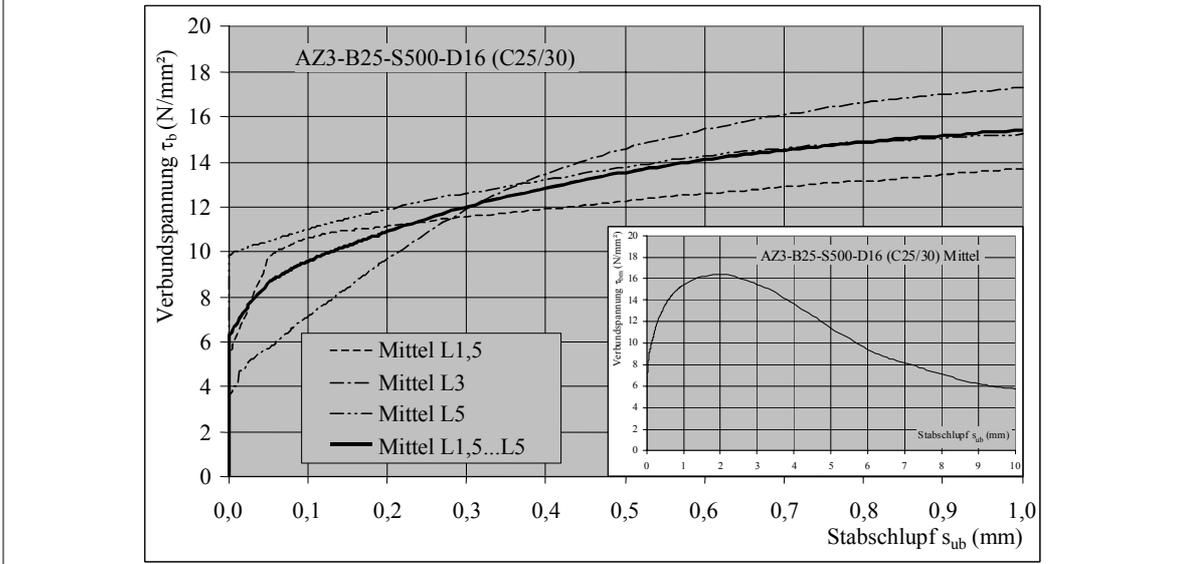
j) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-BSt 500S-D10 (C25/30)



k) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-BSt 500S-D12 (C25/30)



l) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25-BSt 500S-D16 (C25/30)

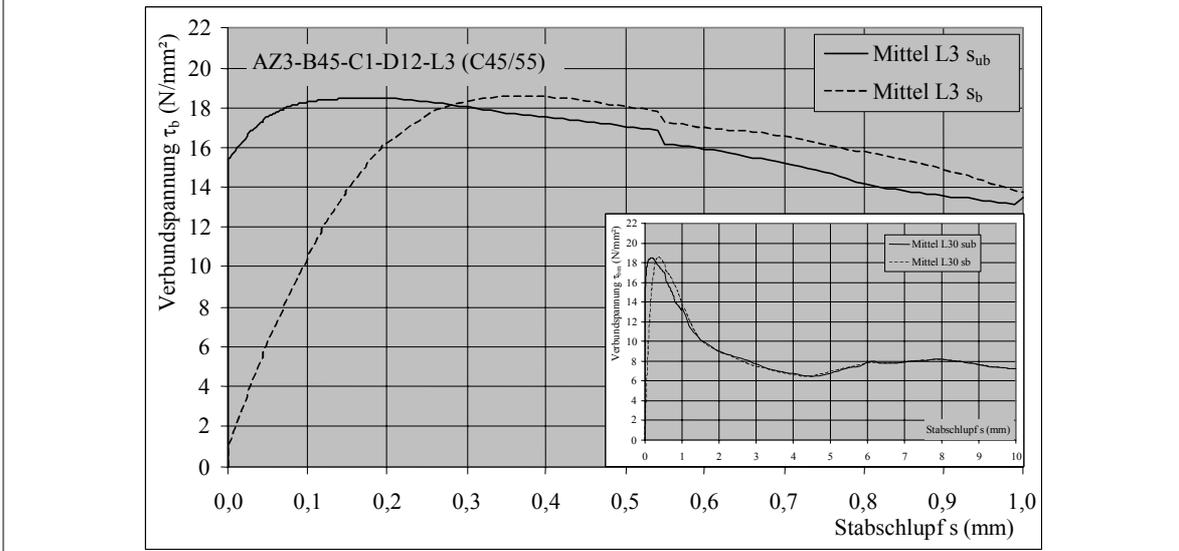


Tafel A.1.3

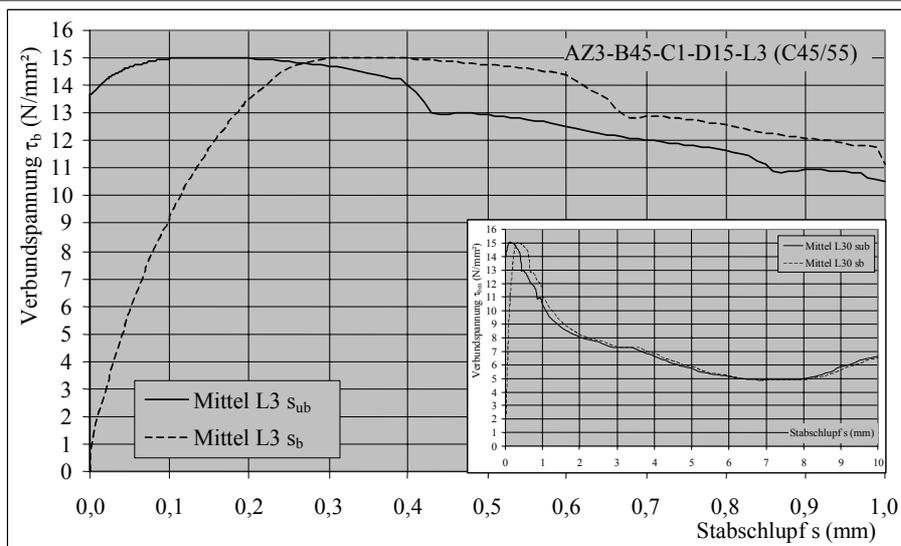
$\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B25 (C25/30)

In Tafel A.1.4 sind die mittleren $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45 (C45/55) dargestellt.

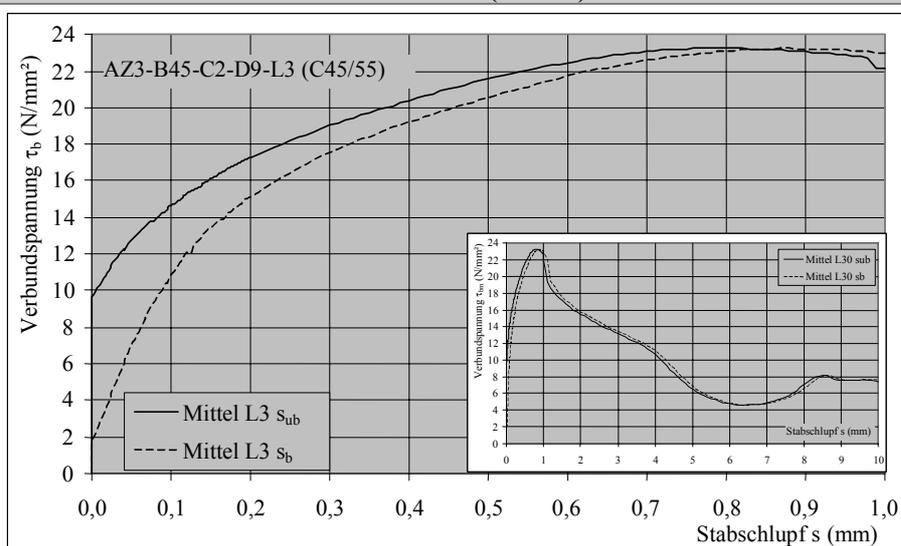
a) $\tau_{bm} - s$ Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C1-D12 (C45/55)



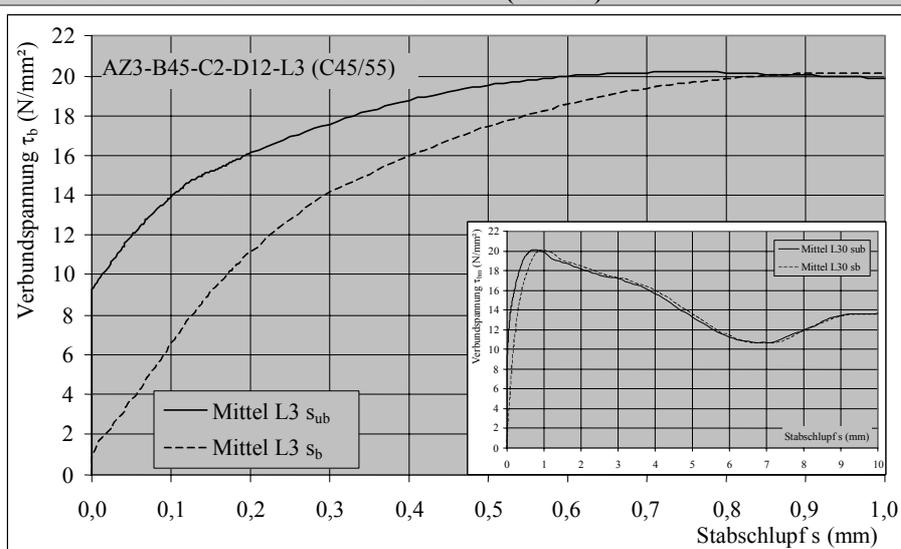
b) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C1-D15 (C45/55)



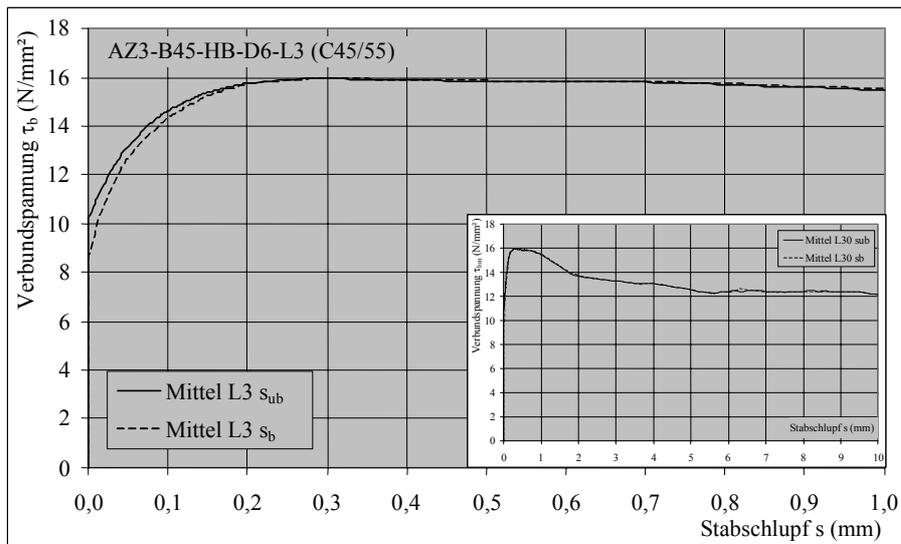
c) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C2-D9 (C45/55)



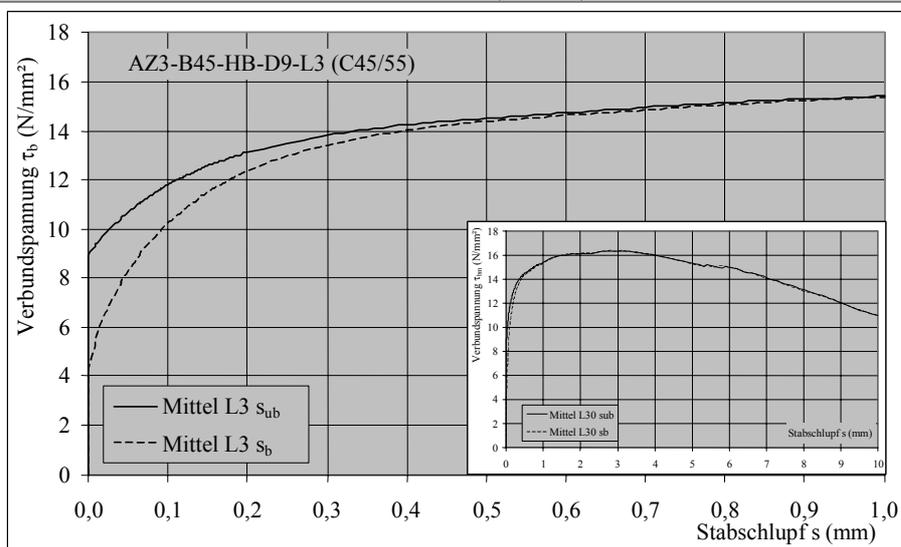
d) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C2-D12 (C45/55)



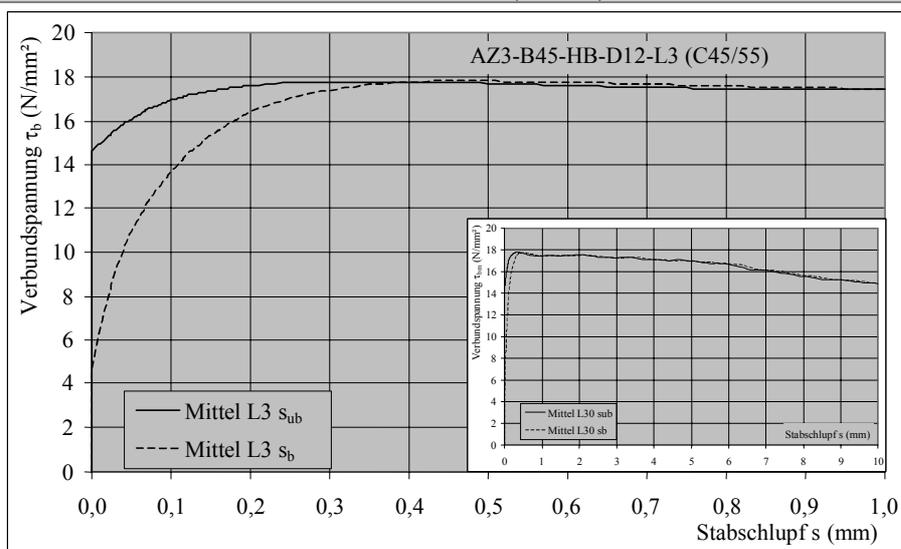
e) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D6 (C45/55)



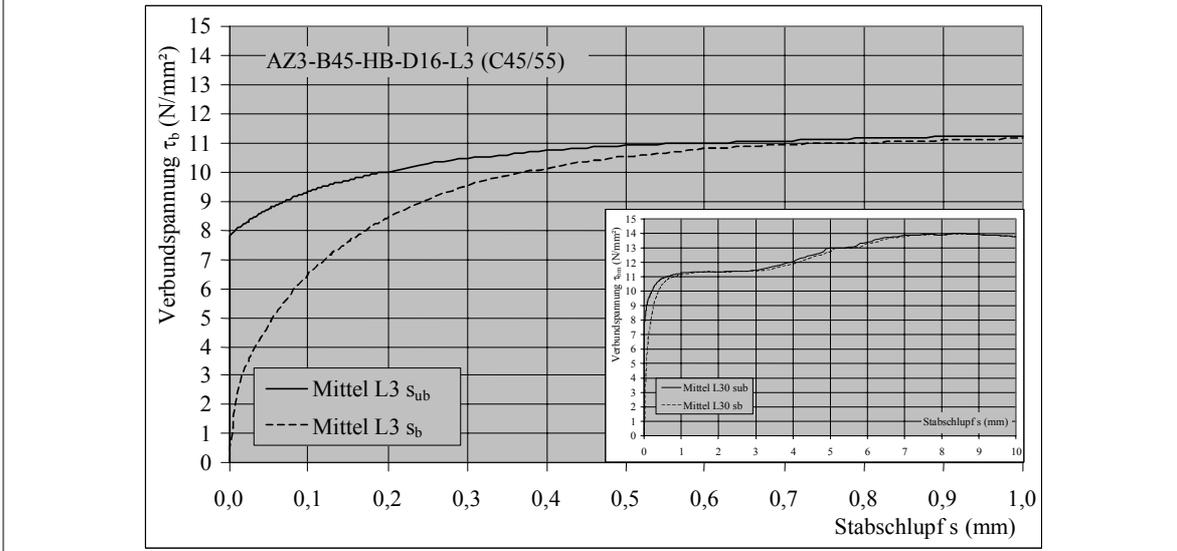
f) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D9 (C45/55)



g) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D12 (C45/55)



h) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D16 (C45/55)

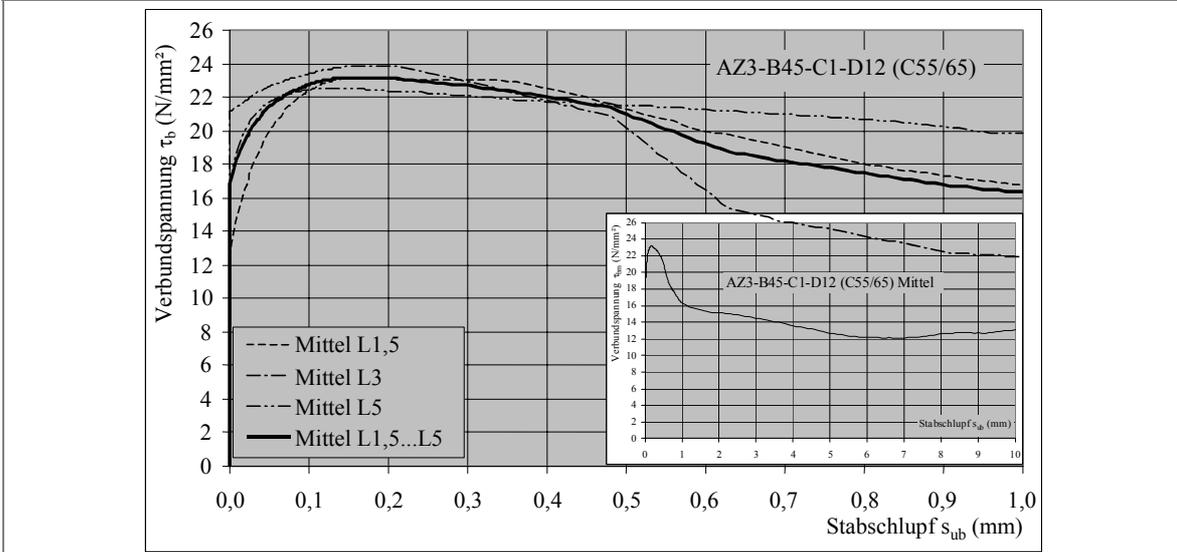


Tafel A.1.4

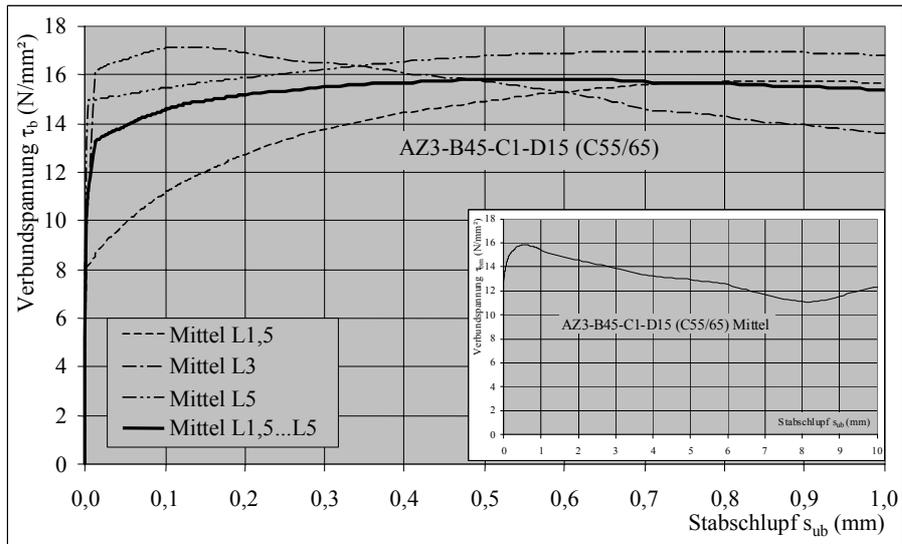
$\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45 (C45/55)

In Tafel A.1.5 sind die mittleren Verbundspannungs – Schlupf Beziehungen ($\tau_b - s$ – Kurven) der Versuchsserie AZ3-B45 (C55/65) bezogen auf den Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite dargestellt.

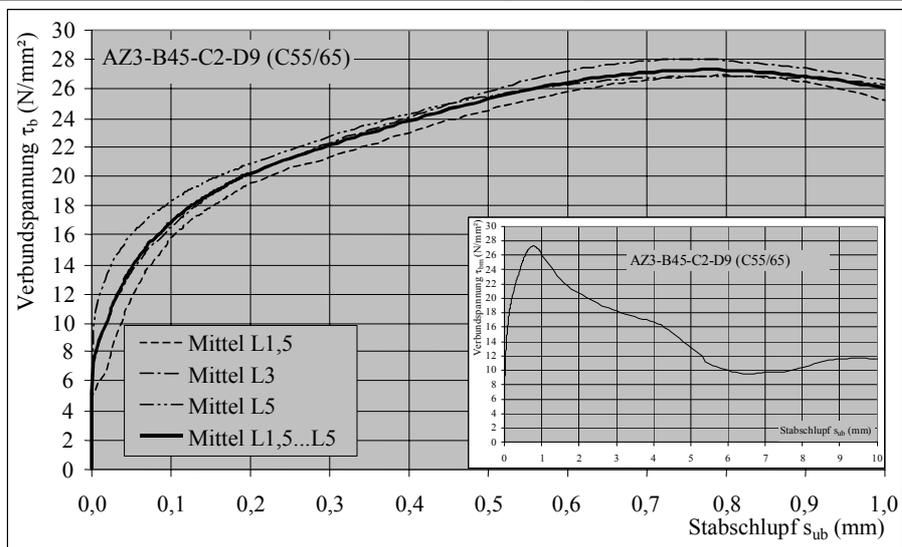
a) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C1-D12 (C55/65)



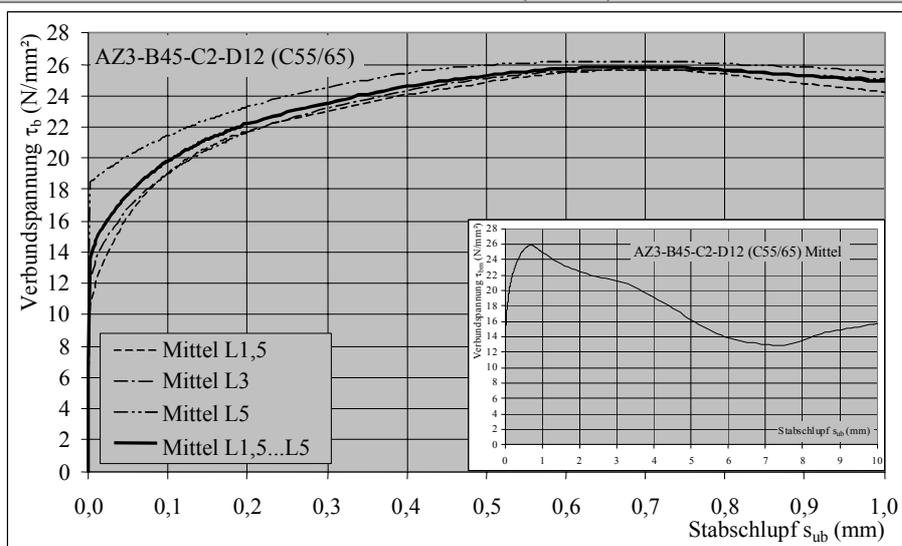
b) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C1-D15 (C55/65)



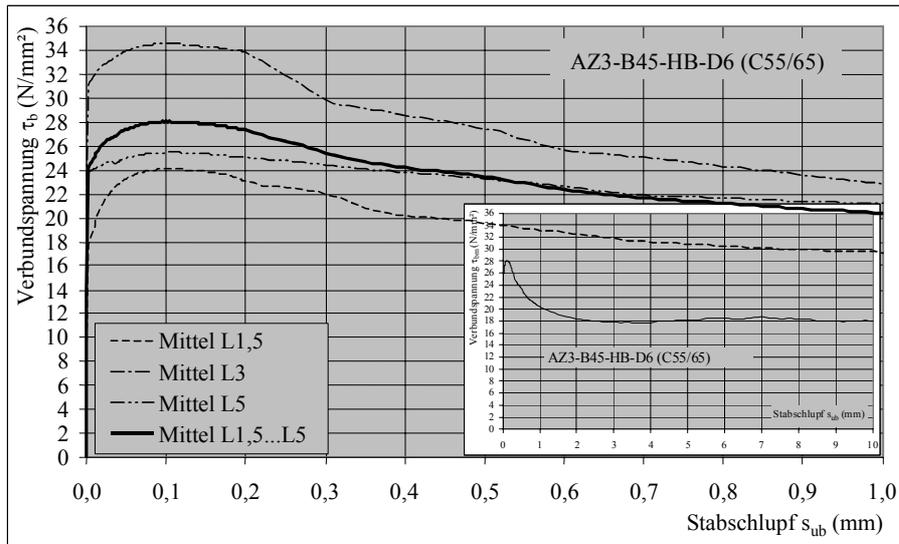
c) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C2-D9 (C55/65)



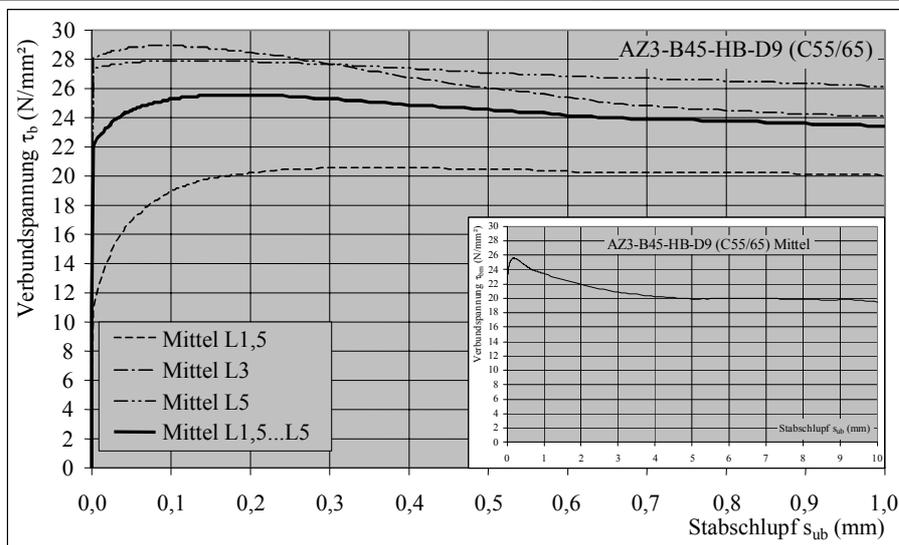
d) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-C2-D12 (C55/65)



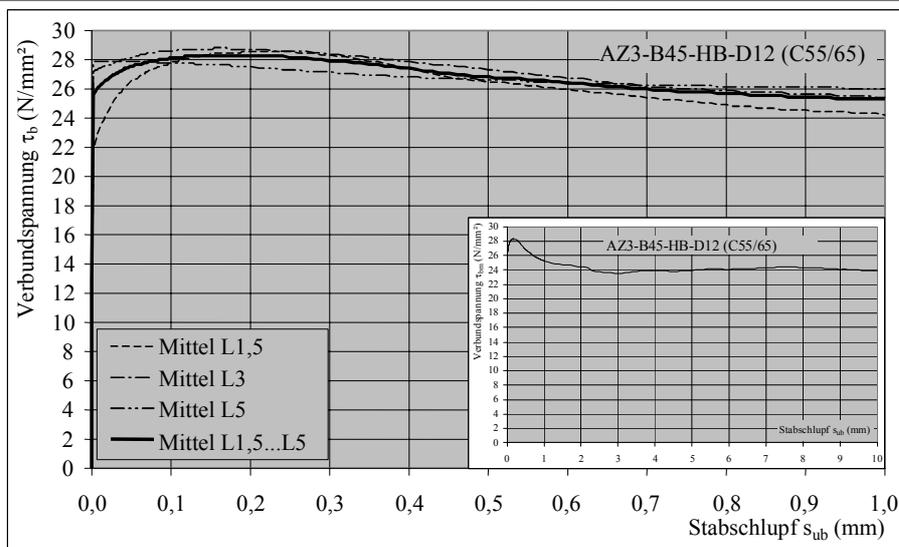
e) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D6 (C55/65)



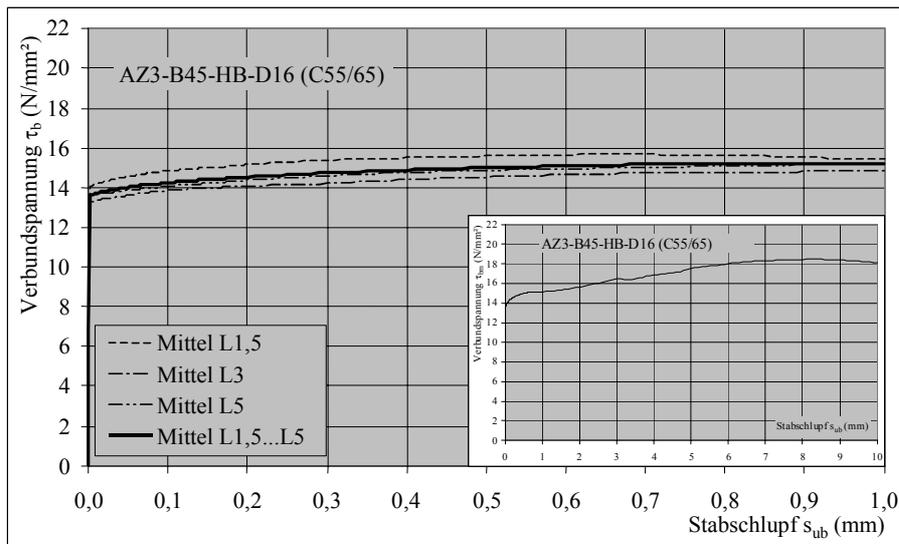
f) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D9 (C55/65)



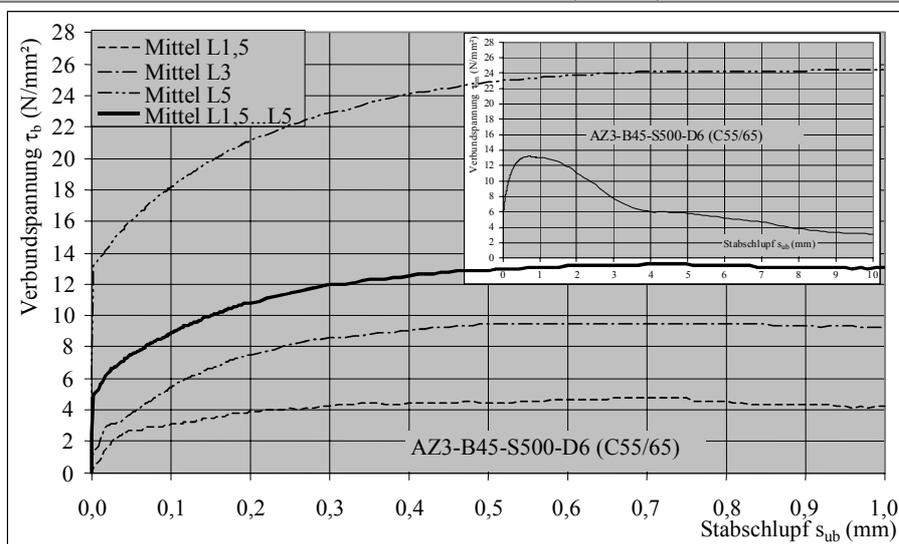
g) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D12 (C55/65)



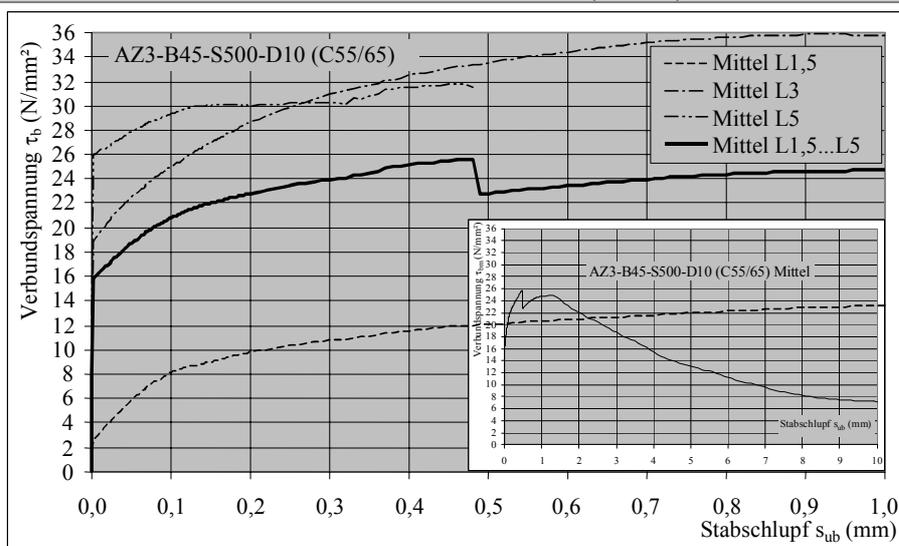
h) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-HB-D16 (C55/65)



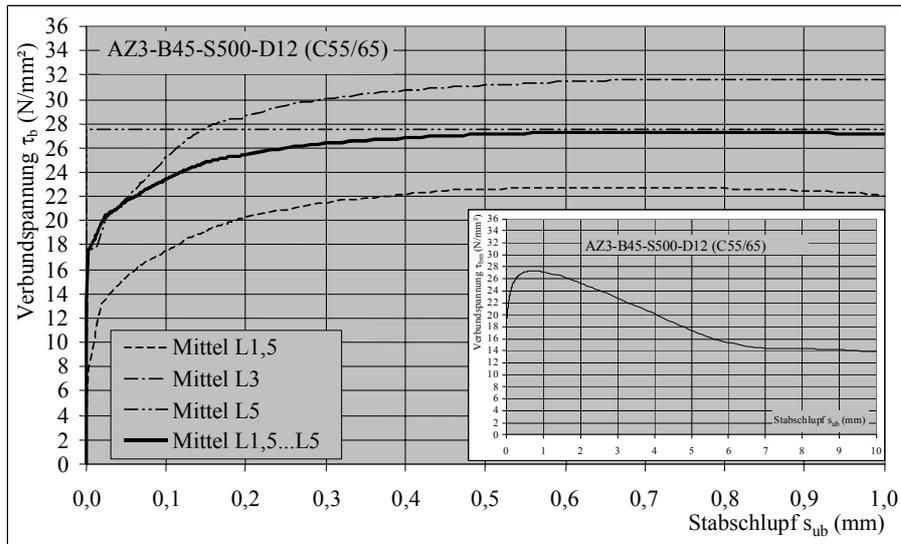
i) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-BSt 500S-D6 (C55/65)



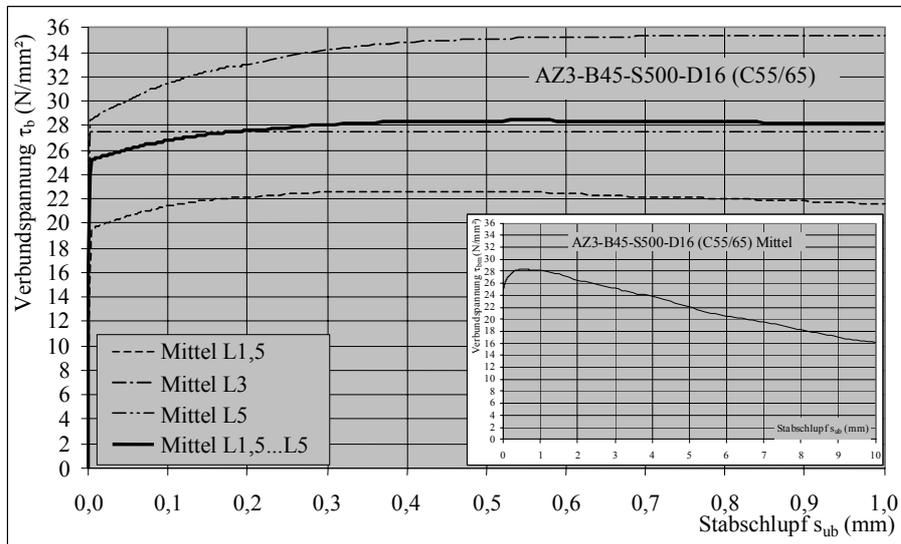
j) $\tau_b - s_{ub}$ – Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-BSt 500S-D10 (C55/65)



k) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-BSt 500S-D12 (C55/65)



l) $\tau_b - s_{ub}$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45-BSt 500S-D16 (C55/65)



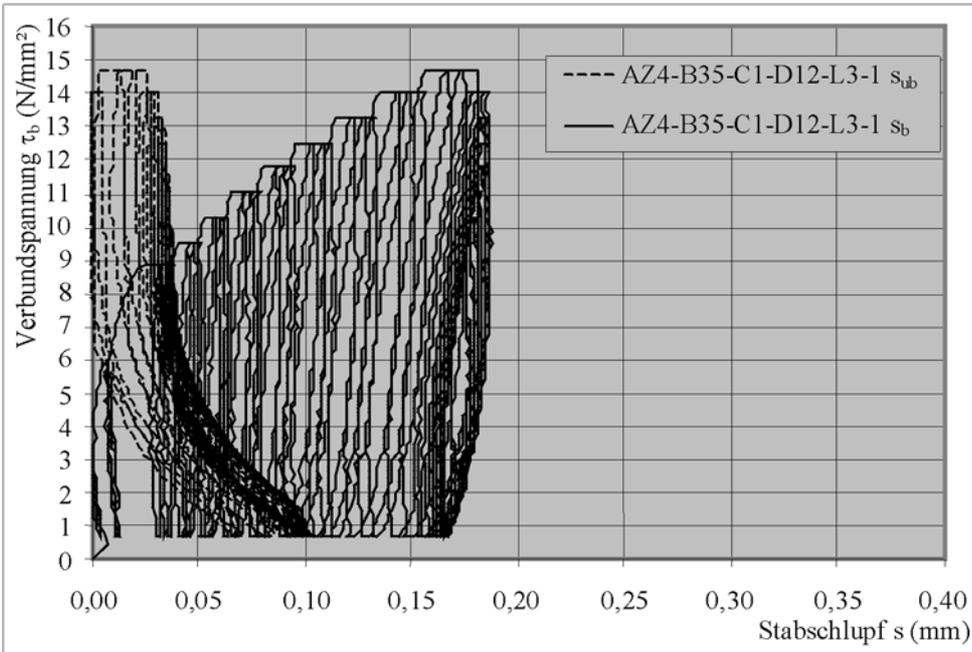
Tafel A.1.5

$\tau_b - s$ - Kurven der Versuchsserie AZ3-B45 (C55/65) bezogen auf den Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite

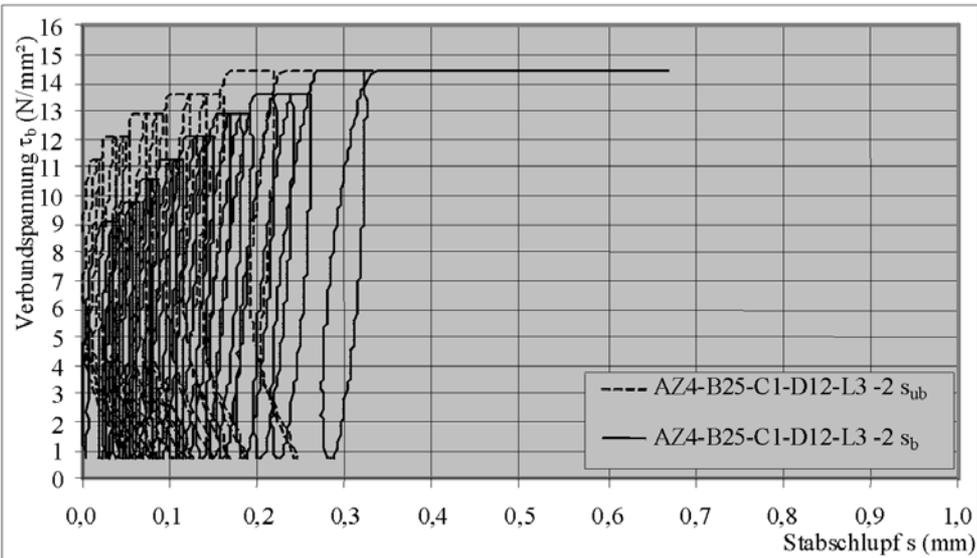
A.1.5.2.2 Verbundspannung – Schlupf Beziehung ($\tau_b - s$ – Kurven) der Versuchsserie AZ4

In Tafel A.1.6 ... Tafel A.1.9 sind die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ($\tau_b - s$ – Kurven) der Versuchsserie AZ4-B25-D12-L3 (C25/30) bei einer kraftgesteuerten Belastung dargestellt bzw. mit der Mittelwertkurve der Versuchsserie AZ3-B25-D12-L3 (C25/30) gegenübergestellt.

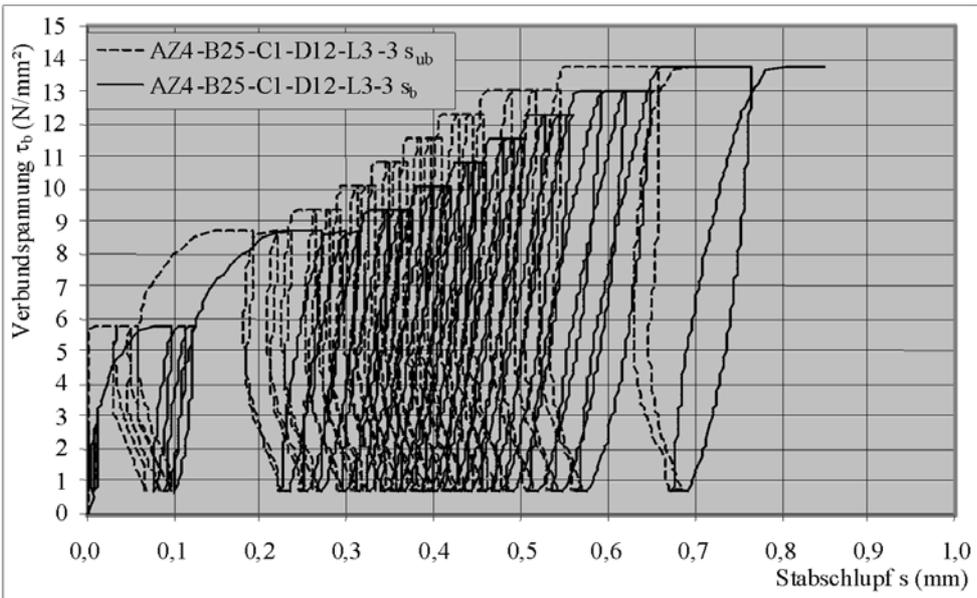
a) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C1-D12-L3-1 (C25/30)



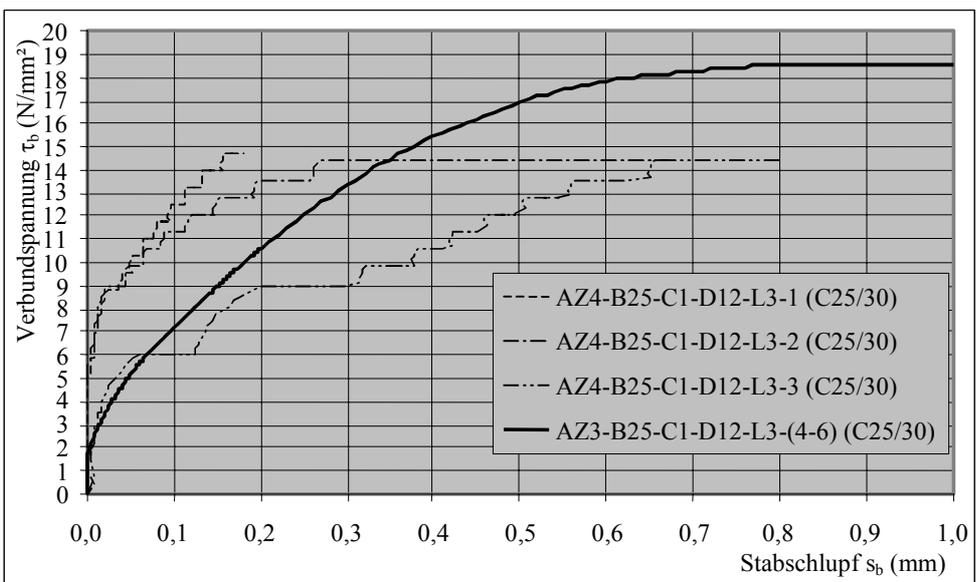
b) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C1-D12-L3-2 (C25/30)



c) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C1-D12-L3-3 (C25/30)



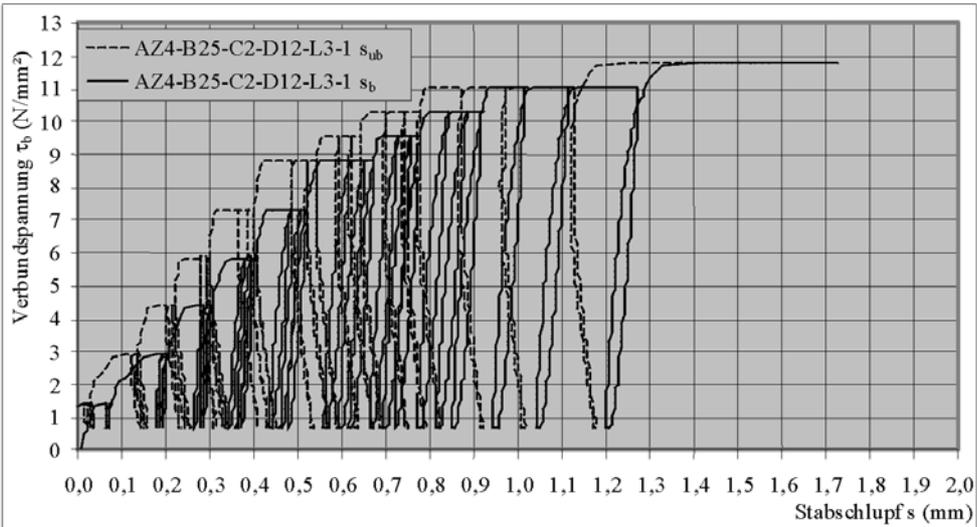
d) Gegenüberstellung der $\tau_b - s_b$ – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C1-D12-L3-1 (C25/30) und AZ3-B25-C1-D12-L3 (25/30)



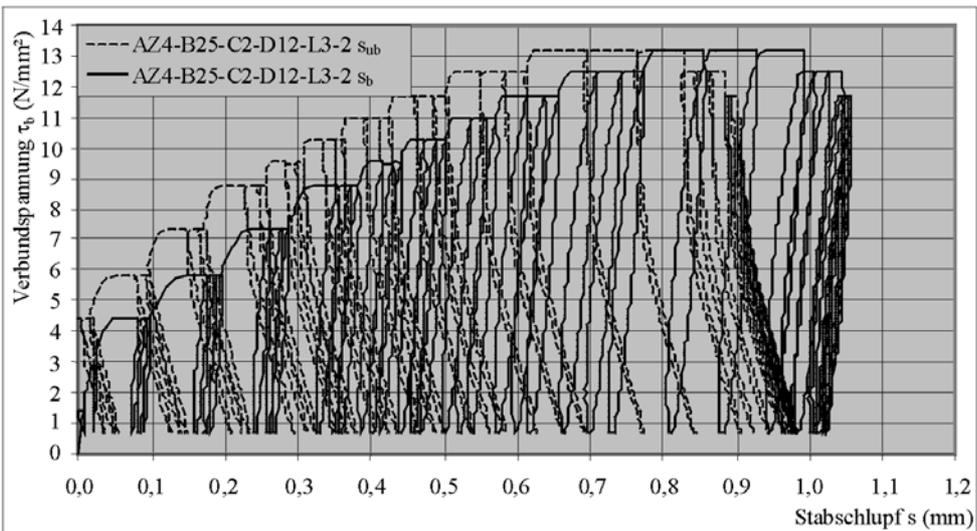
Tafel A.1.6

Verbundspannungs-Schlupf – Beziehungen der Versuchsserie AZ4-B25-C1-D12-L3 (C25/30) und Gegenüberstellung mit der Versuchsserie AZ3-B25-C1-D12-L3 (C25/30)

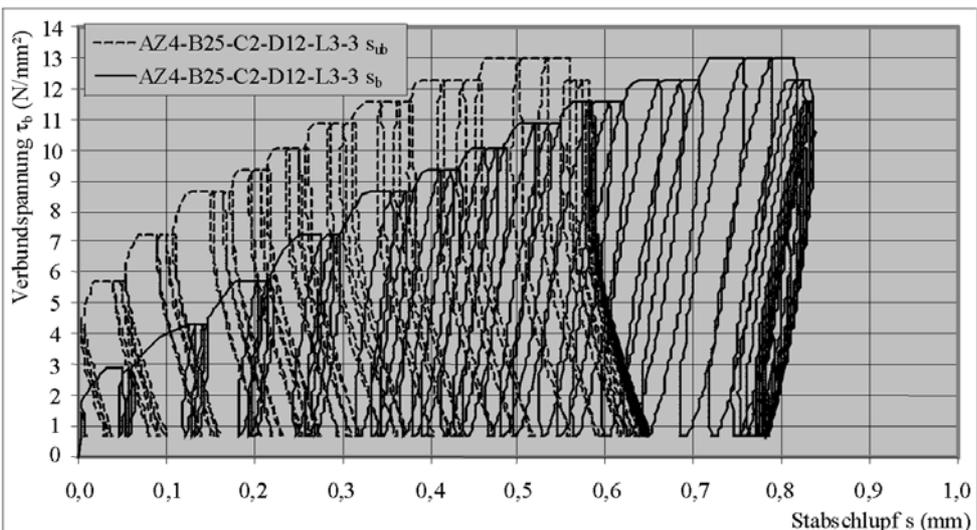
a) $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3-1 (C25/30)



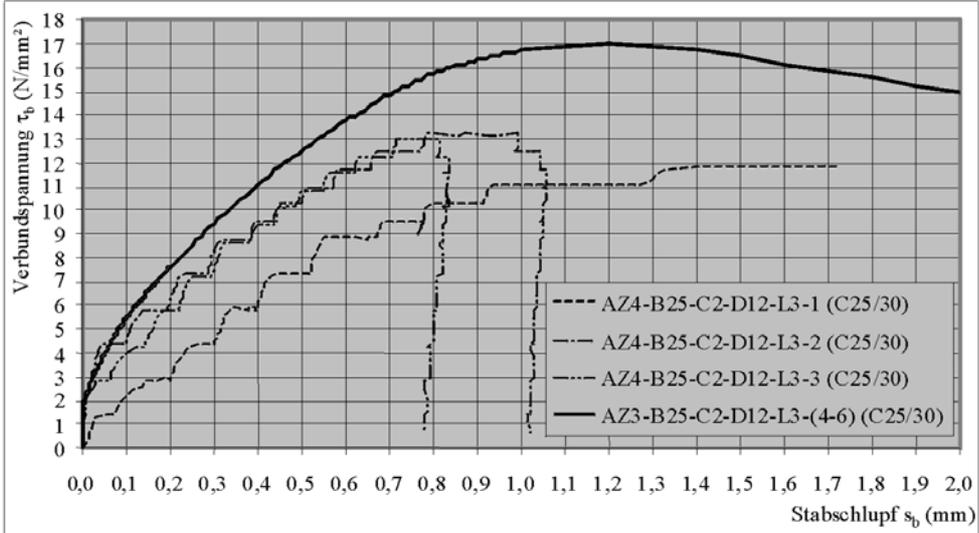
b) $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3-2 (C25/30)



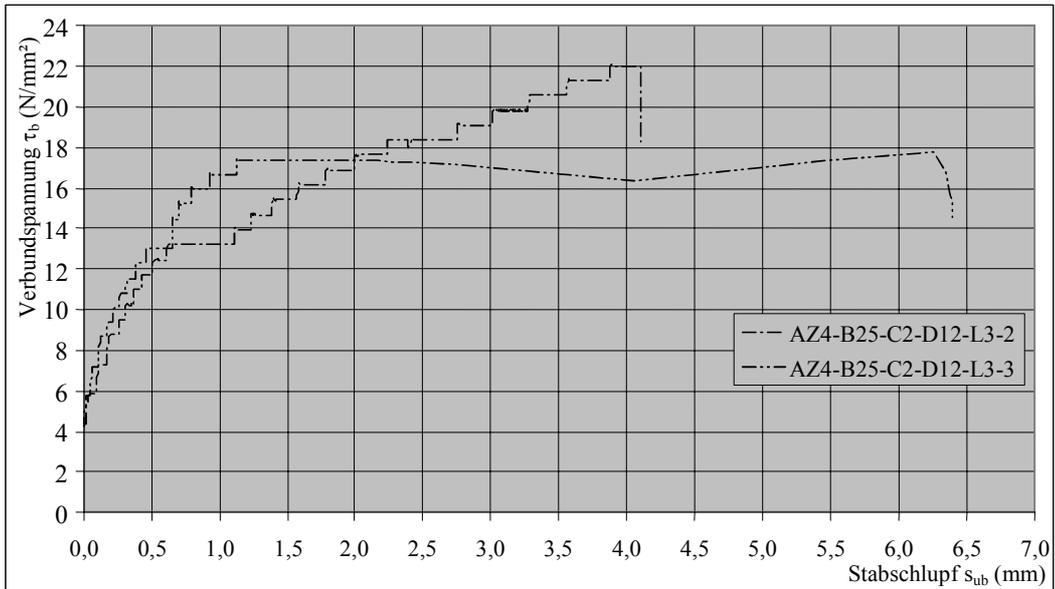
c) $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3-3 (C25/30)



d) Gegenüberstellung der $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3-1 (C25/30) und AZ3-B25-C2-D12-L3 (25/30)



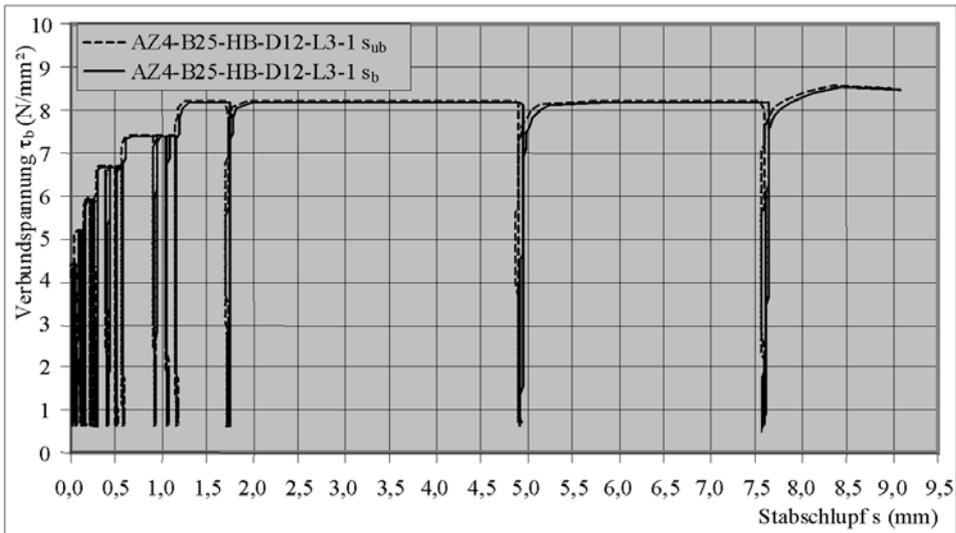
e) $\tau_b - s$ -Kurven der weggesteuerten Ausziehversuche bis zum Versagen der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3 (C25/30)



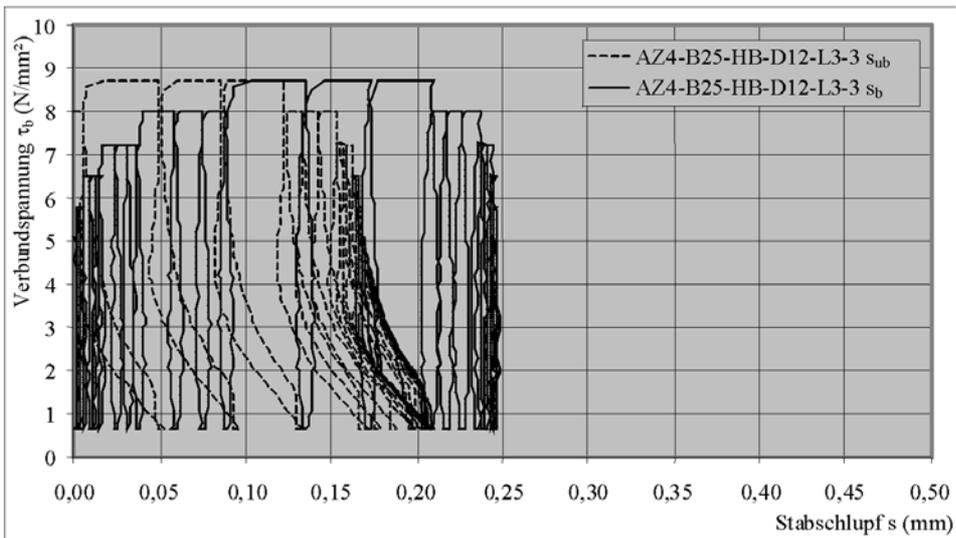
Tafel A.1.7

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Versuchsserie AZ4-B25-C2-D12-L3 (C25/30) und Gegenüberstellung mit der Versuchsserie AZ3-B25-C2-D12-L3 (C25/30)

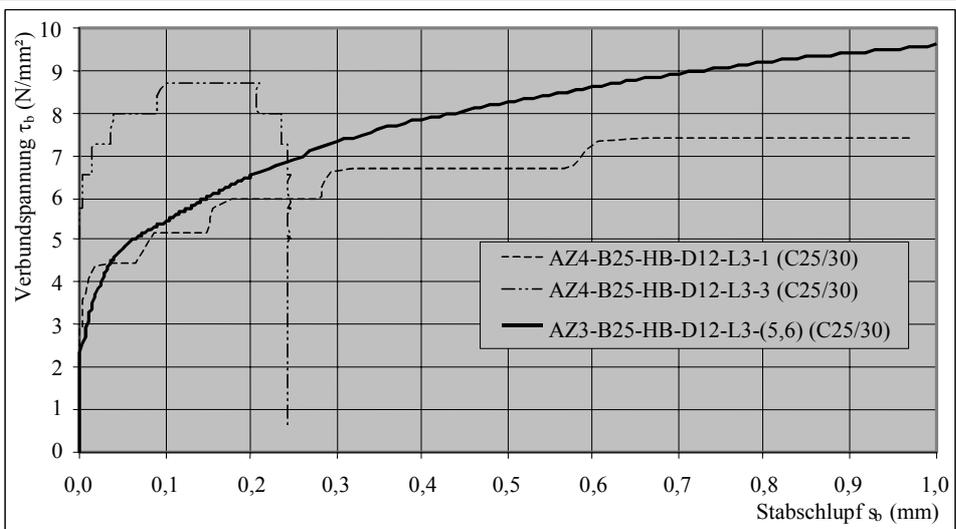
a) $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-HB-D12-L3-1 (C25/30)



b) $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-HB-D12-L3-2 (C25/30)



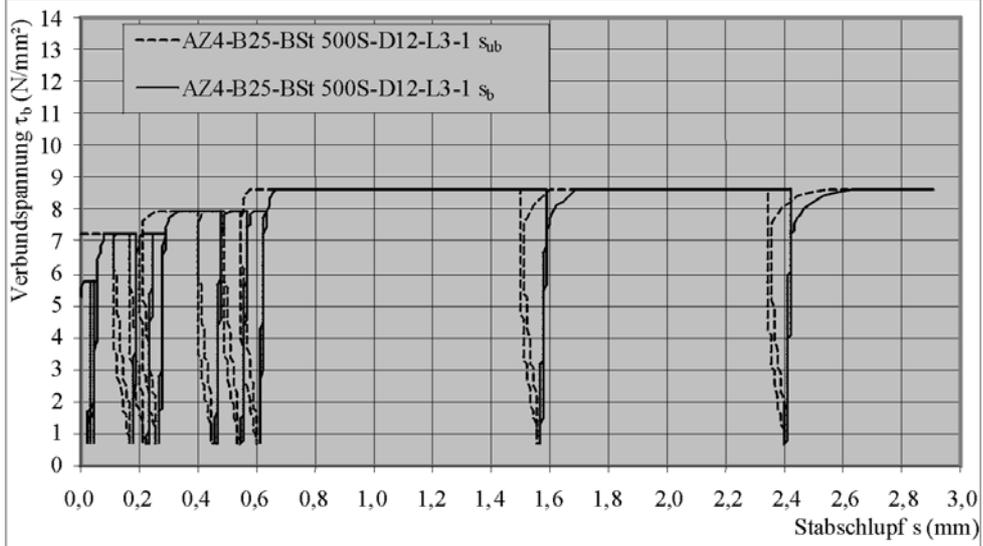
c) Gegenüberstellung der $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-HB-D12-L3-1 (C25/30) und AZ3-B25-HB-D12-L3 (25/30)



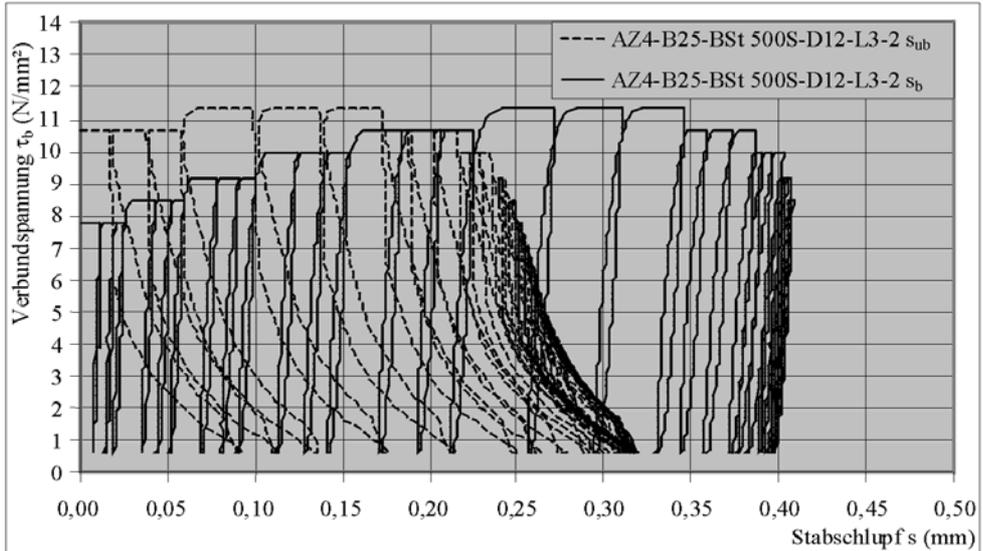
Tafel A.1.8

$\tau_b - s$ -Kurven) der Versuchsserie AZ4-B25-HB-D12-L3 (C25/30) und Gegenüberstellung mit der Versuchsserie AZ3-B25-HB-D12-L3 (C25/30)

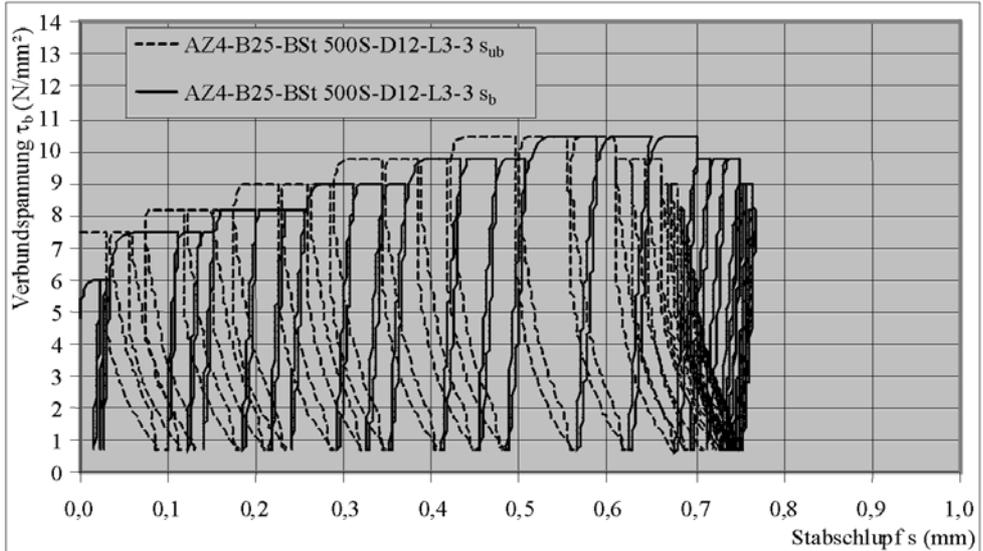
a) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-BSt 500S-D12-L3-1 (C25/30)



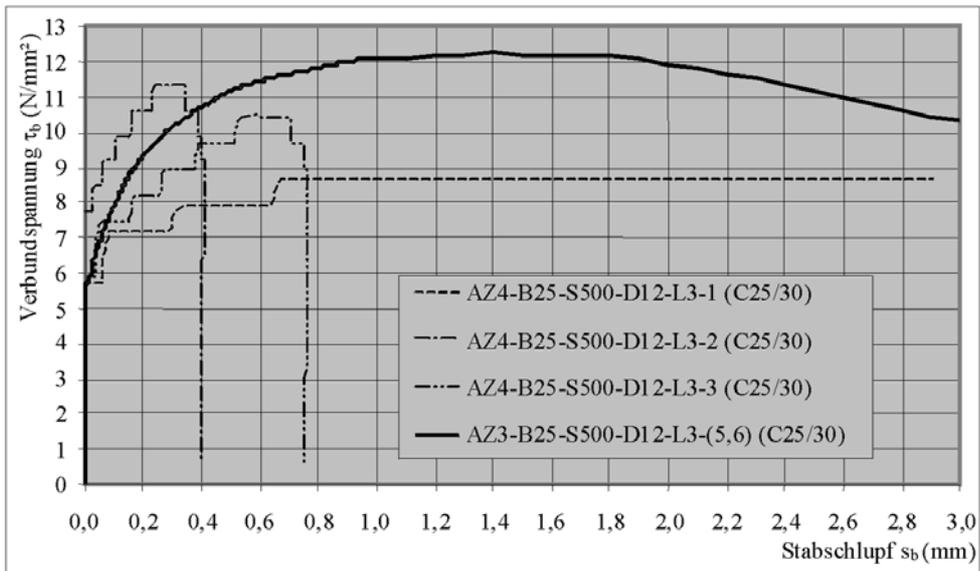
b) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-BSt 500S-D12-L3-2 (C25/30)



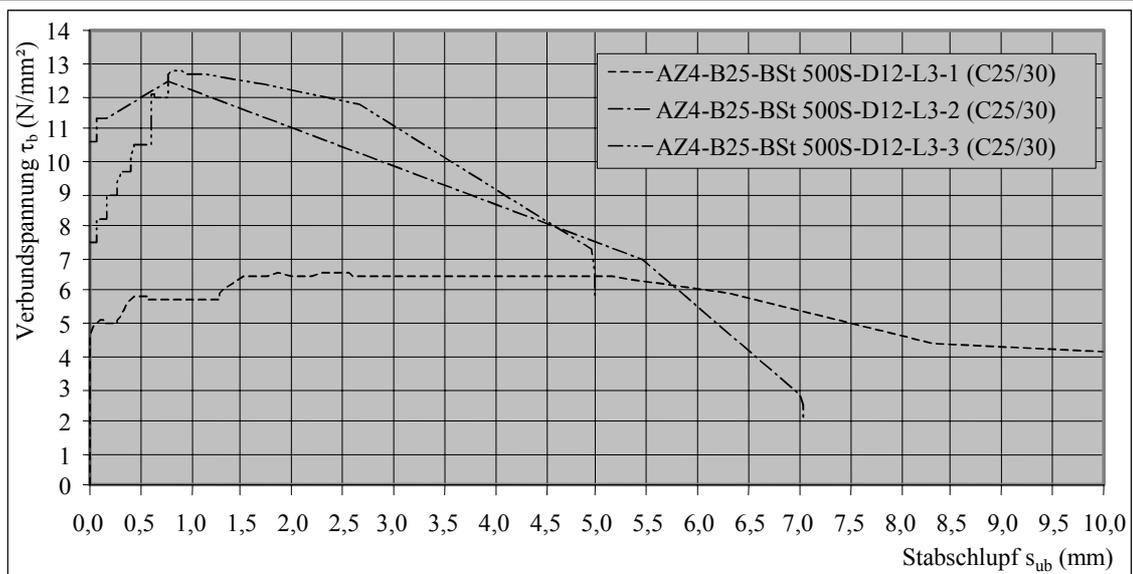
c) $\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-BSt 500S-D12-L3-3 (C25/30)



d) Gegenüberstellung der $\tau_b - s$ -Kurven der Versuchsserie AZ4-B25-BSt 500S-D12-L3-1 (C25/30) und AZ3-B25-BSt 500S-D12-L3 (25/30)



e) $\tau_b - s$ -Kurven der weggesteuerten Ausziehversuche bis zum Versagen der Versuchsserie AZ4-B25-BSt 500S-D12-L3 (C25/30)



Tafel A.1.9

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Versuchsserie AZ4-B25-BSt 500S-D12-L3 (C25/30) und Gegenüberstellung mit der Versuchsserie AZ3-B25-BSt 500S-D12-L3 (C25/30)

A.1.5.2.3 Verbundspannungs – Schlupf Beziehung ($\tau_{bm} - s$ Kurven) der Versuchsserie AZ5

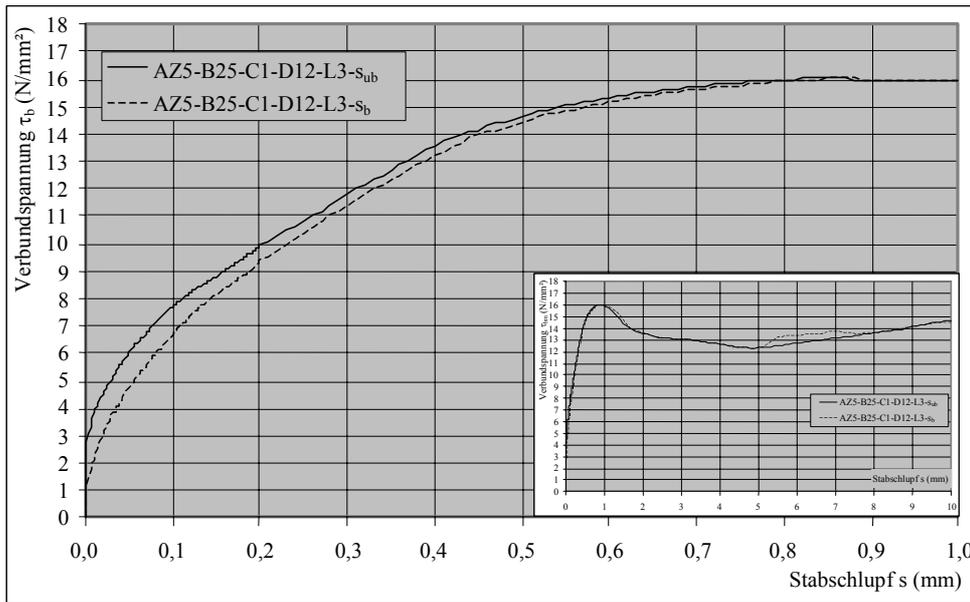


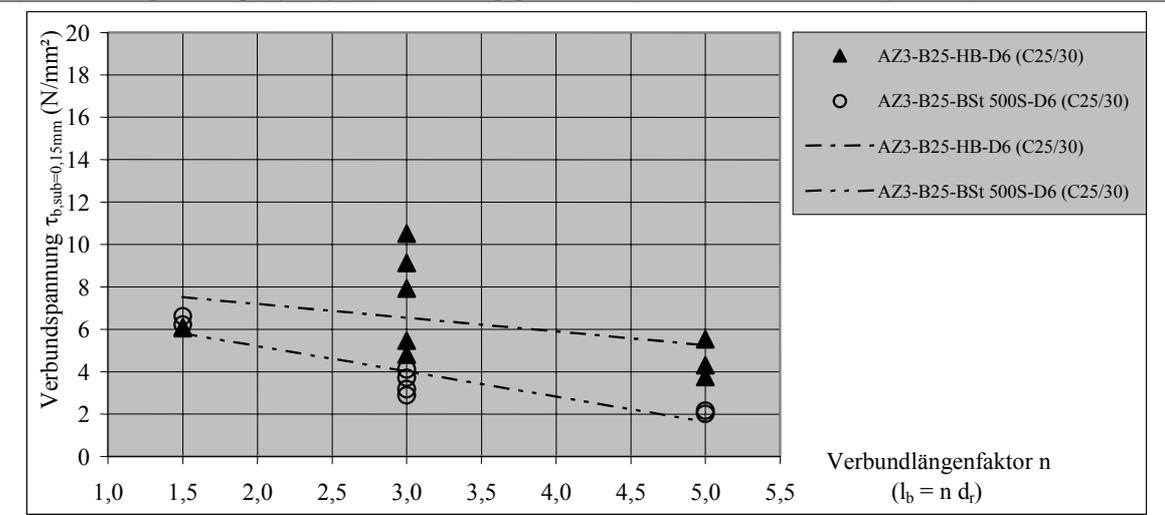
Abb. A.1.17

$\tau_b - s$ – Kurven der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L3

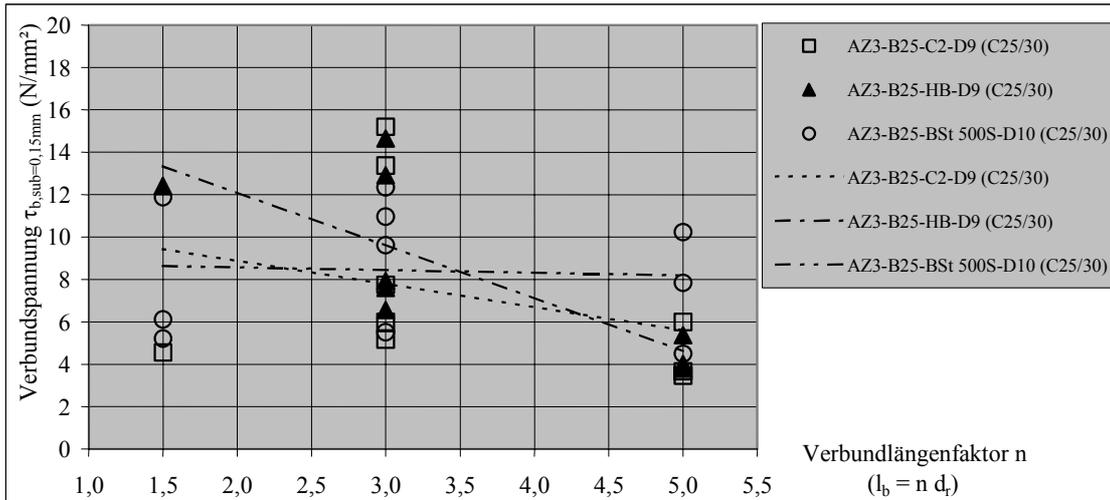
A.1.5.3 Einfluss der Verbundlänge l_b

In Abhängigkeit vom Verbundlängenfaktor n sind für die Ausziehversuchsserien AZ3 mit Beton der Festigkeitsklassen C25/30 und C55/65 die Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$ beim Stabschlupf auf der unbelasteten Stabseite von $s_{ub} = 0,15$ mm in Tafel A.1.10, die maximalen Verbundspannungen $\tau_{b,max}$ beim Stabschlupf s_1 in Tafel A.1.11 und die Stabschlupfwerte s_1 bei der Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Tafel A.1.12 dargestellt.

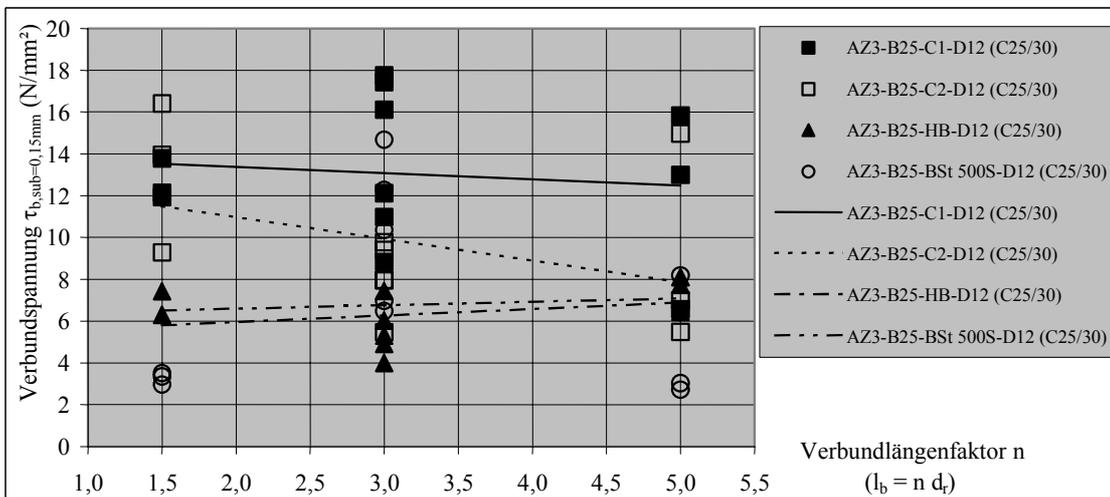
a) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D6 (C25/30)



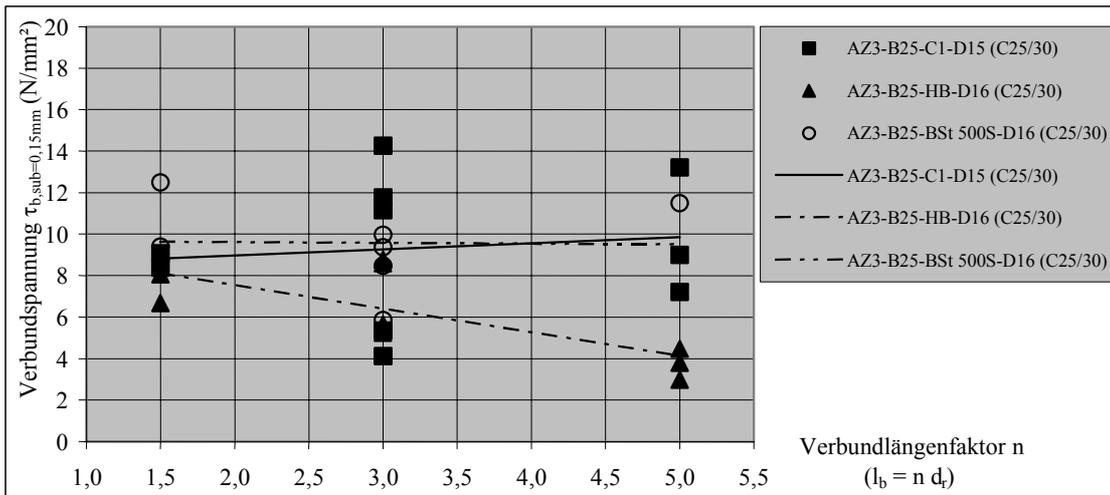
b) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D9 (10) (C25/30)



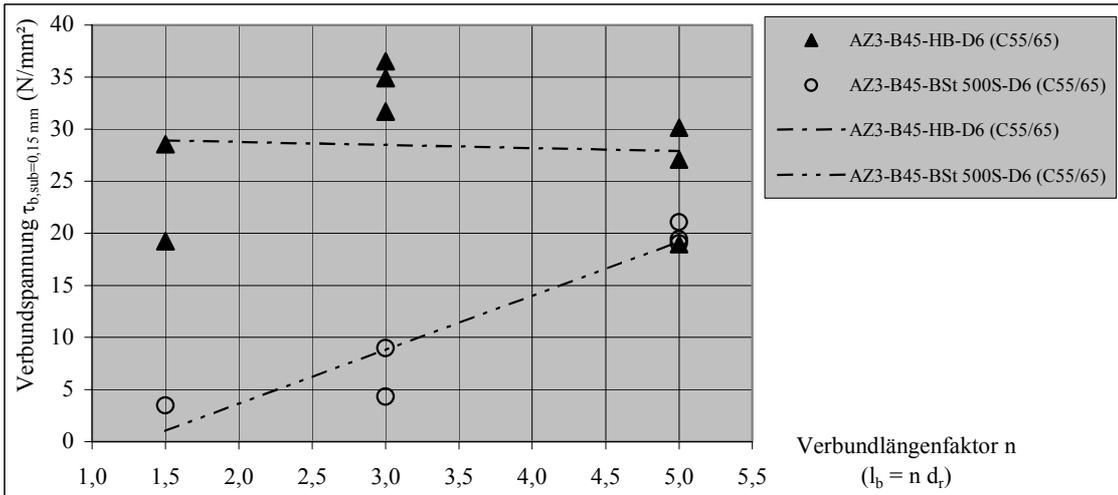
c) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D12 (C25/30)



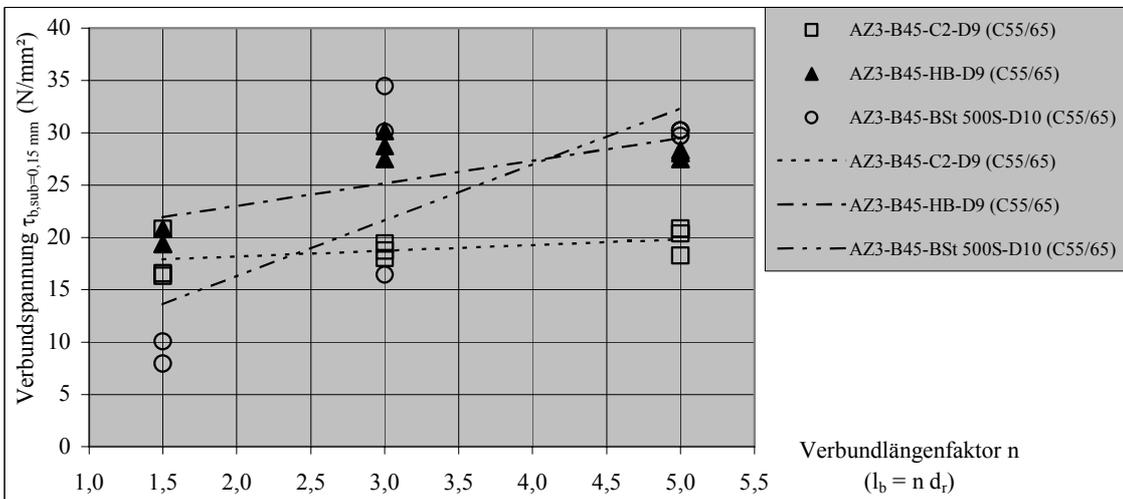
d) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D16 (15) (C25/30)



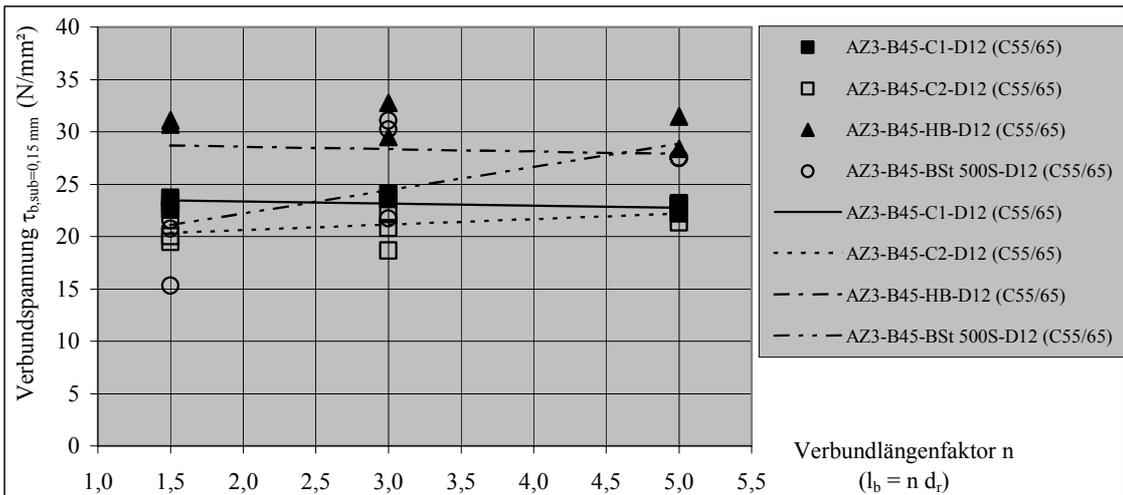
e) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D6 (C55/65)



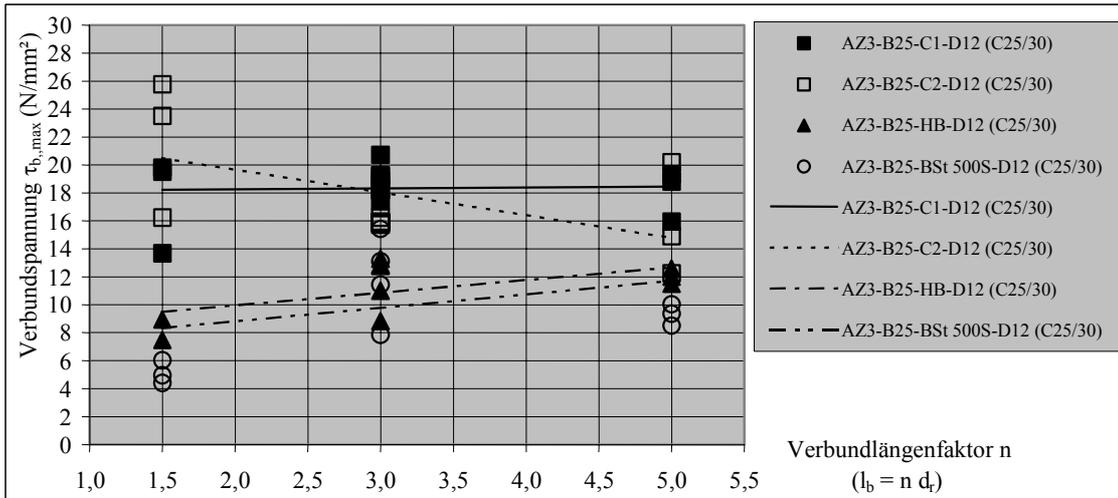
f) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D9 (10) (C55/65)



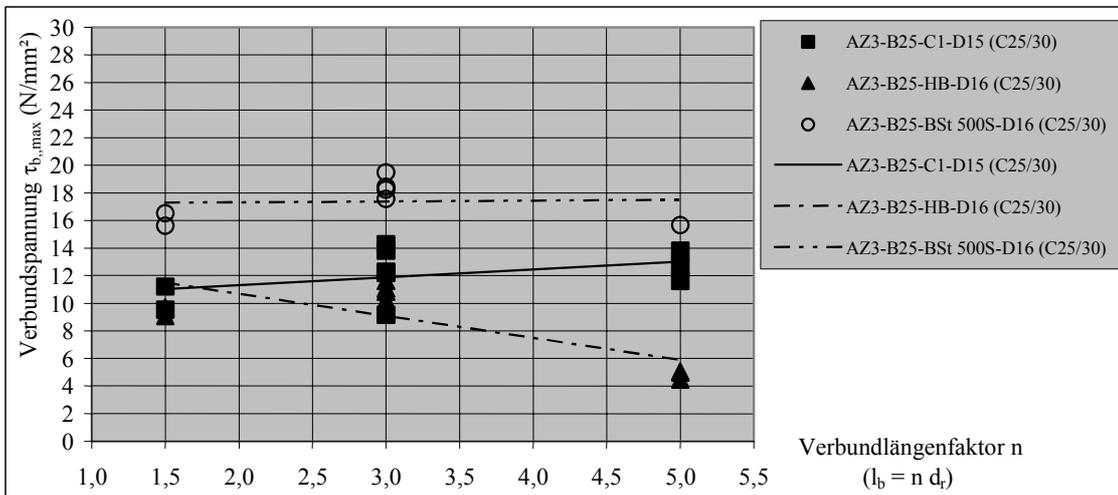
g) Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D12 (C55/65)



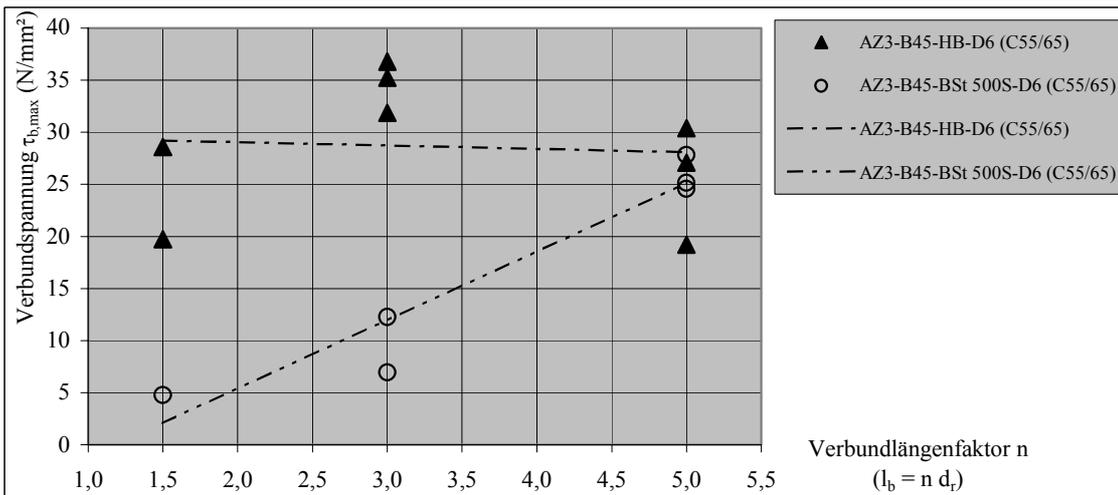
c) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D12 (C25/30)



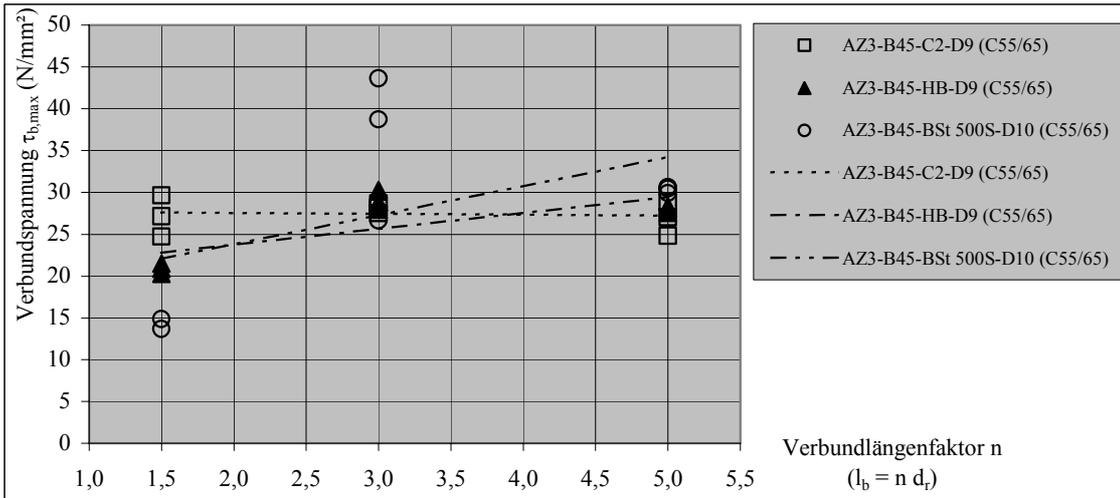
d) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D16 (15) (C25/30)



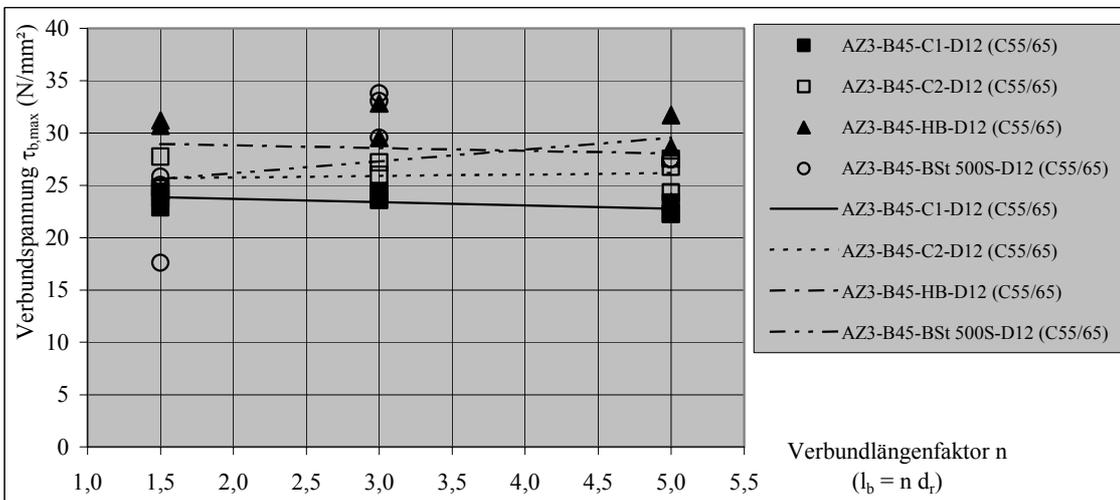
e) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D6 (C55/65)



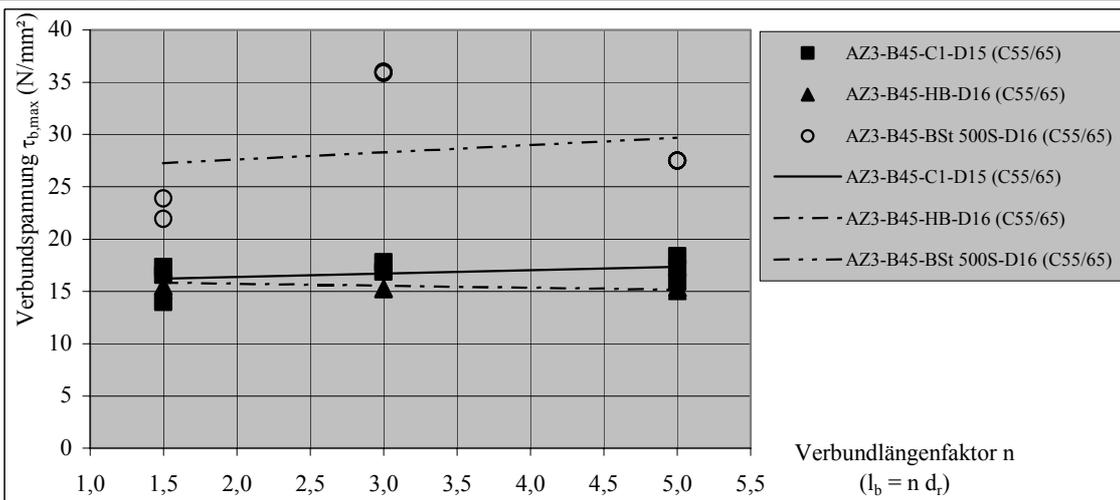
f) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D9 (10) (C55/65)



g) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D12 (C55/65)



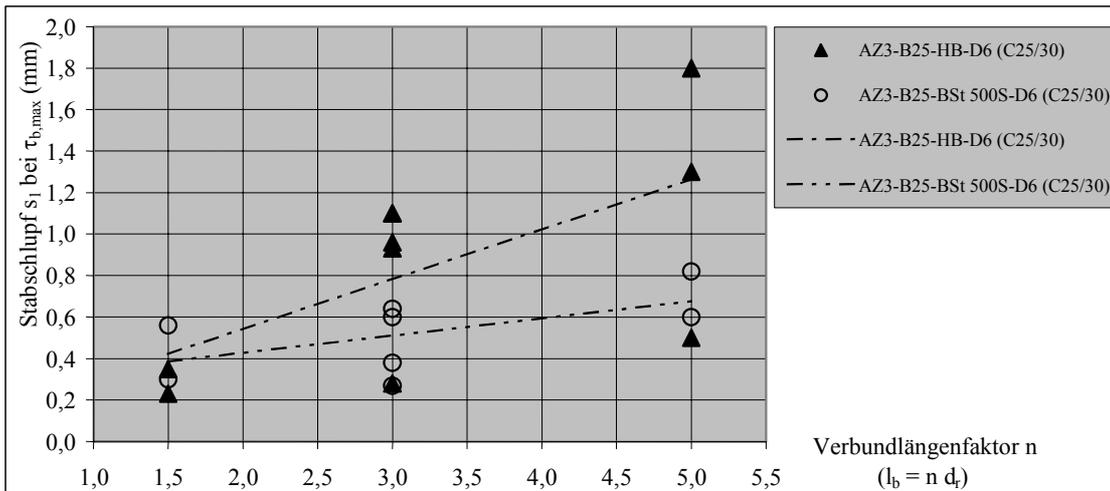
h) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D16 (15) (C55/65)



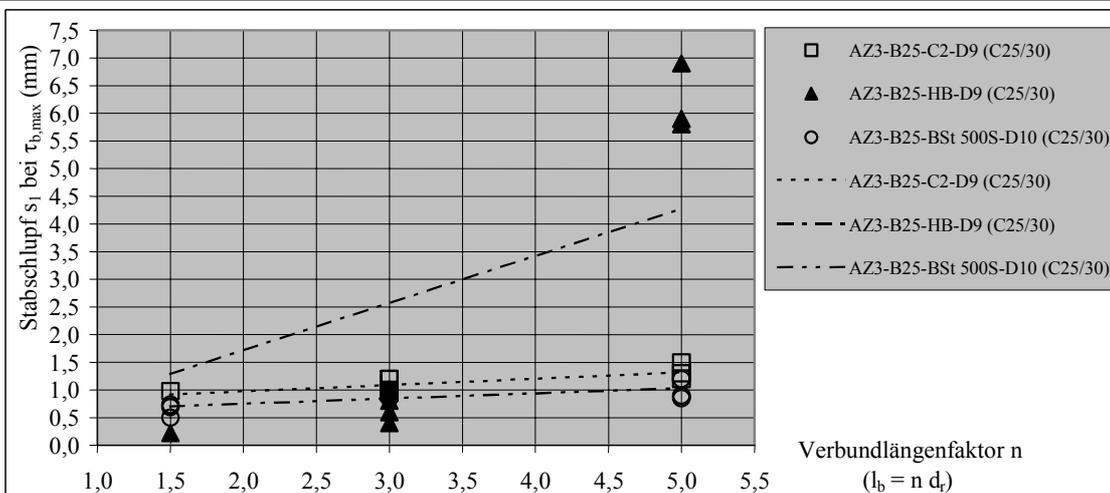
Tafel A.1.11

Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_b -Ausziehversuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und C55/65

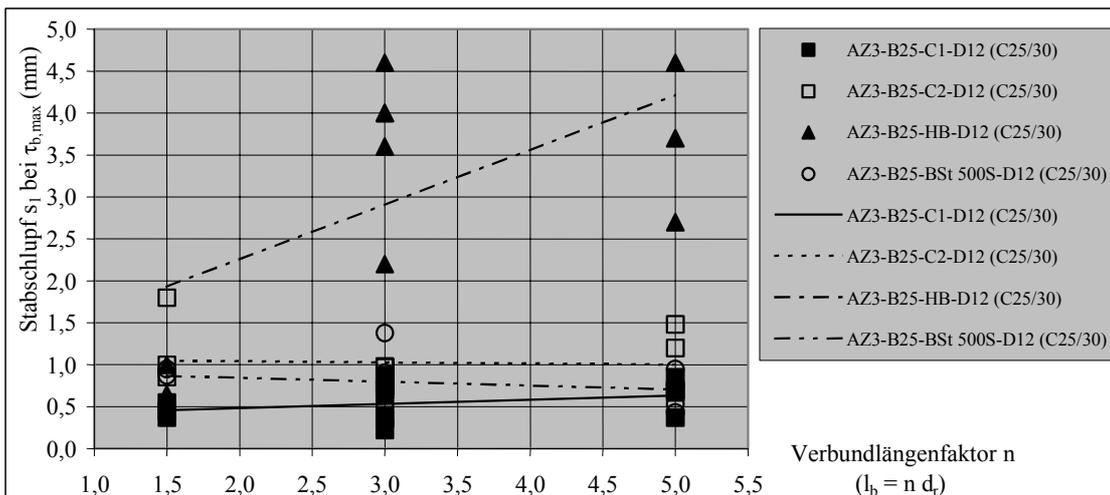
a) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D6 (C25/30)



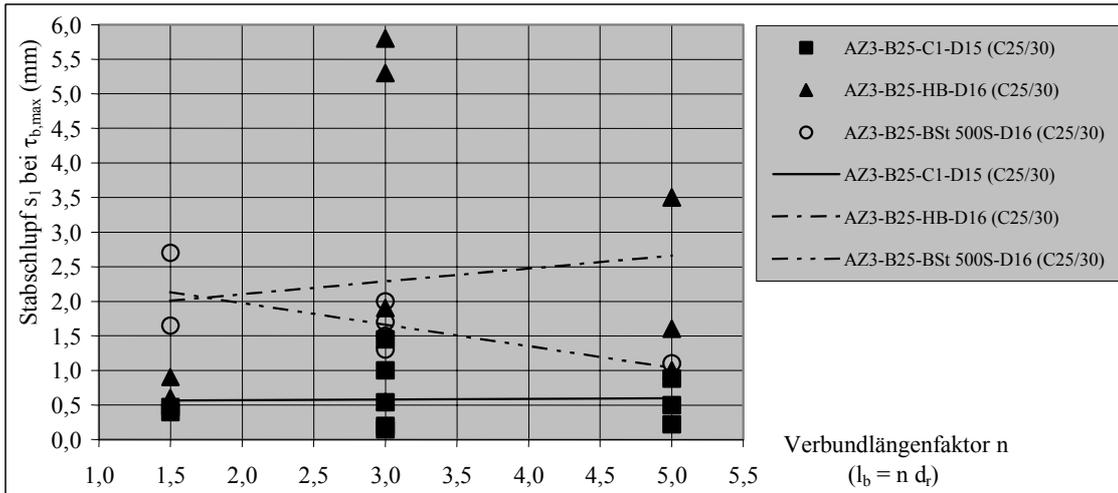
b) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D9 (10) (C25/30)



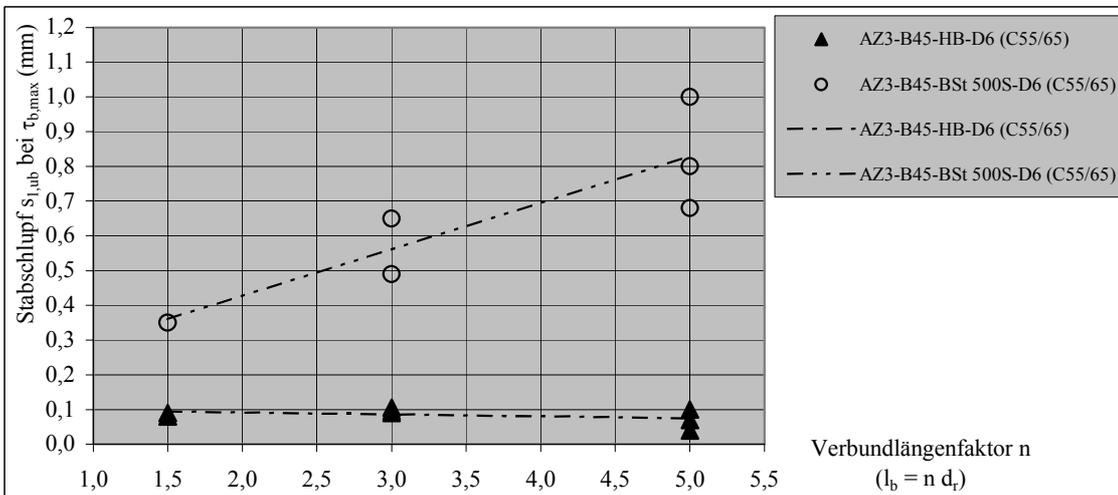
c) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D12 (C25/30)



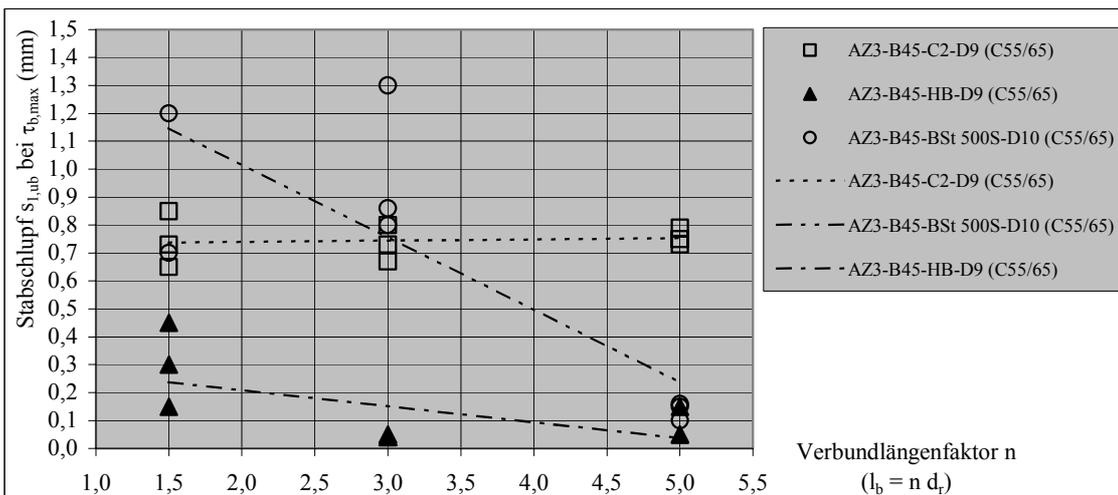
d) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25-D16 (15) (C25/30)



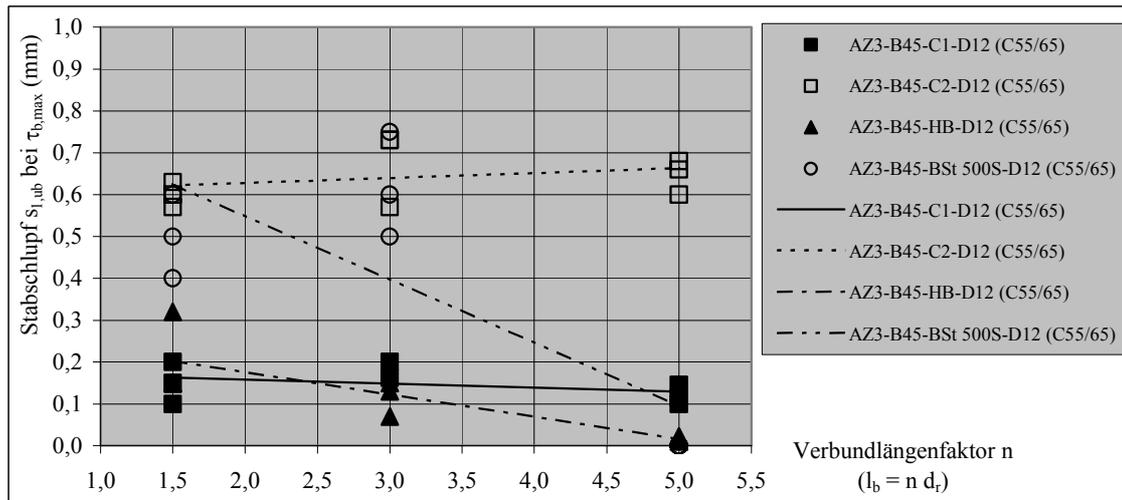
e) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D6 (C55/65)



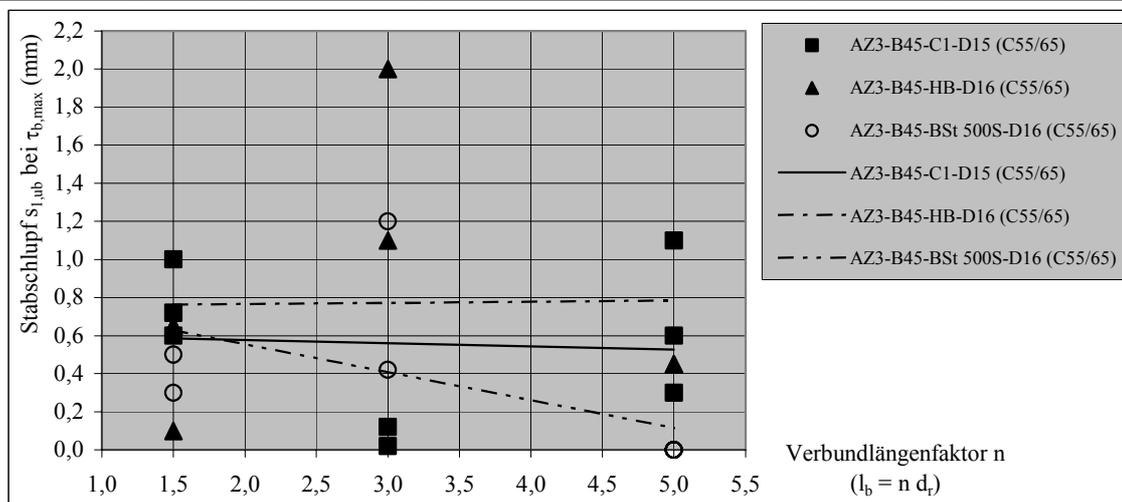
f) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D9 (10) (C55/65)



g) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D12 (C55/65)



h) Stabschlupf s_1 bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45-D16 (15) (C55/65)



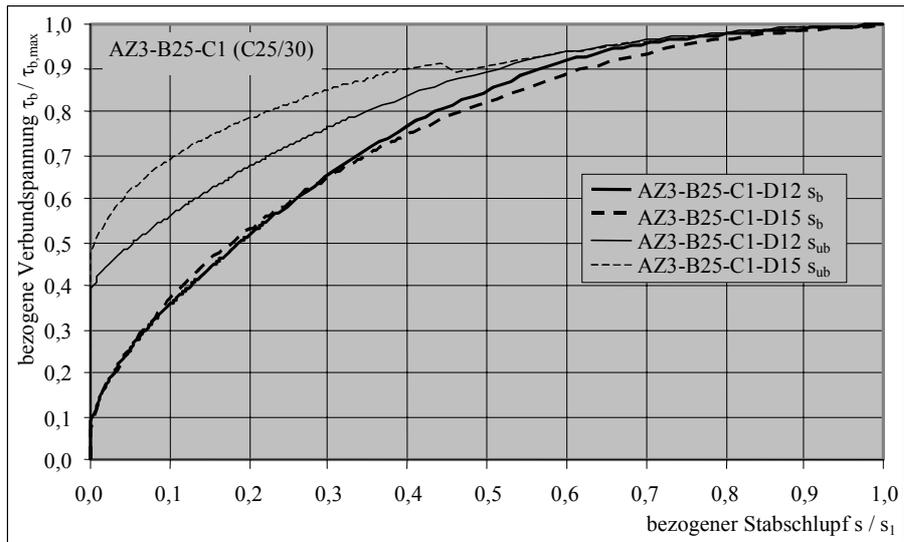
Tafel A.1.12

Stabschlupf s_1 bei der Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_b - Ausziehversuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und C55/65

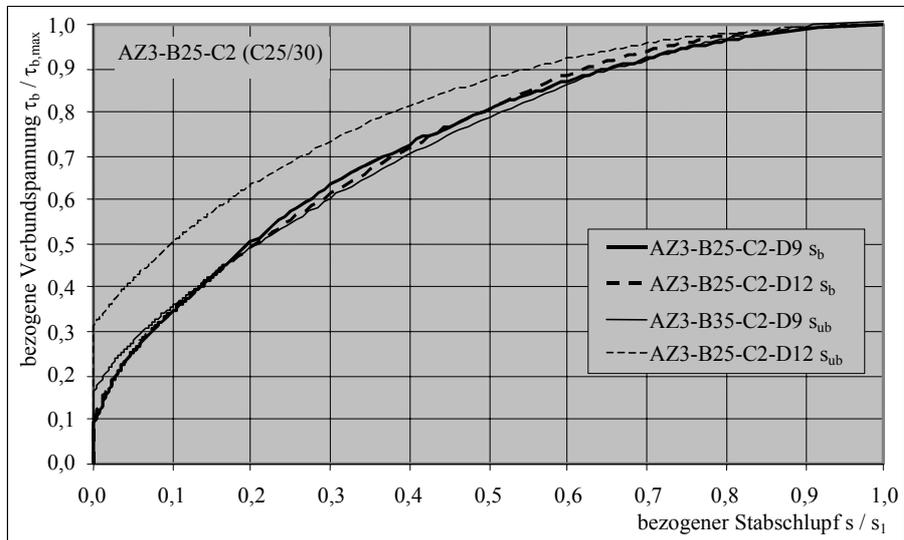
A.1.5.4 Bezogene Verbundspannungen $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Stabschlupf s / s_1

Die bezogenen Verbundspannungen $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Stabschlupf s / s_1 sind für die Versuchsserien AZ3 mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30 in Tafel A.1.13, mit Beton der Festigkeitsklasse C45/55 in Tafel A.1.14 und mit Beton der Festigkeitsklasse C55/65 in Tafel A.1.15 dargestellt. Hierbei sind die bezogenen Werte sowohl dem Stabschlupf s_b auf der belasteten Stabseite als auch dem Stabschlupf s_{ub} auf der unbelasteten Stabseite zugeordnet.

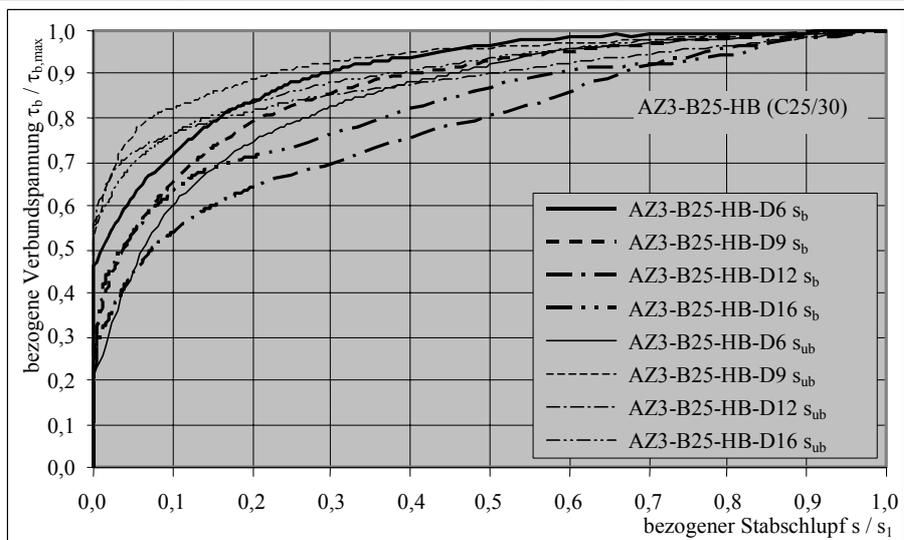
a) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B25-C1 (C25/30)



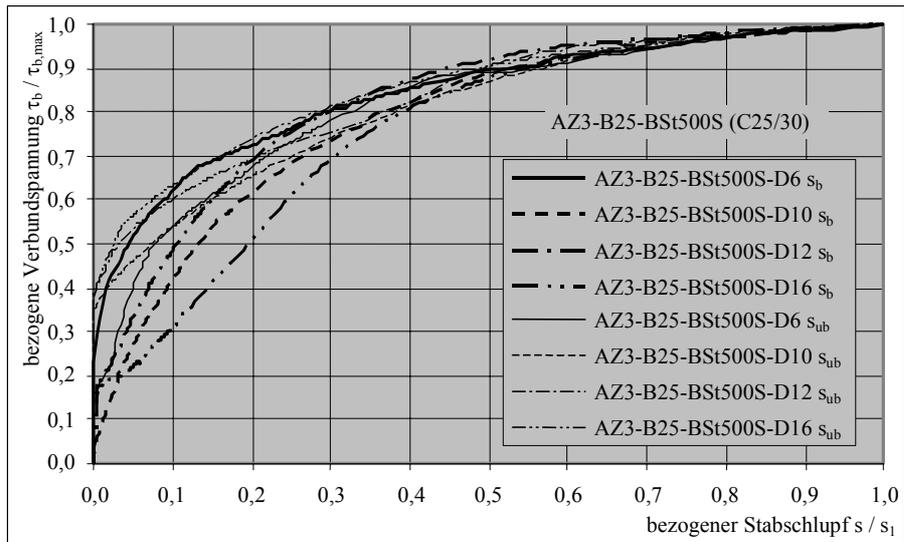
b) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B25-C2 (C25/30)



c) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B25-HB (C25/30)



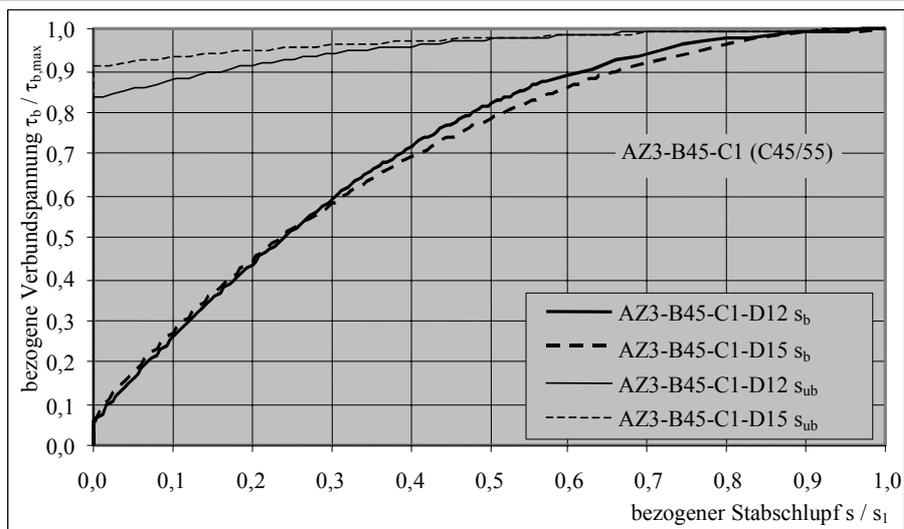
d) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B25-BSt500S (C25/30)



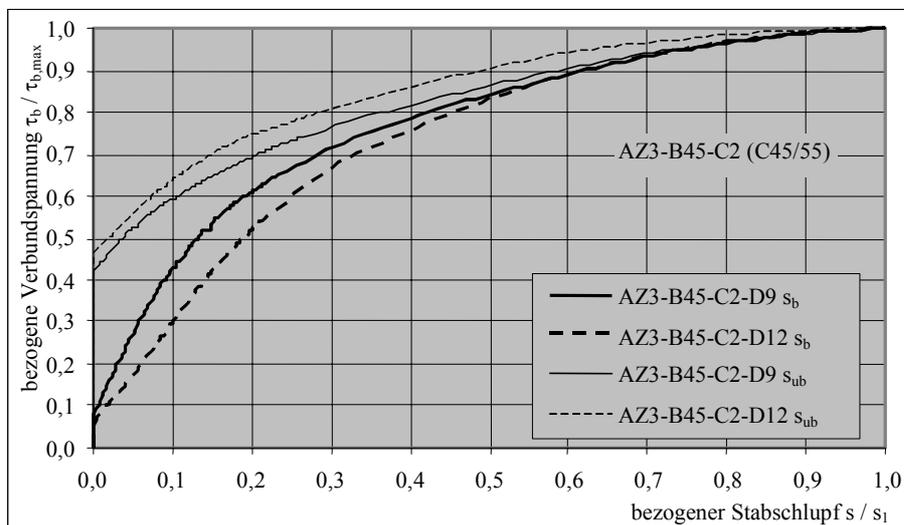
Tafel A.1.13

Bezogene Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Stabschlupf s / s_1 - Ausziehversuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30

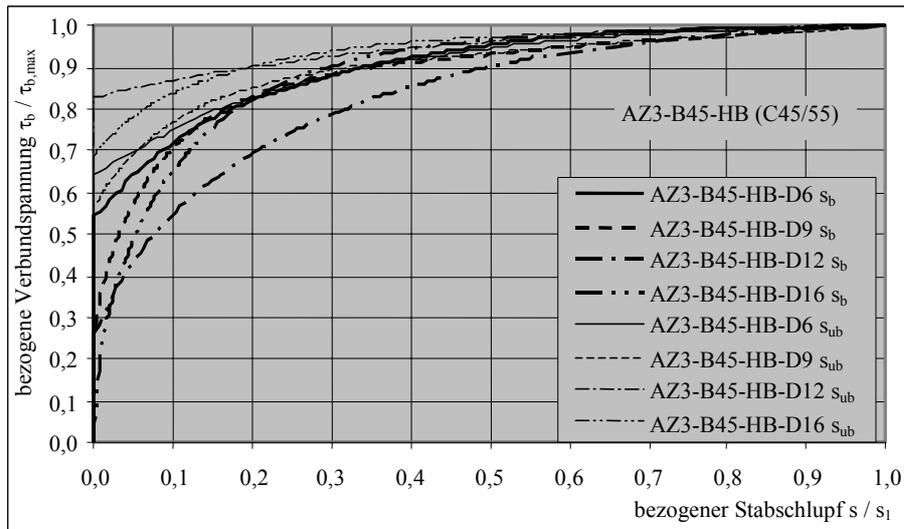
a) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B45-C1 (C45/55)



b) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B45-C2 (C45/55)



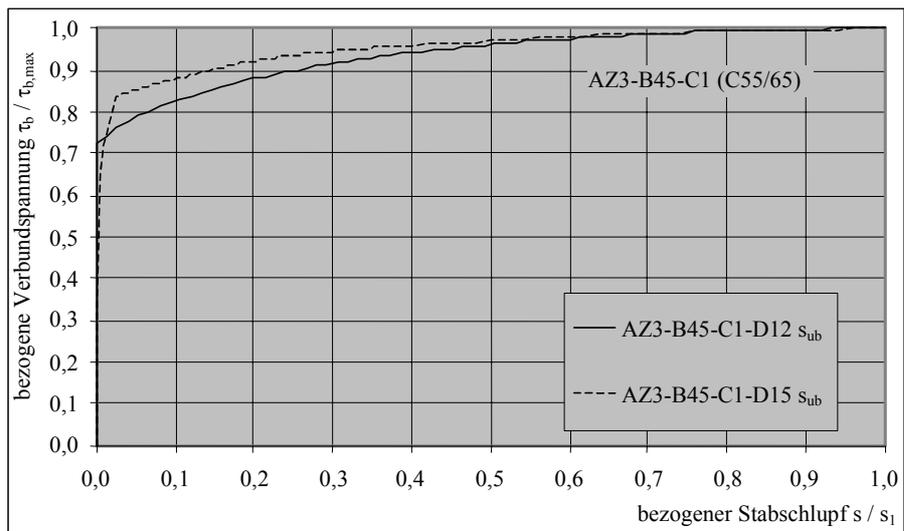
c) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B45-HB (C45/55)



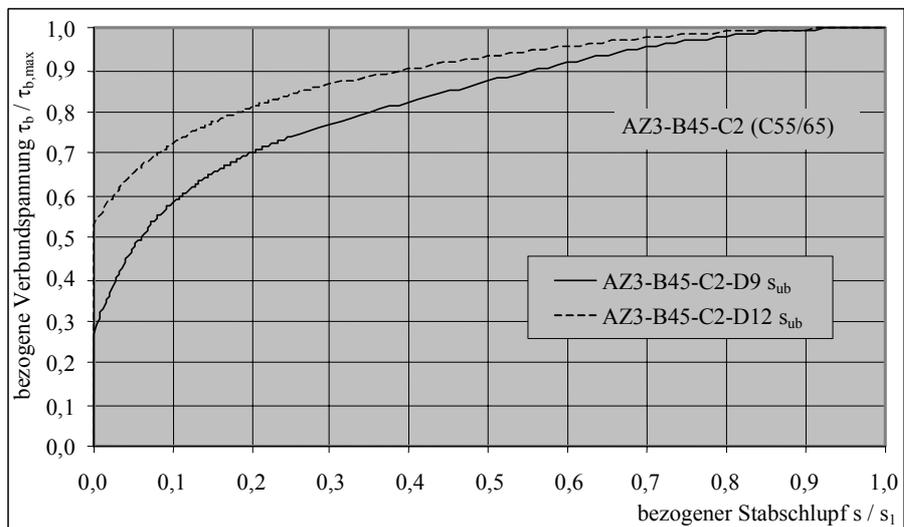
Tafel A.1.14

Bezogene Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Stabschlupf s / s_1 - Ausziehversuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30

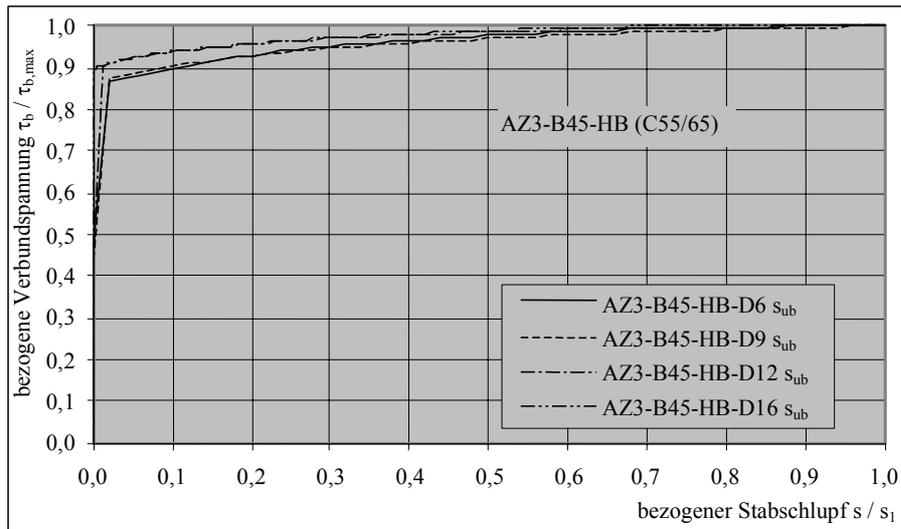
a) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B45-C1 (C55/65)



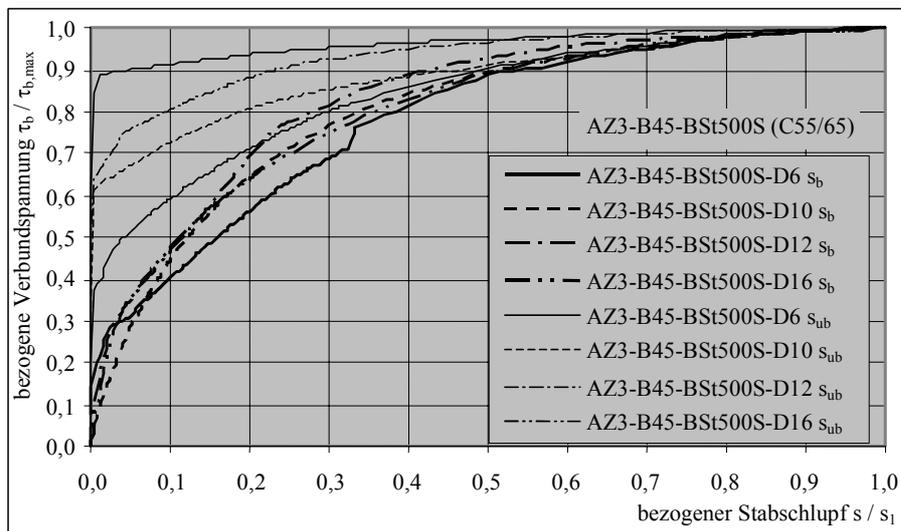
b) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B45-C2 (C55/65)



c) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B45-HB (C55/65)



d) Bezogene Kurven $\tau_b / \tau_{b,max} - s / s_1$ - Serie AZ3-B45-BSt500S (C55/65)



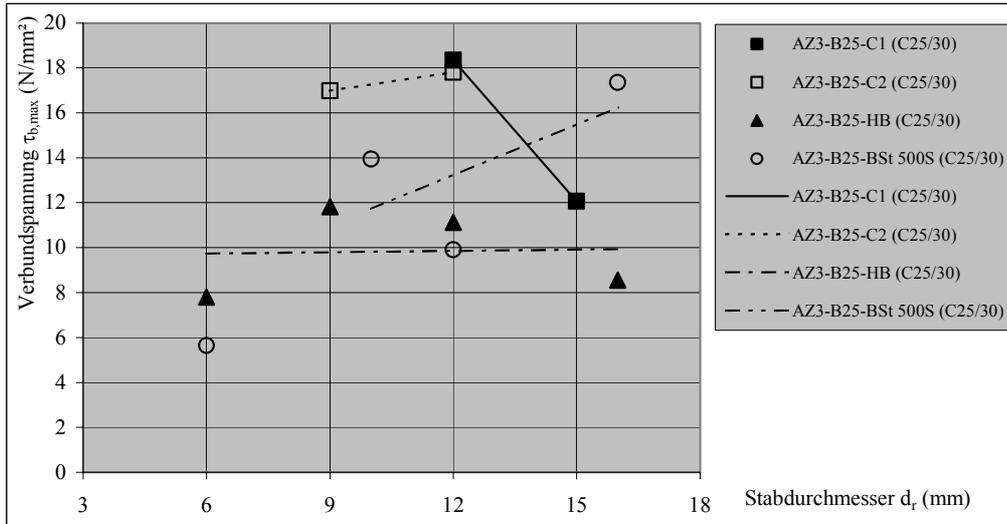
Tafel A.1.15

Bezogene Verbundspannung $\tau_b / \tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Stabschlupf s / s_1 - Ausziehversuchsserien mit Beton der Festigkeitsklasse C25/30

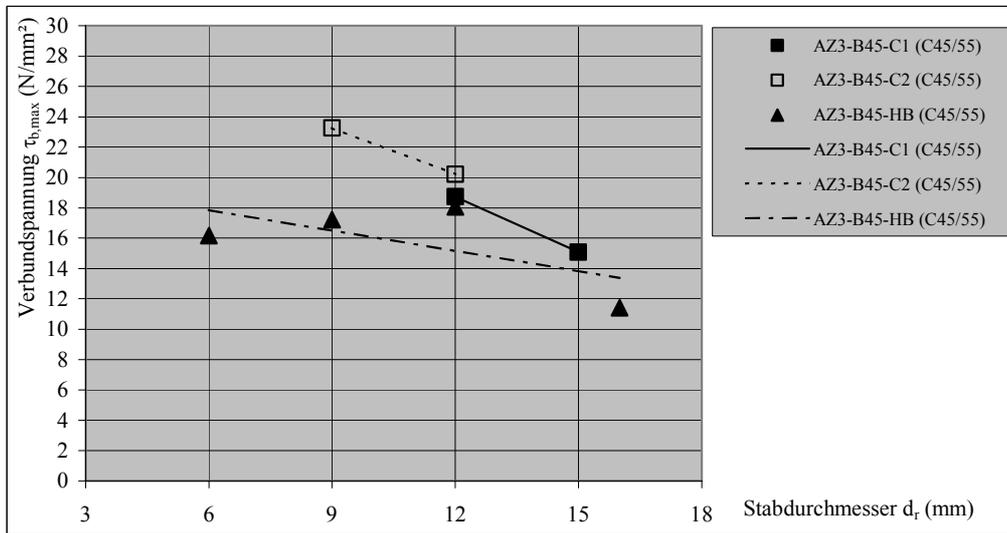
A.1.5.5 Einfluss des Stabdurchmessers d_r

In Abhängigkeit vom Stabdurchmesser d_r ist in Tafel A.1.16 die Entwicklung der Verbundspannungen $\tau_{b,max}$ beim Stabschlupf s_1 und in Tafel A.1.17 die Entwicklung des Stabschlupfes s_1 bei $\tau_{b,max}$ für die Ausziehversuchsserien AZ3 dargestellt.

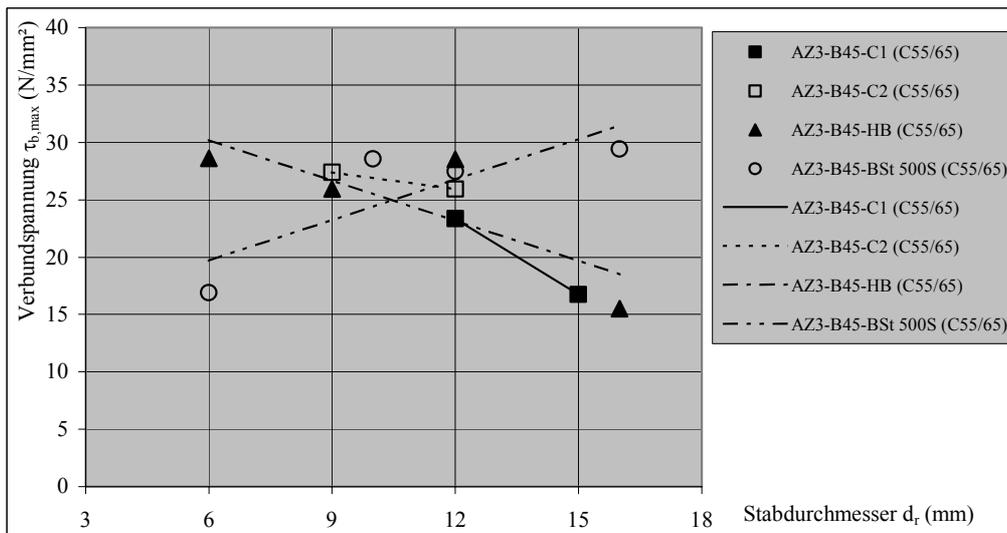
a) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser - Serie AZ3-B25 (C25/30)



b) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser - Serie AZ3-B45 (C45/55)



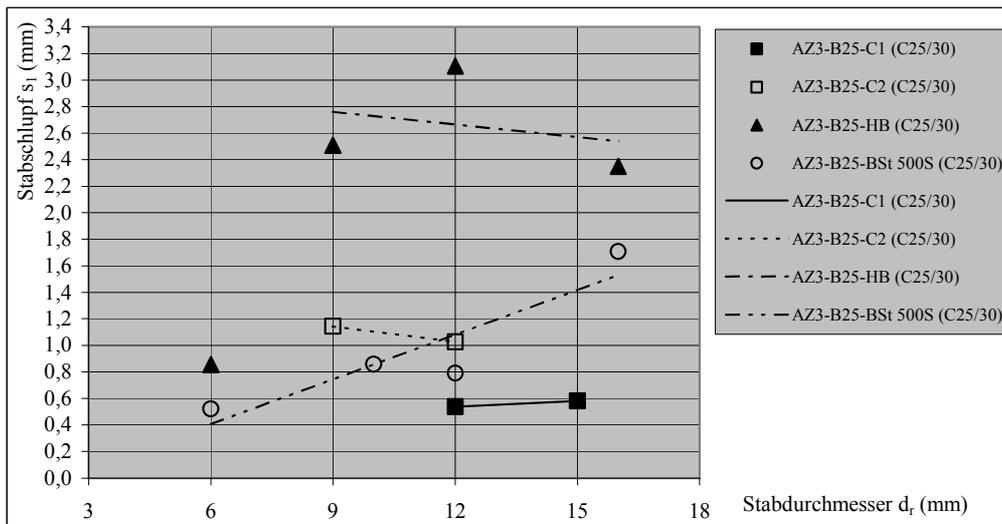
c) Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser - Serie AZ3-B45 (C55/65)



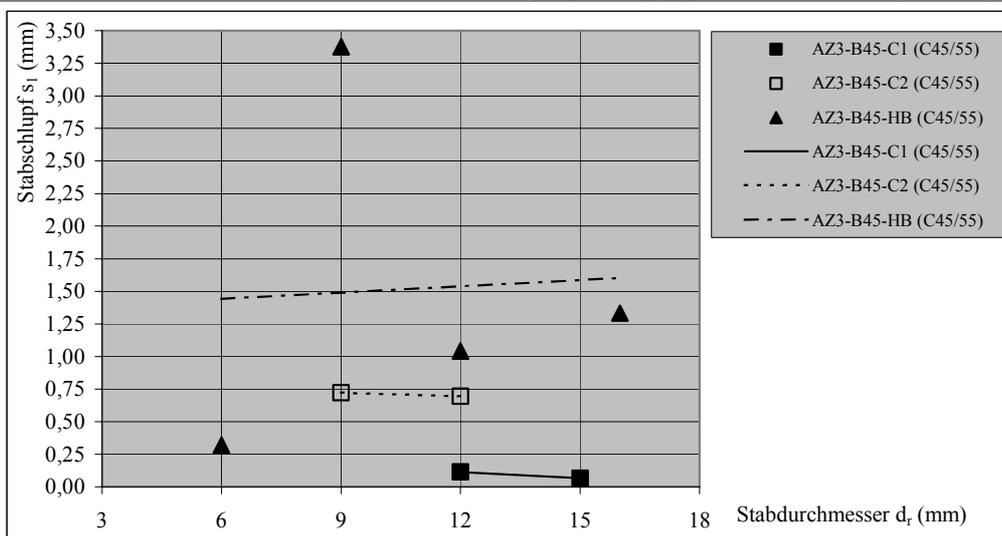
Tafel A.1.16

Entwicklung der Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser d_r der Ausziehversuchsserien AZ3

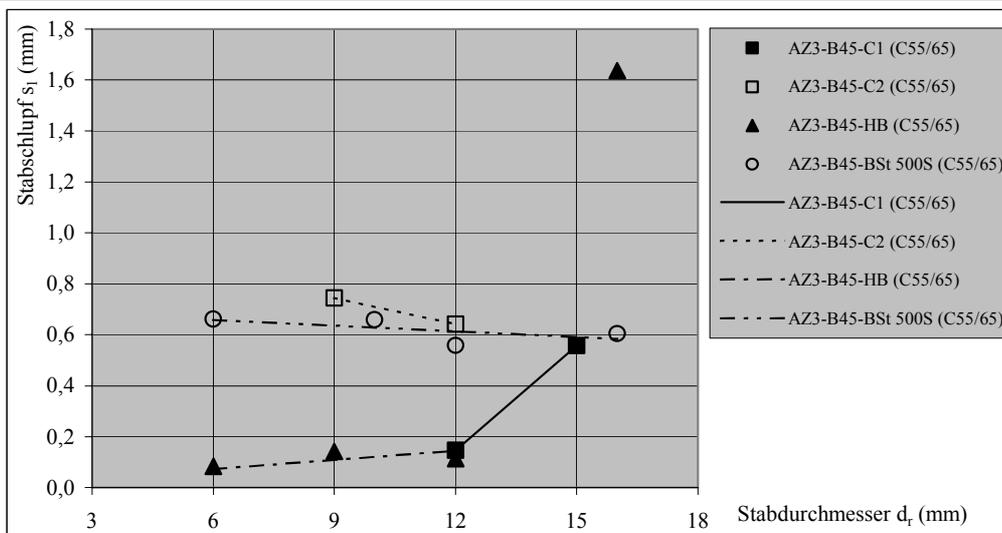
a) Einfluss des Stabdurchmessers auf den Stabschlupf s_1 bei $\tau_{bm,max}$ - Serie AZ3-B25 (C25/30)



b) Einfluss des Stabdurchmessers auf den Stabschlupf s_1 bei $\tau_{bm,max}$ - Serie AZ3-B45 (C45/55)



c) Einfluss des Stabdurchmessers auf den Stabschlupf s_1 bei $\tau_{bm,max}$ - Serie AZ3-B45 (C55/65)

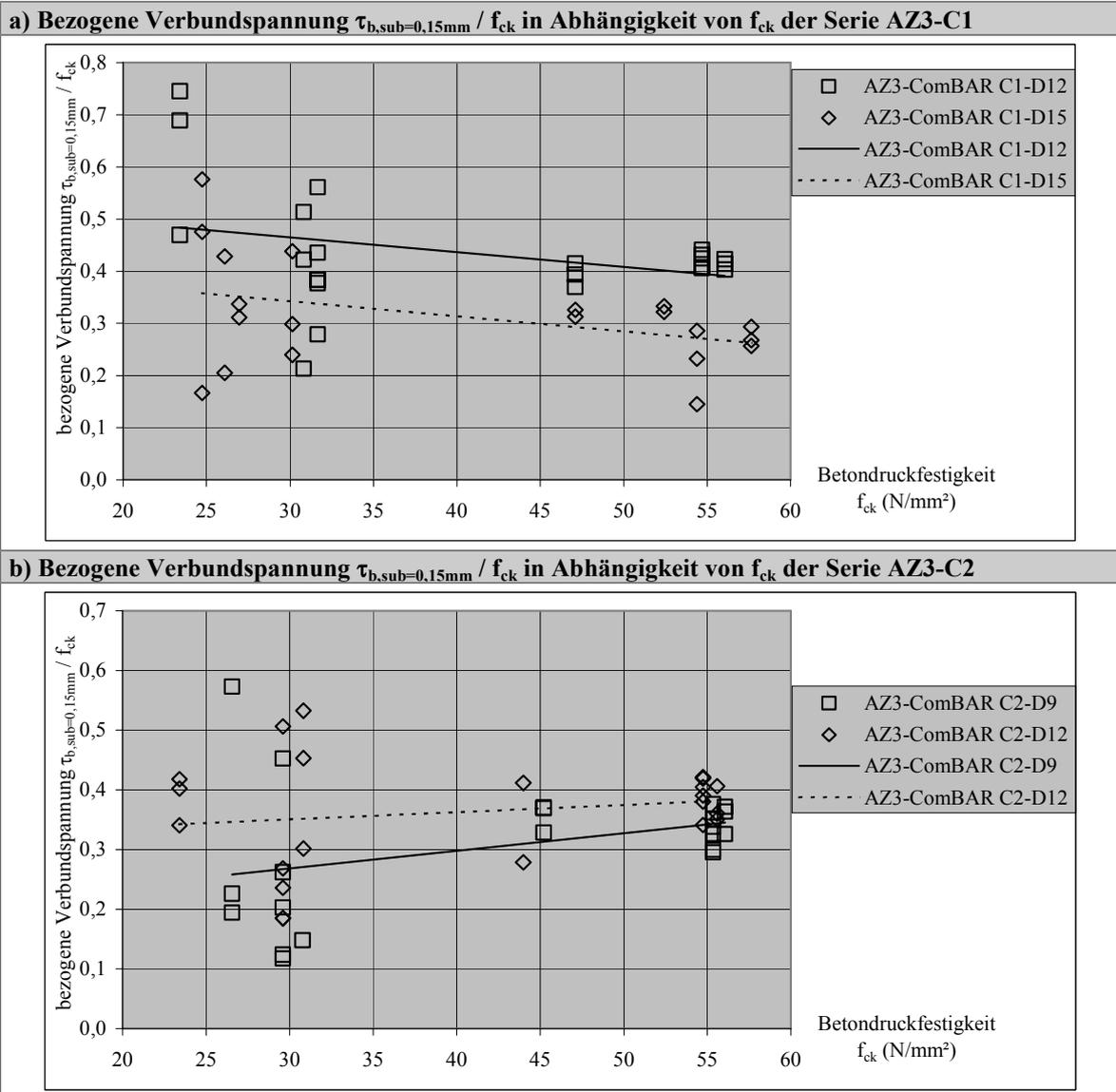


Tafel A.1.17

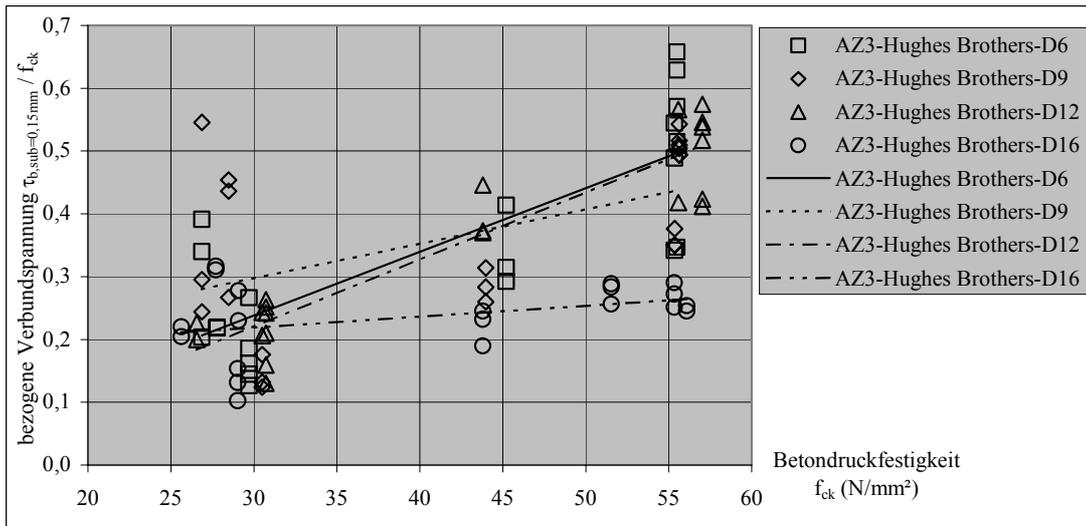
Entwicklung des Stabschlupfes s_1 in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser d_r der Ausziehversuchsreihen AZ3

A.1.5.6 Einfluss der Betonfestigkeit

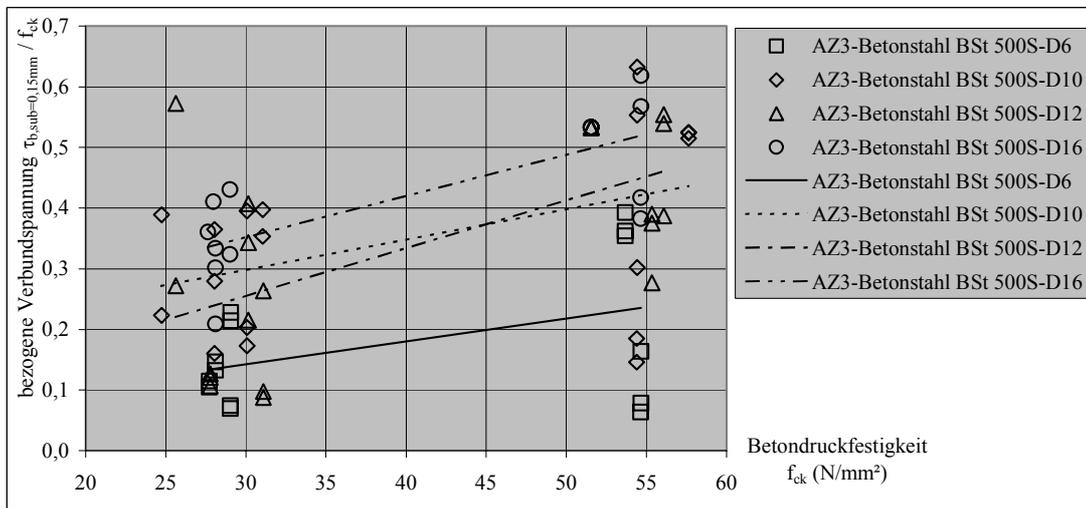
In Tafel A.1.18 sind in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit die bezogenen Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ck}$ und $\tau_{b,max} / f_{ck}$ für die untersuchten Bewehrungsmaterialien und Stabdurchmesser dargestellt.



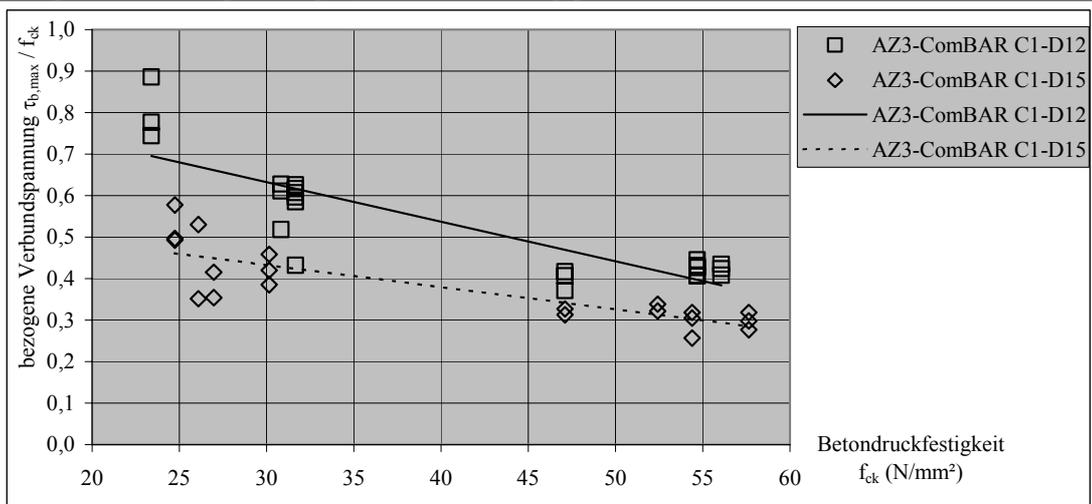
c) Bezogene Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ck}$ in Abhängigkeit von f_{ck} der Serie AZ3-HB



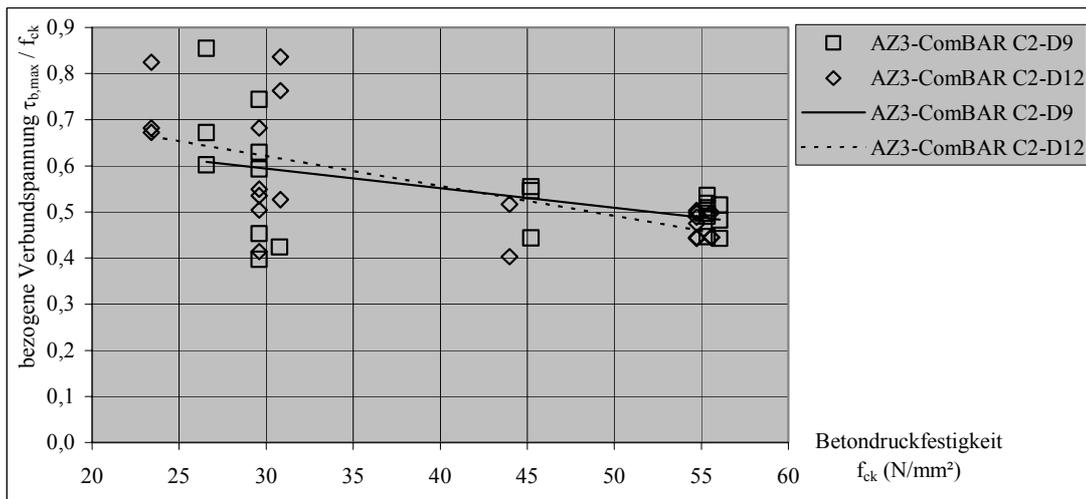
d) Bezogene Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ck}$ in Abhängigkeit von f_{ck} der Serie AZ3-BSt 500S



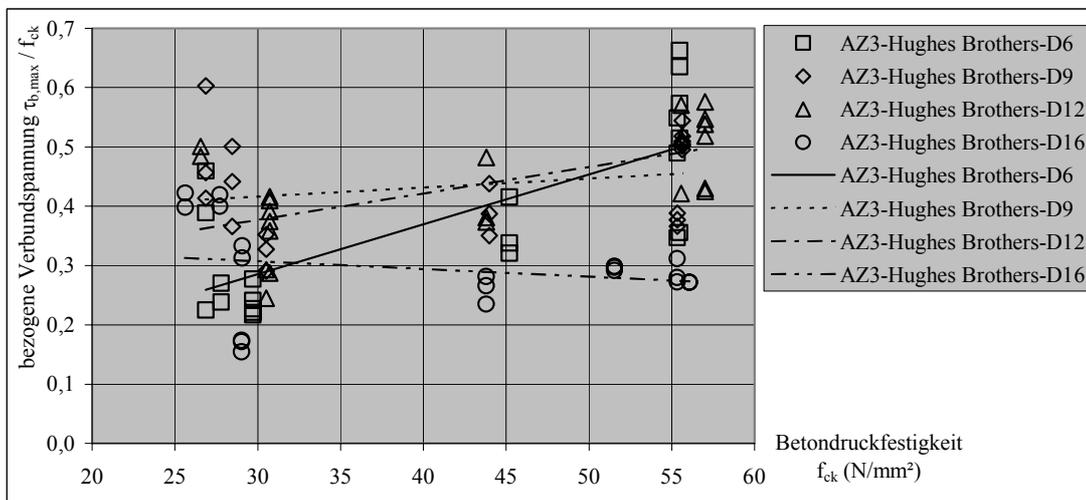
e) Bezogene Verbundspannung $\tau_{b,max} / f_{ck}$ in Abhängigkeit von f_{ck} der Serie AZ3-C1



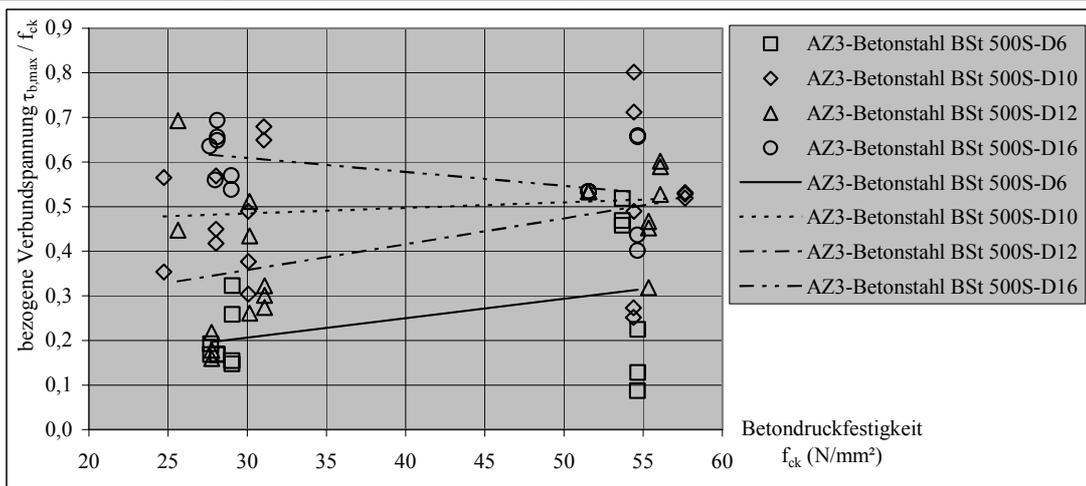
f) Bezogene Verbundspannung $\tau_{b,max} / f_{ck}$ in Abhängigkeit von f_{ck} der Serie AZ3-C2



g) Bezogene Verbundspannung $\tau_{b,max} / f_{ck}$ in Abhängigkeit von f_{ck} der Serie AZ3-HB



h) Bezogene Verbundspannung $\tau_{b,max} / f_{ck}$ in Abhängigkeit von f_{ck} der Serie AZ3-BSt 500S



Tafel A.1.18

Bezogenen Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ und $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_{ck} der Ausziehversuchsserie AZ3

A.1.5.7 Örtliche Verteilung der Stabspannungen und der Stabverschiebungen beim Einzelversuch AZ5-B25-C1-D12-L30

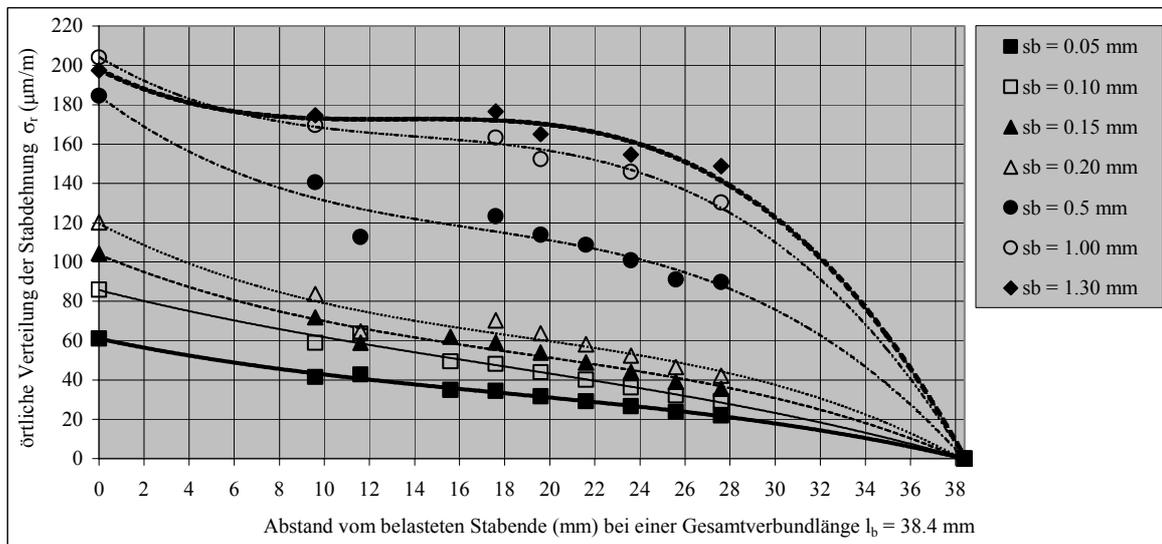


Abb. A.1.18

Örtliche Verteilung der Stabspannungen σ_r auf Grundlage der ermittelten Stabdehnungen der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L30 (C25/30) in Abhängigkeit der Messstelle der Dehnmessstreifen und des Stabschlupfes s_b

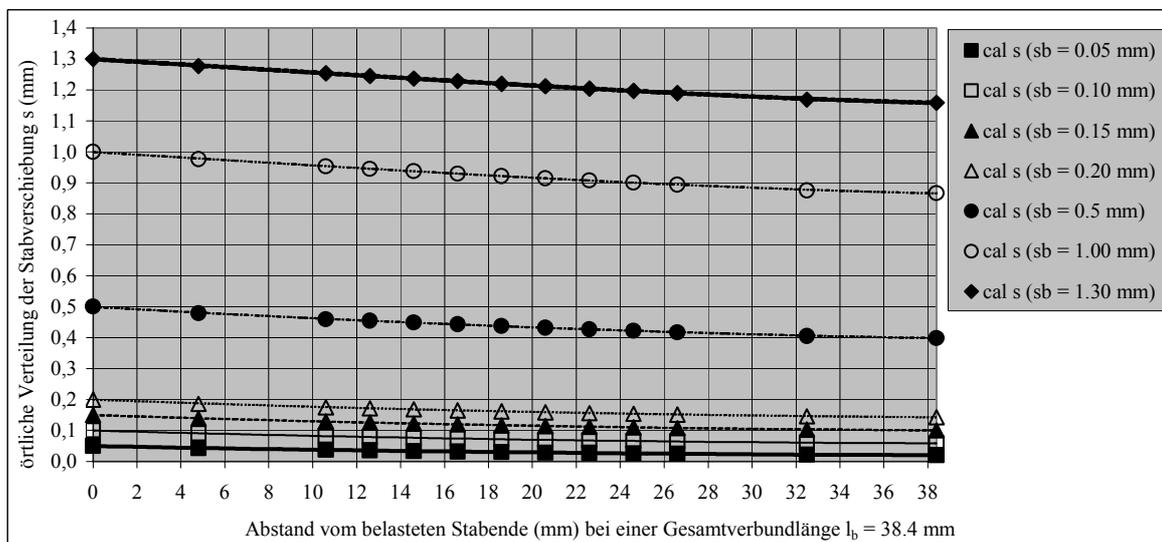


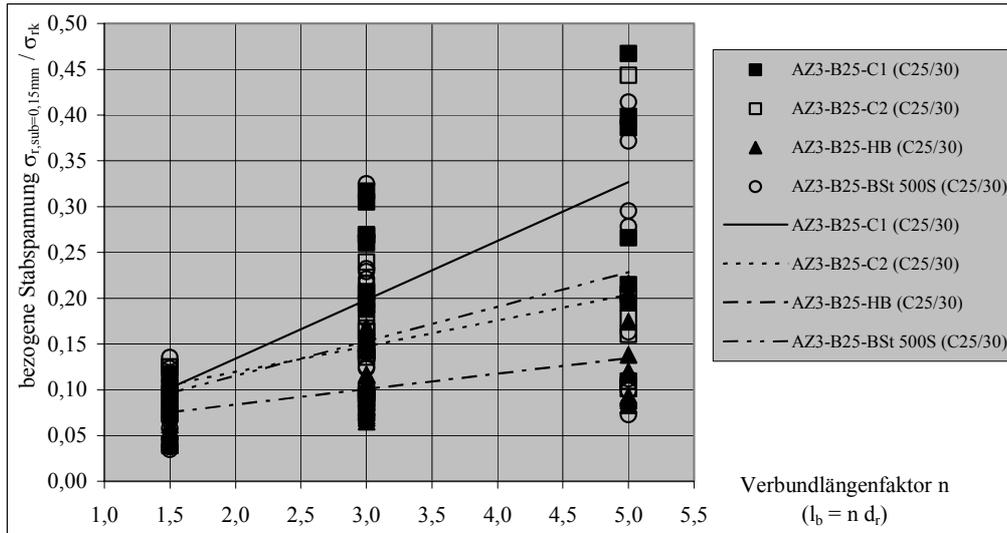
Abb. A.1.19

Örtliche Verteilung der Stabverschiebungen s auf Grundlage der ermittelten Stabdehnungen der Versuchsserie AZ5-B25-C1-D12-L30 (C25/30) in Abhängigkeit der Messstelle der Dehnmessstreifen und des Stabschlupfes s_b

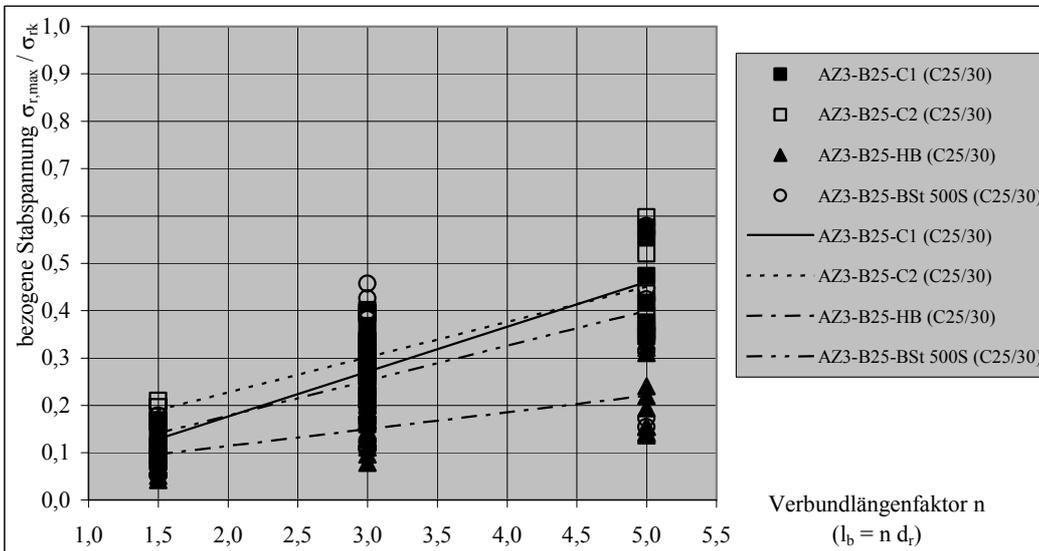
A.1.5.8 Auslastung der Bewehrungsstäbe

In Tafel A.1.19 sind die bezogenen Stabspannungen $\sigma_{r,sub=0,15mm} / \sigma_{rk}$ und $\sigma_{r,max} / \sigma_{rk}$ in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser und von der Verbundlänge der Ausziehversuchsserie AZ3 dargestellt.

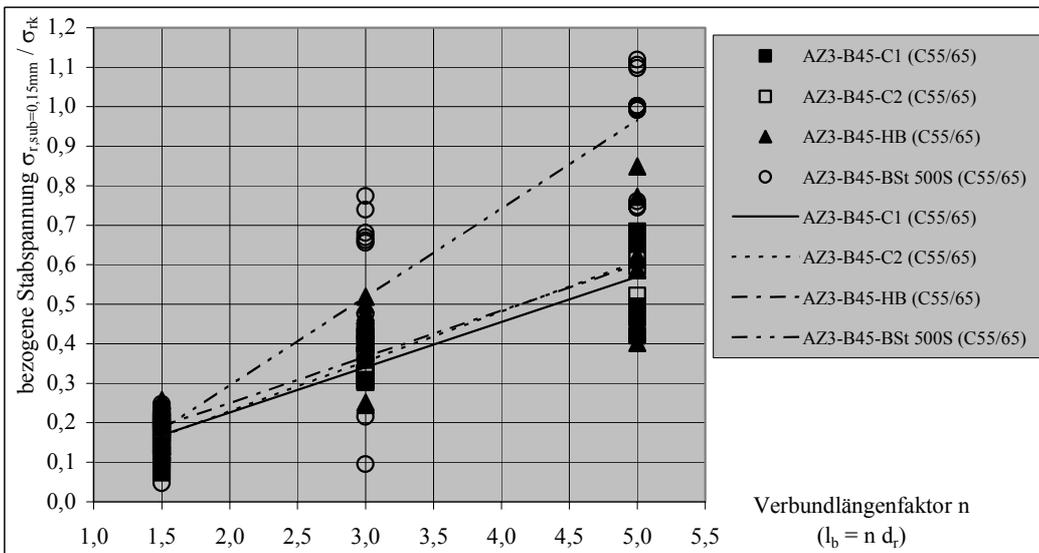
a) Stabauslastung bei $\tau_{b,sub} = 0,15\text{mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25 (C25/30)



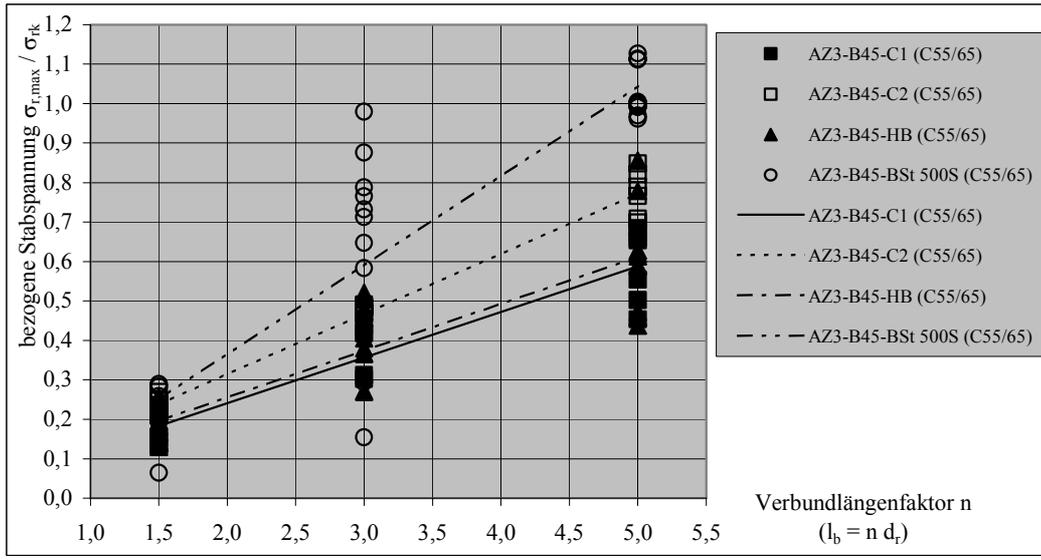
b) Stabauslastung bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B25 (C25/30)



c) Stabauslastung bei $\tau_{b,sub} = 0,15\text{mm}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45 (C55/65)



d) Stabauslastung bei $\tau_{b,max}$ in Abhängigkeit von l_b - Serie AZ3-B45 (C55/65)



Tafel A.1.19

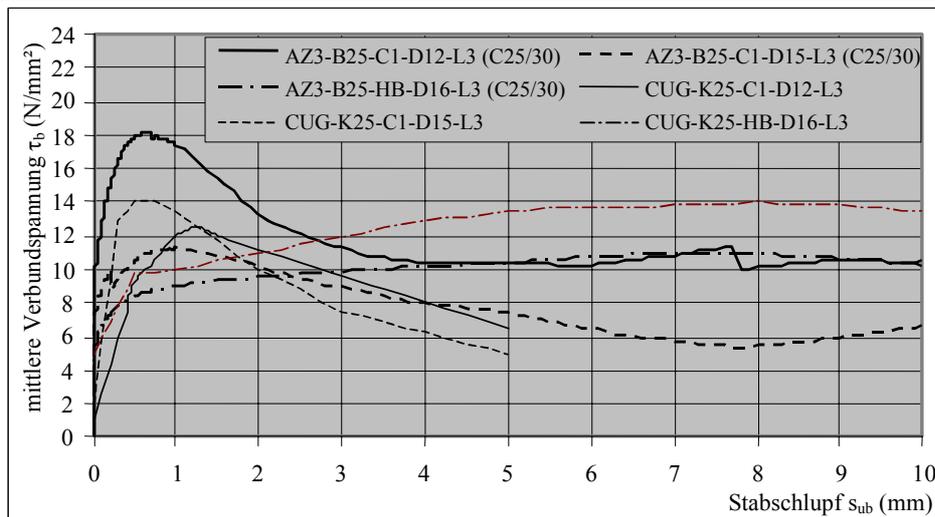
Auslastung der Bewehrungsstäbe (bezogene Stabspannung) in Abhängigkeit von der Verbundlänge beim Stabschlupf von $s_{ub} = 0,15$ mm bzw. s_1 für die Ausziehversuchsserien AZ3-B25 (C25/30) und AZ3-B45 (C55/65)

A.1.6 Vergleich der Versuchsergebnisse

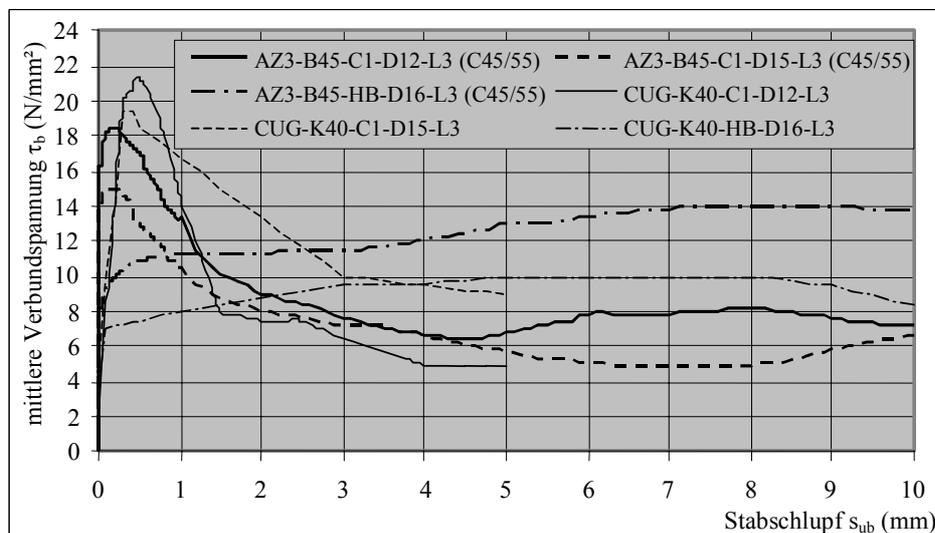
In Tafel A.1.20 sind die Versuchsrandbedingungen und die $\tau_b - s$ - Kurven der Ausziehversuche an der *Chalmers University of Göteborg, Schweden* und an der *Bauhaus-Universität Weimar* gegenübergestellt.

a) Versuchsrandbedingungen der Ausziehversuche		
Versuchsrandbedingungen	CU Göteborg/ Schweden	Bauhaus-Universität Weimar
Aufbau des Ausziehkörpers	REHM	
Prüfkörpergeometrie (mm)	200 x 200 x 200 l/b/h	
verbundfreie Vorlänge l_0 (mm)	keine Angabe	60
Verbundlänge l_b	3 d_r , 5 d_r , 7 d_r	1,5 d_r , 3 d_r , 5 d_r
verbundfreie Nachlänge l_{00}	keine Angabe	$h - l_0 - l_b$
Stabmaterial	ComBAR C1, Hughes Brothers, Betonstahl BSt 500S	
Stabdurchmesser d_r (mm)	12, 16	9, 10, 12, 16
Stablage im Körper	zentrisch	
Betonfestigkeitsklasse EC2	C25/30, C40/50, C55/65	C25/30, C45/55, C55/65
Stabschlupfmessung am	unbelasteten Stabende	unbelasteten sowie belasteten Stabende
Belastungsgeschwindigkeit	0,0167 mm/min	0,01 mm/min
Anzahl der getesteten Körper	je 1 / Serie	je 3...6 / Serie

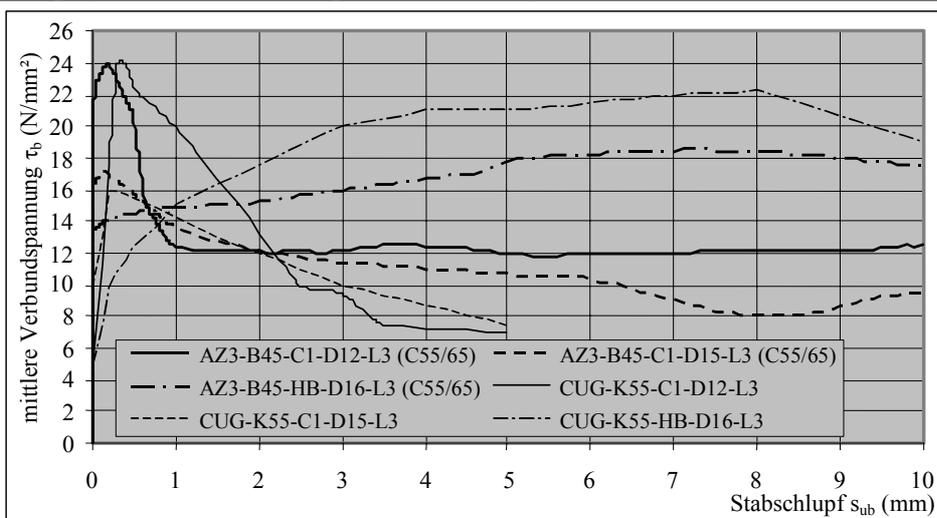
b) $\tau_b - s$ - Kurven der Bauhaus-Universität Weimar und der Chalmers University of Göteborg, Schweden (Verbundlänge $l_b = 3 d_r$, Beton der Festigkeitsklasse C25/30)



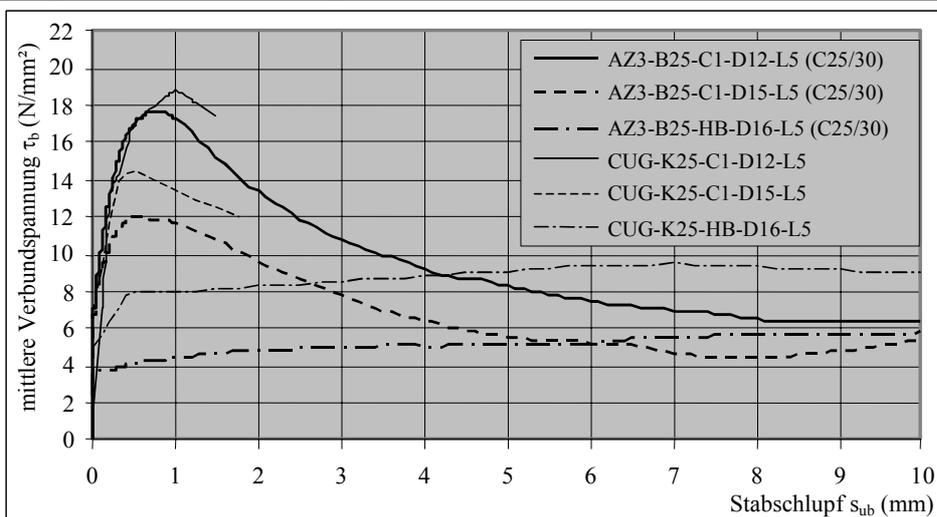
c) $\tau_b - s$ - Kurven der Bauhaus-Universität Weimar und der Chalmers University of Göteborg, Schweden (Verbundlänge $l_b = 3 d_r$, Beton der Festigkeitsklasse C45/55)



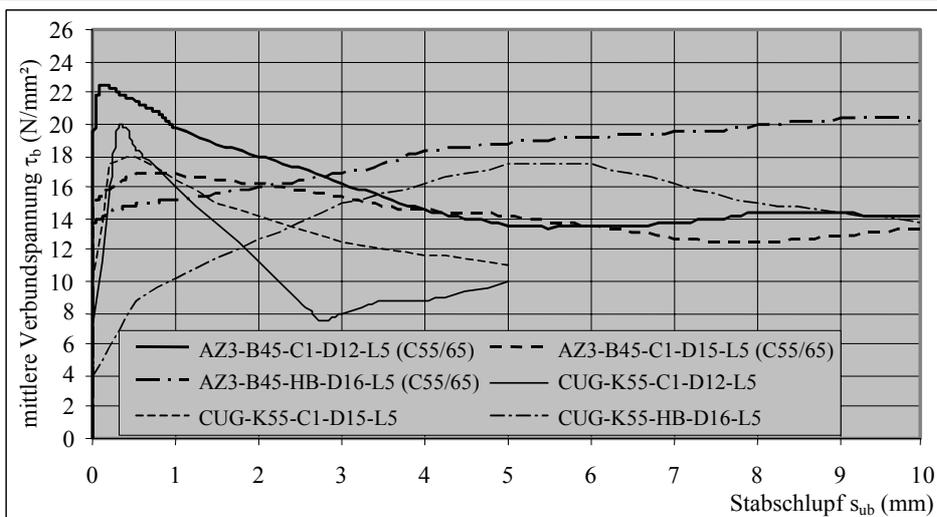
d) $\tau_b - s$ – Kurven der Bauhaus-Universität Weimar und der Chalmers University of Göteborg, Schweden
(Verbundlänge $l_b = 3 d_r$, Beton der Festigkeitsklasse C55/65)



e) $\tau_b - s$ – Kurven der Bauhaus-Universität Weimar und der Chalmers University of Göteborg, Schweden
(Verbundlänge $l_b = 5 d_r$, Beton der Festigkeitsklasse C25/30)



f) $\tau_b - s$ – Kurven der Bauhaus-Universität Weimar und der Chalmers University of Göteborg, Schweden
(Verbundlänge $l_b = 5 d_r$, Beton der Festigkeitsklasse C55/65)

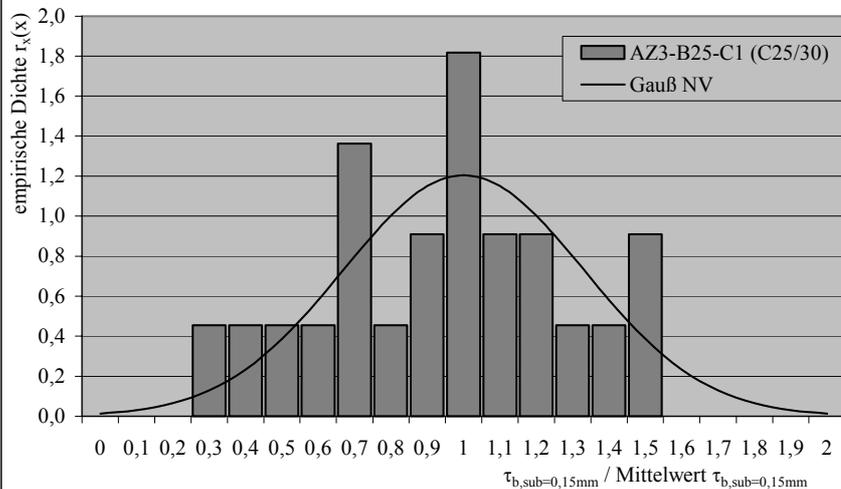
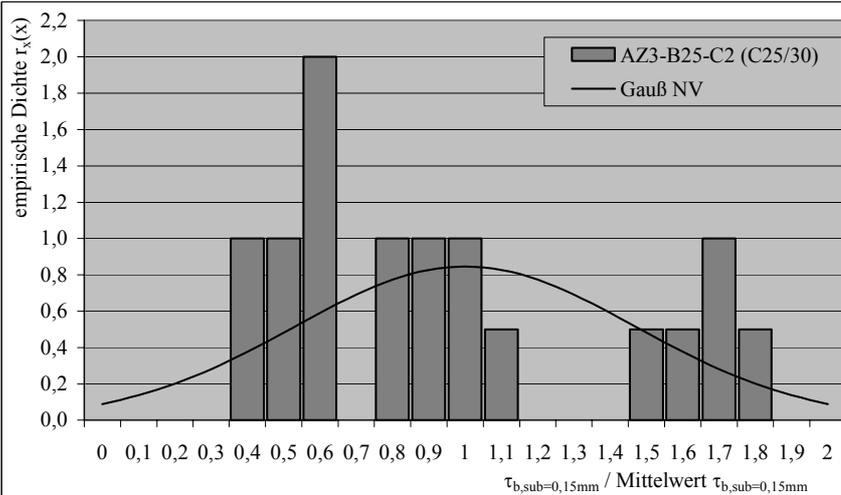
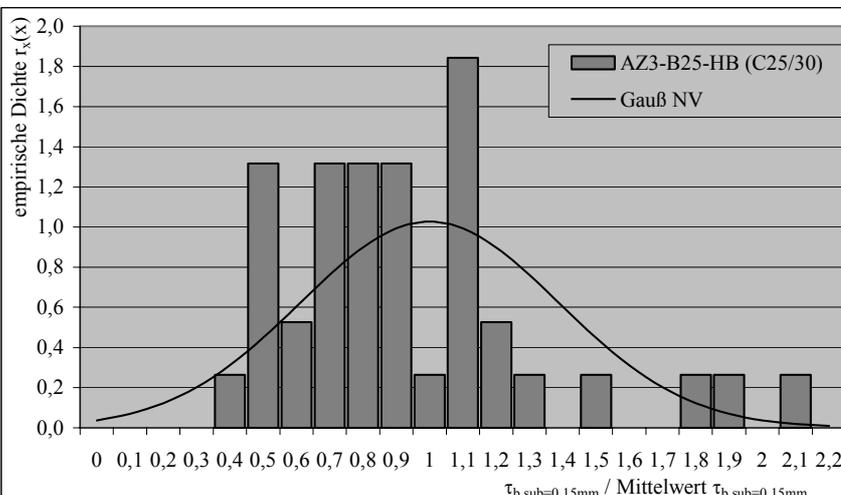


Tafel A.1.20

Gegenüberstellung der Ausziehversuche an der Chalmers University of Göteborg, Schweden [tep1], [tep2], [kar1] und an der Bauhaus-Universität Weimar

A.1.7 Empirische Verteilungsdichte

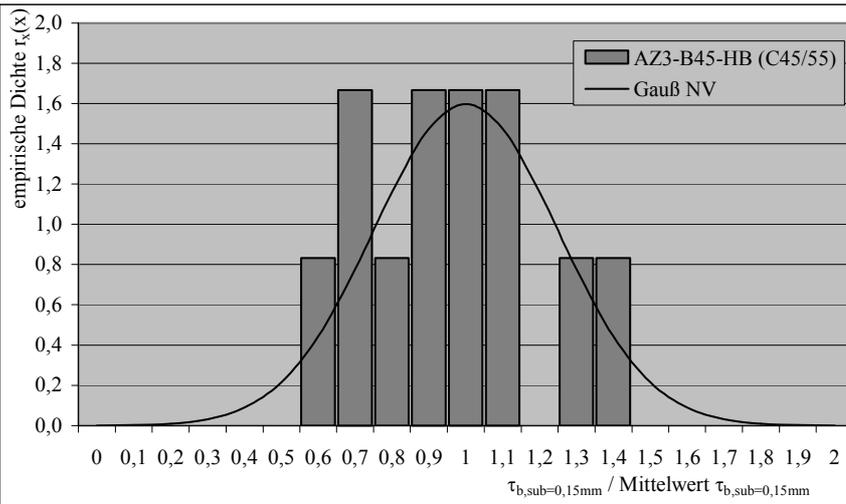
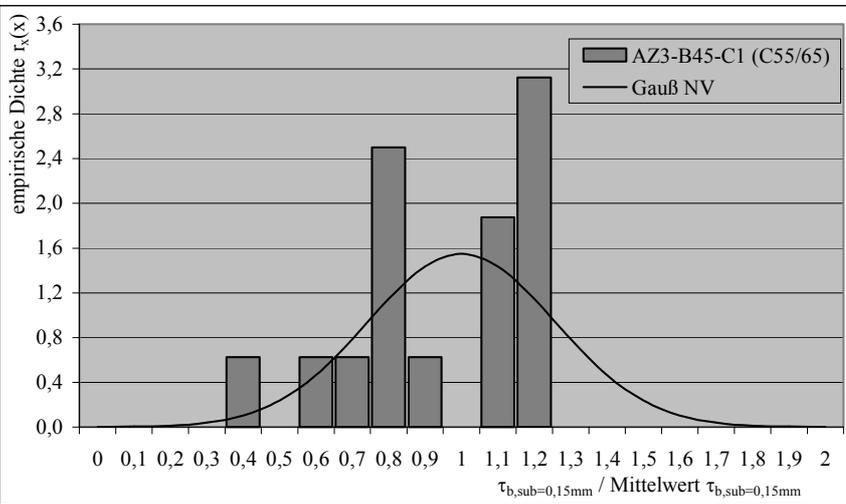
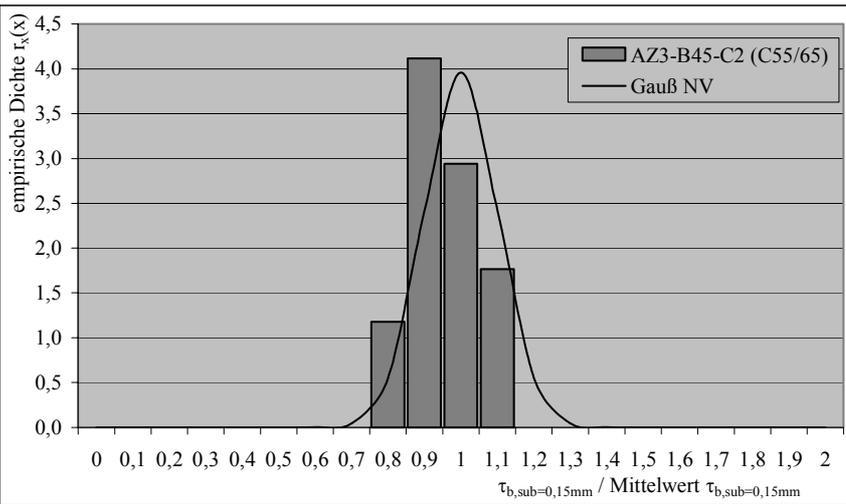
In Tafel A.1.21 sind die empirischen Verteilungsdichten der Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0m15mm}$ der Ausziehversuche AZ3 mit der Gauß'schen Verteilungsdichte gegenübergestellt.

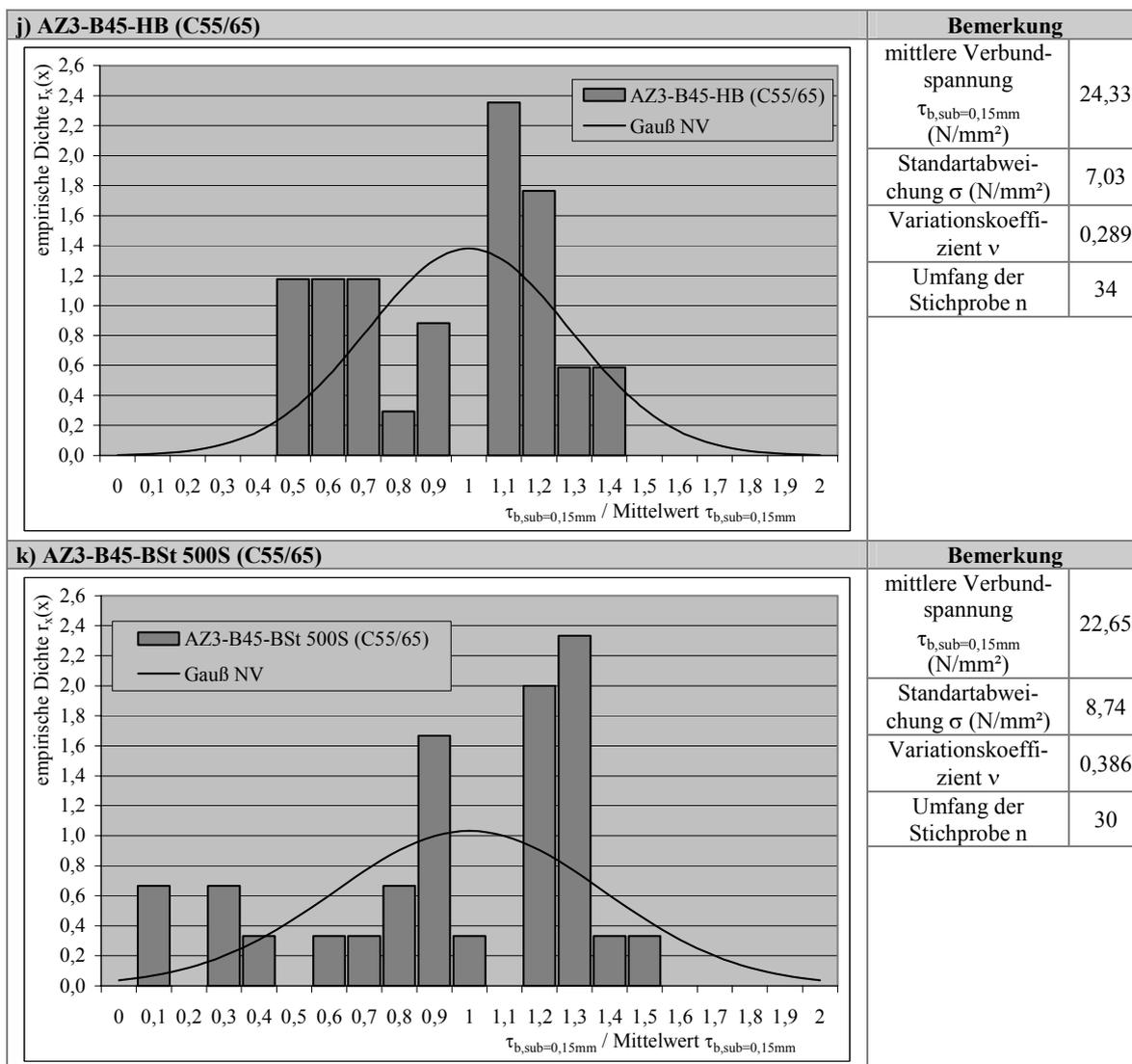
a) AZ3-B25-C1 (C25/30)	Bemerkung	
	mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	11,37
	Standartabweichung σ (N/mm ²)	3,76
	Variationskoeffizient v	0,331
	Umfang der Stichprobe n	22
b) AZ3-B25-C2 (C25/30)	Bemerkung	
	mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	8,64
	Standartabweichung σ (N/mm ²)	4,07
	Variationskoeffizient v	0,471
	Umfang der Stichprobe n	20
c) AZ3-B25-HB (C25/30)	Bemerkung	
	mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	6,76
	Standartabweichung σ (N/mm ²)	2,63
	Variationskoeffizient v	0,389
	Umfang der Stichprobe n	38

A.1 Ausziehversuche

<p>d) AZ3-B25-BSt 500S (C25/30)</p> <p style="text-align: center;">$\tau_{b,sub=0,15mm} / \text{Mittelwert } \tau_{b,sub=0,15mm}$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">Bemerkung</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="width: 70%;">mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center;">7,13</td> </tr> <tr> <td>Standartabweichung σ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center;">3,57</td> </tr> <tr> <td>Variationskoeffizient v</td> <td style="text-align: center;">0,501</td> </tr> <tr> <td>Umfang der Stichprobe n</td> <td style="text-align: center;">36</td> </tr> </tbody> </table>	Bemerkung		mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	7,13	Standartabweichung σ (N/mm ²)	3,57	Variationskoeffizient v	0,501	Umfang der Stichprobe n	36
Bemerkung											
mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	7,13										
Standartabweichung σ (N/mm ²)	3,57										
Variationskoeffizient v	0,501										
Umfang der Stichprobe n	36										
<p>e) AZ3-B45-C1 (C45/55)</p> <p style="text-align: center;">$\tau_{b,sub=0,15mm} / \text{Mittelwert } \tau_{b,sub=0,15mm}$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">Bemerkung</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="width: 70%;">mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center;">17,11</td> </tr> <tr> <td>Standartabweichung σ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center;">2,05</td> </tr> <tr> <td>Variationskoeffizient v</td> <td style="text-align: center;">0,120</td> </tr> <tr> <td>Umfang der Stichprobe n</td> <td style="text-align: center;">5</td> </tr> </tbody> </table>	Bemerkung		mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	17,11	Standartabweichung σ (N/mm ²)	2,05	Variationskoeffizient v	0,120	Umfang der Stichprobe n	5
Bemerkung											
mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	17,11										
Standartabweichung σ (N/mm ²)	2,05										
Variationskoeffizient v	0,120										
Umfang der Stichprobe n	5										
<p>f) AZ3-B45-C2 (C45/55)</p> <p style="text-align: center;">$\tau_{b,sub=0,15mm} / \text{Mittelwert } \tau_{b,sub=0,15mm}$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">Bemerkung</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="width: 70%;">mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center;">15,73</td> </tr> <tr> <td>Standartabweichung σ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center;">2,25</td> </tr> <tr> <td>Variationskoeffizient v</td> <td style="text-align: center;">0,143</td> </tr> <tr> <td>Umfang der Stichprobe n</td> <td style="text-align: center;">5</td> </tr> </tbody> </table>	Bemerkung		mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	15,73	Standartabweichung σ (N/mm ²)	2,25	Variationskoeffizient v	0,143	Umfang der Stichprobe n	5
Bemerkung											
mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	15,73										
Standartabweichung σ (N/mm ²)	2,25										
Variationskoeffizient v	0,143										
Umfang der Stichprobe n	5										

A.1 Ausziehversuche

g) AZ3-B45-HB (C45/55)	Bemerkung									
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 2px;">mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">13,76</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Standartabweichung σ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">3,44</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Variationskoeffizient v</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,250</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Umfang der Stichprobe n</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">12</td> </tr> </table>	mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	13,76	Standartabweichung σ (N/mm ²)	3,44	Variationskoeffizient v	0,250	Umfang der Stichprobe n	12	
mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	13,76									
Standartabweichung σ (N/mm ²)	3,44									
Variationskoeffizient v	0,250									
Umfang der Stichprobe n	12									
h) AZ3-B45-C1 (C55/65)	Bemerkung									
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 2px;">mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">18,90</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Standartabweichung σ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">4,87</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Variationskoeffizient v</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,258</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Umfang der Stichprobe n</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">16</td> </tr> </table>	mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	18,90	Standartabweichung σ (N/mm ²)	4,87	Variationskoeffizient v	0,258	Umfang der Stichprobe n	16	
mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	18,90									
Standartabweichung σ (N/mm ²)	4,87									
Variationskoeffizient v	0,258									
Umfang der Stichprobe n	16									
i) AZ3-B45-C2 (C55/65)	Bemerkung									
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 2px;">mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">20,02</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Standartabweichung σ (N/mm²)</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">2,02</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Variationskoeffizient v</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">0,101</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Umfang der Stichprobe n</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">18</td> </tr> </table>	mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	20,02	Standartabweichung σ (N/mm ²)	2,02	Variationskoeffizient v	0,101	Umfang der Stichprobe n	18	
mittlere Verbundspannung $\tau_{b,sub=0,15mm}$ (N/mm ²)	20,02									
Standartabweichung σ (N/mm ²)	2,02									
Variationskoeffizient v	0,101									
Umfang der Stichprobe n	18									



Tafel A.1.21

Gegenüberstellung der empirische Verteilungsdichte der Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$ der Ausziehversuche der Serie AZ3 mit der Gauß'schen Verteilungsdichte

A.1.8 Kolmogoroff-Smirnoff-Lilliefors-Anpassungstest der Teilserien AZ3-B45-HB (C55/65) und AZ3-B45-BSt 500S (C55/65)

Versuchsserie	\bar{x} (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	n	max{[...]}	$\Delta_{n;1-\alpha}^*$	Annahme Hypothese
AZ3-B45-HB-D6 (C45/55)	28,37	6,51	8	0,170	0,266	ja
AZ3-B45-HB-D9 (C45/55)	25,54	4,35	9	0,228	0,252	ja
AZ3-B45-HB-D12 (C45/55)	28,31	3,72	9	0,201	0,252	ja
AZ3-B45-HB-D16 (C45/55)	14,46	6,89	8	0,119	0,266	ja
AZ3-B45-BSt 500S-D6 (C45/55)	12,70	8,06	6	0,185	0,301	ja
AZ3-B45-BSt 500S-D10 (C45/55)	23,64	10,45	8	0,218	0,266	ja
AZ3-B45-BSt 500S-D12 (C45/55)	24,80	5,21	9	0,167	0,252	ja
AZ3-B45-BSt 500S-D16 (C45/55)	27,29	4,49	7	0,196	0,282	ja

Tabelle A.1.13

KSL-Anpassungstest für die Versuchsserien AZ3-B45-HB (C55/65) und AZ3-B45-BSt 500S (C55/65) unter Berücksichtigung des Stabdurchmessers

A.2 Dehnkörperversuche

A.2.1 Herstellung der Probekörper

Für die Herstellung der Prüfkörper wurden PVC-Rohre als Schalung verwendet. Die zentrische Stablage wurde durch Abstandshalter und Spannringe gewährleistet. Die Dehnkörper wurden senkrecht stehend betoniert und verdichtet. Zusätzlich wurden 3 Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit gefertigt. Die Dehnkörper wurden 7 Tage nach Herstellung ausgeschalt. Bis zur Prüfung erfolgte die Lagerung unter normalen Bedingungen bei 20 °C und 60 ... 70 % Luftfeuchte. Die Schalform zur Herstellung der Dehnkörper ist in Abb. A.2.1 und die Lagerung der Prüfkörper ist in Abb. A.2.2 dargestellt.

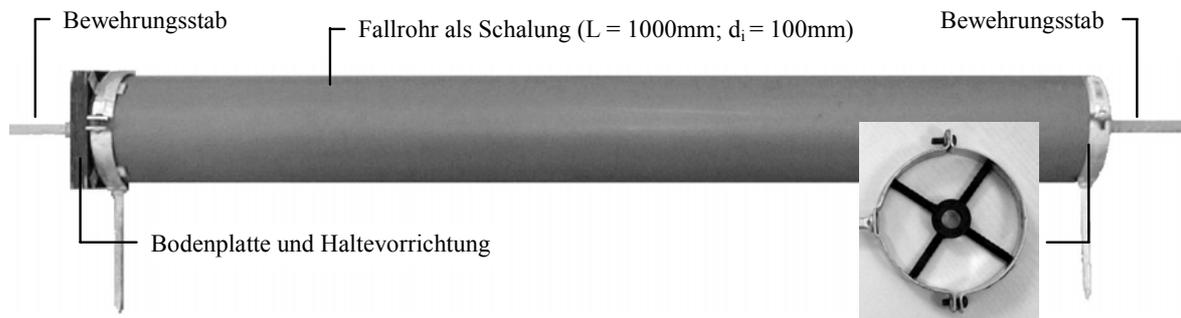


Abb. A.2.1
Schalungsaufbau der Dehnkörper



Abb. A.2.2
Lagerung der Dehnkörper nach dem Ausschalen

A.2.2 Betonrezepturen und Betondruckfestigkeitsprüfung

Die Betonrezeptur für die Dehnkörper ist in Tabelle A.2.1 und die anhand der Betondruckfestigkeitsprüfung festgestellte Ergebnisse nach EC2 in Tabelle A.1.2 aufgeführt.

Versuchsserie ausgewiesene Betondruckfestigkeit	D1 C45/55 (kg / m ³)
Quarzsand 0/2mm	814
Rheinkiessand 2/8mm	425
Rheinkiessand 8/16mm	531
Zement CEM I 42.5R	350
Wasser	171
Fließmittel	1,25
w/z-Wert	0,49

Tabelle A.2.1
Rezeptur des verwendeten Betons für 1m³

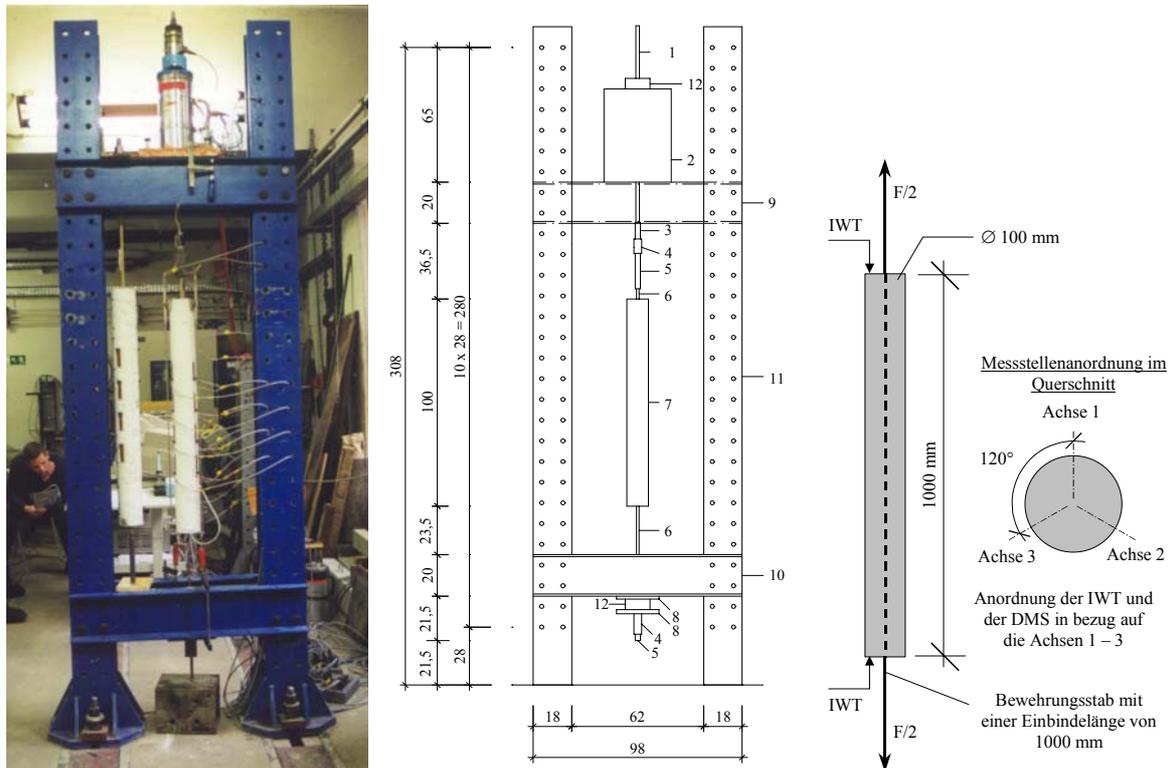
Serie	ausgewiesene Betonfestigkeitsklasse	Prüf- serie	$\beta_{WN,150}$ (N/mm ²)	$f_{ck,cube}$ ISO (N/mm ²)	f_{ck} ISO (N/mm ²)	Klasse EC2	E-Modul (N/mm ²)
D1	C45/55	1	61,9	56,2	46,2	C45/55	36000
		2	62,2				
		3	61,4				
		Mittelwert	61,8				

Tabelle A.2.2

Zusammenfassung der Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfung

A.2.3 Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung

Der Versuchsstand wurde durch einen Versuchsrahmen realisiert. Die Querhäupter dienen gleichzeitig als Widerlager des Prüfcylinders sowie der Dehnkörper. Zur Vermeidung von ungewollten Schiefstellungen der Dehnkörper erfolgt die Lasteinleitung ins Widerlager über eine Kugelkalotte. Abb. A.2.3 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau und den an der VTE der Bauhaus-Universität Weimar realisierten Versuchsaufbau der Dehnkörperversuche.



1 - Gewindestange M16; 2 - Prüfcylinder; 3 - Hülse M16 auf M24; 4 - Langgewindemutter M24; 5 - Hülse M24; 6 - Bewehrungsstab \varnothing 12 mm; 7 - Betonkörper \varnothing 10cm; 8 - Lastverteilungsplatte; 9 - oberes Querhaupt; 10 - unteres Querhaupt; 11 - Stützen; 12 - Kugelkalotte

Abb. A.2.3

Prinzipieller Versuchsaufbau und an der VTE der Bauhaus-Universität Weimar realisierter Versuchsaufbau der Dehnkörperversuche

Die verwendete Messtechnik bei den Dehnkörperversuchen bestehend aus induktiven Wegaufnehmern (IWT), Dehnmessstreifen (DMS) und Kraftmessdose (KMD) ist in Tabelle A.1.3 aufgeführt.

Bezeichnung	Messbereich	Genauigkeit	Messstelle / Aufgabe
IWT 1	10 mm	1/1000 mm	gegenseitige Verschiebung der Dehnkörperstirnflächen
IWT 2	10 mm	1/1000 mm	
IWT 3	10 mm	1/1000 mm	
DMS 1 ... 16	10 mm	1/1000 mm	Betondehnungen an der Oberfläche entlang der Stabachse
KMD	200 kN	1/5 kN	Zugkraftmessung

Tabelle A.2.3

Übersicht über die verwendete Messtechnik

Das Belastungsregime der kraftgesteuerten Dehnkörperversuche ist in Abb. A.2.4 dargestellt.

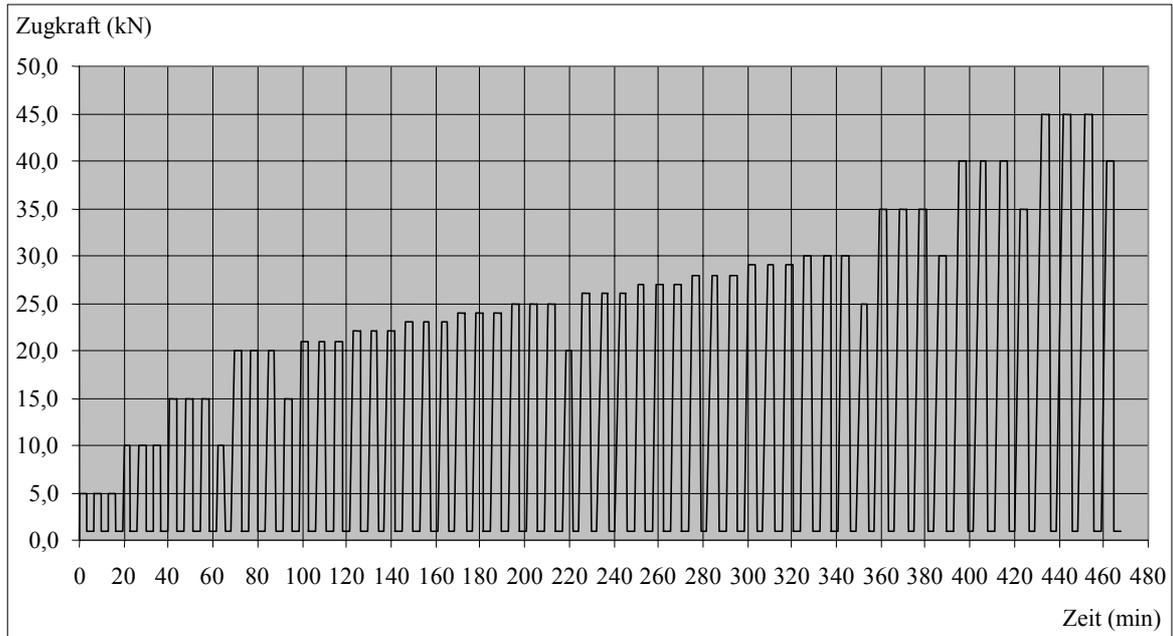
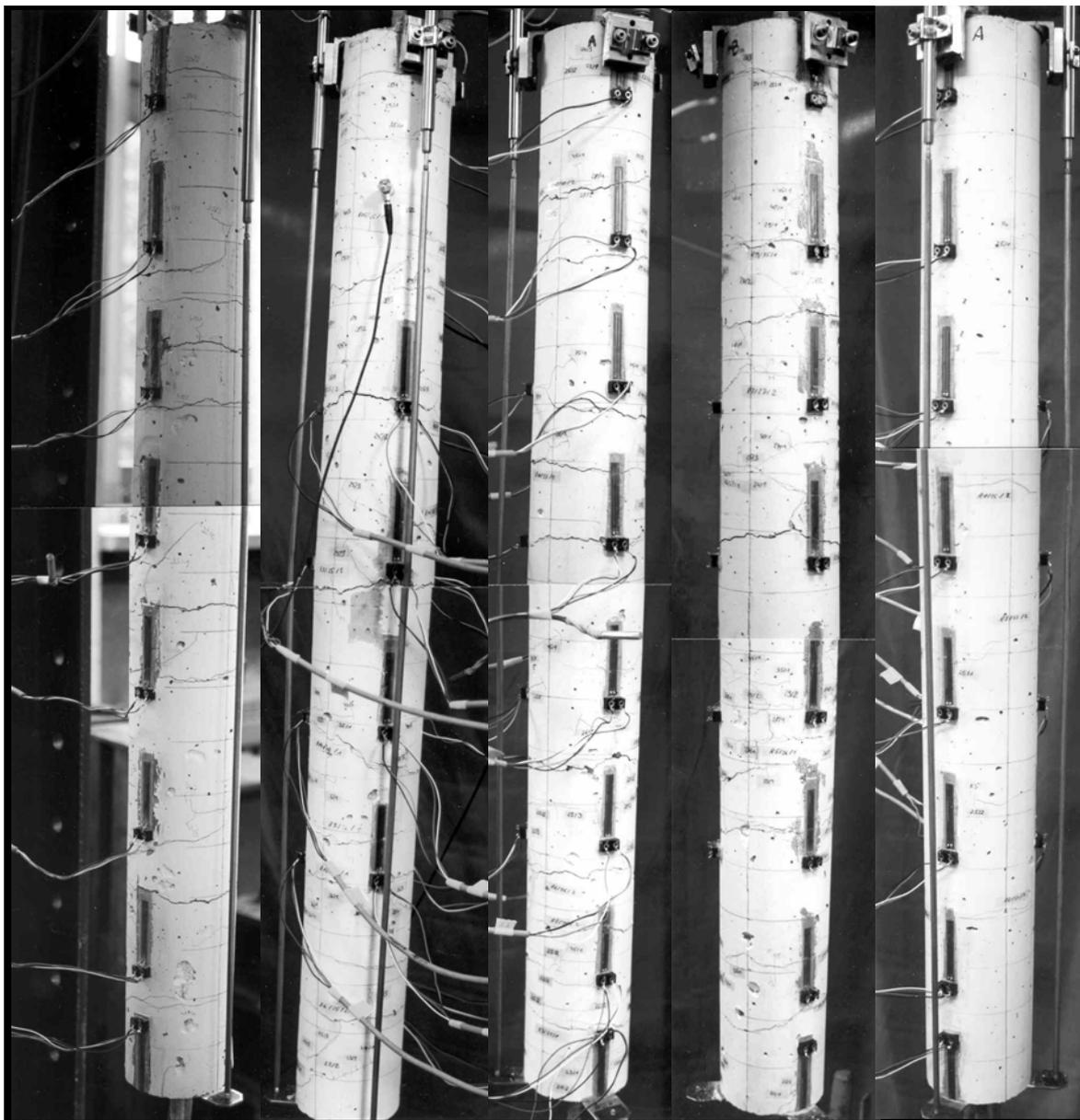


Abb. A.2.4

Belastungsregime der Dehnkörperversuche

A.2.4 Rissbilder der Dehnkörper

In Abb. A.2.5 sind die Rissbilder der geprüften Dehnkörper dargestellt.



D1-C1-1

D1-C1-2

D1-C1-3

D1-C1-4

D1-BSt500S-1

Abb. A.2.5

Rissbilder der Dehnkörper bei einer Zugkraft von $F = 45 \text{ kN}$

A.2.5 Rissbreiten und Rissabstände

In Tabelle A.2.4 sind die im Rahmen der Dehnkörperversuchen bestimmten Rissbreiten und in Tabelle A.2.5 entsprechend die Rissabstände aufgeführt.

Kraft F (kN)	Stabspannung σ_{r2} (N/mm ²)	D1-C1-1		D1-C1-2		D1-C1-3		D1-C1-4		D1-C1 _{mittel}		D1-BSI500S-1		C1 _{mittel} / BSt-1			
		W _{er,m}	W _{er,max}	W _{er,m}	W _{er,max}	W _{er,m}	W _{er,max}	W _{er,m}	W _{er,max}	W _{er,m}	W _{er,max}						
15	132,6											0,10	0,10				
20	176,8					0,10	0,10			0,10	0,10	0,15	0,15	0,67	0,67		
21	185,7					0,10	0,10			0,10	0,10	0,15	0,15	0,67	0,67		
22	194,5			0,10	0,10					0,10	0,10	0,18	0,20	0,57	0,50		
23	203,4			0,20	0,20			0,05	0,05	0,15	0,15	0,20	0,20	0,75	0,75		
24	212,2			0,35	0,35			0,68	1,00	0,41	0,52	0,17	0,20	2,45	2,58		
25	221,0	0,44	0,80	0,43	0,70			0,63	1,00	0,47	0,75	0,17	0,20	2,81	3,75		
26	229,9			0,40	0,90			0,65	1,10	0,49	0,87	0,16	0,20	3,06	4,33		
27	238,7			0,45	1,00			0,59	1,20	0,52	0,97	0,23	0,30	2,26	3,22		
28	247,6			0,48	1,10			0,62	1,20	0,54	1,05	0,23	0,30	2,36	3,50		
29	256,4			0,52	1,10			0,60	1,20	0,56	1,07	0,24	0,30	2,34	3,56		
30	265,3	0,48	0,90	0,54	1,10			0,63	1,20	0,55	1,03	0,26	0,35	2,11	2,93		
35	309,5	0,56	0,90	0,57	1,10			0,63	1,20	0,59	1,03	0,26	0,35	2,25	2,93		
40	353,7	0,65	1,10	0,61	1,20			0,66	1,20	0,64	1,10	0,28	0,40	2,29	2,75		
45	397,9			0,63	1,32			0,69	1,27	0,70	1,23	0,30	0,40	2,34	3,08		

Tabelle A.2.4
Experimentell bestimmte Rissbreiten

F (kN)	σ_{r2} (N/mm ²)	kleinster Abstand zwischen den Rissen $s_{er,min}$ (mm)					mittlerer Abstand zwischen den Rissen $s_{er,m}$ (mm)					maximaler Abstand zwischen den Rissen $s_{er,max}$ (mm)							
		C1-1	C1-2	C1-3	C1-4	C1 _m	BS _t -1 / C1 _m	C1-1	C1-2	C1-3	C1-4	C1 _m	BS _t -1 / C1 _m	C1-1	C1-2	C1-3	C1-4	C1 _m	BS _t -1 / C1 _m
21	185,7						390						390						390
22	194,5						390						390						390
23	203,4						130						195						260
24	212,2				410	410	130					0,32	410				410	410	260
25	221,0	30	40	30	180	70	120	1,71	109	126	62	280	144	150	1,04	220	400	100	283
26	229,9	30	30	30	35	31	120	3,84	109	92	107	210	130	150	1,16	220	290	380	325
27	238,7	30	30	30	35	31	120	3,84	109	92	83	120	101	150	1,49	220	290	190	230
28	247,6	30	30	30	35	31	120	3,84	109	84	83	120	99	150	1,52	220	210	190	210
29	256,4	30	30	30	35	31	120	3,84	109	84	83	120	99	150	1,52	220	210	190	210
30	265,3	30	30	30	35	31	120	3,84	81	84	81	120	92	150	1,64	190	210	190	203
35	309,5	30	30	25	35	30	120	4,00	74	84	68	105	83	150	1,81	135	210	125	171
40	353,7	30	25	25	35	29	120	4,17	74	77	68	84	76	150	1,98	135	210	125	155
45	397,9		25	25	35	28	120	4,24		71	68	76	72	150	2,09	140	125	150	138

Tabelle A.2.5
Experimentell bestimmte Rissabstände

Abb. A.2.6 stellt die Entwicklung der Rissbreiten der Dehnkörper nach der jeweiligen Laststufe im entlasteten Zustand bei $F = 1,0 \text{ kN}$ dar.

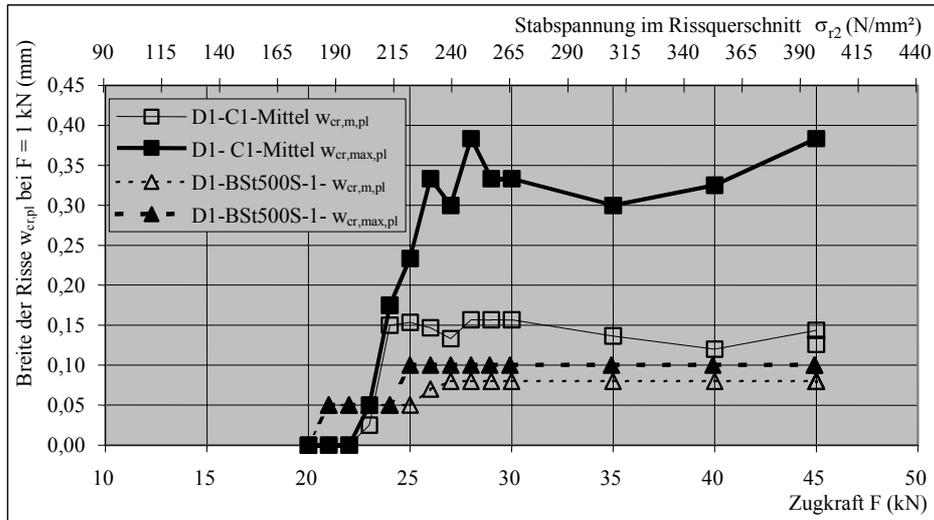
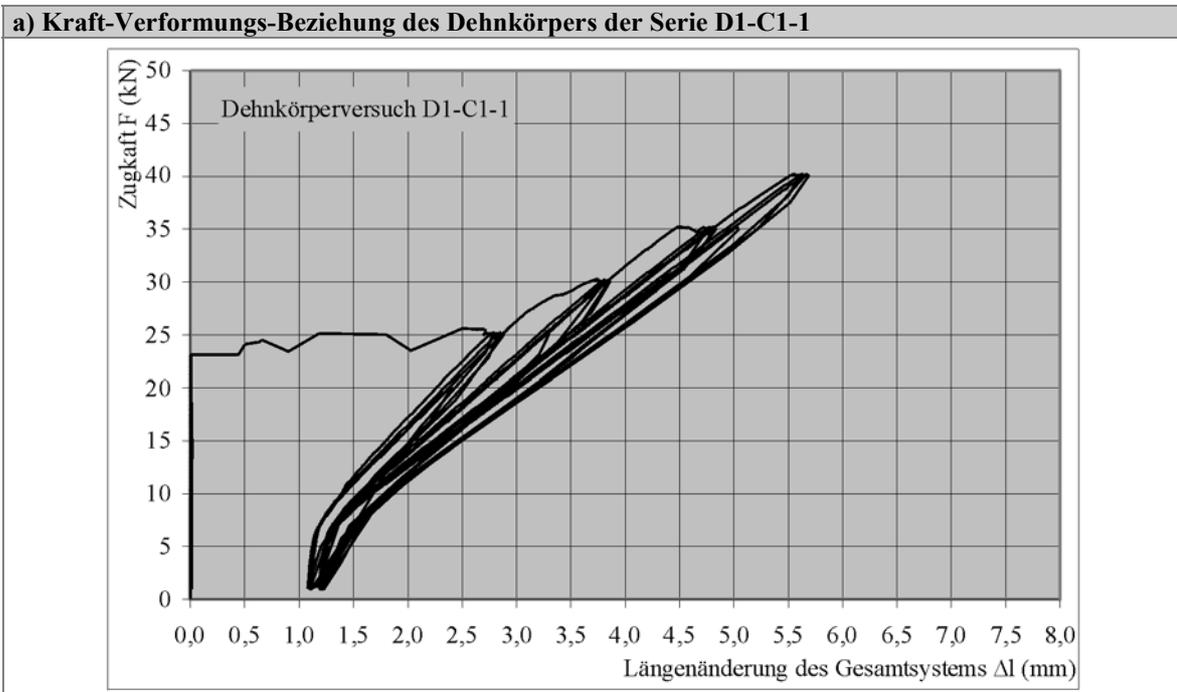


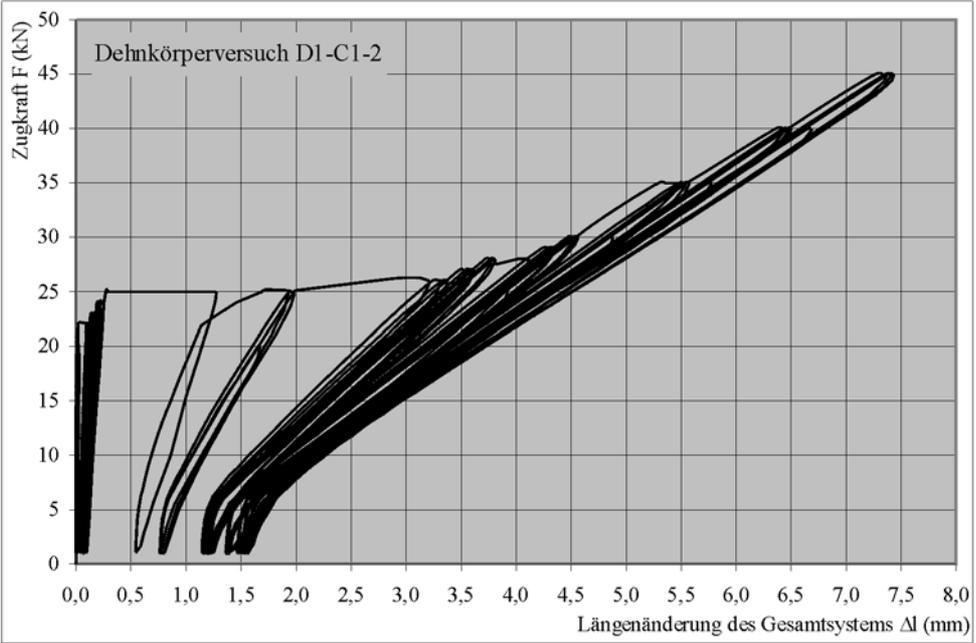
Abb. A.2.6
Entwicklung der Rissbreiten nach der jeweiligen Laststufe im entlasteten Zustand ($F = 1 \text{ kN}$)

A.2.6 Formänderung der Dehnkörper

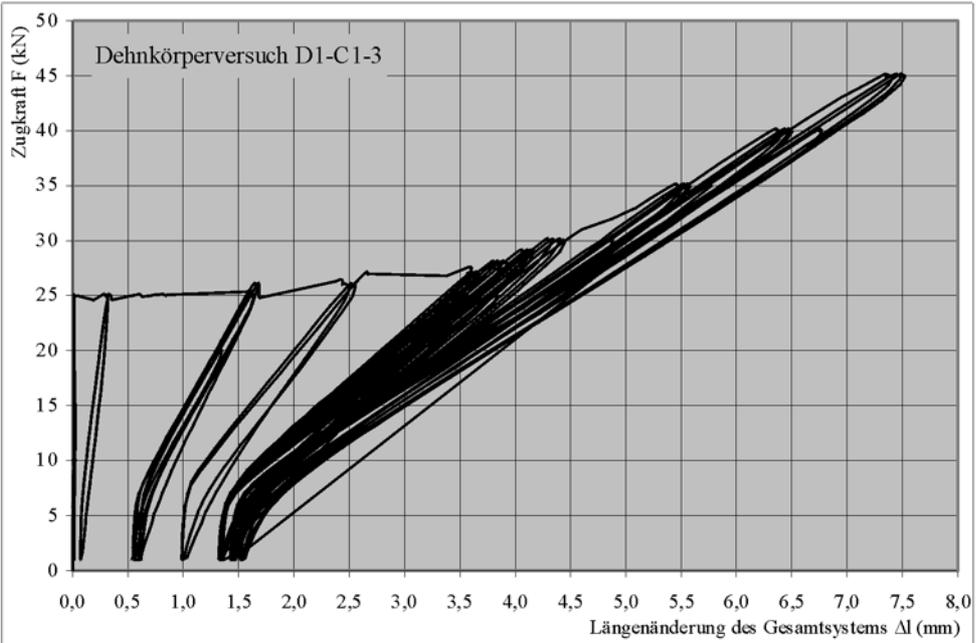
In der Tafel A.2.1 sind die Kraft-Verformungs-Beziehungen der untersuchten Dehnkörper mit den Be- und Entlastungsästen dargestellt und die zugehörigen Längenänderungen des Gesamtsystems auszugsweise in Tabelle A.2.6 aufgeführt..



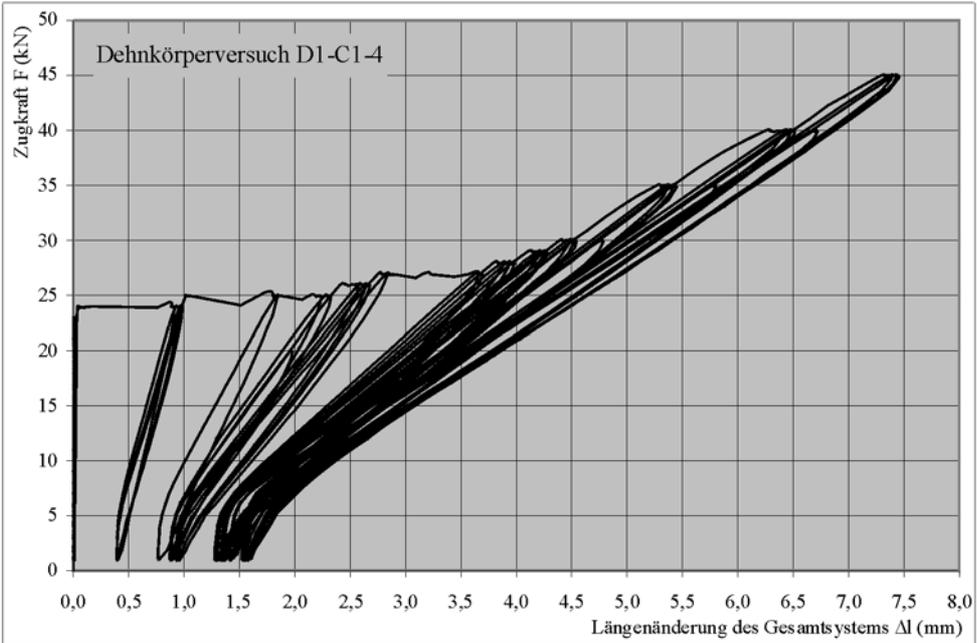
b) Kraft-Verformungs-Beziehung des Dehnkörpers der Serie D1-C1-2



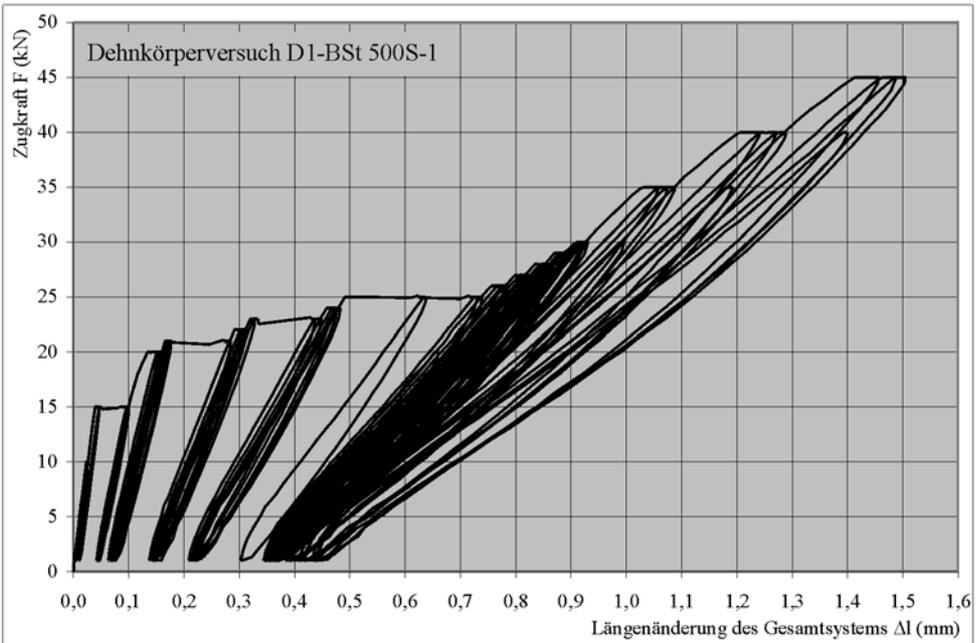
c) Kraft-Verformungs-Beziehung des Dehnkörpers der Serie D1-C1-3



d) Kraft-Verformungs-Beziehung des Dehnkörpers der Serie D1-C1-4



e) Kraft-Verformungs-Beziehung des Dehnkörpers der Serie D1-BSt500S-1



Tafel A.2.1

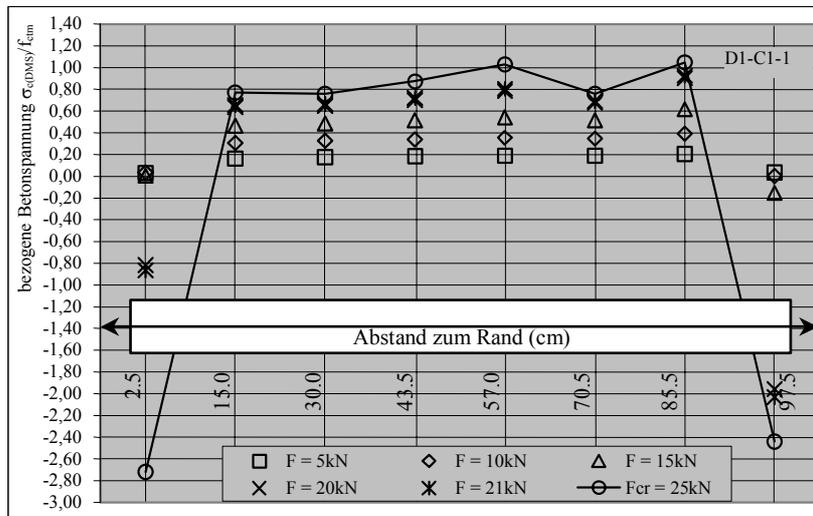
Kraft-Verformungs-Beziehungen der untersuchten Dehnkörper

Serie	Zugkraft F (kN)																		
	5	10	15	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	35	40	45		
	Stabspannung im Rissquerschnitt σ_{r2} (kN/cm ²)																		
	4,4	8,8	13,3	17,7	18,6	19,5	20,3	21,2	22,1	23,0	23,9	24,8	25,6	26,5	31,0	35,4	39,8		
D1-C1-1	0,00	0,01	0,02	0,03					1,80					3,86	4,82	5,69			
D1-C1-2	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,18	0,25	1,99	3,38	3,62	4,09	4,36	4,56	5,58	6,50	7,44		
D1-C1-3	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	1,64	2,55	3,68	3,93	4,17	4,45	5,58	6,50	7,53		
D1-C1-4	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,98	2,33	2,68	3,70	3,98	4,26	4,51	5,45	6,49	7,46		
D1-C1-Mittel	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,08	0,42	1,94	2,87	3,67	4,00	4,26	4,35	5,36	6,30	7,47		
D1-BS1500S-1	0,01	0,03	0,10	0,16	0,28	0,31	0,45	0,48	0,74	0,79	0,82	0,86	0,90	0,93	1,09	1,29	1,50		

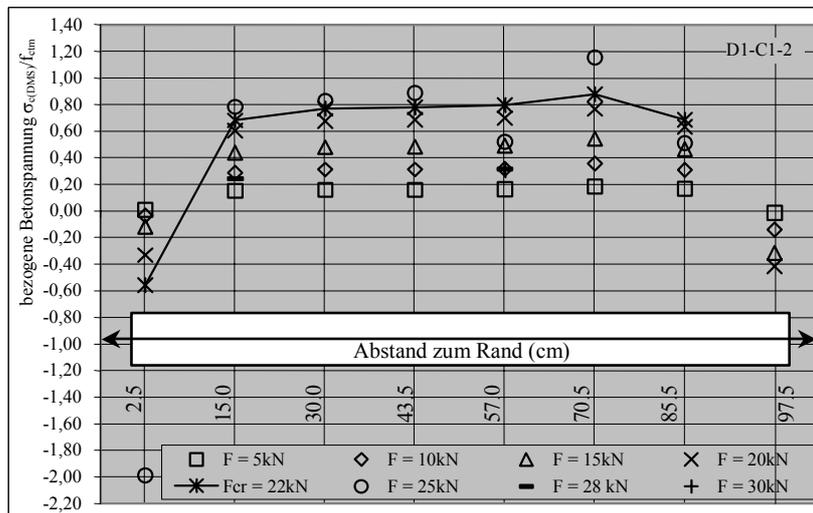
Tabelle A.2.6
Verformung der Dehnkörper bei der 3. Laststufe des jeweiligen Lastzyklusses

A.2.7 Entwicklung der Betondehnungen

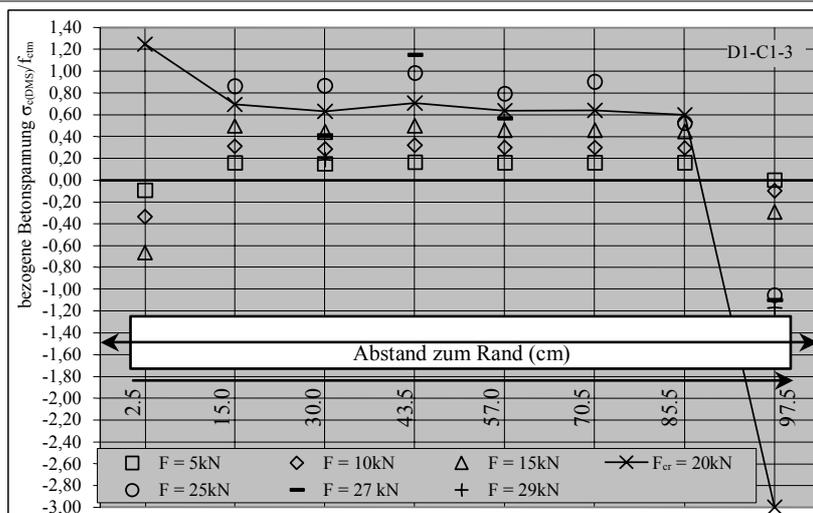
a) Dehnkörper der Serie D1-C1-1



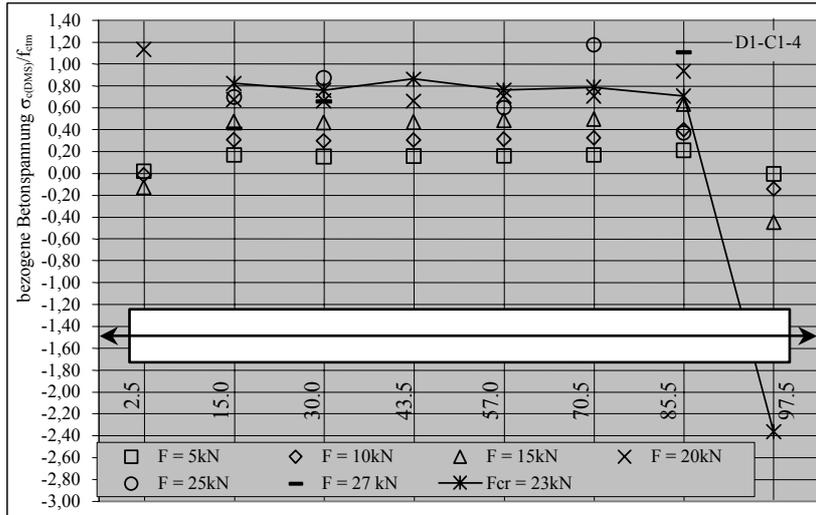
b) Dehnkörper der Serie D1-C1-2



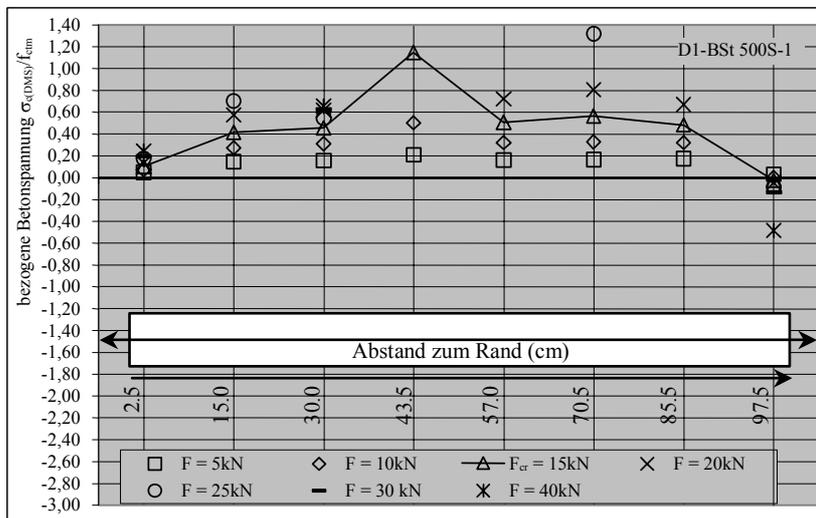
c) Dehnkörper der Serie D1-C1-3



d) Dehnkörper der Serie D1-C1-4



e) Dehnkörper der Serie D1-BSt500S-1

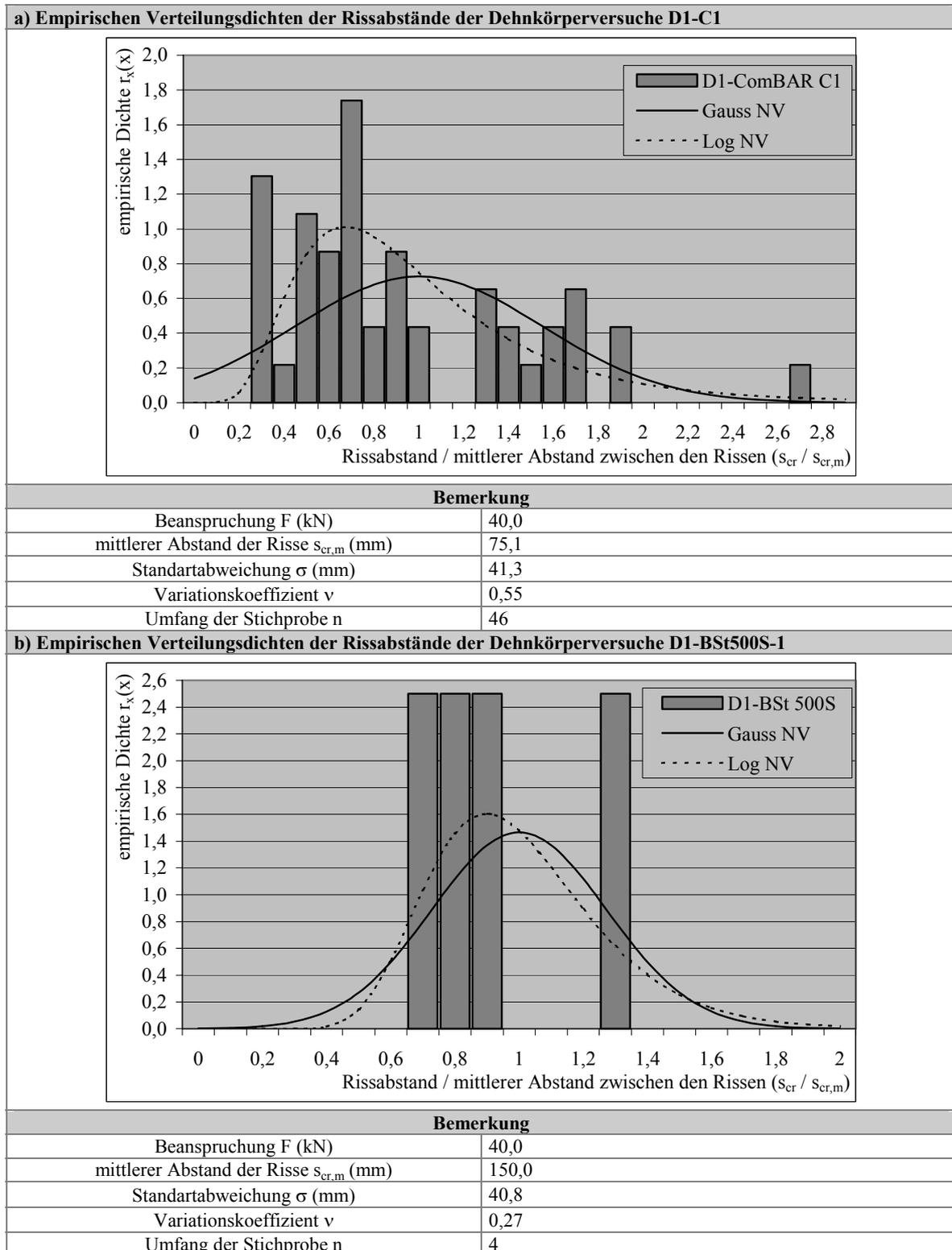


Tafel A.2.2

Entwicklung der bezogenen Betonspannungen

A.2.8 Empirische Verteilungsdichte der Rissabstände

Tafel A.2.3 stellt die empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der untersuchten Dehnkörper dar.



Tafel A.2.3

Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der Dehnkörper

A.3 Balkenversuche

A.3.1 Schal- und Bewehrungspläne

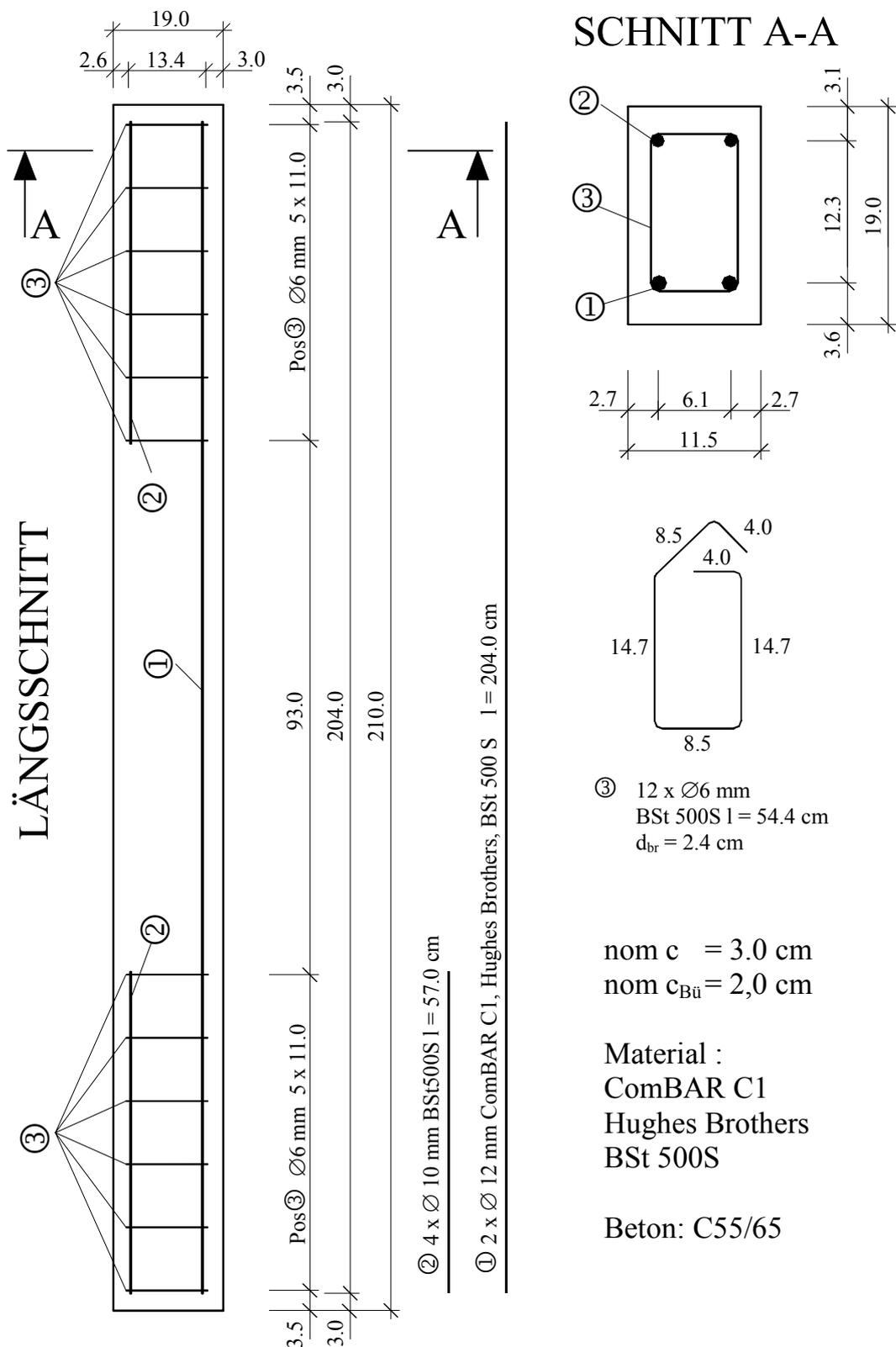


Abb. A.3.1

Schal- und Bewehrungsplan der Balken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

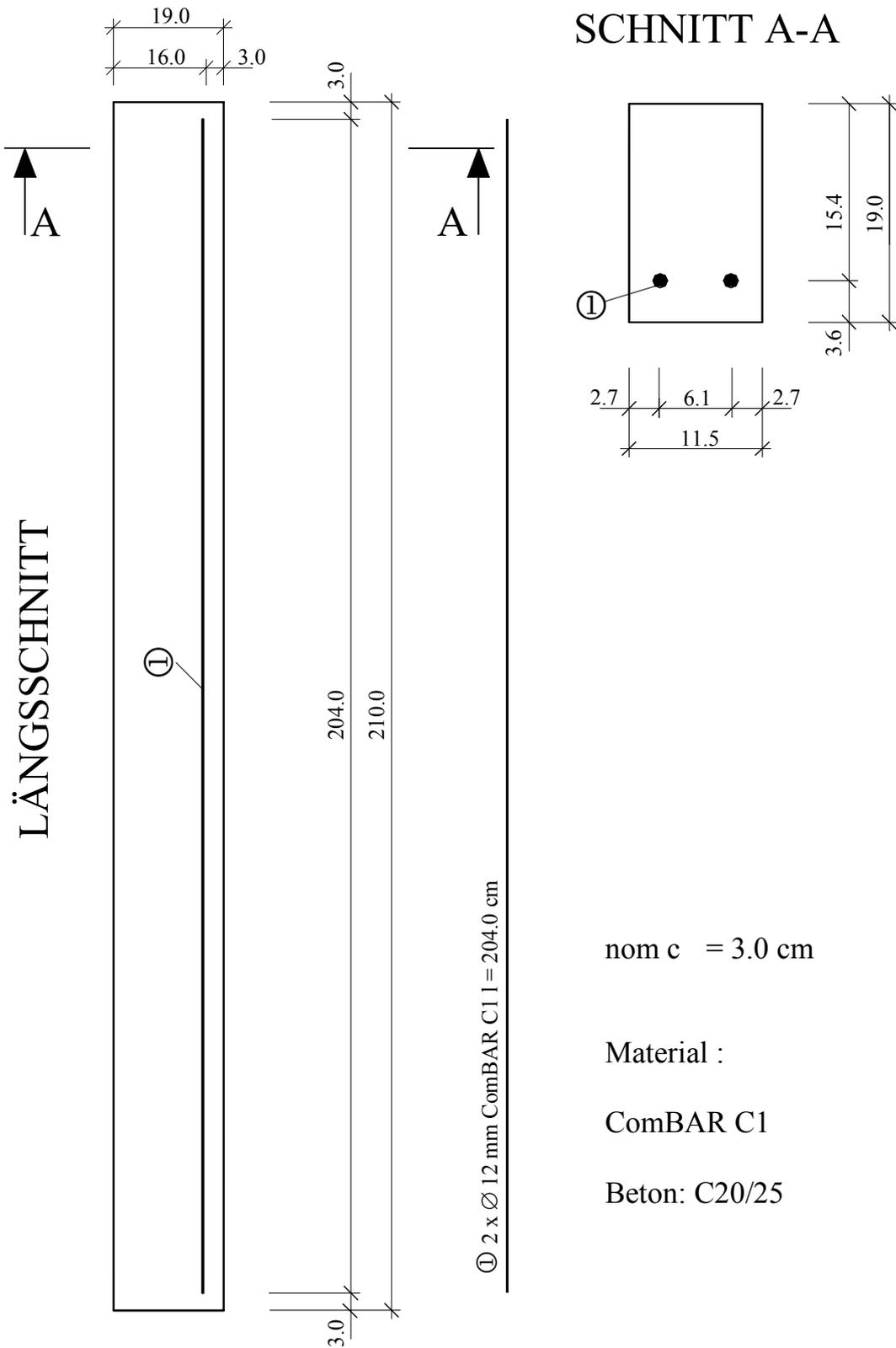


Abb. A.3.2
Schal- und Bewehrungsplan der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q1

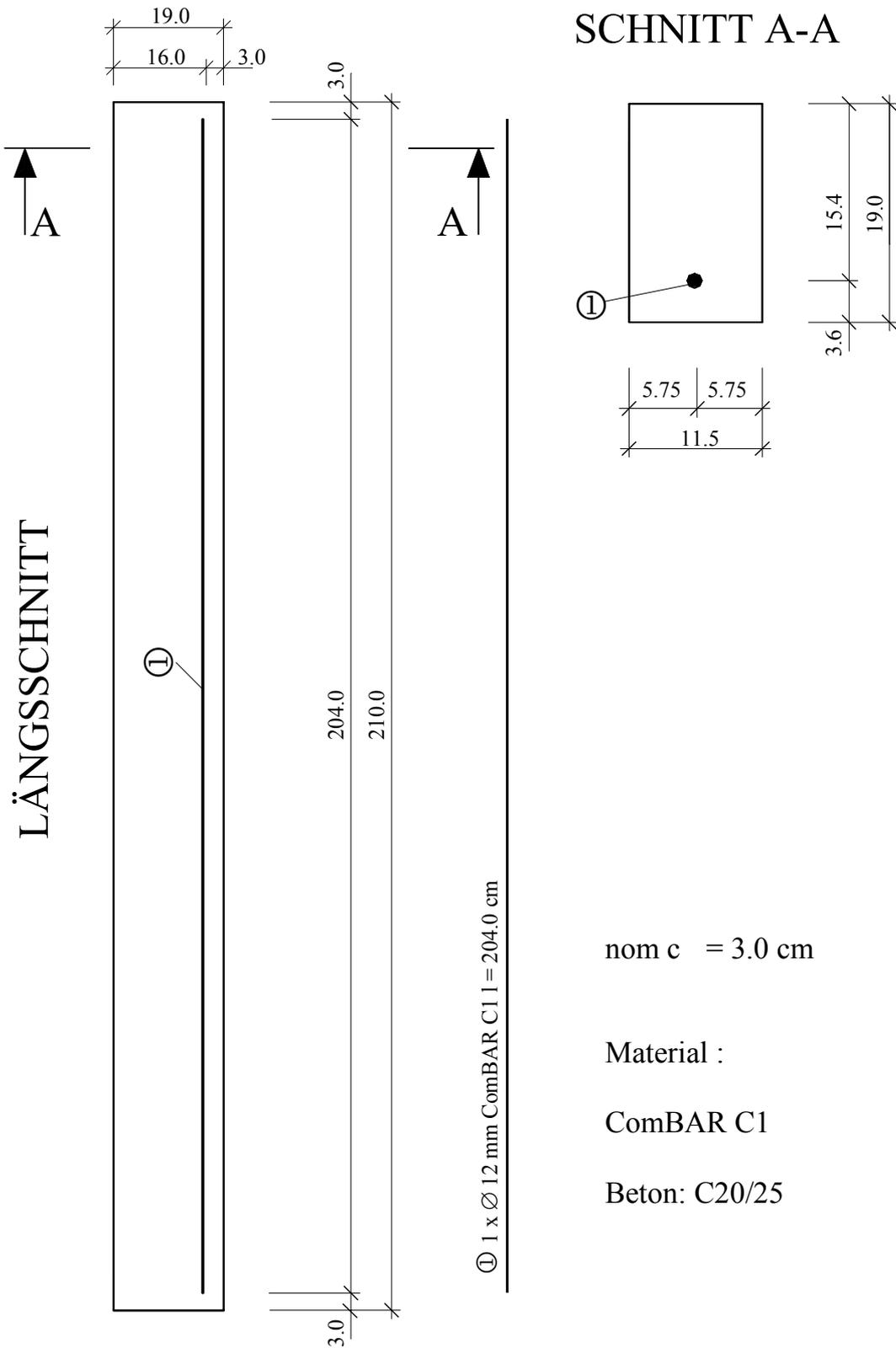


Abb. A.3.3

Schal- und Bewehrungsplan der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q2

A.3.2 Ergebnisse der Betonprüfung

Die Betonrezeptur der geprüften Balken ist in Tabelle A.2.1 dargestellt.

	B2 C55/65 (kg / m³)		B4 C20/25 (kg / m³)
Quarzsand 0/2mm	575	Quarzsand 0/2mm	637
Rheinkiessand 2/8mm	675	Rheinkiessand 2/4mm	251
Rheinkiessand 8/16mm	735	Rheinkiessand 4/8mm	377
		Rheinkiessand 2/8mm	554
Zement CEM I 42,5R	350	Zement CEMII AS42,5R	330
		Centrament N5	1,7
		Murrplast FK48	2,6
Wasser	158	Wasser	182
w/z-Wert	0,45	w/z-Wert	0,55

Tabelle A.3.1

Rezeptur des verwendeten Betons für 1m³

Bei der Herstellung der Prüfkörper wurden zusätzlich 3 Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm sowie Prüfzylinder ($\varnothing 150$ mm, $h = 300$ mm) zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit, des E-Moduls sowie der Betonspaltzugfestigkeit je Fertigungsserie gefertigt. Die Versuchskörper wurden 7 Tage nach Herstellung ausgeschalt. Bis zur Prüfung erfolgte die Lagerung unter normalen Bedingungen bei 20 °C und 60 ... 70 % Luftfeuchte. In Tabelle A.1.2 sind die Ergebnisse der Materialprüfung des Betons aufgeführt.

Serie	ausgewiesene Betonfestigkeitsklasse	Prüf- serie	$\beta_{WN,150}$ (N/mm²)	$f_{ck,cube}$ ISO (N/mm²)	f_{ck} ISO (N/mm²)	Klasse EC2	$E_{cm,exp}$ (N/mm²)	$f_{ctm,exp}$ (N/mm²)
B2	C55/65	Würfel	77,79	65,51	55,51	C55/65		
		Zylinder			56,10	C55/65	35017	
		Würfel	72,68	65,37	55,37	C55/65	34970	3,71
B4	C20/25	Würfel	27,67	23,19	18,19	C16/20		
		Zylinder			20,64	C20/25	17633	

Tabelle A.3.2

Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen des Betons

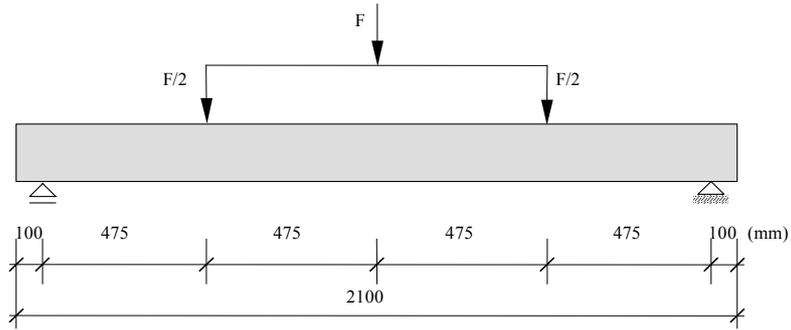
A.3.3 Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung der Balkenversuche (Kurzzeitversuch)

Der Versuchsstand wurde durch einen Versuchsrahmen realisiert. Die Belastung der Balken erfolgte beim Kurzzeitversuch durch eine servohydraulische Prüfzylinderanlage und beim Dauerversuch durch vorgespannte Stahlfedern. Die Querhäupter dienten als Widerlager des Prüfzylinders. Die Verteilung der Kraft wurde durch ein Lastgeschirr sichergestellt. Zur Aufnahme der Auflagerkräfte dienten Auflagerböcke.

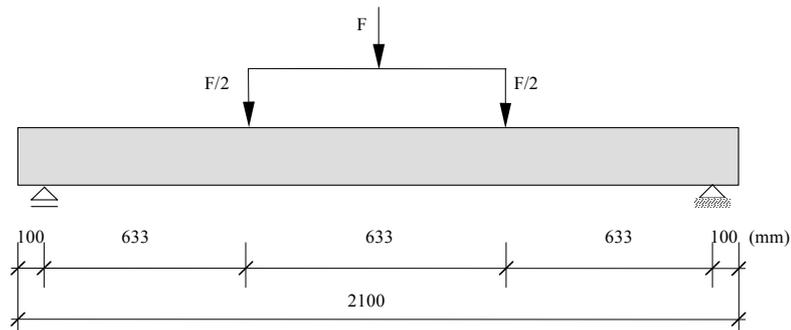
Tafel A.3.1 zeigt die prinzipiellen und Tafel A.3.2 die an der VTE der Bauhaus-Universität Weimar realisierten Versuchsaufbauten der Balkenversuche.

A.3 Balkenversuche

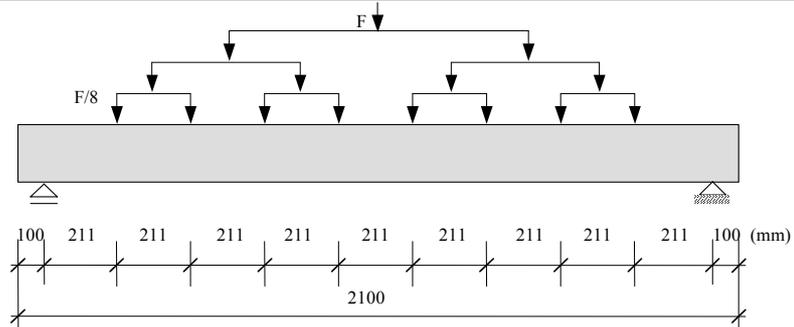
a) Laststellung LS1



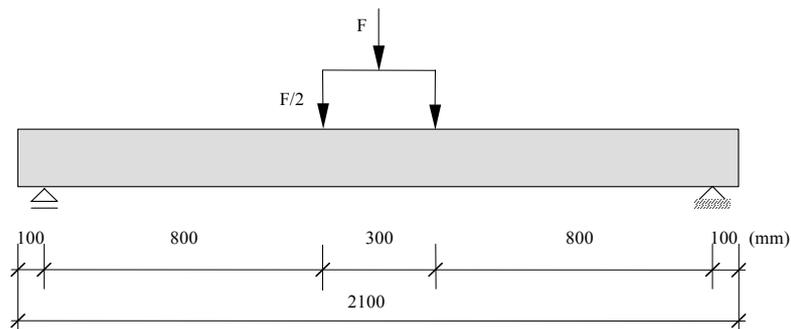
b) Laststellung LS2



c) Laststellung LS3



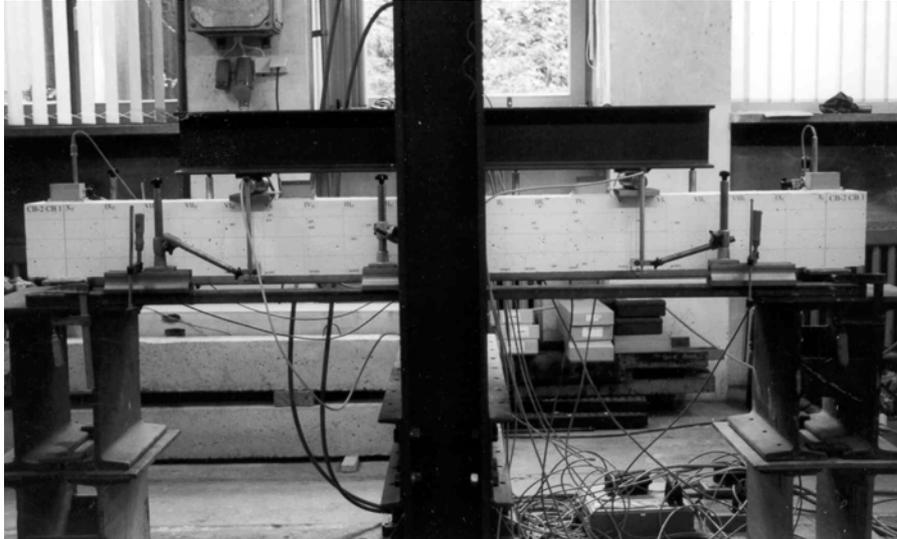
d) Laststellung LS4



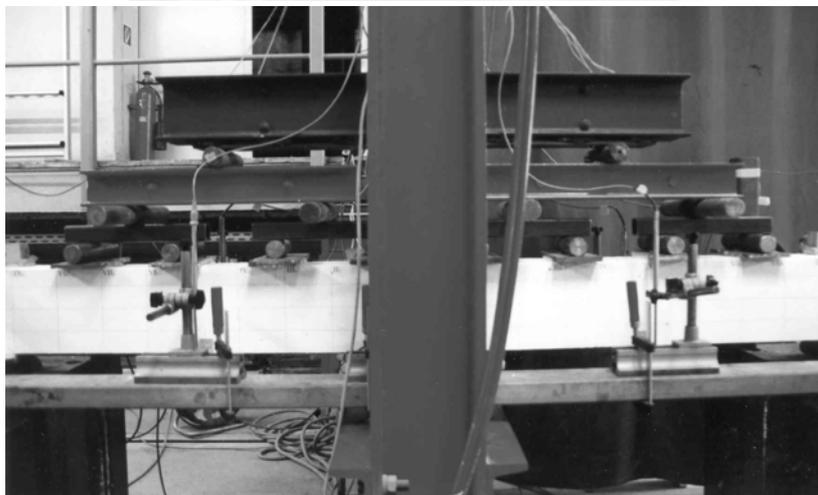
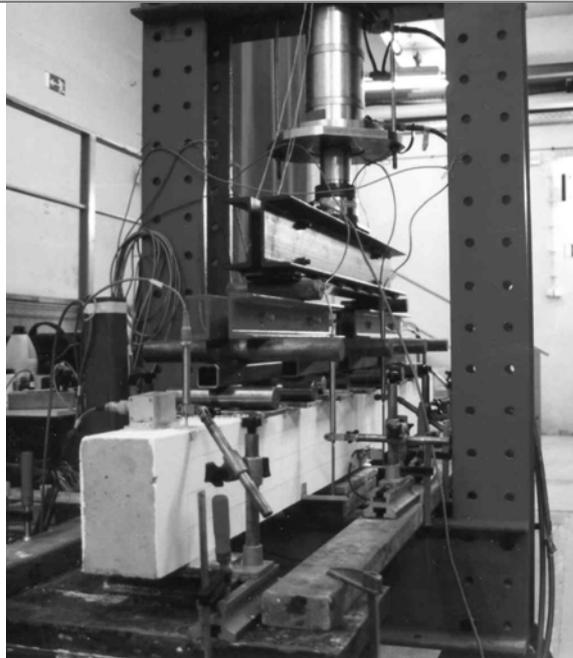
Tafel A.3.1

Prinzipieller Versuchsaufbau der Balkenversuche

a) Laststellung LS1



b) Laststellung LS3



Tafel A.3.2
Realisierter Versuchsaufbau

Einen Überblick über die verwendete Messtechnik und der zugehörigen Messstellen bei den Balkenversuchen geben Abb. A.3.4 und Tabelle A.3.3. Tafel A.3.3 zeigt die Belastungsregime der Balkenversuche.

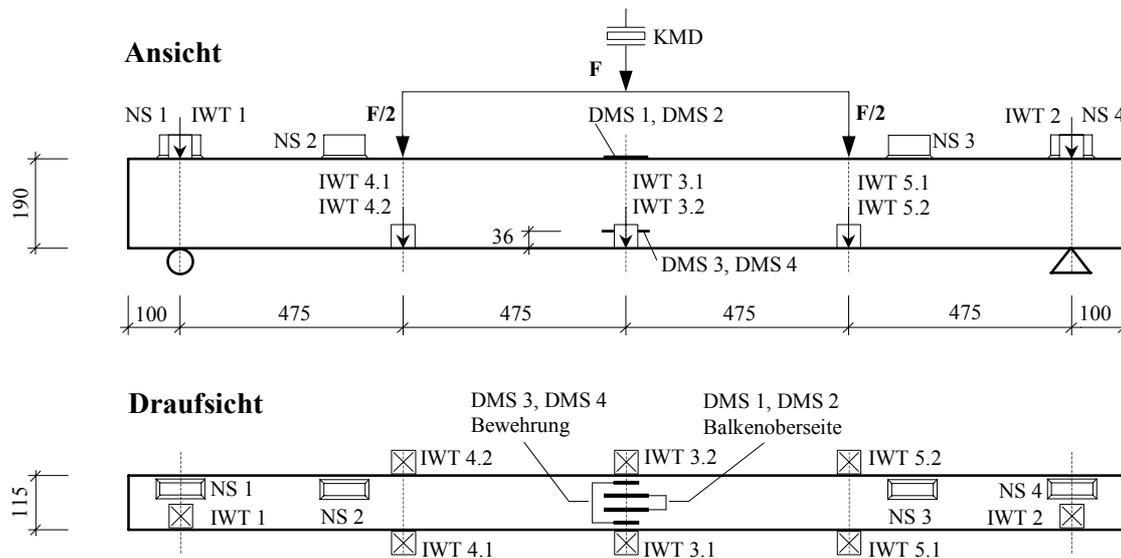
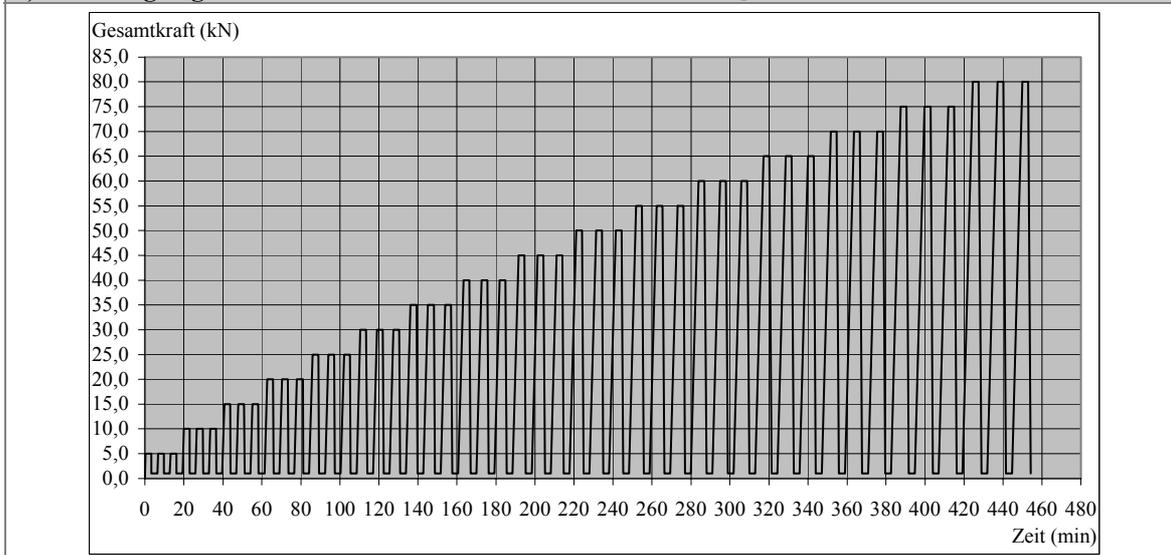


Abb. A.3.4
Messstelleneinrichtungsplan der Balkenversuche

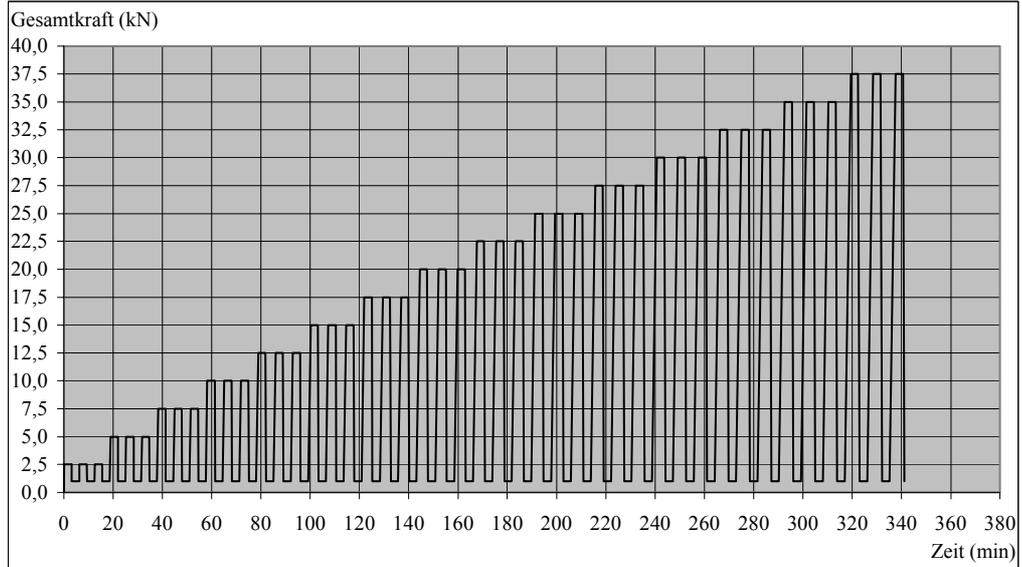
Bezeichnung	Messbereich	Genauigkeit	Aufgabe / Messstelle
KMD	200 kN	1/5 kN	Druckkraftmessung
IWT 1, 2	5 mm	1/2000 mm	Auflagersetzung, über den Auflagern
IWT 3.1, 3.2	100 mm	1/100 mm	Durchbiegung in Balkenmitte
IWT 4.1, 4.2	50 mm	1/200 mm	Durchbiegung in Viertelpunkten der Balken
IWT 5.1, 5.2	50 mm	1/200 mm	Durchbiegung in Viertelpunkten der Balken
NS1, 4		1/100 °	Neigung der Balkenoberseite über Auflager
NS 2, 3		1/100 °	Neigung der Balkenoberseite, im Abstand von 34 cm vom Auflager
DMS1, 2		1/1000 mm	Betonstauchung an Balkenoberseite in Balkenmitte
DMS 3, 4		1/1000 mm	Stabdehnung in Balkenmitte

Tabelle A.3.3
Übersicht über die verwendete Messtechnik

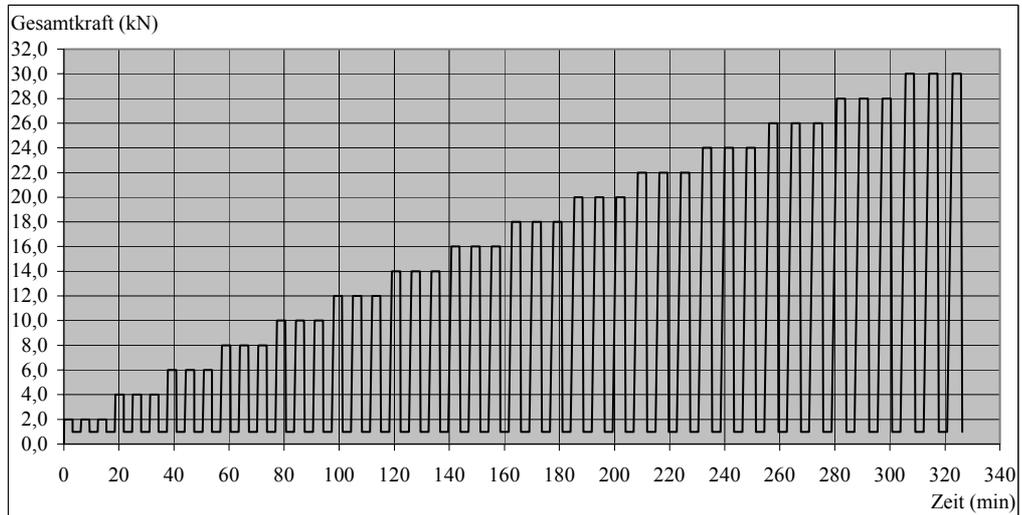
a) Belastungsregime der Balkenversuche der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-1



b) Belastungsregime der Balkenversuche der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-2,3



c) Belastungsregime der Balkenversuche der Serie B4-C20/25-Q1,2-LS1...4



Tafel A.3.3

Belastungsregime der Balkenversuche

A.3.4 Ermittlung der Bemessungsmomente

Kennwerte des Querschnitts und der Baustoffe

Querschnitt		B2-Q1-LS1			B4-C1-Q1				B4-C1-Q2	
		C1	HB	BSt	LS1	LS2	LS3	LS4	LS3	LS4
Breite b	cm	11,5								
Höhe h	cm	19,0								
Betondeckung nom c_t	cm	3,0			3,9	3,4	3,5	3,6	3,6	3,4
statische Nutzhöhe d_{soll}	cm	15,4								
statische Nutzhöhe d_{ist}	cm	15,4			14,5	15,0	14,9	14,8	14,8	15,0
QS-fläche Bew. A_r	cm ²	2,26			2,26				1,13	
Durchmesser Bwe. d_r	cm	1,2								
Bewehrung		C1	HB	BSt	C1					
char. Dehngrenze f_{rk}	N/mm ²	680	740	500	680					
E-Modul E_r	kN/cm ²	4200	4080	20000	4200					
Beton		C55/65			C20/25					
char. Zyl.festgk. f_{ck}	N/mm ²	55,0			20,0					
E-Modul E_{cm}	N/mm ²	35017			17633					

Tabelle A.3.4

Kennwerte der Balkenquerschnitte und der Baustoffe

Bemessungstafel für Rechteckquerschnitte unter einachsiger Biegung

Bemessungstafel für Rechteckquerschnitte unter Biegung nach EC2 (für GFK-Bewehrung)		
	Bemessung in Anlehnung an den EC 2	Tragfähigkeit in Anlehnung an den EC 2
gegeben	Beanspruchung: $M_{Sd} = M_{Sdr}$ Materialkennwerte: f_{cd}, E_r Querschnittsgeometrie: $b, h \Rightarrow d$	Materialkennwerte: f_{cd}, E_r Querschnittsgeometrie: $A_r, b, h \Rightarrow d$
gesucht	Bewehrungsfläche A_r	Moment im GZT: $M_{Rd} = M_{Rdr}$
Algorithmus	$\mu_{Sdr} = \frac{M_{Sdr}}{f_{cd} b d^2}$	$\frac{v_{cd}}{\epsilon_r} = \frac{A_r E_r}{f_{cd} b d}$
	$\mu_{cdr} = \mu_{Sdr} \Rightarrow \xi \text{ nach Tafel A.3.5}$	$\frac{v_{cd}}{\epsilon_r} \Rightarrow \xi \text{ nach Tafel A.3.5}$
	$\xi \Rightarrow v_{cd}, \epsilon_r$	$\xi \Rightarrow \mu_{cdr} \text{ nach Tafel A.2.2}$
	$A_r = v_{cd} \frac{f_{cd} b d}{E_r \epsilon_r}$	$M_{Rd} = M_{Rdr} = \mu_{cdr} f_{cd} b d^2$

Tafel A.3.4

Bemessungstafel für Rechteckquerschnitte unter einachsiger Biegung für GFK-Bewehrung

A.3 Balkenversuche

Bezogene Bemessungswerte am Rechteckquerschnitt für $\xi \leq 1$; $\alpha = 0,85$										
	ξ	μ_{cdr}	ν_{cd}	ζ	α_R	k_a	ϵ_c (‰)	ϵ_r (‰)	ν_{cd} / ϵ_r	σ_r (kN/cm ²)
Dehnungsbereich 2	0,01	0,0002	0,0002	0,9967	0,0201	0,334	-0,04	4	0,05	18
	0,02	0,0007	0,0007	0,9933	0,0403	0,3345	-0,082	4	0,175	18
	0,03	0,0015	0,0015	0,9899	0,0606	0,3352	-0,124	4	0,375	18
	0,04	0,0028	0,0028	0,9866	0,081	0,3358	-0,167	4	0,7	18
	0,05	0,0042	0,0043	0,9832	0,1016	0,3364	-0,211	4	1,075	18
	0,06	0,0061	0,0062	0,9798	0,1222	0,3371	-0,255	4	1,55	18
	0,07	0,0083	0,0085	0,9764	0,143	0,3378	-0,301	4	2,125	18
	0,08	0,0108	0,0111	0,9729	0,1638	0,3385	-0,348	4	2,775	18
	0,09	0,0137	0,0141	0,9695	0,1848	0,3393	-0,396	4	3,525	18
	0,1	0,0169	0,0175	0,966	0,2058	0,3401	-0,444	4	4,375	18
	0,11	0,0204	0,0212	0,9625	0,2268	0,3409	-0,494	4	5,3	18
	0,12	0,0243	0,0253	0,959	0,2479	0,3417	-0,546	4	6,325	18
	0,13	0,0284	0,0297	0,9555	0,2691	0,3426	-0,598	4	7,425	18
	0,14	0,0328	0,0345	0,9519	0,2903	0,3435	-0,651	4	8,625	18
	0,15	0,0376	0,0397	0,9483	0,3114	0,3445	-0,706	4	9,925	18
	0,16	0,0427	0,0452	0,9447	0,3326	0,3456	-0,762	4	11,3	18
	0,17	0,0481	0,0511	0,9411	0,3537	0,3466	-0,819	4	12,775	18
	0,18	0,0537	0,0573	0,9374	0,3748	0,3477	-0,878	4	14,325	18
	0,19	0,0597	0,0639	0,9337	0,3958	0,3488	-0,938	4	15,975	18
	0,2	0,0658	0,0708	0,93	0,4167	0,3501	-1	4	17,7	18
	0,21	0,0723	0,0781	0,9262	0,4374	0,3513	-1,063	4	19,525	18
	0,22	0,079	0,0856	0,9224	0,458	0,3527	-1,128	4	21,4	18
	0,23	0,0859	0,0935	0,9186	0,4785	0,3541	-1,195	4	23,375	18
	0,24	0,093	0,1017	0,9147	0,4986	0,3556	-1,263	4	25,425	18
	0,25	0,1004	0,1102	0,9107	0,5185	0,3572	-1,333	4	27,55	18
	0,26	0,1078	0,1189	0,9067	0,5381	0,3589	-1,405	4	29,725	18
	0,27	0,1154	0,1279	0,9026	0,5573	0,3607	-1,48	4	31,975	18
	0,28	0,1232	0,1371	0,8985	0,5762	0,3626	-1,556	4	34,275	18
	0,29	0,131	0,1465	0,8943	0,5945	0,3646	-1,634	4	36,625	18
	0,3	0,1389	0,1561	0,89	0,6123	0,3667	-1,714	4	39,025	18
	0,31	0,1468	0,1658	0,8856	0,6294	0,369	-1,797	4	41,45	18
	0,32	0,1548	0,1757	0,8811	0,6459	0,3715	-1,882	4	43,925	18
	0,33	0,1627	0,1856	0,8765	0,6616	0,3741	-1,97	4	46,4	18
	0,34	0,1704	0,1955	0,8718	0,6765	0,377	-2,061	4	48,875	18
	0,35	0,1781	0,2054	0,867	0,6905	0,38	-2,154	4	51,35	18
	0,36	0,1856	0,2153	0,8621	0,7037	0,3831	-2,25	4	53,825	18
	0,37	0,1931	0,2253	0,8571	0,7163	0,3863	-2,349	4	56,325	18
	0,38	0,2004	0,2352	0,852	0,7281	0,3895	-2,452	4	58,8	18
	0,39	0,2076	0,2451	0,8468	0,7394	0,3927	-2,557	4	61,275	18
0,4	0,2146	0,255	0,8416	0,75	0,3959	-2,667	4	63,75	18	
0,41	0,2216	0,2649	0,8364	0,7602	0,3991	-2,78	4	66,225	18	
0,42	0,2285	0,2749	0,8311	0,7699	0,4022	-2,897	4	68,725	18	
0,43	0,2352	0,2848	0,8257	0,7791	0,4053	-3,018	4	71,2	18	
0,44	0,2417	0,2947	0,8203	0,7879	0,4083	-3,143	4	73,675	18	
0,45	0,2482	0,3046	0,815	0,7964	0,4112	-3,273	4	76,15	18	
0,46	0,2546	0,3145	0,8095	0,8044	0,4141	-3,407	4	78,625	18	
0,4667	0,2589	0,3212	0,8059	0,8096	0,416	-3,5	4	80,269	18	
Dehnungsbereich 4	0,47	0,2602	0,3234	0,8045	0,8096	0,416	-3,5	3,9468	81,9398	17,761
	0,48	0,2643	0,3303	0,8003	0,8096	0,416	-3,5	3,7917	87,1113	17,063
	0,49	0,2685	0,3372	0,7962	0,8096	0,416	-3,5	3,6429	92,5636	16,393
	0,5	0,2725	0,3441	0,792	0,8096	0,416	-3,5	3,5	98,3143	15,75
	0,51	0,2765	0,351	0,7878	0,8096	0,416	-3,5	3,3627	104,38	15,132
	0,52	0,2804	0,3578	0,7837	0,8096	0,416	-3,5	3,2308	110,747	14,539
	0,53	0,2843	0,3647	0,7795	0,8096	0,416	-3,5	3,1038	117,501	13,967
	0,54	0,2881	0,3716	0,7754	0,8096	0,416	-3,5	2,9815	124,635	13,417
	0,55	0,2919	0,3785	0,7712	0,8096	0,416	-3,5	2,8636	132,176	12,886
	0,56	0,2956	0,3854	0,767	0,8096	0,416	-3,5	2,75	140,145	12,375
	0,57	0,2993	0,3923	0,7629	0,8096	0,416	-3,5	2,6404	148,576	11,882
	0,58	0,3028	0,3991	0,7587	0,8096	0,416	-3,5	2,5345	157,467	11,405
	0,59	0,3064	0,406	0,7546	0,8096	0,416	-3,5	2,4322	166,927	10,945
	0,6	0,3098	0,4129	0,7504	0,8096	0,416	-3,5	2,3333	176,96	10,5
	0,61	0,3133	0,4198	0,7462	0,8096	0,416	-3,5	2,2377	187,603	10,07
	0,62	0,3167	0,4267	0,7421	0,8096	0,416	-3,5	2,1452	198,909	9,6534
	0,63	0,3199	0,4335	0,7379	0,8096	0,416	-3,5	2,0556	210,887	9,2502
	0,64	0,3232	0,4404	0,7338	0,8096	0,416	-3,5	1,9688	223,69	8,8596
	0,65	0,3264	0,4473	0,7296	0,8096	0,416	-3,5	1,8846	237,345	8,4807
	0,66	0,3295	0,4542	0,7254	0,8096	0,416	-3,5	1,803	251,913	8,1135
	0,67	0,3326	0,4611	0,7213	0,8096	0,416	-3,5	1,7239	267,475	7,7576
	0,68	0,3355	0,4679	0,7171	0,8096	0,416	-3,5	1,6471	284,075	7,412
	0,69	0,3385	0,4748	0,713	0,8096	0,416	-3,5	1,5725	301,94	7,0763
	0,7	0,3414	0,4817	0,7088	0,8096	0,416	-3,5	1,5	321,133	6,75
	0,71	0,3443	0,4886	0,7046	0,8096	0,416	-3,5	1,4296	341,774	6,4332
	0,72	0,3471	0,4955	0,7005	0,8096	0,416	-3,5	1,3611	364,044	6,125
	0,73	0,3498	0,5024	0,6963	0,8096	0,416	-3,5	1,2945	388,104	5,8253

A.3 Balkenversuche

Dehnungsbereich 4	ξ	μ_{cdr}	v_{cd}	ζ	α_R	k_a	ϵ_c (‰)	ϵ_r (‰)	v_{cd} / ϵ_r	σ_r (kN/cm ²)
	0,74	0,3525	0,5092	0,6922	0,8096	0,416	-3,5	1,2297	414,085	5,5337
	0,75	0,3551	0,5161	0,688	0,8096	0,416	-3,5	1,1667	442,359	5,2502
	0,76	0,3576	0,523	0,6838	0,8096	0,416	-3,5	1,1053	473,175	4,9739
	0,77	0,3602	0,5299	0,6797	0,8096	0,416	-3,5	1,0455	506,839	4,7048
	0,78	0,3626	0,5368	0,6755	0,8096	0,416	-3,5	0,9872	543,76	4,4424
	0,79	0,365	0,5436	0,6714	0,8096	0,416	-3,5	0,9304	584,265	4,1868
	0,8	0,3673	0,5505	0,6672	0,8096	0,416	-3,5	0,875	629,143	3,9375
	0,81	0,3696	0,5574	0,663	0,8096	0,416	-3,5	0,821	678,928	3,6945
	0,82	0,3718	0,5643	0,6589	0,8096	0,416	-3,5	0,7683	734,479	3,4574
	0,83	0,374	0,5712	0,6547	0,8096	0,416	-3,5	0,7169	796,764	3,2261
	0,84	0,3761	0,5781	0,6506	0,8096	0,416	-3,5	0,6667	867,107	3,0002
	0,85	0,3781	0,5849	0,6464	0,8096	0,416	-3,5	0,6176	947,053	2,7792
	0,86	0,3801	0,5918	0,6422	0,8096	0,416	-3,5	0,5698	1038,61	2,5641
	0,87	0,382	0,5987	0,6381	0,8096	0,416	-3,5	0,523	1144,74	2,3535
	0,88	0,3839	0,6056	0,6339	0,8096	0,416	-3,5	0,4773	1268,8	2,1479
	0,89	0,3858	0,6125	0,6298	0,8096	0,416	-3,5	0,4326	1415,86	1,9467
	0,9	0,3874	0,6193	0,6256	0,8096	0,416	-3,5	0,3889	1592,44	1,7501
	0,91	0,3891	0,6262	0,6214	0,8096	0,416	-3,5	0,3462	1808,78	1,5579
	0,92	0,3908	0,6331	0,6173	0,8096	0,416	-3,5	0,3043	2080,51	1,3694
0,93	0,3924	0,64	0,6131	0,8096	0,416	-3,5	0,2634	2429,76	1,1853	
0,94	0,394	0,6469	0,609	0,8096	0,416	-3,5	0,2234	2895,7	1,0053	
0,95	0,3954	0,6538	0,6048	0,8096	0,416	-3,5	0,1842	3549,4	0,8289	
0,96	0,3968	0,6606	0,6006	0,8096	0,416	-3,5	0,1458	4530,86	0,6561	
0,97	0,3982	0,6675	0,5965	0,8096	0,416	-3,5	0,1082	6169,13	0,4869	
0,98	0,3994	0,6744	0,5923	0,8096	0,416	-3,5	0,0714	9445,38	0,3213	
0,99	0,4007	0,6813	0,5882	0,8096	0,416	-3,5	0,0354	19245,8	0,1593	
1	0,4019	0,6882	0,584	0,8096	0,416	-3,5	0	$\Rightarrow \infty$	0	

Tafel A.3.5

Bezogene Bemessungswerte am Rechteckquerschnitt für GFK-Stabbewehrung im GZT

Tragfähigkeitsermittlung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Tafel A.3.4 bzw. nach EC2

Querschnitt		B2-Q1-LS1			B4-C1-Q1				B4-C1-Q2	
		C1	HB	BSt	LS1	LS2	LS3	LS4	LS3	LS4
$M_{gl,k}$ in Feldmitte	kNcm	24,6								
γ		$\gamma_g = 1,35 / \gamma_q = 1,50$								
$M_{gl,d}$	kNcm	33,2								
v_{cd} / ϵ_r		14,63	14,21	-	40,23				20,12	
v_{cd}		-	-	0,1480	-				-	
μ_{cdr}		0,0548	0,0533	0,1347	0,1428				0,0744	
M_{rd}^*	kNcm	548,0	533,0	1350,0	519,3				270,6	
$M_{Rd} = M_{Rd}^* - M_{gl,d}$	kNcm	514,8	499,8	1314,2	486,0				237,4	
$F_{ges,GZT}$	kN	21,7	21,0	55,3	20,5	15,4	18,4	12,2	9,0	6,0
$M_{ed,qs} = M_{Rd} / \gamma_g$	kNcm	381,3	370,2	973,5	360,0				175,9	
$F_{ges,GZG,qs1}$	kN	16,1	15,6	41,0	15,2	11,4	13,6	9,0	6,7	4,4
$M_{ed,qs} = M_{Rd} / \gamma_q$	kNcm	343,2	333,2	876,1	324,0				158,3	
$F_{ges,GZG,qs2}$	kN	14,5	14,0	36,9	13,6	10,2	12,3	8,1	6,0	4,0
$M_{exp,GZT}$	kNcm	510			470				240	
$M_{exp,GZG,qs}$	kNcm	380			350				170	

Tabelle A.3.5

Bestimmung der maßgebenden Momentenbeanspruchung im GZT und im GZG

A.3.5 Ermittlung der Rissmomente

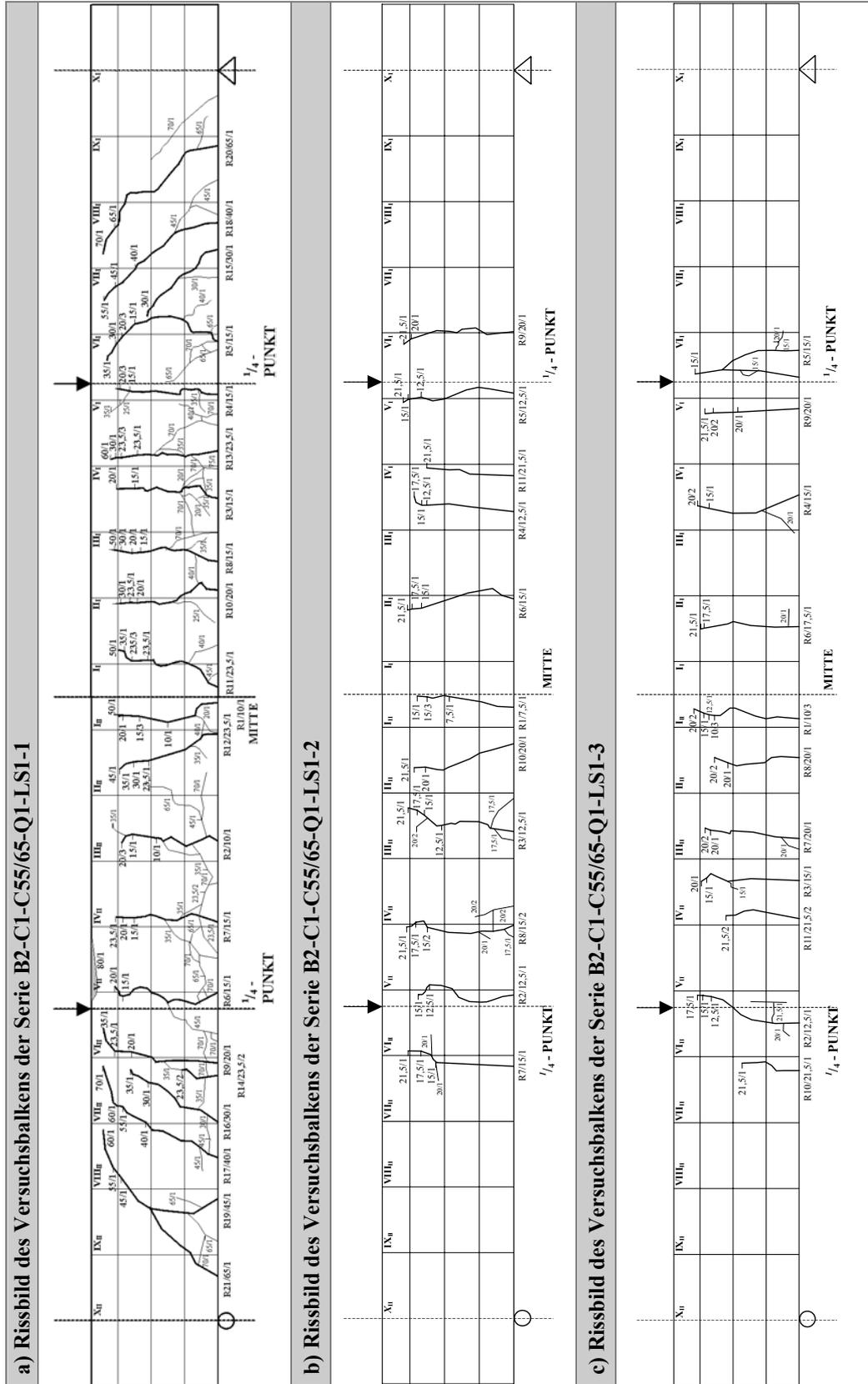
Querschnitt		B2-Q1-LS1	B4-C1
$f_{ct,m}$	kN/cm ²	0,434	0,221
$f_{ct,0.05}$	kN/cm ²	0,304	0,155
$f_{ct,m,sp,exp}$	kN/cm ²	0,371	
$M_{cr,fct,m} (-M_{gl})$	kNm	2,75 (2,5)	1,35 (1,1)
$M_{cr,fct,0.05} (-M_{gl})$	kNm	1,95 (1,7)	0,95 (0,7)
$M_{cr,fct,m,sp,exp} (-M_{gl})$	kNm	2,35 (2,1)	

Tabelle A.3.6

Bestimmung der Rissmomente der Versuchsbalken

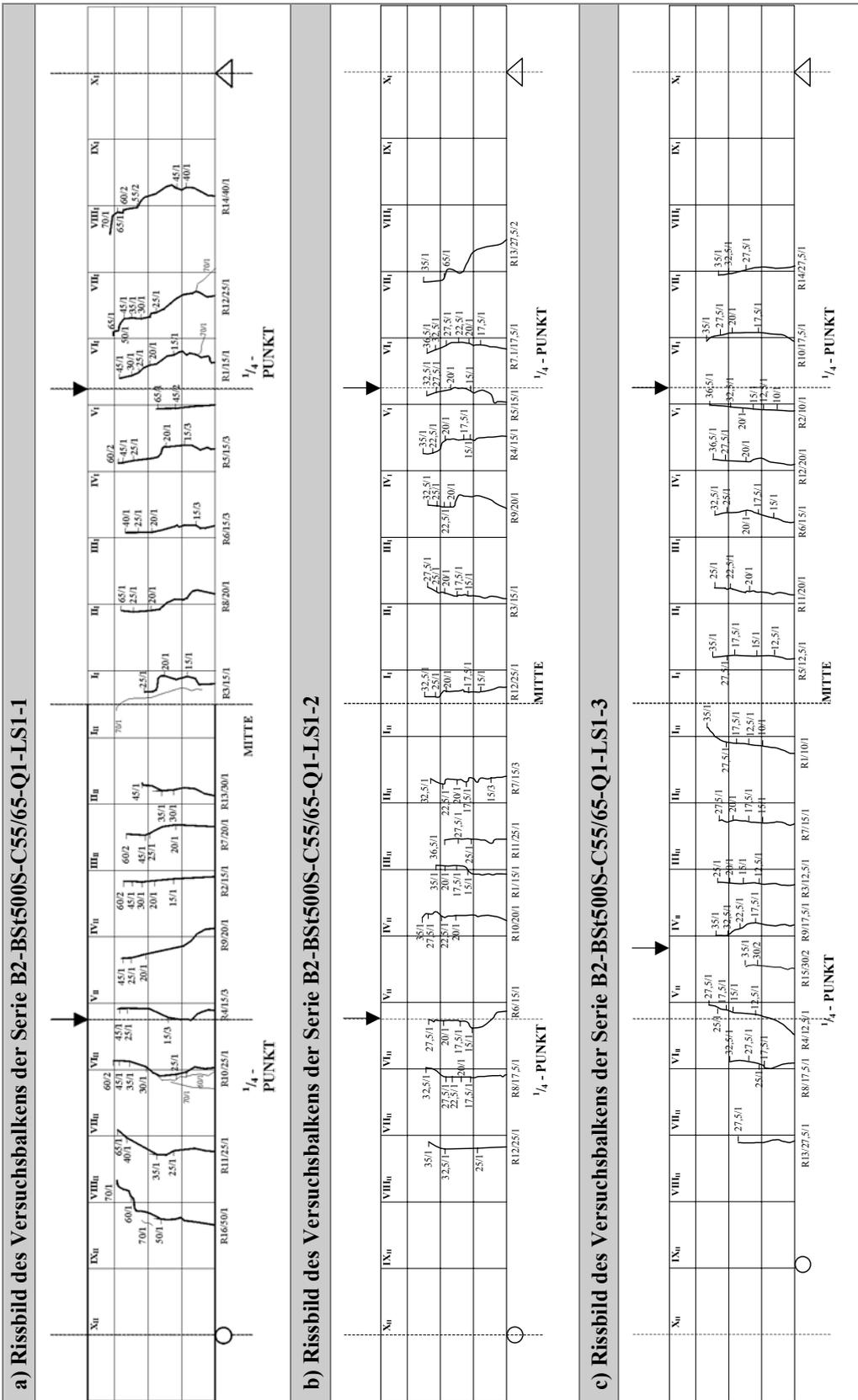
A.3.6 Ergebnisse der Balkenversuche (Kurzzeitversuch)

A.3.6.1 Rissbilder



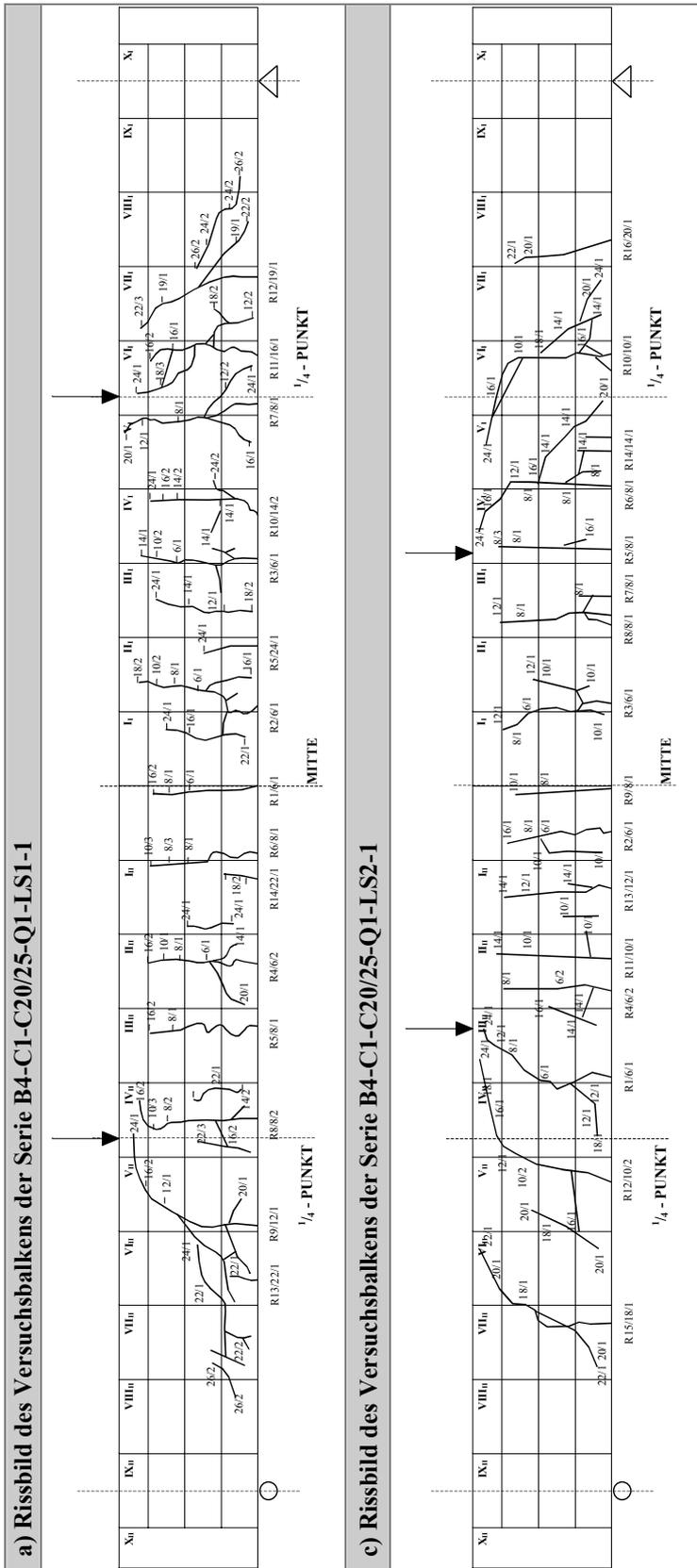
Tafel A.3.6

Rissbilder der Balken der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1



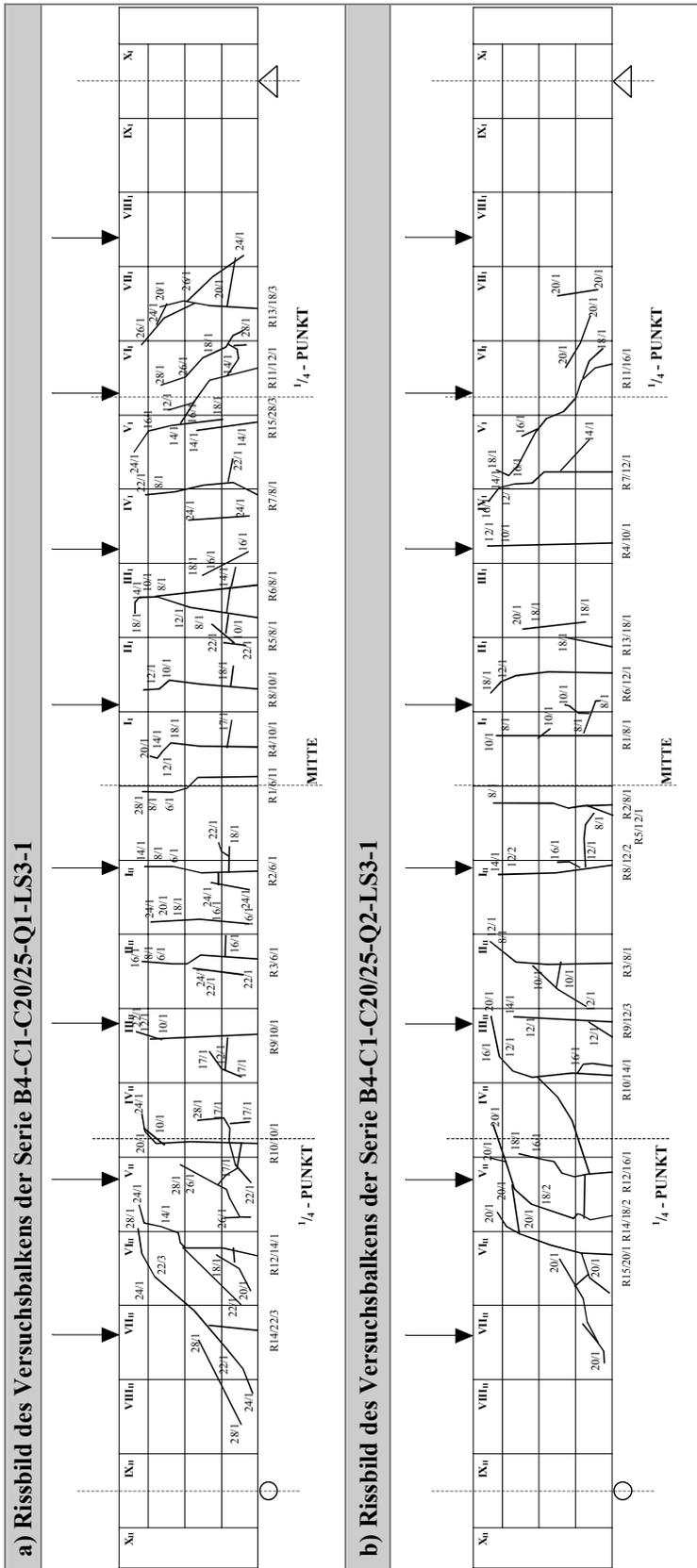
Tafel A.3.8

Rissbilder der Balken der Serie B2-BSt 500S-C55/65-Q1-LS1



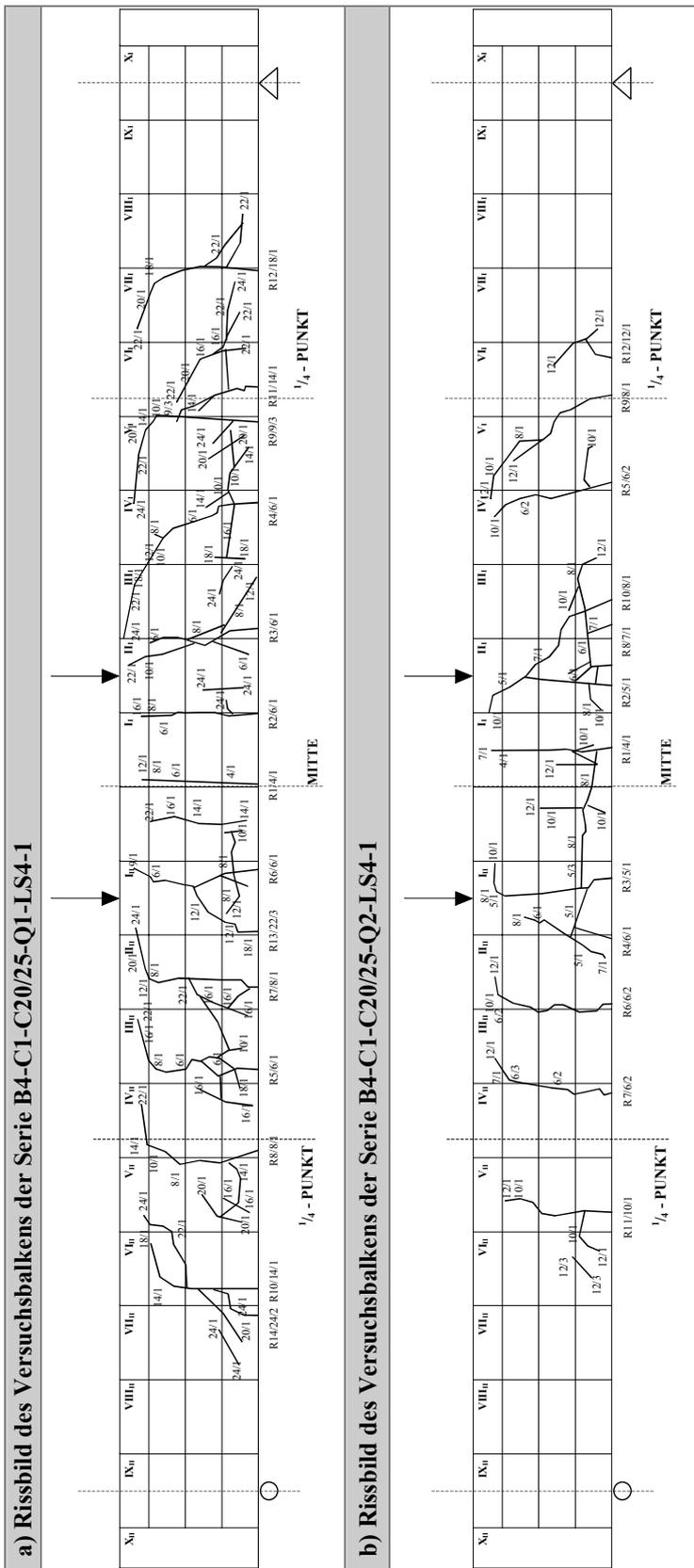
Tafel A.3.9

Rissbilder der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS1, LS2



Tafel A.3.10

Rissbilder der Balken der Serie B4-C1-C20/25-LS3



Tafel A.3.11

Rissbilder der Balken der Serie B4-C1-C20/25-LS4

A.3.6.2 Rissbreiten und Rissabstände

In Tabelle A.3.7 ... Tabelle A.3.21 sind die Einzelwerte der Rissabstände und der Rissbreiten der Versuchsbalken aufgeführt.

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-1																								
Risnummer	R9	R6	R7	R2	R12	R1	R11	R10	R8	R3	R13	R4	R5	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.					
Risslast (kN)	20	15	15	10	23,5	10	23,5	20	15	15	23,5	15	15					mm						
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm				
10	2,62			210,5					97,2	156,5				210,5	210,5	210,5	1							
15	3,81	108	124,1	210,5		215,9			97,2	156,5		81		141,9	81,0	215,9	7	54,1	0,38					
20	5,00	108	108	210,5		172,7		43,2	97,2	156,5		81		122,4	43,2	210,5	9	50,6	0,41					
23,5	5,83	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
25	6,18	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
30	7,37	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
35	8,56	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
40	9,75	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
45	10,93	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
50	12,12	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
55	13,31	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
60	14,50	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
65	15,68	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
70	16,87	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					
75	18,06	108	108	124,1	161,9	48,6	27	145,7	97,2	70,2	86,4	81		91,8	27,0	161,9	12	41,0	0,45					

Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-1																								
Risnummer	R9	R6	R7	R2	R12	R1	R11	R10	R8	R3	R13	R4	R5	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.					
Risslast (kN)	20	15	15	10	23,5	10	23,5	20	15	15	23,5	15	15					mm						
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm				
10	2,62	0,05	0,05											0,05	0,05	0,05	2	0,00						
15	3,81	0,15	0,20	0,10	0,15	0,10	0,15	0,20						0,16	0,10	0,20	8	0,07	0,46					
20	5,00	0,35	0,40	0,40	0,15	0,30	0,15	0,30	0,20	0,20				0,28	0,15	0,40	10	0,10	0,35					
23,5	5,83	0,50	0,55	0,40	0,20	0,25	0,30	0,45	0,30	0,25	0,10	0,05	0,15	0,29	0,05	0,55	13	0,15	0,52					
25	6,18	0,55	0,65	0,50	0,25	0,40	0,55	0,30	0,25	0,30	0,15	0,10	0,15	0,34	0,10	0,65	13	0,17	0,51					
30	7,37	0,95	1,00	0,55	0,30	0,40	0,70	0,40	0,30	0,40	0,25	0,10	0,25	0,46	0,10	1,00	13	0,27	0,59					
35	8,56	1,00	1,15	0,70	0,40	0,40	1,05	0,50	0,40	0,50	0,35	0,25	0,35	0,57	0,25	1,15	13	0,30	0,53					
40	9,75	1,15	1,30	0,75	0,45	0,45	1,00	0,50	0,40	0,55	0,35	0,25	0,35	0,61	0,25	1,30	13	0,33	0,55					
45	10,93	1,30	1,40	1,00	0,45	0,35	1,20	0,60	0,35	0,50	0,50	0,25	0,40	0,67	0,25	1,40	13	0,40	0,60					
50	12,12	1,35	1,45	0,95	0,60	0,45	1,40	0,55	0,30	0,60	0,65	0,35	0,55	0,74	0,30	1,45	13	0,41	0,56					
55	13,31	1,80	1,80	1,10	0,75	0,40	1,70	0,70	0,25	0,70	0,60	0,50	0,50	0,87	0,25	1,80	13	0,55	0,63					
60	14,50	1,80	2,00	1,10	0,90	0,55	1,80	0,85	0,30	1,00	1,00	0,50	0,45	0,99	0,30	2,00	13	0,56	0,56					
65	15,68	2,00	2,40	1,40	0,95	0,60	2,00	1,00	0,25	1,00	0,80	0,70	1,05	1,15	0,25	2,40	13	0,63	0,55					
70	16,87	1,90	2,50	1,30	0,95	0,85	2,40	1,00	0,75	1,05	1,05	0,55	1,10	1,23	0,55	2,50	13	0,63	0,51					

Tabelle A.3.7
Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-2																			
	Rissnummer	R7	R2	R8	R3	R10	R1	R6	R4	R11	R5	R9	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
F (kN)	Risslast (kN)	15	12,5	15	12,5	20	7,5	15	12,5	21,5	12,5	20	mm	mm	mm		mm		
M (kNm)	M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
7,5	2,03																		
10	2,62																		
12,5	3,21		253,7		188,9		296,9		183,5				230,8	183,5	296,9	4	54,4	0,24	
15	3,81	108	108	145,7	188,9		161,9	134,9	183,5				147,3	108,0	188,9	7	32,9	0,22	
17,5	4,40	108	108	145,7	188,9		161,9	134,9	183,5				147,3	108,0	188,9	7	32,9	0,22	
20	5,00	108	108	145,7	134,9	54	161,9	134,9	183,5		97,2		125,3	54,0	183,5	9	38,4	0,31	
21,5	5,35	108	108	145,7	134,9	54	161,9	134,9	54	124,1	97,2		112,3	54,0	161,9	10	36,2	0,32	
Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-2																			
	Rissnummer	R7	R2	R8	R3	R10	R1	R6	R4	R11	R5	R9	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
F (kN)	Risslast (kN)	15	12,5	15	12,5	20	7,5	15	12,5	21,5	12,5	20	mm	mm	mm		mm		
M (kNm)	M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
7,5	2,03	0,10											0,10	0,10	0,10	1			
10	2,62	0,15											0,15	0,15	0,15	1			
12,5	3,21	0,20	0,10	0,10	0,10	0,15							0,13	0,10	0,20	5	0,04	0,34	
15	3,81	0,20	0,15	0,10	0,15	0,20	0,20	0,15	0,15				0,16	0,10	0,20	8	0,04	0,22	
17,5	4,40	0,30	0,20	0,30	0,25	0,25	0,25	0,15	0,20				0,24	0,15	0,30	8	0,05	0,22	
20	5,00	0,35	0,20	0,40	0,35	0,30	0,30	0,20	0,30	0,20	0,15		0,28	0,15	0,40	10	0,08	0,30	
21,5	5,35	0,35	0,25	0,40	0,40	0,30	0,40	0,25	0,35	0,20	0,20	0,15	0,30	0,15	0,40	11	0,09	0,31	

Tabelle A.3.8

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-2

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-3																			
	Risnummer	R10	R2	R11	R3	R7	R8	R1	R6	R4	R9	R5	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
	Risslast (kN)	21,5	12,5	21,5	15	20	20	10	17,5	15	20	15	mm	mm	mm		mm		
F (kN)	M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm		
7,5	2,03																		
10	2,62																		
12,5	3,21	469,6											469,6	469,6	469,6	1			
15	3,81	215,9		253,7				345,4		221,3			259,1	215,9	345,4	4	59,9	0,23	
17,5	4,40	215,9		253,7				145,7	205,1	221,3			208,3	145,7	253,7	5	39,4	0,19	
20	5,00	215,9			64,8	124,1	59,4	145,7	205,1	134,9	86,4		129,5	59,4	215,9	8	59,1	0,46	
21,5	5,35	75,6	161,9	59,4	64,8	124,1	59,4	145,7	205,1	134,9	86,4		111,7	59,4	205,1	10	50,2	0,45	
Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-3																			
	Risnummer	R10	R2	R11	R3	R7	R8	R1	R6	R4	R9	R5	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
	Risslast (kN)	21,5	12,5	21,5	15	20	20	10	17,5	15	20	15	mm	mm	mm		mm		
F (kN)	M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm		
7,5	2,03																		
10	2,62	0,10											0,10	0,10	0,10	1			
12,5	3,21	0,20	0,10										0,15	0,10	0,20	2	0,07	0,47	
15	3,81	0,25	0,25	0,20	0,15	0,10							0,19	0,10	0,25	5	0,07	0,34	
17,5	4,40	0,25	0,30	0,25	0,20	0,15	0,20						0,23	0,15	0,30	6	0,05	0,23	
20	5,00	0,35	0,40	0,35	0,35	0,20	0,25	0,15	0,05	0,10			0,24	0,05	0,40	9	0,13	0,52	
21,5	5,35	0,40	0,45	0,40	0,40	0,30	0,30	0,10	0,10	0,15	0,05	0,05	0,25	0,05	0,45	11	0,16	0,64	

Tabelle A.3.9

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-3

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-1																			
Rissnummer	R7	R2	R11	R8	R5	R10	R1	R12	R13	R3	R9	R4	R6	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.
Risslast (kN)	20	10	23,5	20	15	23,5	10	23,5	25	10	20	10	15	mm	mm	mm		mm	
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm	
10	2,62	399,4				237,5			253,7					296,9	237,5	399,4	3	89,2	0,30
15	3,81	242,9			156,5	237,5			253,7			118,8		201,9	118,8	253,7	5	60,4	0,30
20	5,00	145,7	124,1		113,3	156,5	237,5		124,1	129,5	129,5	118,8		143,7	113,3	237,5	8	40,5	0,28
23,5	5,83	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	194,3	124,1	129,5	129,5	118,8		104,5	43,2	194,3	11	56,1	0,54
25	6,18	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
30	7,37	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
35	8,56	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
40	9,75	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
45	10,93	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
50	12,12	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
55	13,31	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
60	14,50	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
65	15,68	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38
70	16,87	145,7	75,6	48,6	113,3	91,8	43,2	129,5	59,4	124,1	129,5	118,8		95,4	43,2	145,7	12	35,8	0,38

Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-1																			
Rissnummer	R7	R2	R11	R8	R5	R10	R1	R12	R13	R3	R9	R4	R6	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.
Risslast (kN)	20	10	23,5	20	15	23,5	10	23,5	25	10	20	10	15	mm	mm	mm		mm	
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm	
10	2,62	0,10	0,05	0,05	0,05									0,06	0,05	0,10	4	0,03	0,40
15	3,81	0,20	0,25	0,15	0,15	0,10								0,17	0,10	0,25	6	0,05	0,31
20	5,00	0,30	0,40	0,30	0,40	0,35	0,25	0,20	0,25	0,20				0,29	0,20	0,40	9	0,08	0,26
23,5	5,83	0,45	0,40	0,45	0,40	0,40	0,25	0,30	0,50	0,40	0,25			0,38	0,25	0,50	10	0,09	0,23
25	6,18	0,50	0,50	0,50	0,50	0,30	0,35	0,45	0,55	0,45	0,05			0,40	0,05	0,55	11	0,15	0,38
30	7,37	0,60	0,65	0,55	0,50	0,60	0,40	0,35	0,60	0,60	0,15			0,48	0,15	0,65	11	0,16	0,33
35	8,56	0,80	0,70	0,75	0,70	0,75	0,45	0,50	0,80	0,75	0,20			0,61	0,20	0,80	11	0,21	0,33
40	9,75	1,00	0,90	0,90	0,90	1,00	0,55	0,70	1,00	0,95	0,30			0,79	0,30	1,00	11	0,24	0,31
45	10,93	1,10	1,10	1,00	0,80	1,15	0,65	0,75	1,10	1,05	0,35			0,87	0,35	1,15	11	0,28	0,32
50	12,12	1,10	1,20	1,10	0,70	1,30	0,60	0,85	1,20	1,15	0,40			0,94	0,40	1,30	11	0,30	0,32
55	13,31	1,40	1,30	1,15	0,70	1,60	0,60	0,90	1,40	1,40	0,45			1,05	0,45	1,60	11	0,40	0,38
60	14,50	1,40	1,40	1,20	0,75	1,65	0,60	1,10	1,45	1,50	0,60			1,15	0,60	1,65	11	0,37	0,32
65	15,68	1,80	1,35	1,20	0,60	1,80	0,50	1,15	1,80	1,60	0,60			1,20	0,50	1,80	11	0,51	0,43
70	16,87	1,80	1,25	1,40	0,85	1,80	0,70	1,15	1,80	1,50	0,60			1,25	0,60	1,80	11	0,45	0,36

Tabelle A.3.10

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-2																			
Rissnummer	R7	R2	R3	R4	R1	R10	R6	R9	R5	R8	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.			
Risslast (kN)	17,5	12,5	12,5	12,5	10	21,5	15	20	12,5	17,5	mm	mm	mm	mm	mm				
M (kNm)	2,03										mm	mm	mm	mm	mm				
7,5																			
10																			
12,5		145,7	145,7	151,1	442,6						221,3	145,7	442,6	4	147,6	0,67			
15		145,7	145,7	151,1	232,1		210,5				177,0	145,7	232,1	5	41,2	0,23			
17,5		59,4	145,7	151,1	232,1		210,5		102,6		149,6	59,4	232,1	7	59,0	0,39			
20		59,4	145,7	151,1	232,1		91,8	113,4	102,6		130,2	59,4	232,1	8	51,9	0,40			
21,5		59,4	145,7	151,1	81	151,1	91,8	113,4	102,6		115,8	59,4	151,1	9	34,3	0,30			
Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-2																			
Rissnummer	R7	R2	R3	R4	R1	R10	R6	R9	R5	R8	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.			
Risslast (kN)	17,5	12,5	12,5	12,5	10	21,5	15	20	12,5	17,5	mm	mm	mm	mm	mm				
M (kNm)	2,03										mm	mm	mm	mm	mm				
7,5																			
10		0,10																	
12,5		0,10	0,05	0,05	0,10						0,07	0,05	0,10	5	0,03	0,39			
15		0,20	0,15	0,15	0,10	0,10					0,14	0,10	0,20	6	0,04	0,27			
17,5		0,25	0,20	0,25	0,20	0,20	0,10	0,15			0,19	0,10	0,25	8	0,05	0,26			
20		0,30	0,30	0,30	0,25	0,35	0,20	0,20	0,20		0,27	0,20	0,35	9	0,06	0,21			
21,5		0,30	0,30	0,40	0,30	0,40	0,20	0,25	0,25	0,15	0,29	0,15	0,40	10	0,08	0,27			

Tabelle A.3.11

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-2

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-3																			
	Rissnummer	R6	R2	R8	R3	R1	R9	R4	R10	R5	R7		Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
F (kN)	Risslast (kN)	17,5	15	17,5	15	10	21,5	15	21,5	15	17,5		mm	mm	mm		mm		
	M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm	mm	mm		mm		
7,5	2,03																		
10	2,62																		
12,5	3,21																		
15	3,81		302,3		172,7	199,7		286,1					240,2	172,7	302,3	4	63,7	0,27	
17,5	4,40	35,1	167,3	134,9	172,7	199,7		286,1		48,6			149,2	35,1	286,1	7	87,1	0,58	
20	5,00	35,1	167,3	134,9	172,7	199,7		286,1		48,6			149,2	35,1	286,1	7	87,1	0,58	
21,5	5,35	35,1	167,3	134,9	172,7	118,8	81	167,3	118,8	48,6			116,1	35,1	172,7	9	51,4	0,44	
Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-3																			
	Rissnummer	R6	R2	R8	R3	R1	R9	R4	R10	R5	R7		Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
F (kN)	Risslast (kN)	17,5	15	17,5	15	10	21,5	15	21,5	15	17,5		mm	mm	mm		mm		
	M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm	mm	mm		mm		
7,5	2,03																		
10	2,62	0,05											0,05	0,05	0,05	1			
12,5	3,21	0,10											0,10	0,10	0,10	1			
15	3,81	0,20	0,10	0,10	0,10	0,10							0,12	0,10	0,20	5	0,04	0,37	
17,5	4,40	0,30	0,15	0,25	0,20	0,15	0,10	0,10	0,15				0,18	0,10	0,30	8	0,07	0,40	
20	5,00	0,40	0,20	0,40	0,30	0,20	0,15	0,20	0,25				0,26	0,15	0,40	8	0,10	0,36	
21,5	5,35	0,40	0,25	0,40	0,30	0,20	0,20	0,20	0,30	0,15	0,30		0,27	0,15	0,40	10	0,09	0,32	

Tabelle A.3.12

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-3

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-1																			
F (kN)	Rissnummer	R10	R4	R9	R2	R7	R13	R3	R8	R6	R5	R15	R1	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
10	2,62																		
15	3,81		205,1		291,5			242,9		118,8	129,5			197,6	118,8	291,5	5	73,8	0,37
20	5,00		124,1	81	75,6	215,9		134,9	102,6	118,8	129,5			122,8	75,6	215,9	8	43,5	0,35
23,5	5,83		124,1	81	75,6	215,9		134,9	102,6	118,8	129,5			122,8	75,6	215,9	8	43,5	0,35
25	6,18	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			106,9	48,6	167,3	10	34,8	0,33
30	7,37	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			106,9	48,6	167,3	10	34,8	0,33
35	8,56	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			106,9	48,6	167,3	10	34,8	0,33
40	9,75	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			106,9	48,6	167,3	10	34,8	0,33
45	10,93	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			97,4	48,6	167,3	12	34,2	0,35
50	12,12	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			97,4	48,6	167,3	12	34,2	0,35
55	13,31	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			97,4	48,6	167,3	12	34,2	0,35
60	14,50	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			97,4	48,6	167,3	12	34,2	0,35
65	15,68	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			97,4	48,6	167,3	12	34,2	0,35
70	16,87	86,4	124,1	81	75,6	48,6	167,3	134,9	102,6	118,8	129,5			97,4	48,6	167,3	12	34,2	0,35
Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-1																			
F (kN)	Rissnummer	R10	R4	R9	R2	R7	R13	R3	R8	R6	R5	R15	R1	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
10	2,62																		
15	3,81	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03							0,03	0,03	0,03	6	0,00	0,00
20	5,00	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05				0,05	0,05	0,05	9	0,00	0,00
23,5	5,83	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,05	0,10	0,10	0,05			0,09	0,05	0,10	10	0,02	0,23
25	6,18	0,15	0,10	0,15	0,10	0,15	0,15	0,05	0,10	0,10	0,05			0,10	0,05	0,15	11	0,04	0,40
30	7,37	0,10	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10	0,15	0,10	0,10			0,12	0,05	0,15	11	0,03	0,28
35	8,56	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15	0,10	0,15	0,15	0,10			0,15	0,10	0,20	11	0,03	0,19
40	9,75	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15	0,10	0,15	0,15	0,10			0,14	0,10	0,20	11	0,03	0,21
45	10,93	0,20	0,20	0,20	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15	0,20	0,15			0,17	0,15	0,20	11	0,03	0,15
50	12,12	0,20	0,15	0,20	0,15	0,20	0,15	0,15	0,20	0,20	0,15			0,17	0,15	0,20	11	0,03	0,15
55	13,31	0,20	0,20	0,25	0,15	0,25	0,20	0,15	0,20	0,20	0,20			0,20	0,15	0,25	11	0,03	0,16
60	14,50	0,20	0,20	0,25	0,15	0,25	0,20	0,15	0,25	0,20	0,20			0,20	0,15	0,25	11	0,04	0,17
65	15,68	0,25	0,25	0,30	0,15	0,25	0,20	0,15	0,25	0,20	0,25			0,23	0,15	0,30	11	0,05	0,22
70	16,87	0,30	0,25	0,35	0,20	0,40	0,35	0,20	0,35	0,25	0,25			0,28	0,20	0,40	11	0,07	0,25

Tabelle A.3.13

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-2																			
Risnummer	R8	R6	R10	R1	R11	R7	R12	R3	R9	R4	R5	R7.1	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
Risslast (kN)	17,5	15	20	15	25	15	25	15	20	15	15	17,5	mm	mm	mm		mm		
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm		
7,5																			
10																			
12,5																			
15		210,5		145,7	269,9			248,3		54			185,7	54,0	269,9	5	87,4	0,47	
17,5	97,2	210,5		145,7	269,9			248,3		54	81		158,1	54,0	269,9	7	85,7	0,54	
20	97,2	134,9	70,2	145,7	269,9			134,9	108	54	81		121,8	54,0	269,9	9	63,8	0,52	
22,5	97,2	134,9	70,2	145,7	269,9			134,9	108	54	81		121,8	54,0	269,9	9	63,8	0,52	
25	97,2	134,9	70,2	54	97,2	134,9	134,9	134,9	108	54	81		100,1	54,0	134,9	11	32,3	0,32	
27,5	97,2	134,9	70,2	54	97,2	134,9	134,9	134,9	108	54	81		100,1	54,0	134,9	11	32,3	0,32	
30	97,2	134,9	70,2	54	97,2	134,9	134,9	134,9	108	54	81		100,1	54,0	134,9	11	32,3	0,32	
32,5	97,2	134,9	70,2	54	97,2	134,9	134,9	134,9	108	54	81		100,1	54,0	134,9	11	32,3	0,32	
35	97,2	134,9	70,2	54	97,2	134,9	134,9	134,9	108	54	81		100,1	54,0	134,9	11	32,3	0,32	
36,5	97,2	134,9	70,2	54	97,2	134,9	134,9	134,9	108	54	81		100,1	54,0	134,9	11	32,3	0,32	
Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-2																			
Risnummer	R8	R6	R10	R1	R11	R7	R12	R3	R9	R4	R5	R7.1	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
Risslast (kN)	17,5	15	20	15	25	15	25	15	20	15	15	17,5	mm	mm	mm		mm		
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm		
7,5																			
10																			
12,5																			
15	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03								0,03	0,03	0,03	5	0,00	0,00	
17,5	0,05	0,05	0,03	0,05	0,05	0,03	0,05	0,03			0,05		0,04	0,03	0,05	9	0,01	0,23	
20	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,03	0,05	0,05	0,05		0,05	0,03	0,05	11	0,01	0,13	
22,5	0,05	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	0,05		0,06	0,05	0,10	11	0,02	0,37	
25	0,05	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,10	0,10	0,05	0,03	0,07	0,03	0,10	12	0,03	0,40	
27,5	0,05	0,15	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,10	0,10	0,05	0,05	0,08	0,05	0,15	12	0,03	0,45	
30	0,05	0,15	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10	0,05	0,10	0,10	0,05	0,05	0,09	0,05	0,15	12	0,04	0,39	
32,5	0,05	0,15	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10	0,05	0,10	0,10	0,05	0,05	0,10	0,05	0,15	12	0,03	0,35	
35	0,05	0,15	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,10	0,05	0,10	0,05	0,15	12	0,03	0,32	
36,5	0,05	0,15	0,15	0,10	0,10	0,15	0,10	0,10	0,10	0,15	0,10	0,05	0,11	0,05	0,15	12	0,04	0,33	

Tabelle A.3.14

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-2

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-3																				
Risnummer	R8	R4	R15	R9	R3	R7	R1	R5	R11	R6	R12	R2	R10	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
Risslast (kN)	17,5	12,5	30	17,5	12,5	15	10	12,5	20	15	20	10	17,5	mm	mm	mm		mm		
M (kNm)	2,03						502							502,0	502,0	502,0				
7,5																				
10					196		125	377						230,0	125,0	377,0	4	106,2	0,46	
12,5		222			94	102	125	190		187				153,3	94,0	222,0	6	53,2	0,35	
15		222			55	94	102	190		187		112		120,4	52,0	190,0	9	51,9	0,43	
17,5	52	167			55	94	102	107	83	105	82	112		98,5	52,0	167,0	11	32,1	0,33	
20	52	167			55	94	102	107	83	105	82	112		98,5	52,0	167,0	11	32,1	0,33	
22,5	52	167			55	94	102	107	83	105	82	112		98,5	52,0	167,0	11	32,1	0,33	
25	52	167			55	94	102	107	83	105	82	112		98,5	52,0	167,0	11	32,1	0,33	
27,5	52	167			55	94	102	107	83	105	82	112		98,5	52,0	167,0	11	32,1	0,33	
30	52	91	76		55	94	102	107	83	105	82	112		90,3	52,0	125,0	12	22,1	0,24	
32,5	52	91	76		55	94	102	107	83	105	82	112		90,3	52,0	125,0	12	22,1	0,24	
35	52	91	76		55	94	102	107	83	105	82	112		90,3	52,0	125,0	12	22,1	0,24	
36,5	52	91	76		55	94	102	107	83	105	82	112		90,3	52,0	125,0	12	22,1	0,24	

Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-3																				
Risnummer	R8	R4	R15	R9	R3	R7	R1	R5	R11	R6	R12	R2	R10	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
Risslast (kN)	17,5	12,5	30	17,5	12,5	15	10	12,5	20	15	20	10	17,5	mm	mm	mm		mm		
M (kNm)	2,03													0,03	0,03	0,03	2	0,00	0,00	
7,5																				
10	0,03	0,03												0,03	0,03	0,03	2	0,00	0,00	
12,5	0,05	0,05	0,03	0,03	0,03									0,04	0,03	0,05	5	0,01	0,29	
15	0,05	0,05	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03							0,04	0,03	0,05	7	0,01	0,27	
17,5	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,03	0,03	0,03				0,04	0,03	0,05	10	0,01	0,22	
20	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		0,05	0,05	0,10	12	0,01	0,27	
22,5	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		0,05	0,05	0,10	12	0,01	0,27	
25	0,10	0,10	0,05	0,10	0,05	0,05	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		0,07	0,05	0,10	12	0,02	0,37	
27,5	0,10	0,10	0,05	0,10	0,05	0,10	0,10	0,05	0,10	0,05	0,05	0,10		0,08	0,05	0,10	12	0,03	0,33	
30	0,15	0,10	0,05	0,10	0,10	0,10	0,10	0,05	0,10	0,05	0,10	0,10	0,05	0,09	0,05	0,15	13	0,03	0,34	
32,5	0,15	0,10	0,05	0,10	0,10	0,10	0,10	0,05	0,10	0,10	0,10	0,10	0,05	0,09	0,05	0,15	13	0,03	0,30	
35	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,05	0,10	0,05	0,15	13	0,02	0,24	
36,5	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,05	0,10	0,05	0,15	13	0,02	0,24	

Tabelle A.3.15

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-3

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS1-1																							
Rissnummer	R9	R8	R5	R4	R14	R6	R1	R2	R15	R3	R10	R7	R11	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.				
Risslast (kN)	12	8	8	6	22	8	6	6	6	6	14	8	16	mm	mm	mm		mm	mm				
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
6	1,67			234			106,7	200						180,2	106,7	234,0	3	65,9	0,37				
8	2,15	115	110	144		90	106,7	200		213,3				139,9	90,0	213,3	7	48,5	0,35				
10	2,62	115	110	144		90	106,7	200		213,3				139,9	90,0	213,3	7	48,5	0,35				
12	3,10	55	115	110	144		90	106,7	200	213,3				129,3	55,0	213,3	8	54,0	0,42				
14	3,57	55	115	110	144		90	106,7	200	60	153,3			114,9	55,0	200,0	9	45,9	0,40				
16	4,05	55	115	110	144		90	106,7	200	60	153,3	100		113,4	55,0	200,0	10	43,6	0,38				
18	4,52	55	115	110	144		90	106,7	200	60	153,3	100		113,4	55,0	200,0	10	43,6	0,38				
19	4,76	55	115	110	144		90	106,7	200	60	153,3	100		113,4	55,0	200,0	10	43,6	0,38				
20	5,00	55	115	110	144		90	106,7	200	60	153,3	100		113,4	55,0	200,0	10	43,6	0,38				
22	5,47	55	115	110	108	36	90	106,7	200	60	153,3	100		103,1	36,0	200,0	11	45,8	0,44				
24	5,95	55	115	110	108	36	90	106,7	80	120	60	153,3	100	94,5	36,0	153,3	12	32,4	0,34				

Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS1-1																							
Rissnummer	R9	R8	R5	R4	R14	R6	R1	R2	R15	R3	R10	R7	R11	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.				
Risslast (kN)	12	8	8	6	22	8	6	6	6	6	14	8	16	mm	mm	mm		mm	mm				
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm																
6	1,67	0,1	0,1	0,05			0,1	0,05						0,09	0,05	0,10	4	0,03	0,29				
8	2,15	0,1	0,15	0,1	0,1	0,05	0,1	0,05						0,09	0,05	0,15	8	0,03	0,34				
10	2,62	0,1	0,2	0,25	0,15	0,1	0,15	0,2						0,16	0,10	0,25	8	0,05	0,32				
12	3,10	0,1	0,35	0,35	0,2	0,2	0,3	0,25	0,2					0,24	0,10	0,35	9	0,08	0,34				
14	3,57	0,15	0,45	0,45	0,25	0,25	0,3	0,35	0,25	0,05				0,30	0,05	0,50	10	0,14	0,47				
16	4,05	0,15	0,55	0,55	0,35	0,3	0,4	0,5	0,45	0,1	0,25			0,36	0,10	0,55	11	0,15	0,42				
18	4,52	0,2	0,65	0,6	0,35	0,3	0,45	0,55	0,5	0,15	0,35			0,41	0,15	0,65	11	0,16	0,39				
19	4,76	0,2	0,7	0,55	0,4	0,35	0,4	0,5	0,6	0,2	0,35			0,44	0,20	0,70	11	0,16	0,37				
20	5,00	0,15	0,8	0,65	0,9	0,35	0,55	0,6	0,55	0,25	0,4			0,53	0,15	0,90	11	0,23	0,43				
22	5,47	0,2	0,75	0,65	0,85	0,35	0,55	0,7	0,65	0,3	0,45	0,1		0,51	0,10	0,85	12	0,23	0,45				
24	5,95	0,25	0,8	0,8	0,55	0,5	0,45	0,7	0,7	0,65	0,35	0,05	0,05	0,48	0,05	0,80	13	0,26	0,54				

Tabelle A.3.16

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS1-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS2-1																							
F (kN)	Risnummer	R1	R4	R10	R11	R13	R2	R6	R8	R9	R3	R7	R5	R6	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.			
	Risslast (kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
6	2,15	115	210			180	74	106	127	27	67	87	8	8	168,3	115,0	210,0	3	48,6	0,29			
8	2,78	115	210			74	74	106	127	27	67	87	8	8	101,6	27,0	210,0	8	53,9	0,53			
10	3,41	115	28	182		74	74	106	127	27	67	87	8	8	90,3	27,0	182,0	9	49,1	0,54			
12	4,05	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			
14	4,68	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			
16	5,31	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			
18	5,95	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			
19	6,26	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			
20	6,58	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			
22	7,21	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			
24	7,85	115	28	107	75	74	74	106	127	27	67	87	8	8	81,3	27,0	127,0	10	34,3	0,42			

Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS2-1																							
F (kN)	Risnummer	R1	R4	R10	R11	R13	R2	R6	R8	R9	R3	R7	R5	R6	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.			
	Risslast (kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm																
6	2,15	0,1	0,15	0,05	0,05	0,05	0,2	0,05	0,05	0,05	0,07	0,15	0,15	0,15	0,09	0,05	0,15	4	0,05	0,55			
8	2,78	0,15	0,2	0,1	0,15	0,2	0,15	0,25	0,1	0,03	0,15	0,1	0,15	0,15	0,11	0,05	0,20	9	0,06	0,56			
10	3,41	0,25	0,15	0,2	0,15	0,25	0,1	0,03	0,2	0,15	0,15	0,1	0,15	0,15	0,15	0,03	0,25	10	0,07	0,45			
12	4,05	0,35	0,2	0,17	0,25	0,25	0,1	0,03	0,2	0,15	0,22	0,1	0,22	0,1	0,18	0,03	0,35	11	0,09	0,48			
14	4,68	0,4	0,25	0,3	0,3	0,3	0,3	0,1	0,03	0,3	0,2	0,25	0,1	0,1	0,23	0,03	0,40	11	0,11	0,48			
16	5,31	0,45	0,3	0,3	0,3	0,43	0,1	0,03	0,35	0,2	0,37	0,15	0,15	0,15	0,27	0,03	0,45	11	0,14	0,50			
18	5,95	0,6	0,35	0,45	0,41	0,4	0,1	0,03	0,35	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,33	0,03	0,60	11	0,16	0,50			
20	6,58	0,7	0,4	0,45	0,5	0,5	0,1	0,05	0,43	0,35	0,4	0,2	0,2	0,2	0,37	0,05	0,70	11	0,19	0,51			
22	7,21	0,7	0,45	0,45	0,55	0,55	0,2	0,03	0,5	0,2	0,5	0,5	0,55	0,3	0,43	0,03	0,70	11	0,19	0,43			
24	7,85	0,8	0,55	0,45	0,65	0,6	0,25	0,03	0,6	0,4	0,65	0,25	0,25	0,25	0,48	0,03	0,80	11	0,23	0,47			

Tabelle A.3.17

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS2-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS3-1																																								
F (kN)	Rissnummer	R12	R10	R9	R3	R2	R1	R4	R8	R5	R6	R7	R15	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS3-1								Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.							
	M (kNm)	14	10	10	6	6	6	8	10	8	8	8	8	28	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm						
6	1,81				119	119	57	177						119,0	119,0	119,0	2	0,0	0,00																					
8	2,34				119	119	57	61	116	35	126			105,5	35,0	177,0	6	51,4	0,49																					
10	2,86		151	106	119	119	57	61	116	35	126			98,9	35,0	151,0	9	38,5	0,39																					
12	3,38		151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		106,3	35,0	173,0	10	43,2	0,41																					
14	3,90	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
16	4,43	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
17	4,69	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
18	4,95	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
20	5,47	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
22	5,99	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
24	6,52	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
26	7,04	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	173		107,5	35,0	173,0	11	41,2	0,38																					
28	7,56	119	151	106	119	119	57	61	116	35	126	98		100,6	35,0	151,0	11	35,0	0,35																					

Tabelle A.3.18

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS3-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS4-1																							
	Rissnummer	R8	R5	R7	R13	R6	R1	R2	R3	R4	R9							Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.
F (kN)	Risslast (kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm								
4	1,85																	153,8	100,0	264,0	5	66,9	0,43
6	2,65		264			123	100	113	169									135,6	100,0	180,0	7	30,3	0,22
8	3,45	180	117	147		123	100	113	169									132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
9	3,85	180	117	147		123	100	113	169	113								132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
10	4,25	180	117	147		123	100	113	169	113								132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
12	5,05	180	117	147		123	100	113	169	113								132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
14	5,85	180	117	147		123	100	113	169	113								132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
16	6,65	180	117	147		123	100	113	169	113								132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
18	7,45	180	117	147		123	100	113	169	113								132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
20	8,25	180	117	147		123	100	113	169	113								132,8	100,0	180,0	8	29,1	0,22
22	9,05	180	117	66	81	123	100	113	169	113								118,0	66,0	180,0	9	36,9	0,31

Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS4-1																							
	Rissnummer	R8	R5	R7	R13	R6	R1	R2	R3	R4	R9							Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.
F (kN)	Risslast (kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm									
4	1,85	0,1																0,10	0,10	0,10	1		
6	2,65	0,15	0,11	0,17	0,1	0,1	0,2											0,14	0,10	0,20	6	0,04	0,30
8	3,45	0,2	0,15	0,3	0,2	0,2	0,35	0,2	0,1									0,21	0,10	0,35	8	0,08	0,37
9	3,85	0,25	0,2	0,4	0,35	0,22	0,35	0,25	0,15	0,1								0,25	0,10	0,40	9	0,10	0,39
10	4,25	0,35	0,25	0,5	0,4	0,3	0,55	0,25	0,15	0,2								0,33	0,15	0,55	9	0,13	0,41
12	5,05	0,45	0,35	0,55	0,45	0,35	0,75	0,35	0,25	0,3								0,42	0,25	0,75	9	0,15	0,36
14	5,85	0,5	0,35	0,75	0,6	0,5	0,85	0,4	0,35	0,3								0,51	0,30	0,85	9	0,19	0,37
16	6,65	0,65	0,45	0,8	0,7	0,6	0,9	0,55	0,45	0,25								0,59	0,25	0,90	9	0,20	0,33
18	7,45	0,75	0,5	0,9	0,85	0,75	1,1	0,6	0,6	0,25								0,70	0,25	1,10	9	0,25	0,35
20	8,25	0,65	0,65	1,05	1,05	0,8	1,2	0,75	0,7	0,25								0,79	0,25	1,20	9	0,28	0,36
22	9,05	0,75	0,7	1,15	1	0,85	1,5	0,84	0,85	0,2	0,05							0,79	0,05	1,50	10	0,42	0,53

Tabelle A.3.19

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS4-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS3-1																								
Risnummer	R14	R12	R10	R9	R3	R8	R2	R1	R6	R13	R4	R7	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.						
Risslast (kN)	18	16	14	12	8	12	8	8	12	18	10	12	mm	mm	mm		mm							
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm																
6	1,81				216																			
8	2,34				216		94							155,0	94,0	216,0	2	86,3	0,56					
10	2,86				216		94	272						194,0	94,0	272,0	3	91,0	0,47					
12	3,38			89	148	68	94	96	176		104			110,7	68,0	176,0	7	37,6	0,34					
14	3,90		54	89	148	68	94	96	176		104			103,6	54,0	176,0	8	40,2	0,39					
16	4,43		118	54	148	68	94	96	176		104			105,2	54,0	176,0	9	37,9	0,36					
18	4,95	61	118	54	148	68	94	96	33	143	104			91,6	33,0	148,0	11	36,1	0,39					
Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS3-1																								
Risnummer	R14	R12	R10	R9	R3	R8	R2	R1	R6	R13	R4	R7	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.						
Risslast (kN)	18	16	14	12	8	12	8	8	12	18	10	12	mm	mm	mm		mm							
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm																
6	1,81																							
8	2,34	0,42	0,6	0,65										0,56	0,42	0,65	3	0,12	0,22					
10	2,86	0,7	0,65	0,95	0,85									0,79	0,65	0,95	4	0,14	0,17					
12	3,38	0,65	0,75	1,2	1,05	0,37	0,5	0,2	0,05					0,60	0,05	1,20	8	0,40	0,67					
14	3,90	0,85	0,75	1,2	1	0,6	0,8	0,35	0,05	0,85				0,72	0,05	1,20	9	0,34	0,48					
16	4,43	0,95	0,85	1,4	1,2	0,65	0,7	0,45	0,1	0,75	0,1			0,72	0,10	1,40	10	0,42	0,59					
18	4,95	0,95	1	1,65	1,5	0,75	0,75	0,55	0,1	0,5	0,05	0,1		0,68	0,05	1,65	12	0,53	0,77					

Tabelle A.3.20

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS3-1

Rissabstand im Rissbild des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS4-1																
Rissnummer	R11	R7	R6	R4	R3	R1	R2	R8	R5	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
Risslast (kN)	10	6	6	6	5	4	5	7	6							
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
4	1,85															
5	2,25				162	132				147,0	132,0	162,0	2	21,2	0,14	
6	2,65	129	88	75	162	132	247			138,8	75,0	247,0	6	61,7	0,44	
7	3,05	129	88	75	162	132	52	195		119,0	52,0	195,0	7	50,5	0,42	
8	3,45	129	88	75	162	132	52	195		119,0	52,0	195,0	7	50,5	0,42	
10	4,25	165	129	88	75	162	132	195		124,8	52,0	195,0	8	49,5	0,40	
12	5,05	165	129	88	75	162	132	195		124,8	52,0	195,0	8	49,5	0,40	

Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS4-1																
Rissnummer	R11	R7	R6	R4	R3	R1	R2	R8	R5	Mittel	Min	Max	Anzahl	SA	Vark.	
Risslast (kN)	10	6	6	6	5	4	5	7	6							
M (kNm)	mm	mm	mm	mm	mm	mm										
4	1,85	0,15														
5	2,25	0,2	0,15	0,6						0,32	0,15	0,60	3	0,25	0,78	
6	2,65	0,25	0,25	0,7	0,05	0,3	0,33	0,18		0,29	0,05	0,70	7	0,20	0,68	
7	3,05	0,35	0,2	0,85	0,05	0,5	0,37	0,3	0,25	0,36	0,05	0,85	8	0,24	0,66	
8	3,45	0,45	0,3	0,9	0,1	0,6	0,5	0,45	0,4	0,46	0,10	0,90	8	0,23	0,50	
10	4,25	0,7	0,3	1,15	0,15	0,65	0,6	0,55	0,45	0,58	0,15	1,15	9	0,28	0,49	
12	5,05	0,8	0,25	1,3	0,2	0,85	0,9	0,85	0,65	0,74	0,20	1,30	9	0,34	0,46	

Tabelle A.3.21

Rissabstände und Rissbreiten des Versuchsbalkens der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS4-1

Tabelle A.3.22 und Tabelle A.3.23 weisen die Mittelwerte der Rissabstände und der Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1 aus.

Mittelwerte der Rissabstände der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1 (mm)																
F (kN)	M (kNm)	kleinster Rissabstand				mittlerer Rissabstand				maximaler Rissabstand						
		C1	HB	BSt	HB/C1	BSr/C1	C1	HB	BSt	HB/C1	BSr/C1	C1	HB	BSt	HB/C1	BSr/C1
7,5	2,03															
10,0	2,62	210,5	237,5	310,4	1,13	1,47	210,5	296,9	502,0	1,41	2,38	210,5	399,4			
12,5	3,21	287,9	191,6	121,9	0,67	0,42	303,6	259,1	230,0	0,85	0,76	325,7	421,0	377,0	1,29	1,16
15,0	3,81	135,0	145,7	74,5	1,08	0,55	182,7	206,4	178,9	1,13	0,98	250,1	262,7	261,1	1,05	1,04
17,5	4,40	111,6	71,1	60,5	0,64	0,54	165,8	166,9	158,7	1,01	0,96	219,5	257,3	250,5	1,17	1,14
20,0	5,00	52,2	69,3	60,5	1,33	1,16	125,7	141,0	114,4	1,12	0,91	203,3	251,9	217,6	1,24	1,07
21,5	5,35	52,2	69,3	60,5	1,33	1,16	115,5	125,2	114,4	1,08	0,99	192,5	187,1	217,6	0,97	1,13
22,5	5,59	43,2	113,3	60,5	2,62	1,40	122,4	143,7	114,4	1,17	0,93	210,5	237,5	217,6	1,13	1,03
23,5	5,83	27,0	43,2	51,5	1,60	1,91	91,8	104,5	107,2	1,14	1,17	161,9	194,3	217,6	1,20	1,34
25,0	6,18	27,0	43,2	51,5	1,60	1,91	91,8	95,4	107,2	1,04	1,17	161,9	145,7	156,4	0,90	0,97
27,5	6,78	27,0	43,2	51,5	1,60	1,91	91,8	95,4	107,2	1,04	1,17	161,9	145,7	156,4	0,90	0,97
30,0	7,37	27,0	43,2	51,5	1,60	1,91	91,8	95,4	99,1	1,04	1,08	161,9	145,7	142,4	0,90	0,88
32,5	7,96	27,0	43,2	51,5	1,60	1,91	91,8	95,4	99,1	1,04	1,08	161,9	145,7	142,4	0,90	0,88
35,0	8,56	27,0	43,2	51,5	1,60	1,91	91,8	95,4	99,1	1,04	1,08	161,9	145,7	142,4	0,90	0,88
36,5	8,91	27,0	43,2	51,5	1,60	1,91	91,8	95,4	99,1	1,04	1,08	161,9	145,7	142,4	0,90	0,88
40,0	9,75	27,0	43,2	48,6	1,60	1,80	91,8	95,4	106,9	1,04	1,16	161,9	145,7	167,3	0,90	1,03
45,0	10,93	27,0	43,2	48,6	1,60	1,80	91,8	95,4	97,4	1,04	1,06	161,9	145,7	167,3	0,90	1,03
70,0	16,87	27,0	43,2	48,6	1,60	1,80	91,8	95,4	97,4	1,04	1,06	161,9	145,7	167,3	0,90	1,03

Tabelle A.3.22

Mittelwerte der Rissabstände der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

Mittelwerte der Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1 (mm)																					
F (kN)	M (kNm)	kleinste Rissbreite				mittlere Rissbreite				maximale Rissbreite											
		CI	HB	BSt	HB/CI	BS/CI	CI	HB	BSt	HB/CI	BS/CI	CI	HB	BSt	HB/CI	BS/CI					
7,5	2,03	0,10				0,10					0,10					0,10					
10,0	2,62	0,10	0,05	0,03	0,50	0,30	0,10	0,06	0,03	0,56	0,30	0,10	0,08	0,03	0,75	0,30	0,10	0,08	0,03	0,75	0,30
12,5	3,21	0,08	0,07	0,03	0,80	0,36	0,11	0,08	0,04	0,70	0,35	0,15	0,10	0,05	0,67	0,33	0,15	0,10	0,05	0,67	0,33
15,0	3,81	0,10	0,10	0,03	1,00	0,30	0,17	0,14	0,03	0,84	0,19	0,22	0,22	0,04	1,00	0,17	0,22	0,22	0,04	1,00	0,17
17,5	4,40	0,13	0,10	0,03	0,75	0,23	0,21	0,18	0,04	0,87	0,19	0,27	0,27	0,04	1,00	0,16	0,27	0,27	0,04	1,00	0,16
20,0	5,00	0,12	0,18	0,04	1,57	0,37	0,26	0,27	0,05	1,04	0,19	0,40	0,38	0,07	0,96	0,17	0,40	0,38	0,07	0,96	0,17
21,5	5,35	0,12	0,17	0,04	1,43	0,37	0,27	0,28	0,05	1,04	0,19	0,42	0,40	0,08	0,96	0,20	0,42	0,40	0,08	0,96	0,20
22,5	5,59	0,15	0,20	0,05	1,33	0,33	0,28	0,29	0,06	1,07	0,20	0,40	0,40	0,10	1,00	0,25	0,40	0,40	0,10	1,00	0,25
23,5	5,83	0,05	0,25	0,05	5,00	1,00	0,29	0,38	0,07	1,30	0,24	0,55	0,50	0,10	0,91	0,18	0,55	0,50	0,10	0,91	0,18
25,0	6,18	0,10	0,05	0,04	0,50	0,43	0,34	0,40	0,08	1,18	0,23	0,65	0,55	0,12	0,85	0,18	0,65	0,55	0,12	0,85	0,18
27,5	6,78	0,10	0,05	0,05	0,50	0,50	0,34	0,40	0,09	1,18	0,25	0,65	0,55	0,13	0,85	0,21	0,65	0,55	0,13	0,85	0,21
30,0	7,37	0,10	0,15	0,05	1,50	0,50	0,46	0,48	0,10	1,04	0,22	1,00	0,65	0,15	0,65	0,15	1,00	0,65	0,15	0,65	0,15
32,5	7,96	0,10	0,15	0,05	1,50	0,50	0,46	0,48	0,10	1,04	0,22	1,00	0,65	0,17	0,65	0,17	1,00	0,65	0,17	0,65	0,17
35,0	8,56	0,25	0,20	0,07	0,80	0,27	0,57	0,61	0,12	1,07	0,21	1,15	0,80	0,17	0,70	0,14	1,15	0,80	0,17	0,70	0,14
36,5	8,91	0,25	0,20	0,07	0,80	0,27	0,57	0,61	0,12	1,07	0,21	1,15	0,80	0,17	0,70	0,14	1,15	0,80	0,17	0,70	0,14
40,0	9,75	0,25	0,30	0,10	1,20	0,40	0,61	0,79	0,14	1,29	0,23	1,30	1,00	0,20	0,77	0,15	1,30	1,00	0,20	0,77	0,15
45,0	10,93	0,25	0,35	0,15	1,40	0,60	0,67	0,87	0,17	1,29	0,26	1,40	1,15	0,20	0,82	0,14	1,40	1,15	0,20	0,82	0,14
50,0	12,12	0,30	0,40	0,15	1,33	0,50	0,74	0,94	0,17	1,27	0,23	1,45	1,30	0,20	0,90	0,14	1,45	1,30	0,20	0,90	0,14
55,0	13,31	0,25	0,45	0,15	1,80	0,60	0,87	1,05	0,20	1,21	0,23	1,80	1,60	0,25	0,89	0,14	1,80	1,60	0,25	0,89	0,14
60,0	14,50	0,30	0,60	0,15	2,00	0,50	0,99	1,15	0,20	1,16	0,21	2,00	1,65	0,25	0,83	0,13	2,00	1,65	0,25	0,83	0,13
65,0	15,68	0,25	0,50	0,15	2,00	0,60	1,15	1,20	0,23	1,04	0,20	2,40	1,80	0,30	0,75	0,13	2,40	1,80	0,30	0,75	0,13
70,0	16,87	0,55	0,60	0,20	1,09	0,36	1,23	1,25	0,28	1,01	0,23	2,50	1,80	0,40	0,72	0,16	2,50	1,80	0,40	0,72	0,16

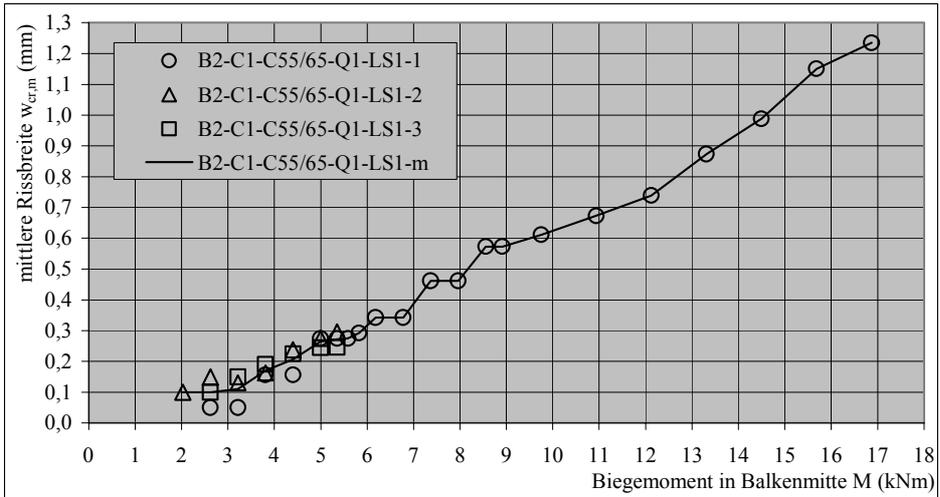
Tabelle A.3.23

Mittelwerte der Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

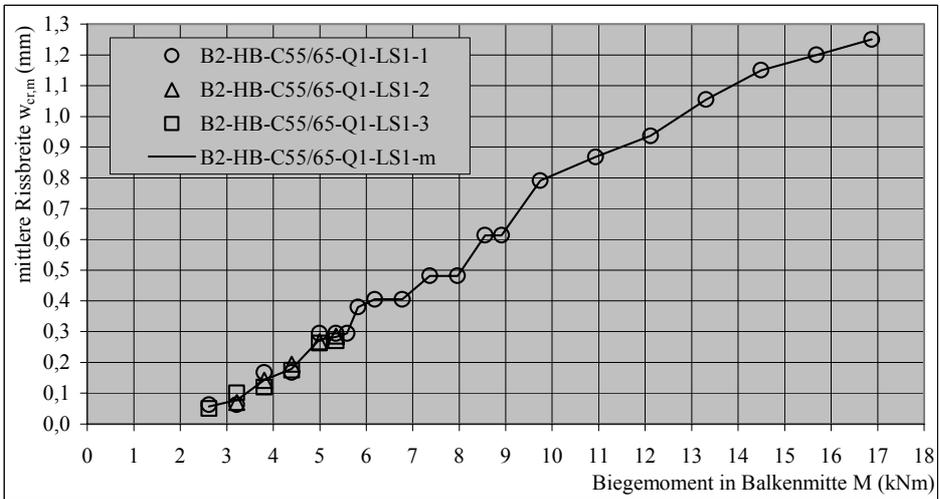
Für die Serie B2-C55/65-Q1-LS1 ist die Entwicklung der mittleren Rissbreiten in Tafel A.3.12, die Entwicklung der maximalen Rissbreiten in Tafel A.3.13 und die Entwicklung der Rissanzahl in Tafel A.3.14 dargestellt. Für die Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25 ist die Entwicklung der mittleren Rissbreiten in Tafel A.3.15, der maximalen Rissbreiten in Tafel A.3.16 und der Rissanzahl in Tafel A.3.17 dargestellt.

A.3 Balkenversuche

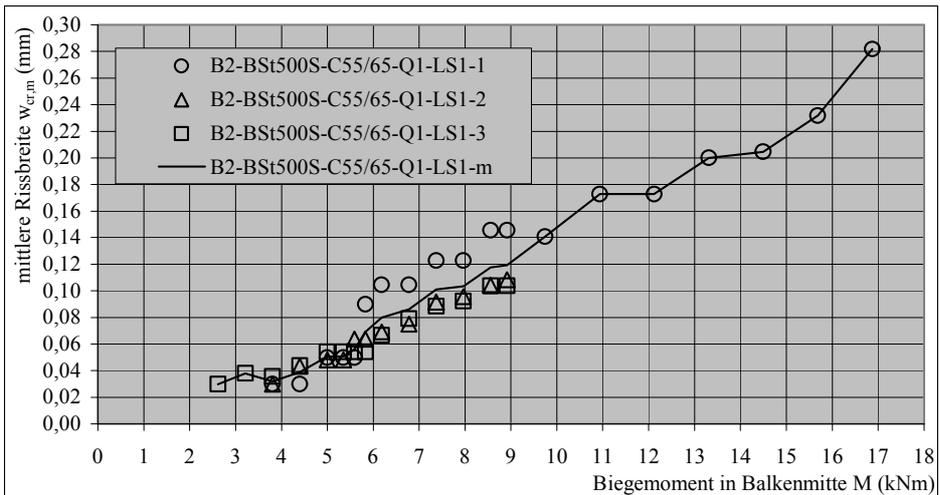
a) Entwicklung der mittleren Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1



b) Entwicklung der mittleren Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1



c) Entwicklung der mittleren Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1

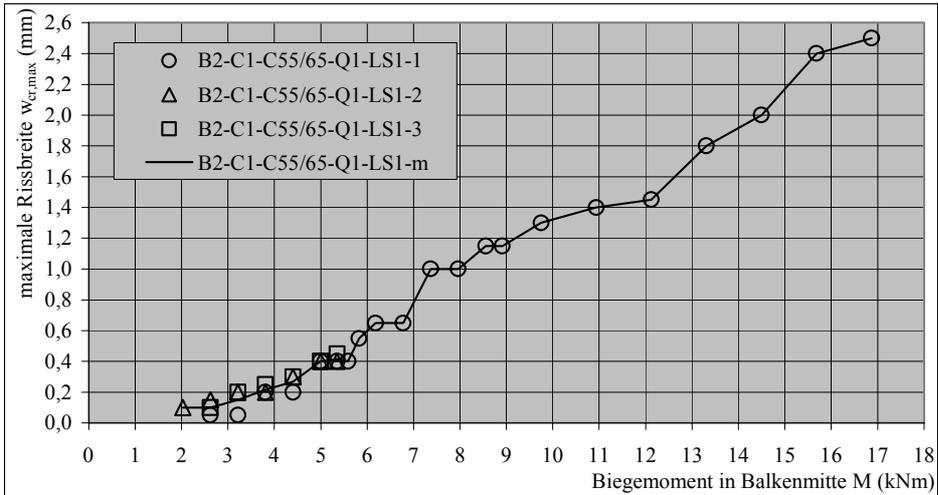


Tafel A.3.12

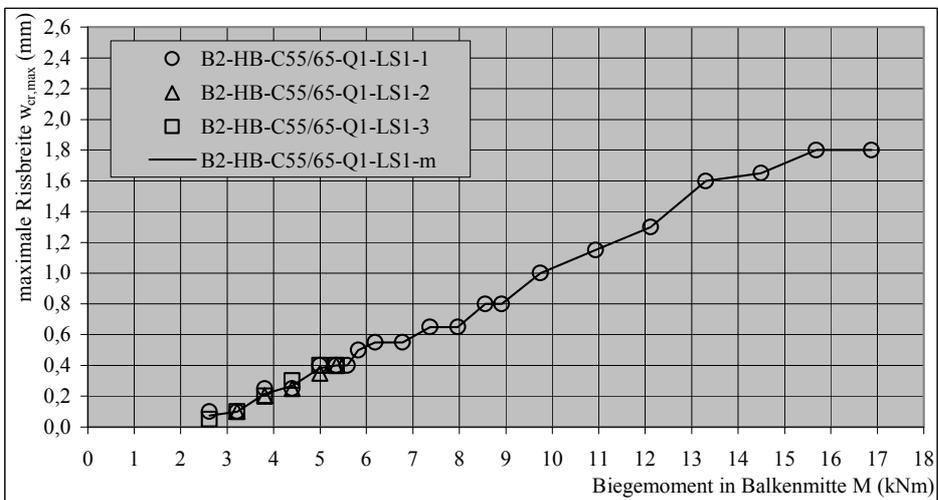
Entwicklung der mittleren Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

A.3 Balkenversuche

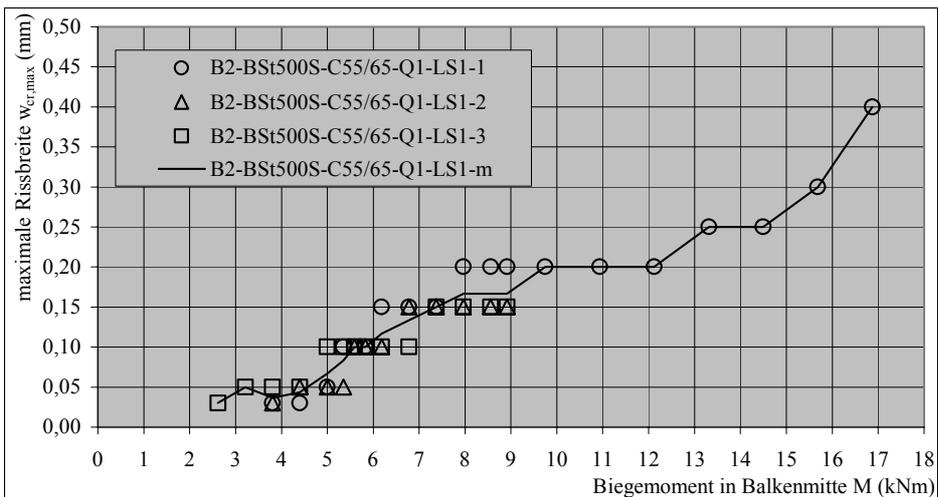
a) Entwicklung der maximalen Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1



b) Entwicklung der maximalen Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1



c) Entwicklung der maximalen Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1

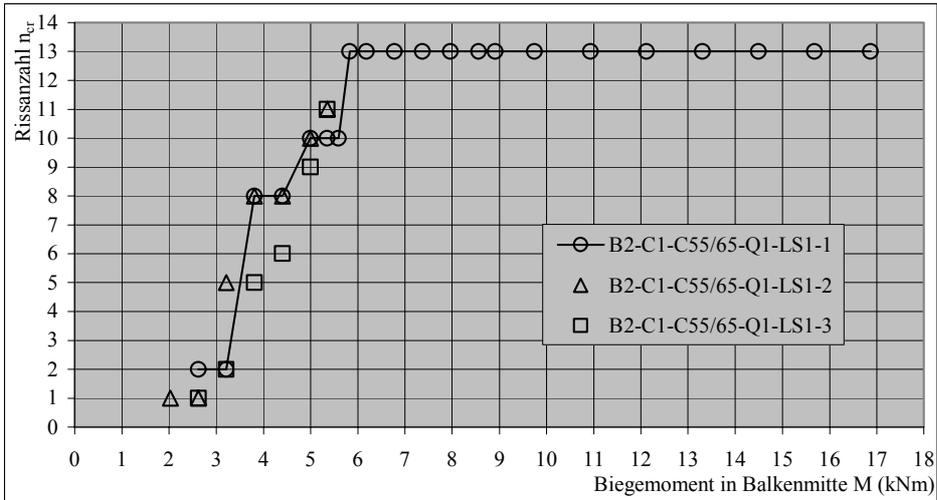


Tafel A.3.13

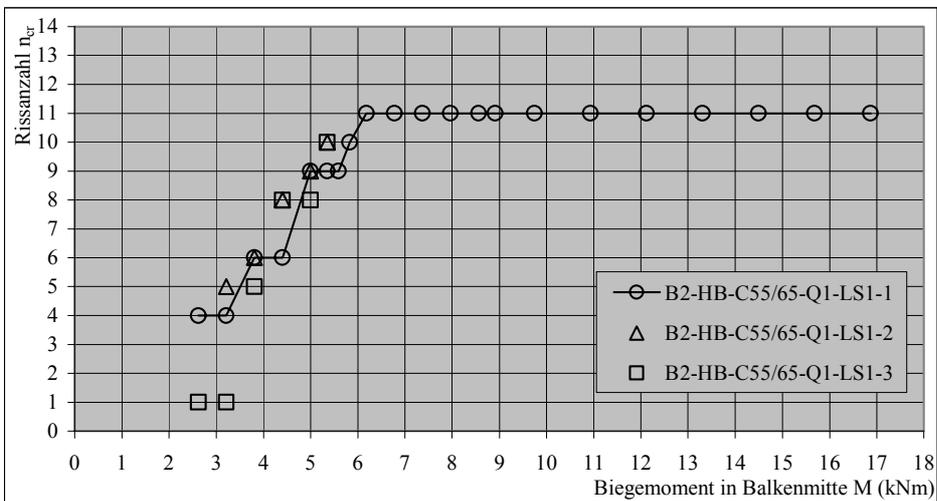
Entwicklung der maximalen Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

A.3 Balkenversuche

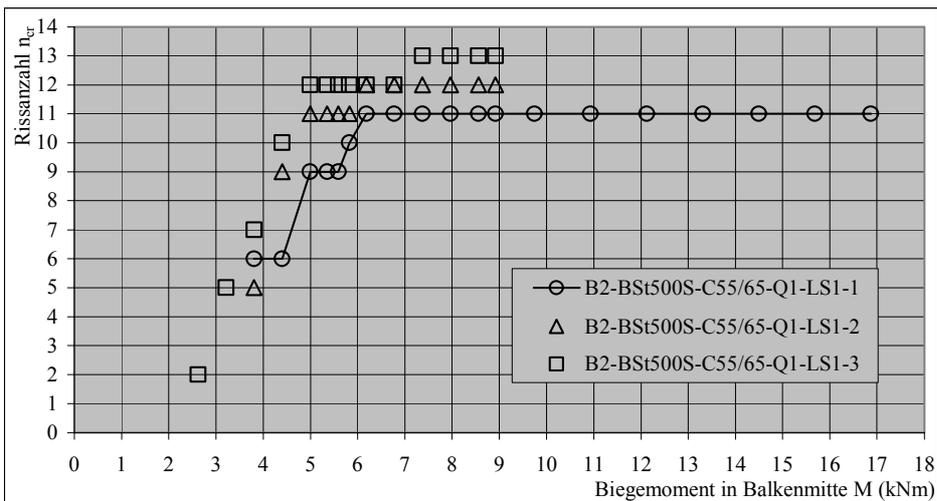
a) Entwicklung der Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1



b) Entwicklung der Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1



c) Entwicklung der Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1

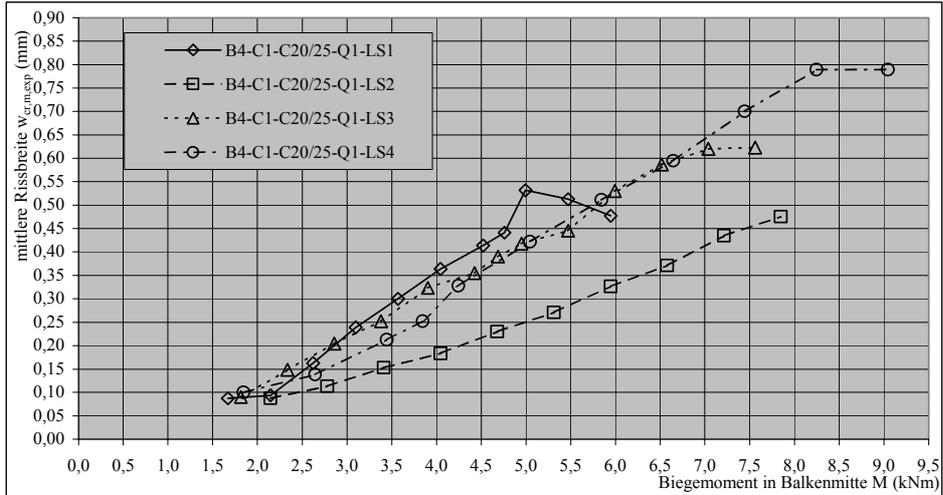


Tafel A.3.14

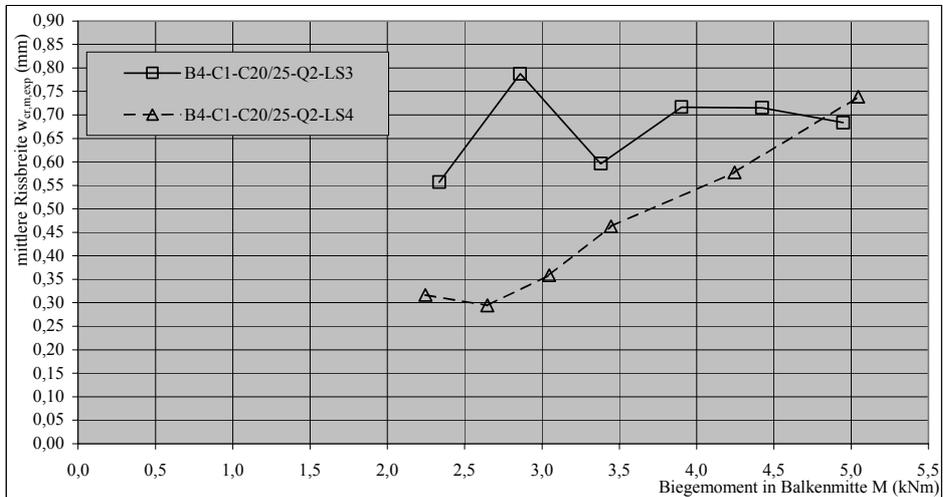
Entwicklung der Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

A.3 Balkenversuche

a) Entwicklung der mittleren Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1



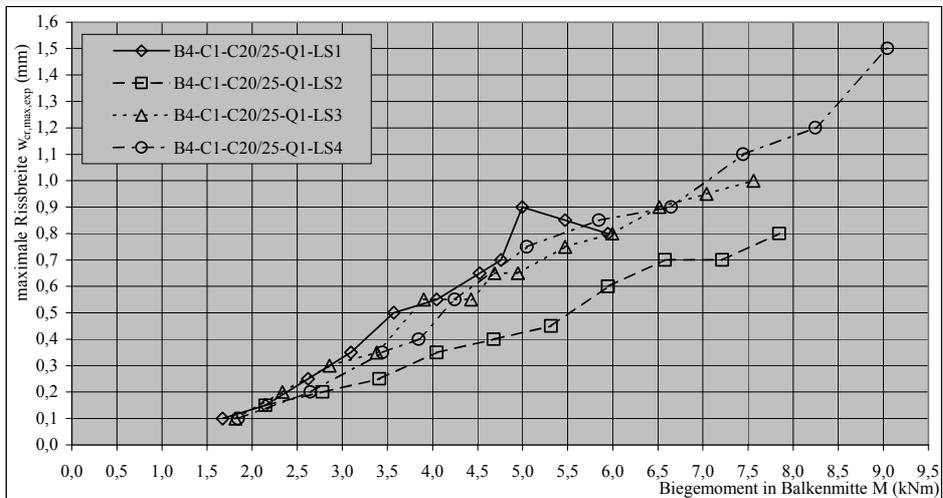
b) Entwicklung der mittleren Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q2



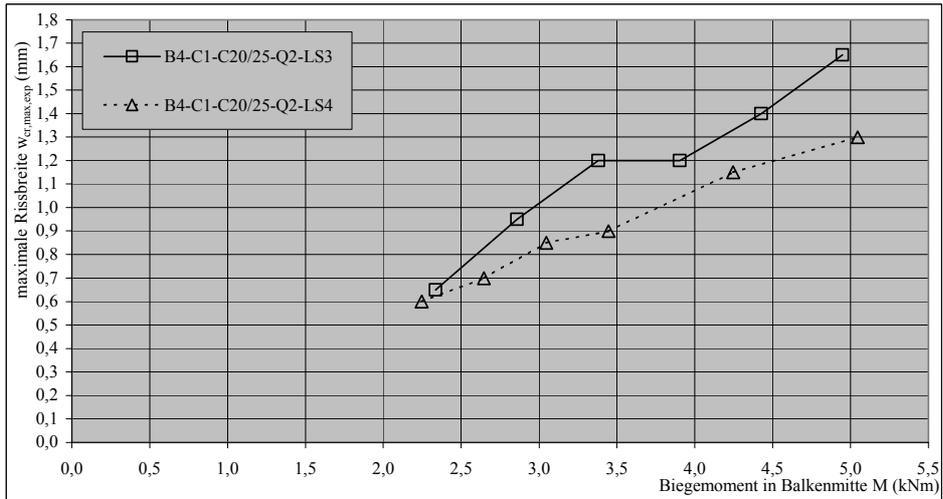
Tafel A.3.15

Entwicklung der mittleren Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25

a) Entwicklung der maximalen Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1



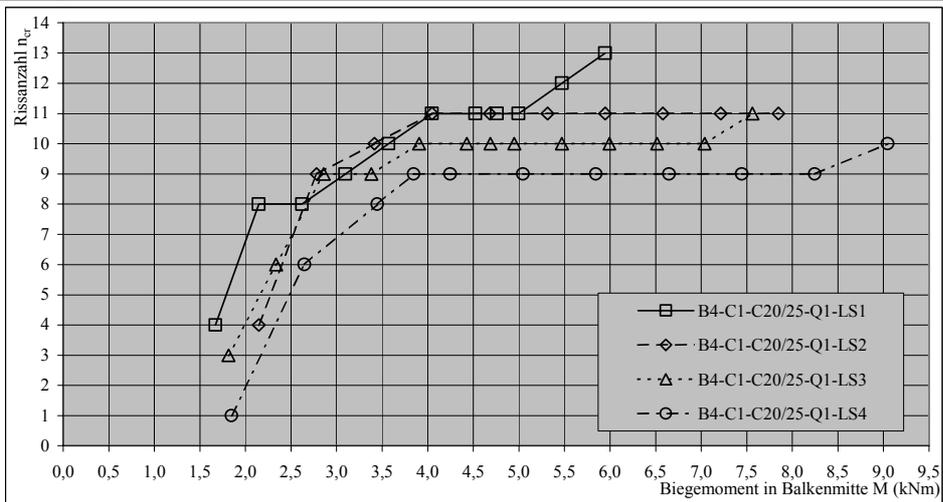
b) Entwicklung der maximalen Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q2



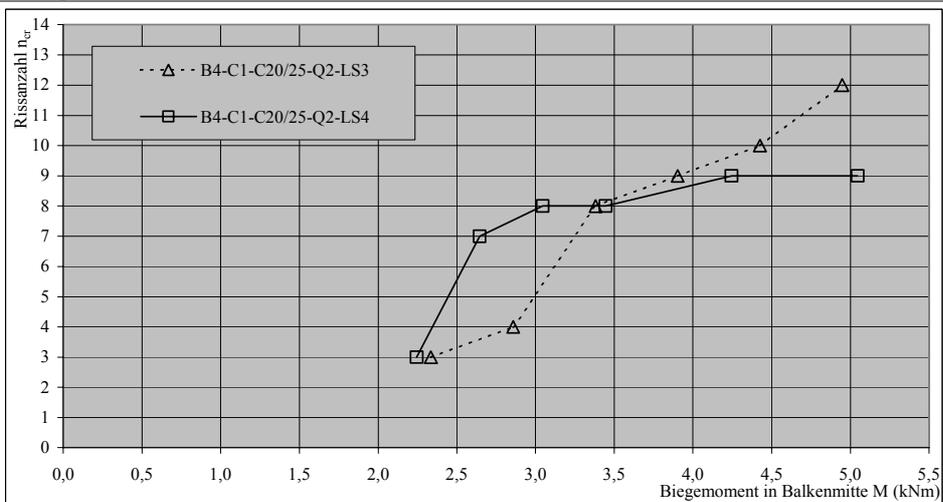
Tafel A.3.16

Entwicklung der maximalen Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25

a) Entwicklung der Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q1



b) Entwicklung der Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25-Q2



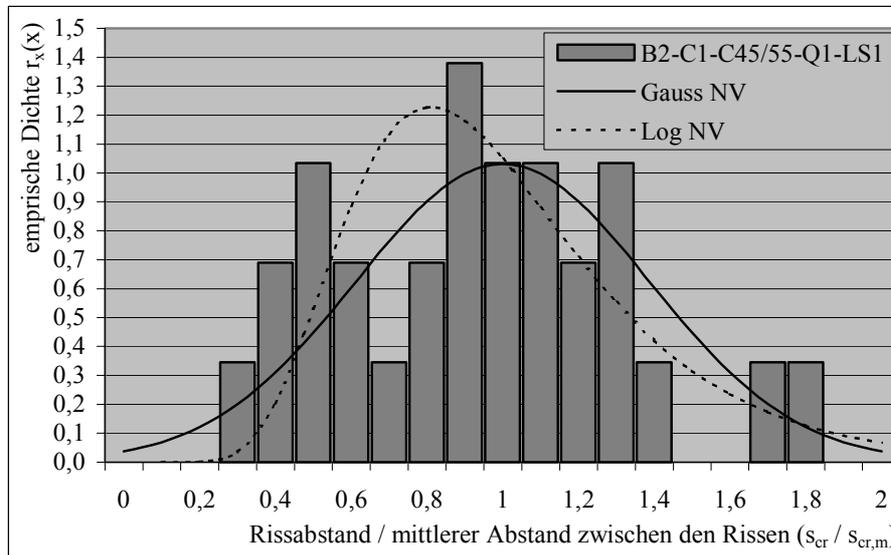
Tafel A.3.17

Entwicklung der Rissanzahl der Versuchsbalken der Serie B4-C1-C20/25

A.3.6.3 Empirische Verteilungsdichte der Rissabstände

Tafel A.2.3 und Tafel A.3.19 stellen die empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der untersuchten Balken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1 dar.

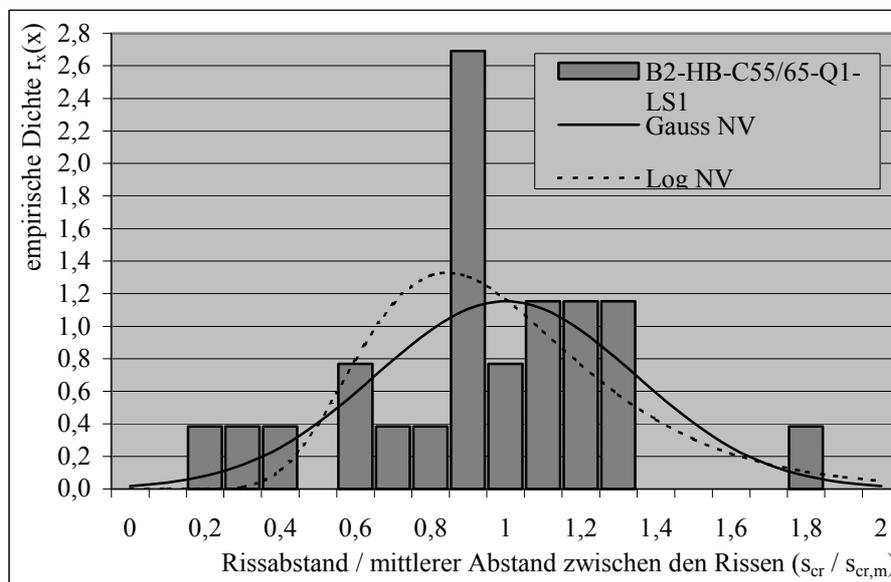
a) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1



Bemerkung

Beanspruchung M (kNm)	5,35
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	115,2
Standartabweichung σ (mm)	44,6
Variationskoeffizient v	0,39
Umfang der Stichprobe n	29

b) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1



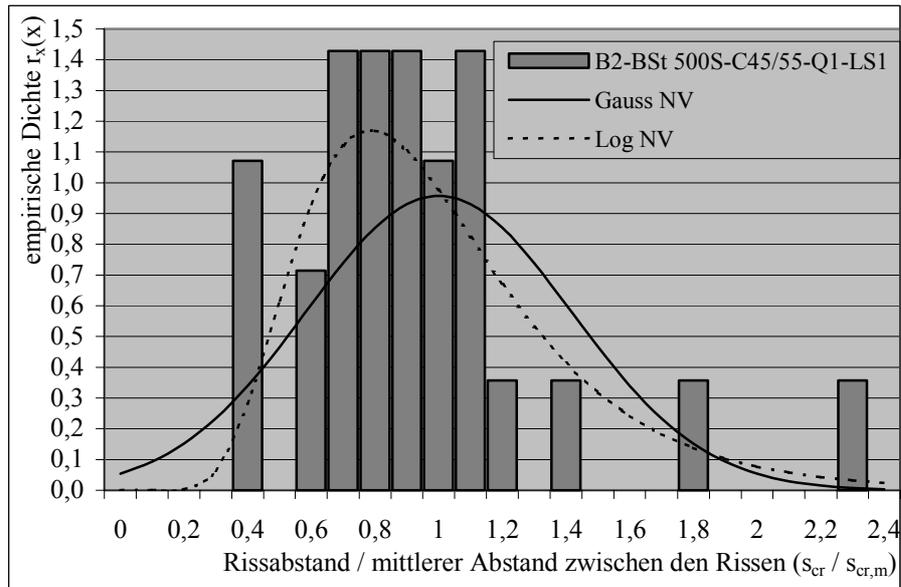
Bemerkung

Beanspruchung M (kNm)	5,35
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	124,5
Standartabweichung σ (mm)	43,1
Variationskoeffizient v	0,35
Umfang der Stichprobe n	26

Tafel A.3.18

Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken (B2-C1,HB-C55/65-Q1-LS1)

Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1



Bemerkung

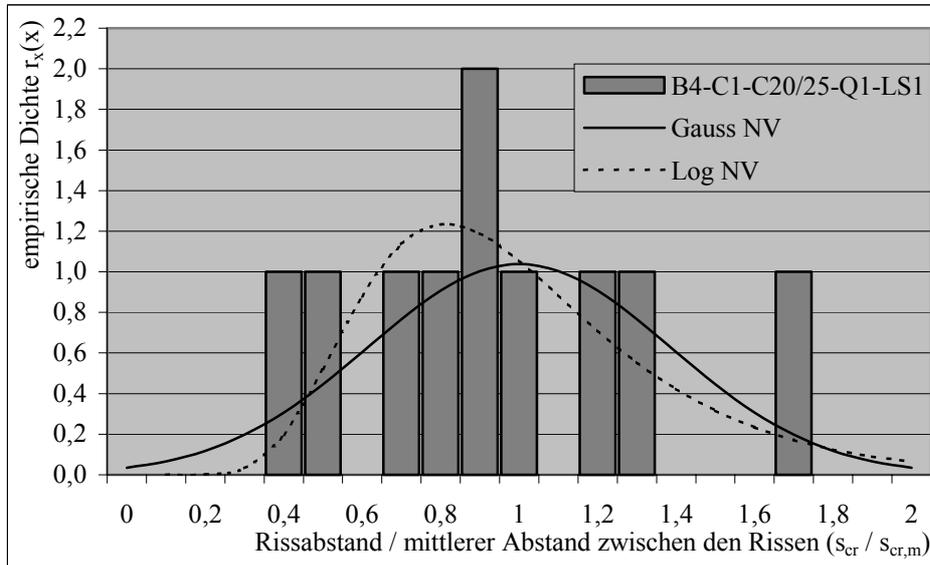
Beanspruchung M (kNm)	5,35
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	112,9
Standartabweichung σ (mm)	47,1
Variationskoeffizient v	0,42
Umfang der Stichprobe n	28

Tafel A.3.19

Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken (B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1)

Tafel A.3.20 und Tafel A.3.21 stellen die empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der untersuchten Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q1 dar.

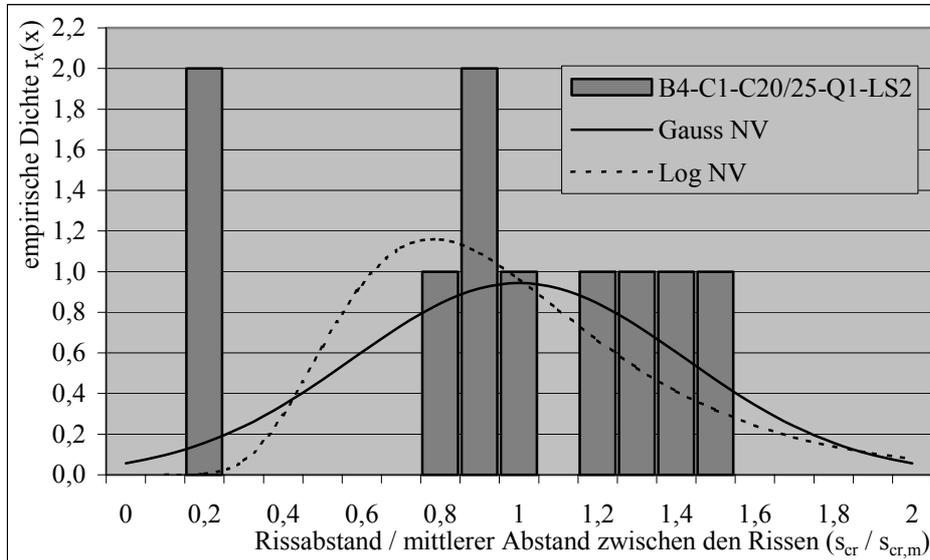
a) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS1



Bemerkung

Beanspruchung M (kNm)	4,7
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	113,4
Standartabweichung σ (mm)	43,6
Variationskoeffizient v	0,38
Umfang der Stichprobe n	10

b) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS2



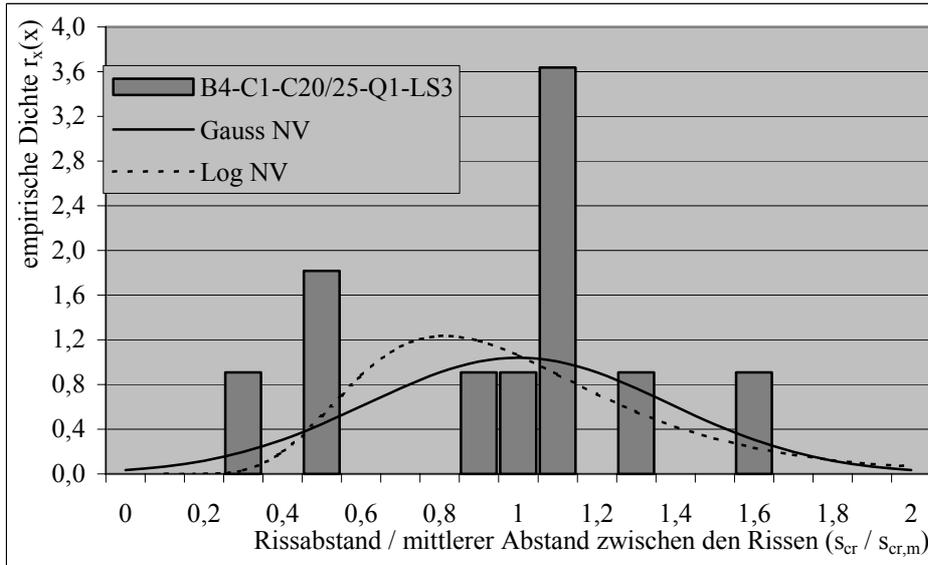
Bemerkung

Beanspruchung M (kNm)	4,7
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	81,3
Standartabweichung σ (mm)	34,3
Variationskoeffizient v	0,42
Umfang der Stichprobe n	10

Tafel A.3.20

Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken (B4-C1-C20/25-Q1-LS1,LS2)

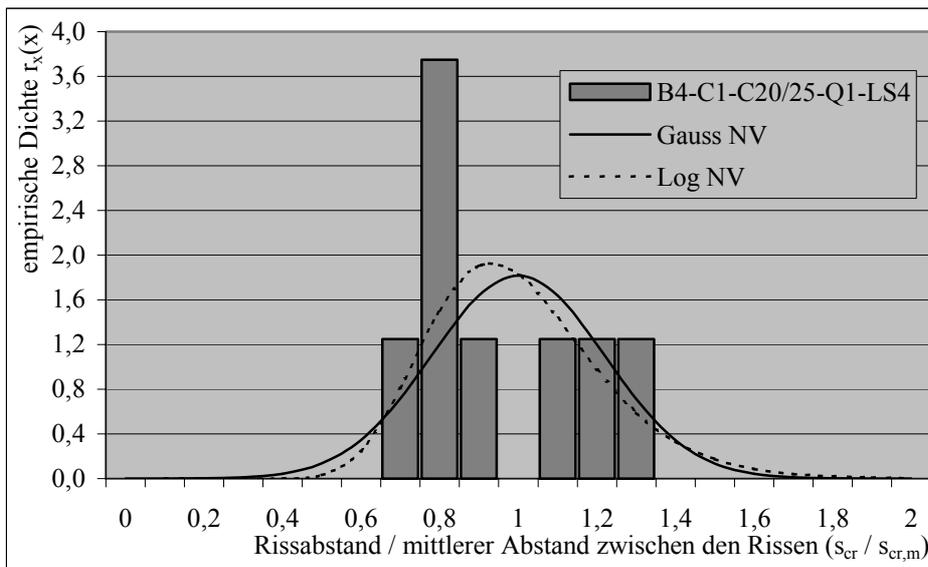
a) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS3



Bemerkung

Beanspruchung M (kNm)	4,7
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	107,5
Standartabweichung σ (mm)	41,2
Variationskoeffizient v	0,38
Umfang der Stichprobe n	11

b) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q1-LS4



Bemerkung

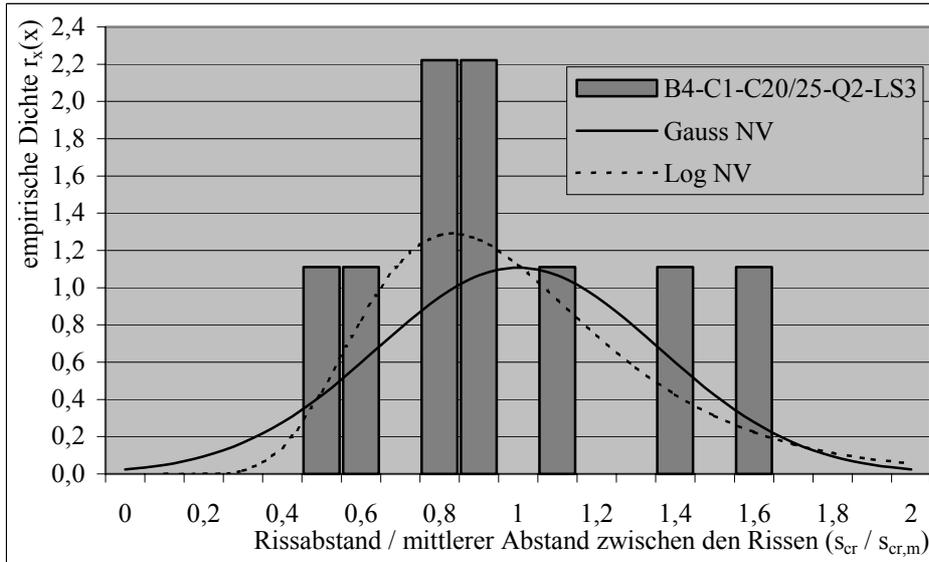
Beanspruchung M (kNm)	4,7
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	132,8
Standartabweichung σ (mm)	29,1
Variationskoeffizient v	0,22
Umfang der Stichprobe n	8

Tafel A.3.21

Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken (B4-C1-C20/25-Q1-LS3,LS4)

Tafel A.3.22 stellt die empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der untersuchten Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q2 dar.

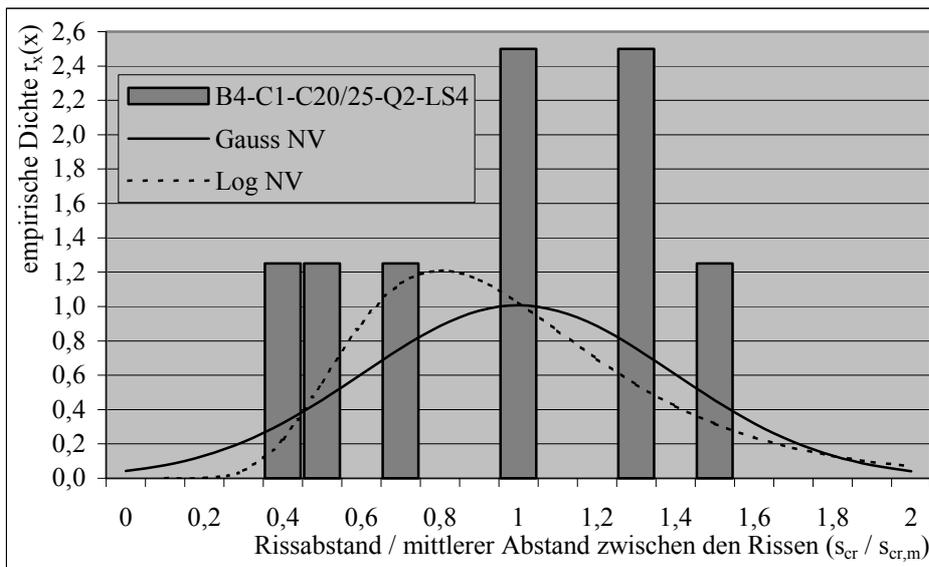
a) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS3



Bemerkung

Beanspruchung M (kNm)	4,2
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	105,2
Standartabweichung σ (mm)	37,9
Variationskoeffizient v	0,36
Umfang der Stichprobe n	9

b) Empirischen Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken der Serie B4-C1-C20/25-Q2-LS4



Bemerkung

Beanspruchung M (kNm)	4,2
mittlerer Abstand der Risse $s_{cr,m}$ (mm)	124,8
Standartabweichung σ (mm)	49,5
Variationskoeffizient v	0,40
Umfang der Stichprobe n	8

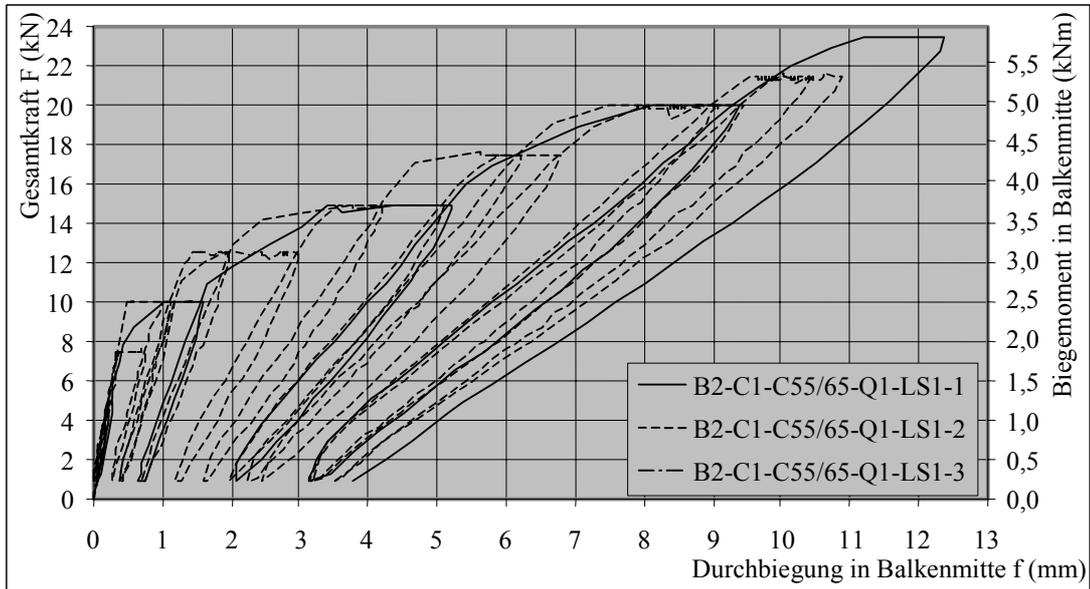
Tafel A.3.22

Empirische Verteilungsdichten der Rissabstände der Balken (B4-C1-C20/25-Q2-LS3,LS4)

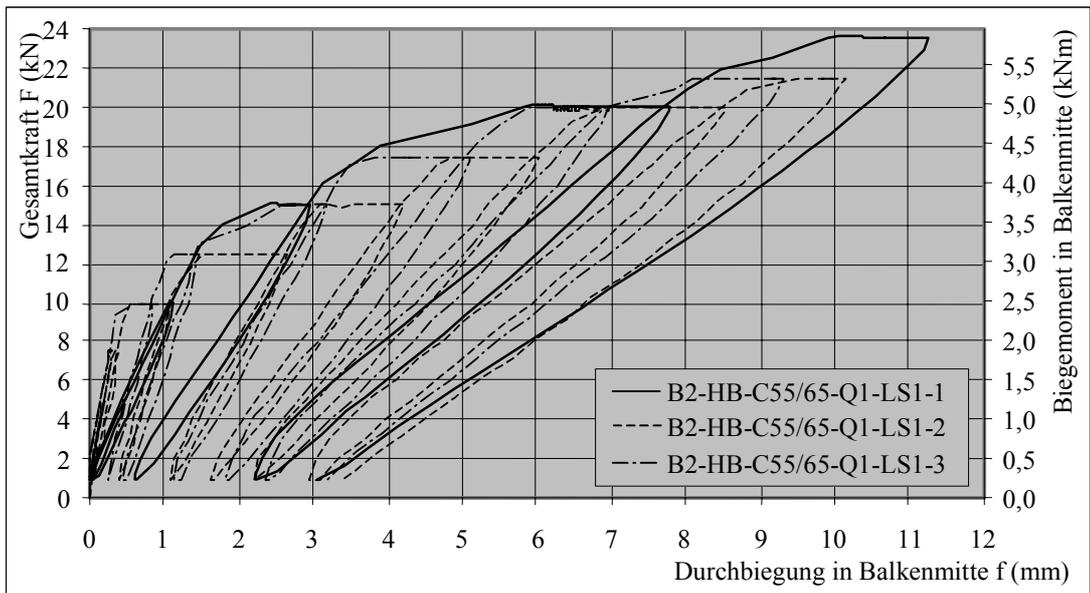
A.3.6.4 Formänderung der Versuchsbalken (Kurzzeitversuch)

Die Entwicklung der Bauteilverformungen der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1 ist in Tafel A.3.23 und in Tabelle A.3.24 aufgeführt.

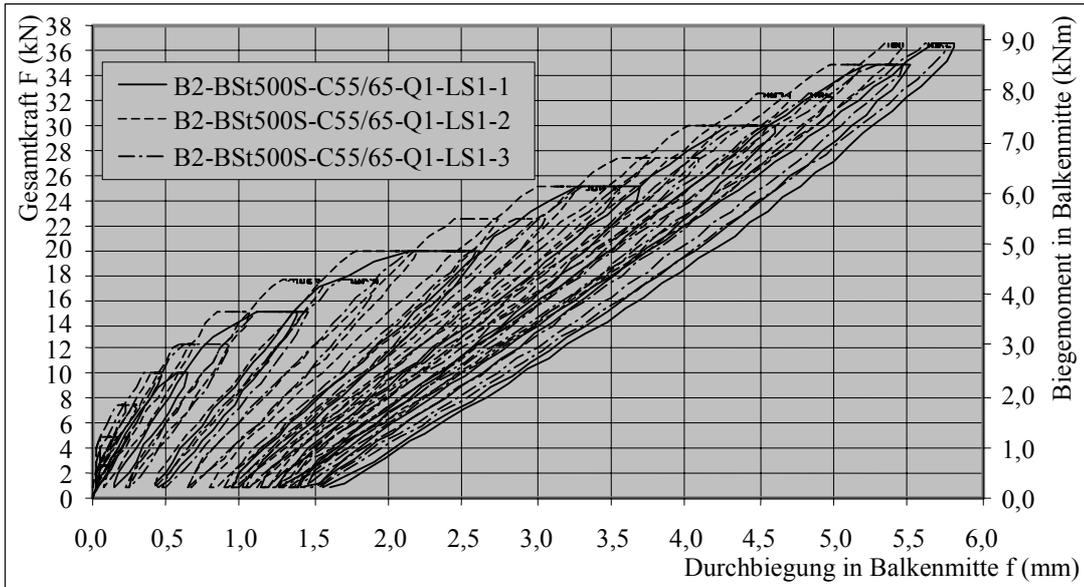
a) Entwicklung der Bauteilverformungen in Balkenmitte der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1



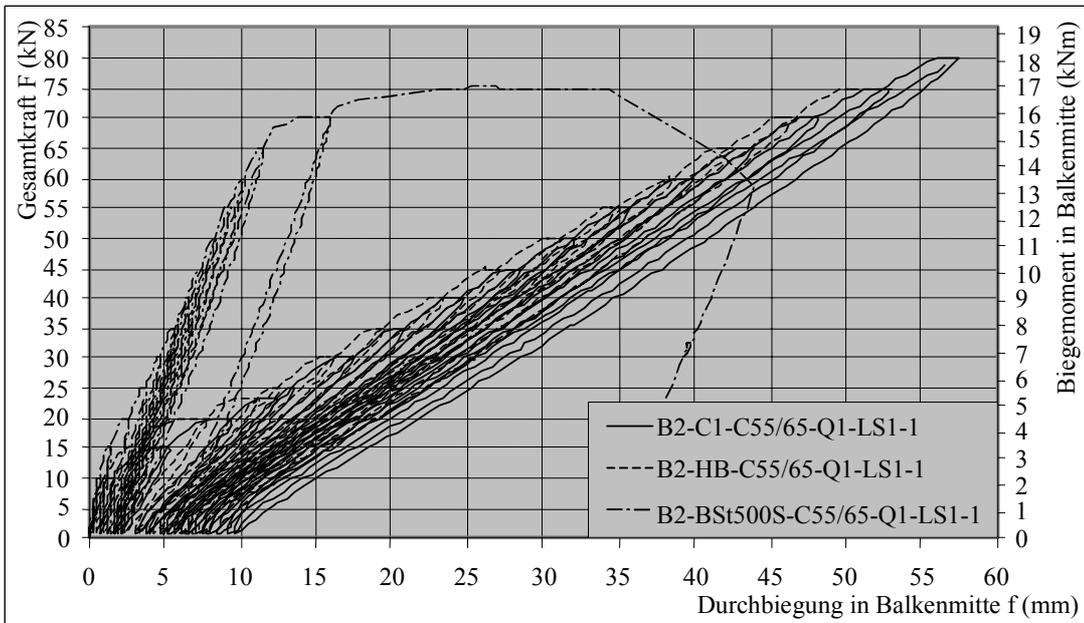
b) Entwicklung der Bauteilverformungen in Balkenmitte der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1



c) Entwicklung der Bauteilverformungen in Balkenmitte der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1



d) Entwicklung der Bauteilverformungen in Balkenmitte der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-1



Tafel A.3.23

Entwicklung der Bauteilverformungen in Balkenmitte der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

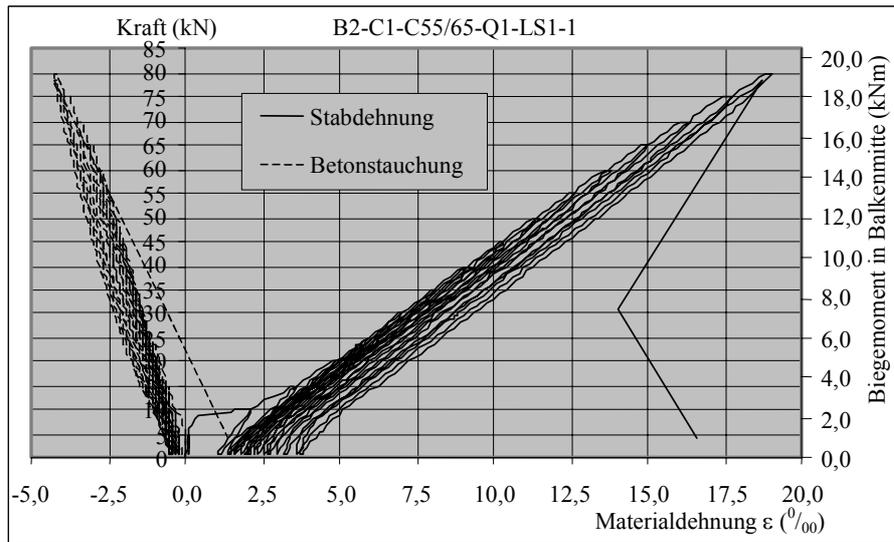
F (kN)	M (kNm)	Verformungen in Bauteilmitte												Verformungszuwachs je Laststufe			
		B2-C1-C55/65-Q1-LS1			B2-HB-C55/65-Q1-LS1			B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1			B2-C55/65-Q1-LS1			CI	HB	BSt500S	
		1	2	3	Mittel	1	2	3	Mittel	1	2	3	Mittel				
2,5	0,84	0,22	0,13	0,13	0,13	0,14	0,13	0,13	0,16	0,13	0,13	0,12	0,14	0,02	0,01	0,00	
5,0	1,43	0,29	0,24	0,26	0,23	0,26	0,21	0,23	0,29	0,22	0,22	0,18	0,23	0,01	0,01	0,02	
7,5	2,03	0,79	0,79	0,42	0,67	0,39	0,45	0,34	0,39	0,48	0,36	0,29	0,38	0,24	0,04	0,04	
10,0	2,62	1,65	1,26	1,19	1,36	1,21	1,20	0,94	1,11	0,70	0,54	0,55	0,60	0,44	0,48	0,08	
12,5	3,21	2,87	3,09	2,08	2,68	2,08	2,72	1,56	2,12	1,03	0,78	1,03	0,95	0,75	0,64	0,19	
15,0	3,81	5,30	5,23	4,32	4,95	3,06	4,35	3,29	3,57	1,47	1,17	1,59	1,41	1,26	0,73	0,29	
17,5	4,40	7,23	6,96	6,32	6,84	4,97	6,20	5,26	5,48	2,05	1,69	2,09	1,94	0,83	1,11	0,26	
20,0	5,00	9,46	9,65	9,16	9,42	7,85	8,70	7,13	7,90	2,71	2,33	2,79	2,61	1,42	1,54	0,44	
21,5	5,35	10,65	11,09	10,57	10,77	9,25	10,33	9,50	9,69	3,05	2,89	3,27	3,07	0,80	0,86	0,21	
25,0	6,18	13,54			13,54	12,56			12,56	3,82	3,45	3,81	3,69	0,54	0,69	0,32	
30,0	7,37	17,46			17,46	15,90			15,90	4,74	4,41	4,85	4,67	0,97	0,58	0,23	
35,0	8,56	20,92			20,92	19,59			19,59	5,66	5,49	5,81	5,66	0,83	0,81	0,25	
40,0	9,75	24,71			24,71	23,43			23,43	6,57			6,57	1,13	0,90	0,21	
45,0	10,93	28,58			28,58	27,14			27,14	7,45			7,45	1,09	1,16	0,25	
50,0	12,12	32,13			32,13	31,25			31,25	8,27			8,27	0,81	1,35	0,16	
55,0	13,31	35,85			35,85	35,01			35,01	9,19			9,19	0,88	0,93	0,19	
60,0	14,50	39,84			39,84	38,86			38,86	10,33			10,33	1,20	0,75	0,36	
65,0	15,68	43,94			43,94	42,46			42,46	11,60			11,60	1,13	1,13	0,48	
70,0	16,87	48,23			48,23	46,69			46,69	16,01			16,01	1,28	1,31	2,25	
75,0	18,06	52,80			52,80	52,88			52,88	34,09			34,09	1,48	3,33	9,99	
80,0	19,25	57,35			57,35									1,31			

Tabelle A.3.24

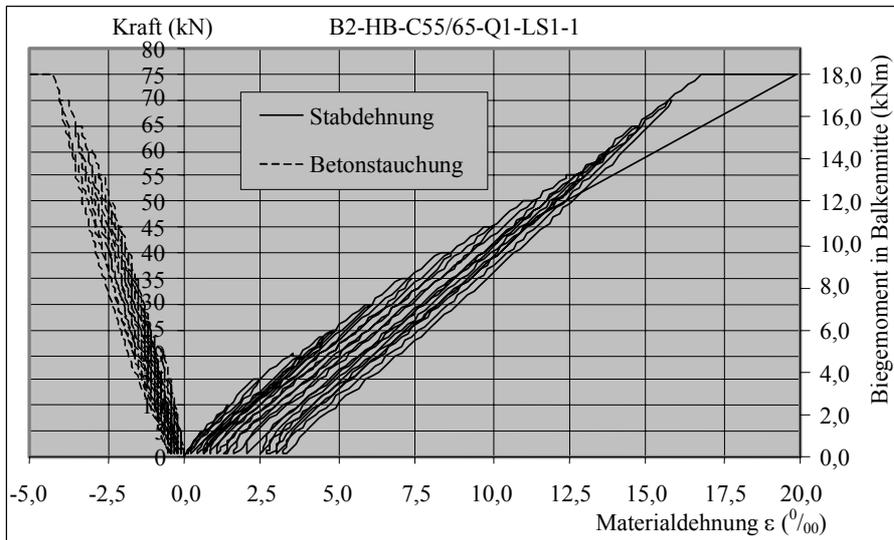
Entwicklung der Bauteilverformungen in Balkenmitte der Serie B2-C55/65-Q1-LS1

A.3.6.5 Materialdehnungen der Versuchsbalken (Kurzzeitversuch)

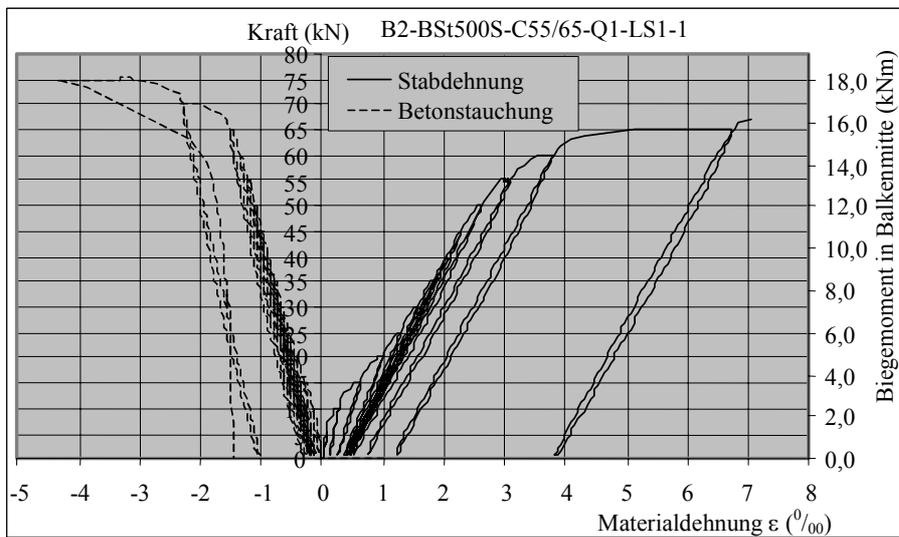
a) Entwicklung der Materialdehnungen in Balkenmitte der Serie B2-C1-C55/65-Q1-LS1-1



b) Entwicklung der Materialdehnungen in Balkenmitte der Serie B2-HB-C55/65-Q1-LS1-1



c) Entwicklung der Materialdehnungen in Balkenmitte der Serie B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1-1



Tafel A.3.24

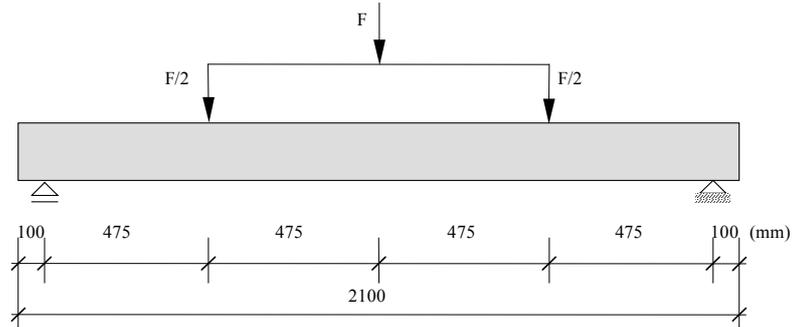
Entwicklung der Materialdehnungen in Balkenmitte der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-1

A.3.7 Ergebnisse der Balkenversuche (Langzeitversuch)

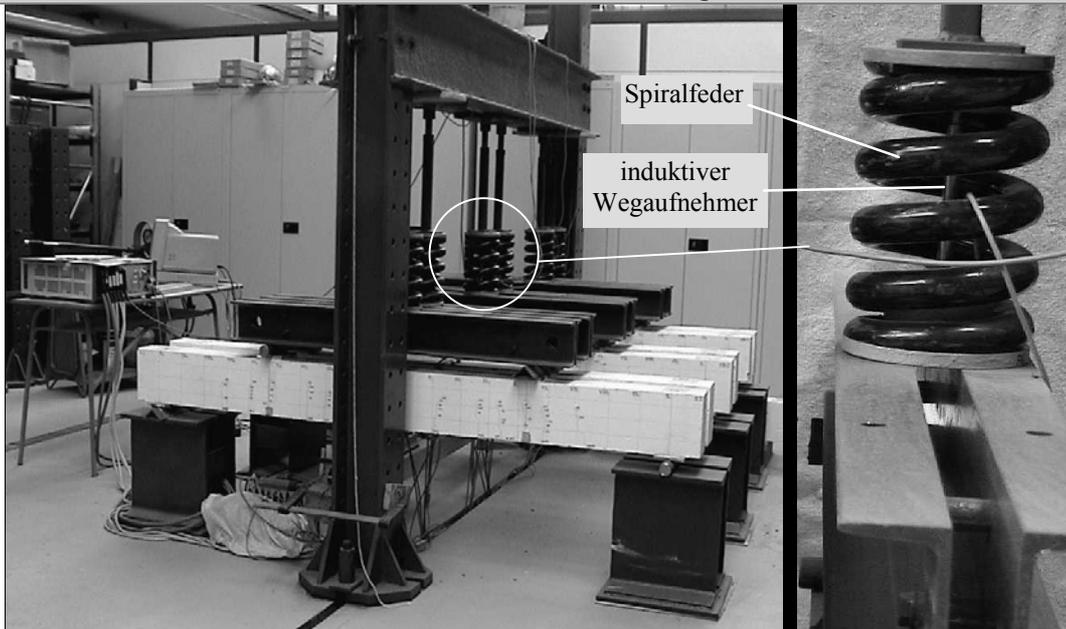
A.3.7.1 Versuchsaufbau und Versuchsvorbereitung

Gegenstand der Langzeituntersuchungen waren die Balken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-2,3, die im Rahmen der Kurzzeitversuche bis zur Bemessungslast im GZT beansprucht wurde. Die Belastung der Balken erfolgte wie im Kurzzeitversuch über 2 Einzellasten in den Viertelpunkten der Balken (LS1). Die Größe der Langzeitbelastung ($F_{\text{ges}} = 16 \text{ kN}$) entspricht der quasi-ständigen Lastfallkombination im GZG der GFK-stabbewehrten Balken von $M_{\text{Ed,qs}} = 3,8 \text{ kNm}$. Zur Gewährleistung einer konstanten Belastung über den ganzen Untersuchungszeitraum erfolgte die Krafteinleitung mittels einer Spiralfeder, die in den Prüfraumen eingespannt wurde. Mit Hilfe eines in der Spiralfeder applizierten induktiven Wegaufnehmers (IWT) konnte den Verlauf der Federkennlinie kontrolliert werden und so kann die Federkraft über den gesamten Beobachtungszeitraum konstant gehalten werden. Über ein Lastgeschirr wurde die erzeugte Kraft verteilt und als zwei Einzellasten in das Versuchsobjekt eingetragen. Der prinzipielle und der an der Bauhaus-Universität Weimar realisierte Versuchsaufbau ist in Tafel A.3.25 dargestellt.

a) Prinzipieller Versuchsaufbau der Balkenversuche B2-C55/65-Q1-LS1-D



b) Realisierter Versuchsaufbau der Balkenversuche B2-C55/65-Q1-LS1-D



Tafel A.3.25

Prinzipielle und realisierte Versuchsaufbau der Balkenversuche (Langzeitversuch)

Während des Versuchszeitraumes wurden an den Balken kontinuierlich die Gesamtprüflast, die Durchbiegung in Balkenmitte, die Bewehrungsdehnung sowie die Betonstauchung an der Balkenoberseite in Balkenmitte gemessen und über eine Vielstellenmessanlage (UPM 100) erfasst. Die Rissbreiten wurden visuell in Höhe der Bewehrung erfasst. Eine ausführliche Auflistung der verwendeten Messtechnik ist in der Tabelle A.3.25 sowie deren Anordnung in der Abb. A.3.5 dargestellt.

Bezeichnung	Messbereich	Genauigkeit	Aufgabe / Messstelle
IWT 1	100 mm	1 / 100 mm	Messung Prüflast, indirekt über IWT und bekannter Federkennlinie / innerhalb der Spiralfeder
IWT 2	100 mm	1 / 100 mm	Durchbiegung / Balkenmitte an der Balkenunterseite
DMS 1, 2		1 / 1000 mm	Betonstauchung / Balkenmitte an der Balkenoberseite, Messung in Richtung der Stabachse
DMS 3, 4		1 / 1000 mm	Dehnung der Tragbewehrung / Balkenmitte, Messung in Richtung der Stabachse

Tabelle A.3.25

Übersicht über die verwendete Messtechnik

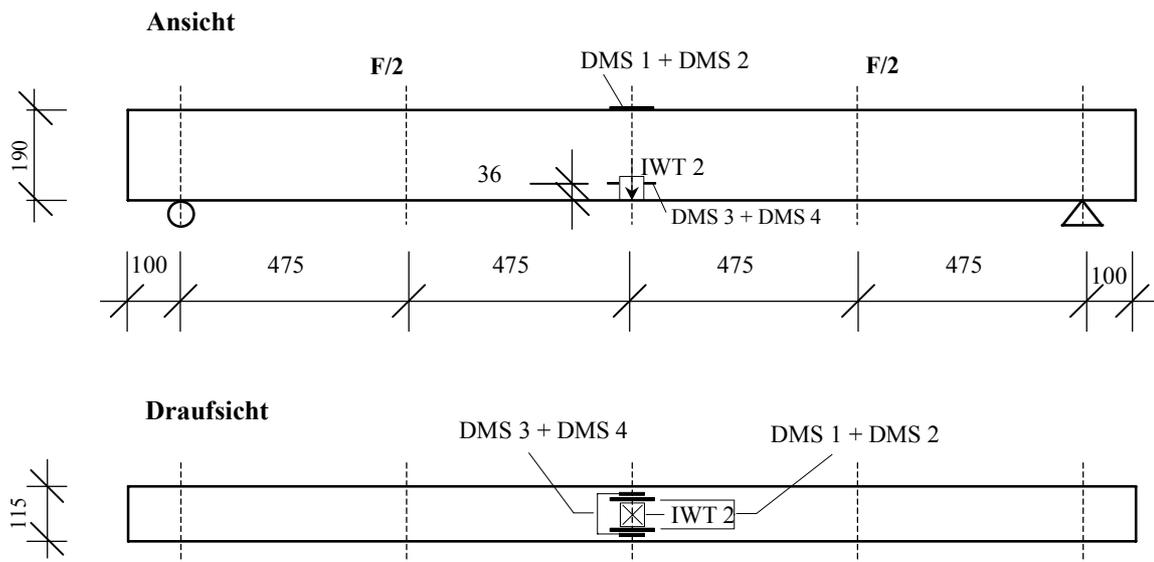


Abb. A.3.5

Messstelleneinrichtungsplan der Balkenversuche (Langzeitversuch)

A.3.7.2 Ergebnisse der Langzeitversuche

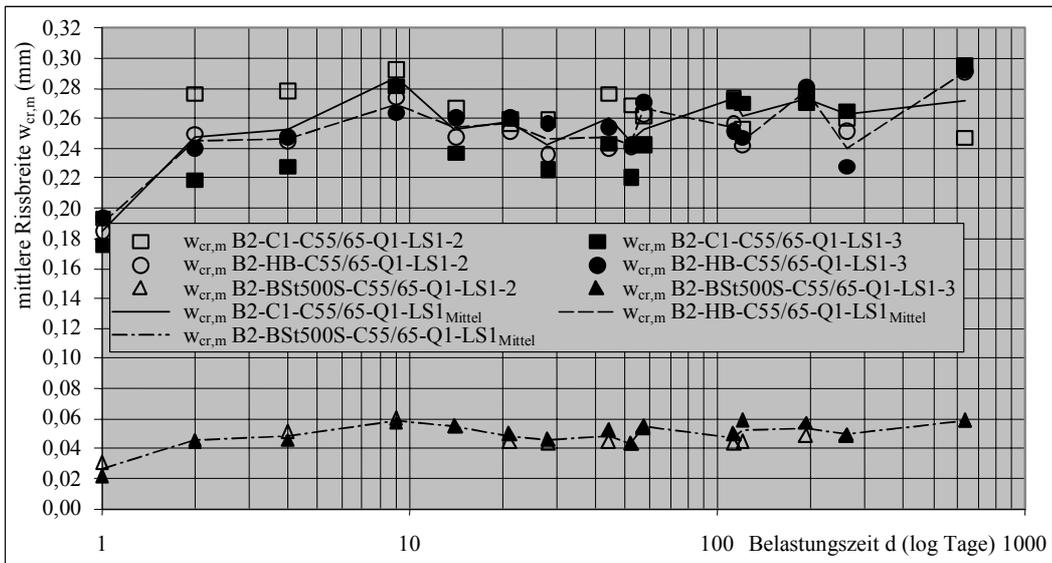
In Tabelle A.3.26 und in Tafel A.3.26 sind die im Rahmen der Langzeituntersuchungen ermittelten mittleren und maximalen Rissbreiten der Versuchsbalken aufgeführt.

Zeit d (Tage)	B2-C1-C55/65-Q1-LS1						B2-HB-C55/65-Q1-LS1						B2-BSt500S-C55/65-Q1-LS1					
	2-D		3-D		Mittel		2-D		3-D		Mittel		2-D		3-D		Mittel	
	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)	W _{er,m} (mm)	W _{er,max} (mm)
1	0,19	0,30	0,18	0,33	0,19	0,27	0,19	0,29	0,19	0,29	0,19	0,28	0,03	0,04	0,02	0,03	0,03	0,04
2	0,28	0,45	0,22	0,41	0,25	0,38	0,24	0,33	0,25	0,36	0,25	0,36	0,05	0,08	0,04	0,07	0,05	0,08
4	0,28	0,43	0,23	0,44	0,25	0,35	0,25	0,35	0,25	0,35	0,25	0,35	0,05	0,09	0,05	0,06	0,05	0,08
9	0,29	0,45	0,28	0,50	0,29	0,48	0,27	0,40	0,26	0,40	0,27	0,40	0,06	0,12	0,06	0,09	0,06	0,11
14	0,27	0,35	0,24	0,50	0,25	0,35	0,25	0,35	0,26	0,40	0,25	0,38	0,06	0,12	0,05	0,10	0,05	0,11
21	0,26	0,37	0,26	0,50	0,26	0,44	0,25	0,35	0,26	0,40	0,26	0,38	0,05	0,08	0,05	0,07	0,05	0,08
28	0,26	0,40	0,23	0,60	0,24	0,34	0,26	0,40	0,26	0,40	0,25	0,37	0,04	0,07	0,05	0,06	0,05	0,07
44	0,28	0,40	0,24	0,55	0,26	0,48	0,24	0,33	0,25	0,40	0,25	0,37	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	0,10
52	0,27	0,42	0,22	0,56	0,25	0,49	0,24	0,37	0,24	0,40	0,24	0,39	0,04	0,10	0,04	0,06	0,04	0,08
57	0,26	0,38	0,24	0,50	0,25	0,44	0,26	0,36	0,27	0,40	0,27	0,38	0,06	0,11	0,05	0,10	0,05	0,11
112	0,27	0,43	0,27	0,60	0,27	0,52	0,26	0,33	0,25	0,40	0,25	0,37	0,04	0,07	0,05	0,07	0,05	0,07
120	0,25	0,37	0,27	0,60	0,26	0,49	0,24	0,33	0,25	0,40	0,24	0,37	0,05	0,10	0,06	0,10	0,05	0,10
193	0,28	0,35	0,27	0,55	0,27	0,45	0,28	0,35	0,28	0,40	0,28	0,38	0,05	0,10	0,06	0,10	0,05	0,10
261	0,26	0,35	0,27	0,60	0,26	0,48	0,25	0,35	0,23	0,40	0,24	0,38	0,05	0,10	0,05	0,07	0,05	0,09
633	0,25	0,40	0,30	0,70	0,27	0,55	0,29	0,40	0,29	0,40	0,29	0,40	0,06	0,15	0,06	0,10	0,06	0,13
	Verhältnis $W_{er,d=633 \text{ Tage}} / W_{er,d=1 \text{ Tag}}$																	
	1,28	1,33	1,68	2,00	1,47	1,69	1,57	1,48	1,51	1,38	1,54	1,43	1,89	3,75	2,75	3,33	2,24	3,57

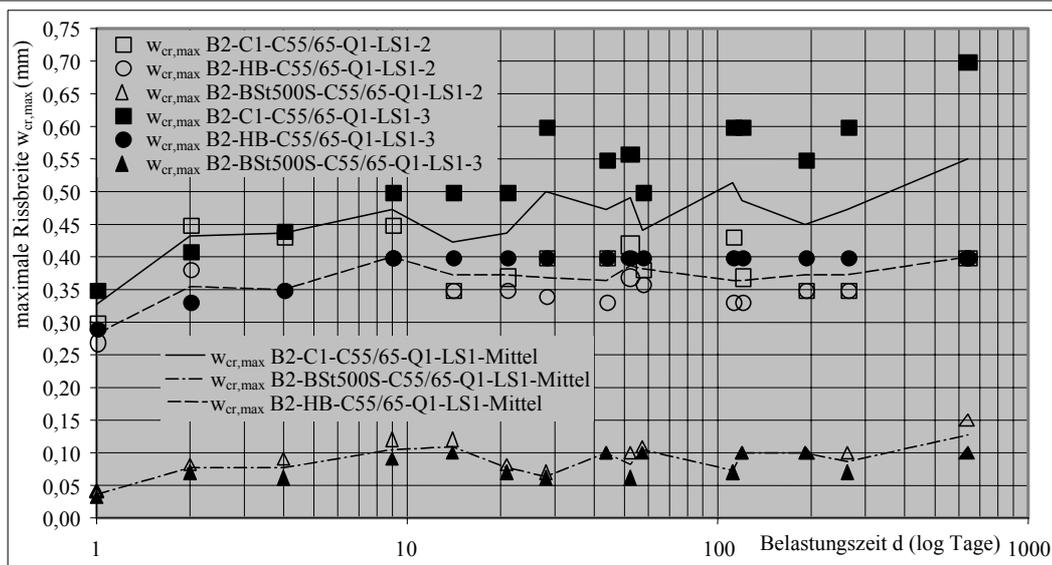
Tabelle A.3.26

Mittelwerte der Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D

a) Zeitliche Entwicklung der mittleren Rissbreiten der Versuchsbalken - Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D



b) Zeitliche Entwicklung der maximalen Rissbreiten der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D

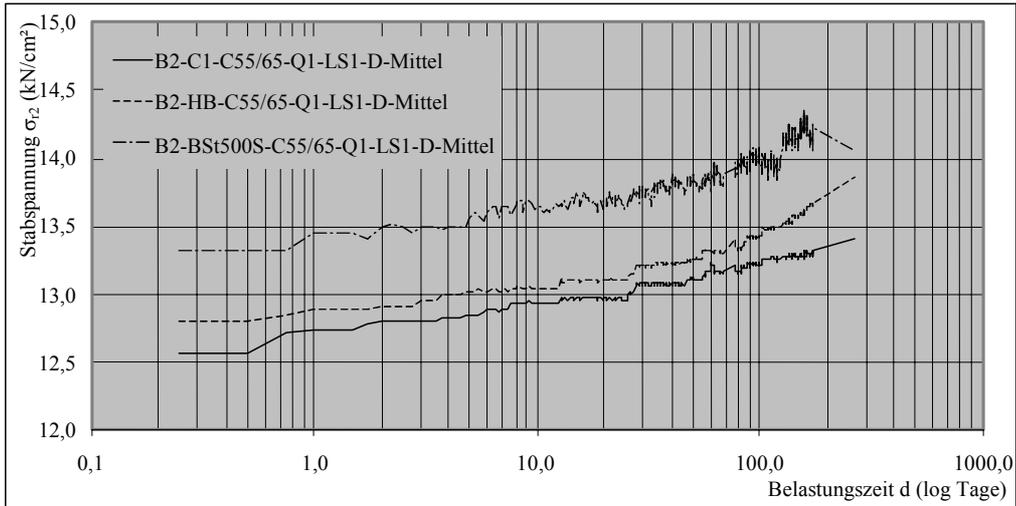


Tafel A.3.26

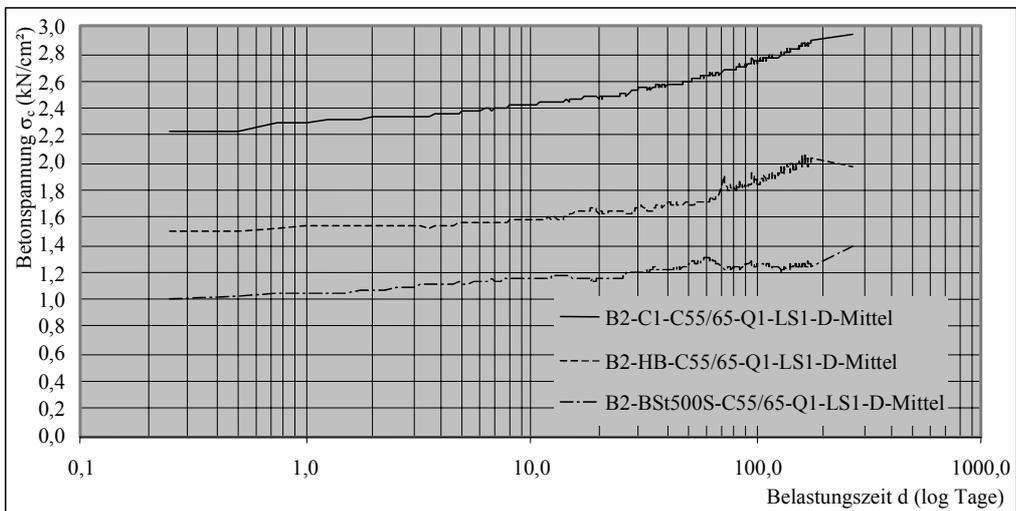
Zeitliche Entwicklung der mittleren und maximalen Rissbreite der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D

Die zeitliche Entwicklung der Stabspannungen, der Betonrandspannungen und der Lage der Nulllinie ist in Tafel A.3.27 und der Bauteilmittendurchbiegung in Abb. A.3.6 dargestellt.

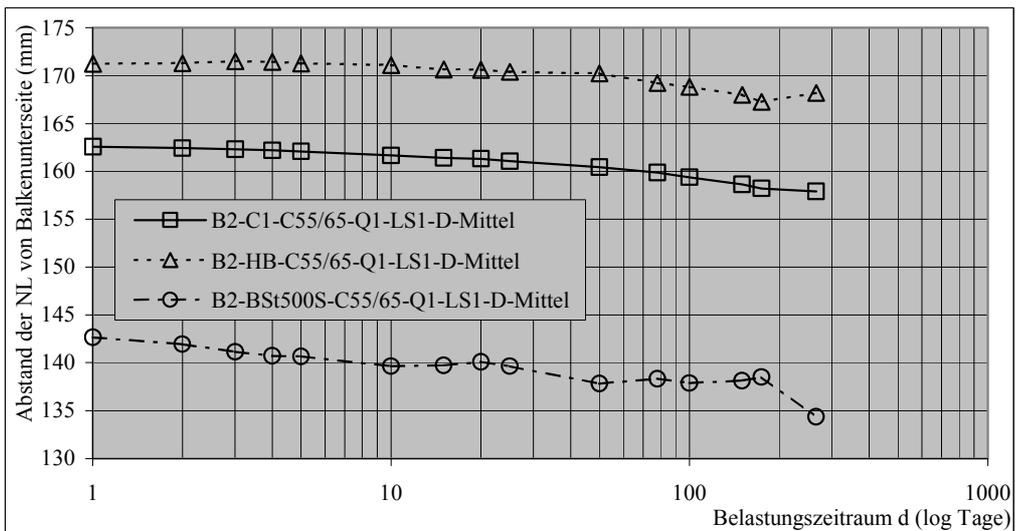
a) Zeitliche Entwicklung der Stabspannungen der Versuchsbalken - Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D



b) Zeitliche Entwicklung der Betonrandspannungen der Versuchsbalken -Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D



c) Zeitliche Entwicklung der Nulllinienlage der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D



Tafel A.3.27

Zeitliche Entwicklung der Materialspannungen bzw. der Lage der Nulllinie der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D

A.3 Balkenversuche

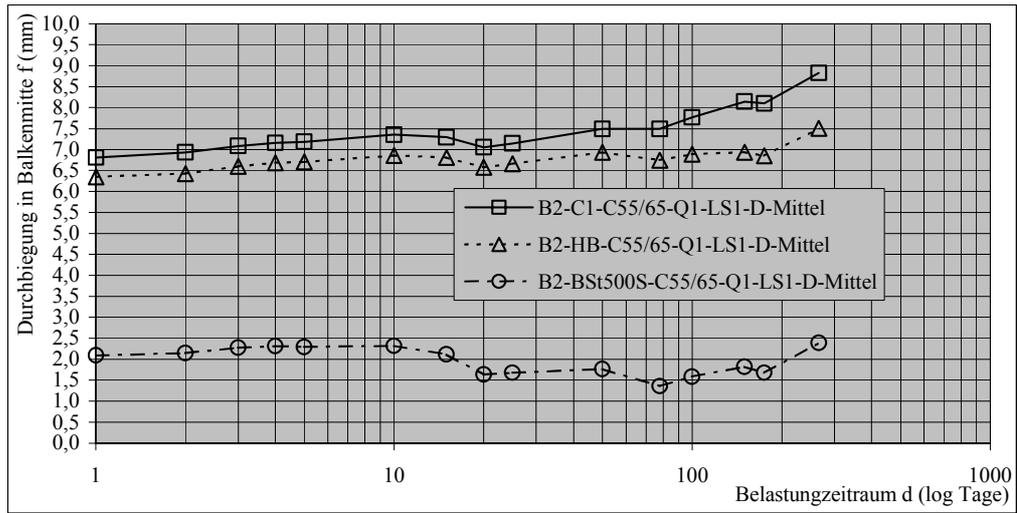
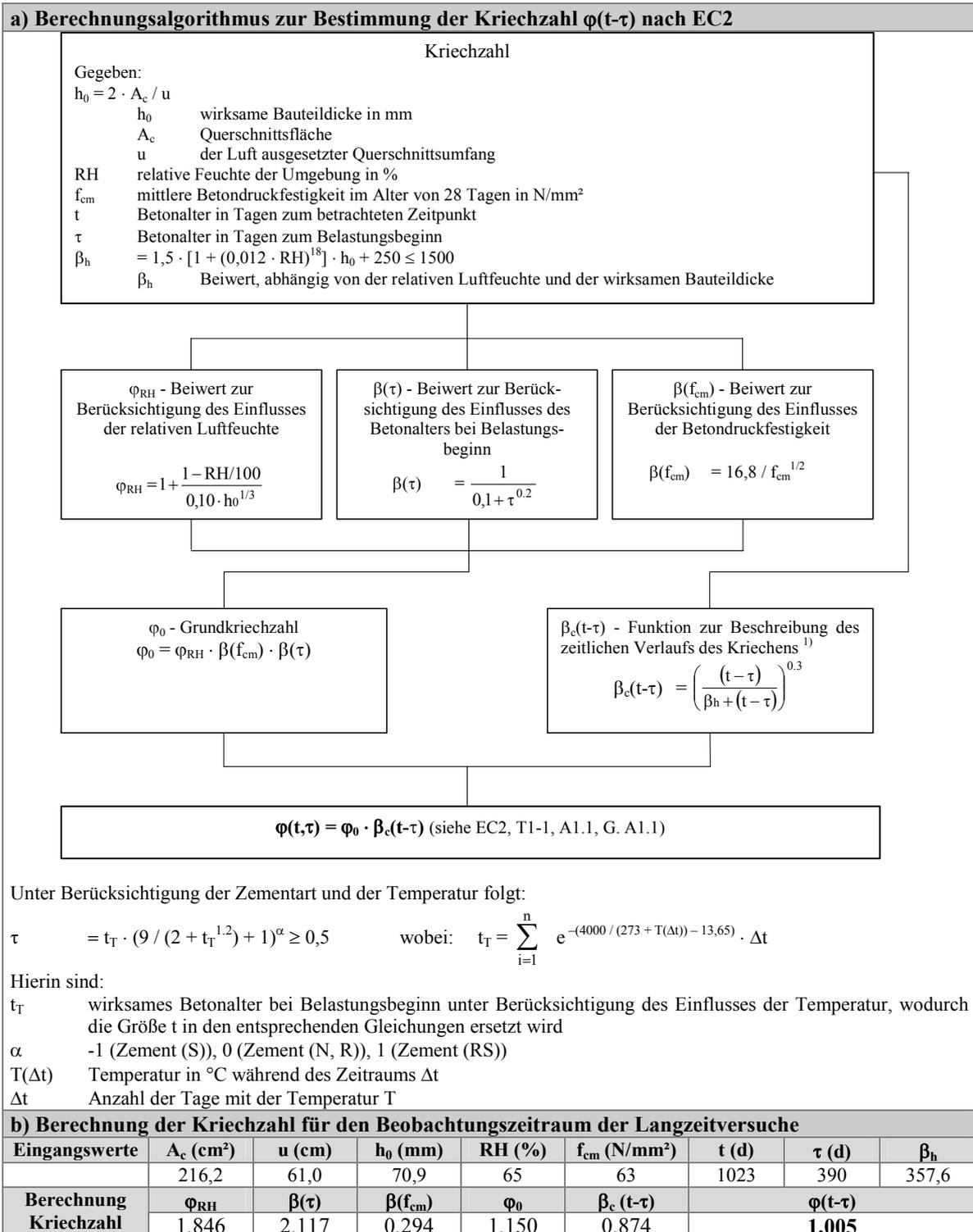


Abb. A.3.6

Zeitliche Entwicklung der Bauteilmittendurchbiegung der Versuchsbalken der Serie B2-C55/65-Q1-LS1-D

Die Berechnung der Kriechzahl $\varphi(t-\tau)$ nach EC2 für den Beobachtungszeitraum der Langzeitversuche ist in Tafel A.3.28 und in Abb. A.3.7 aufgeführt.



Tafel A.3.28

Berechnung der Kriechzahl für den Beobachtungszeitraum der Langzeitversuche

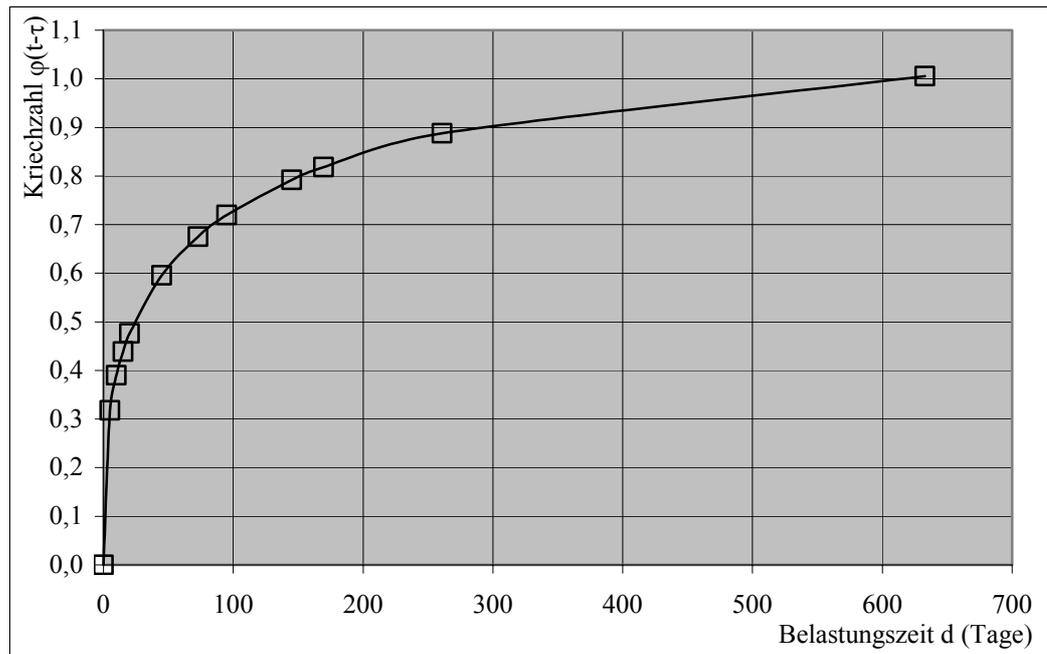


Abb. A.3.7

Zeitliche Entwicklung der rechnerischen Kriechzahl des Betons

In Tabelle A.3.27 sind die wesentlichen Ergebnisse der Langzeituntersuchungen zusammenfasst.

	B2-C1-C55/65-Q1-LS1	B2-HB-C55/65-Q1-LS1	B2-BSt-C55/65-Q1-LS1
$w_{cr,m,t=630}$ (mm)	0,27	0,29	0,06
$w_{cr,m,t=630} / w_{cr,m,t=0}$	1,47	1,54	2,24
$w_{cr,max,t=630}$ (mm)	0,55	0,40	0,13
$w_{cr,max,t=630} / w_{cr,max,t=0}$	1,69	1,43	3,57
$\sigma_{r2,t=266}$ (N/mm ²)	134,0	138,7	140,5
$\sigma_{r2,t=266} / \sigma_{r2,t=0}$	1,07	1,08	1,05
$\sigma_{c,t=266}$ (N/mm ²)	29,4	19,8	13,9
$\sigma_{c,t=266} / \sigma_{c,t=0}$	1,32	1,32	1,37
$f_{t=266}$ (mm)	8,83	7,50	2,39
$f_{t=266} / f_{t=0}$	1,30	1,18	1,14

Tabelle A.3.27

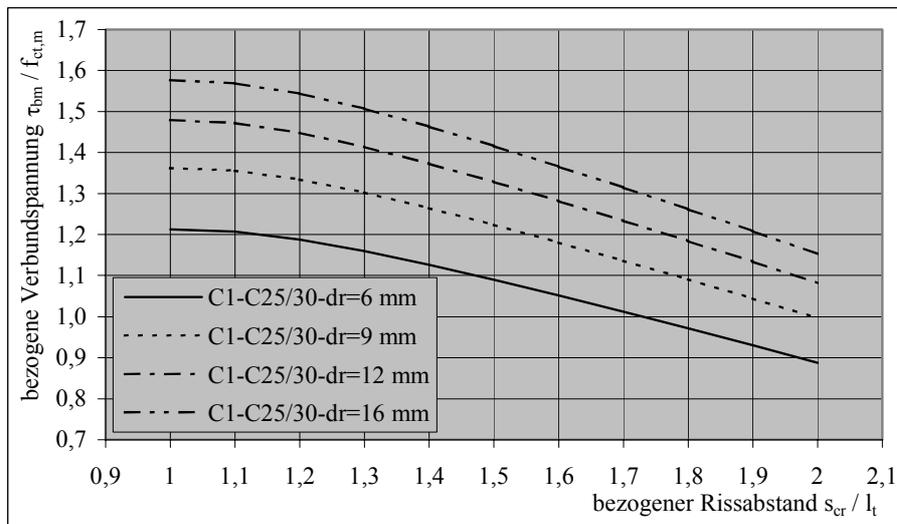
Zusammenfassung der Ergebnisse der Langzeituntersuchungen an Balken

A.4 Ermittlung der Rissbreite

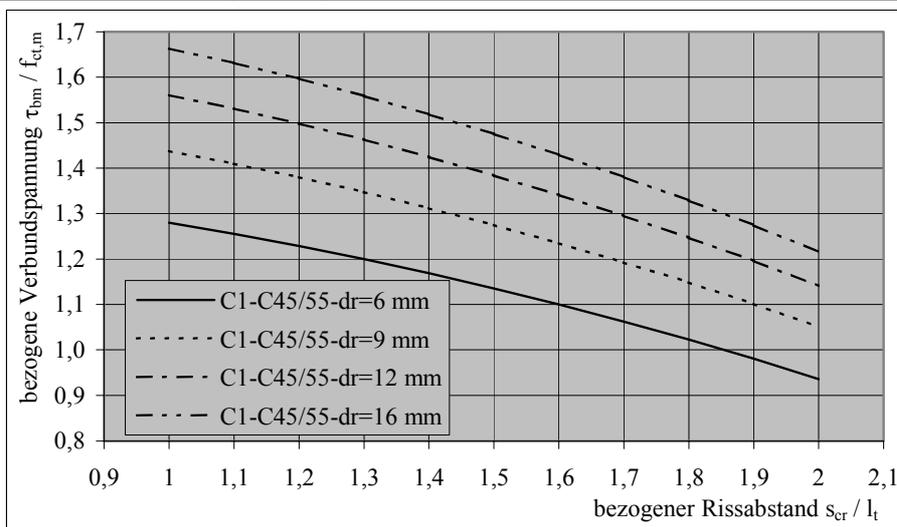
A.4.1 Mittlere Verbundspannungen τ_{bm} auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Basierend auf den Parametern des Verbundgesetzes nach Model Code 90, die für die GFK-Stäbe anhand der Ausziehversuchen empfohlen wurden und für Betonstahl nach Model Code 90 angesetzt werden, sind die bezogenen mittleren Verbundspannungen $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ der untersuchten Bewehrungsmaterialien in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser und Rissabstand auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes in Tafel A.4.1 und in Tafel A.4.2 dargestellt.

a) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C1 (C25/30)

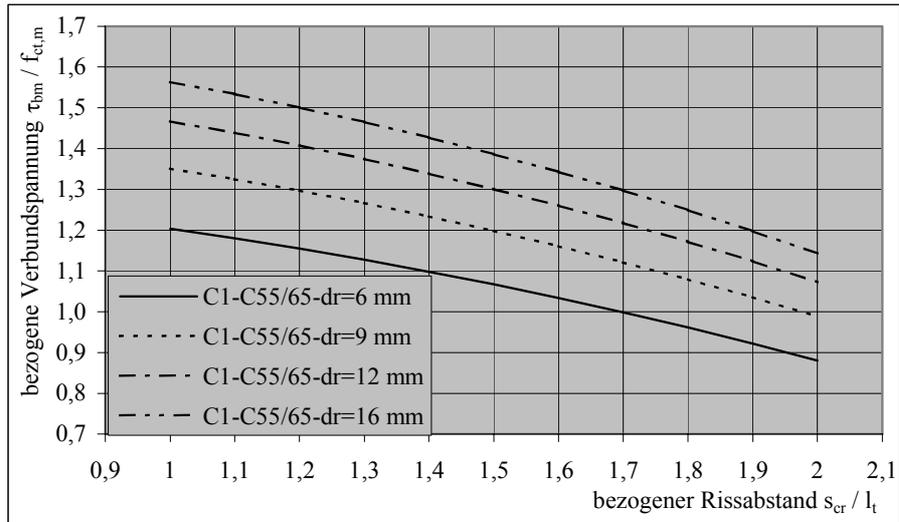


b) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C1 (C45/55)

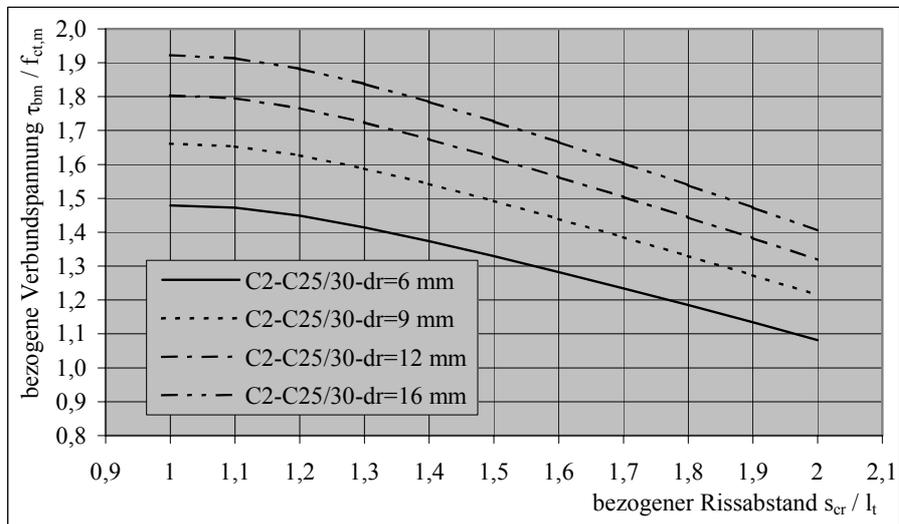


A.4 Ermittlung der Rissbreite

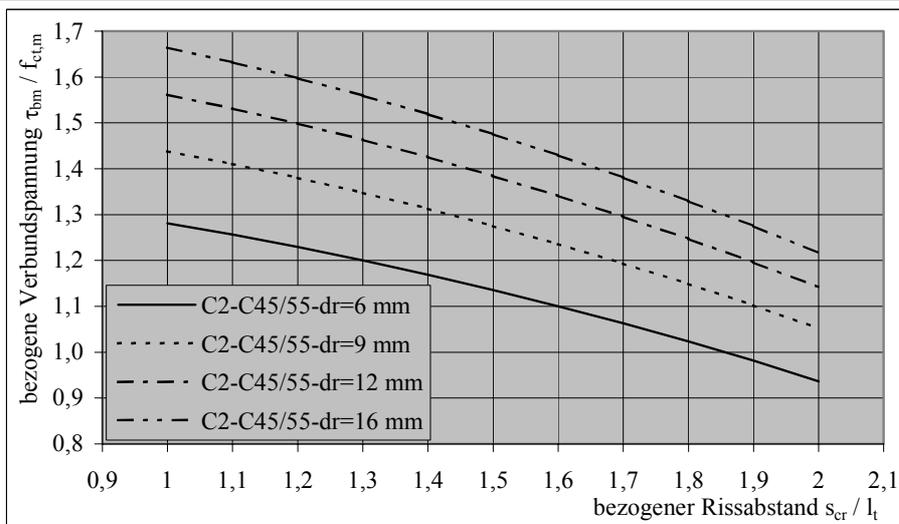
c) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C1 (C55/65)



d) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C2 (C25/30)

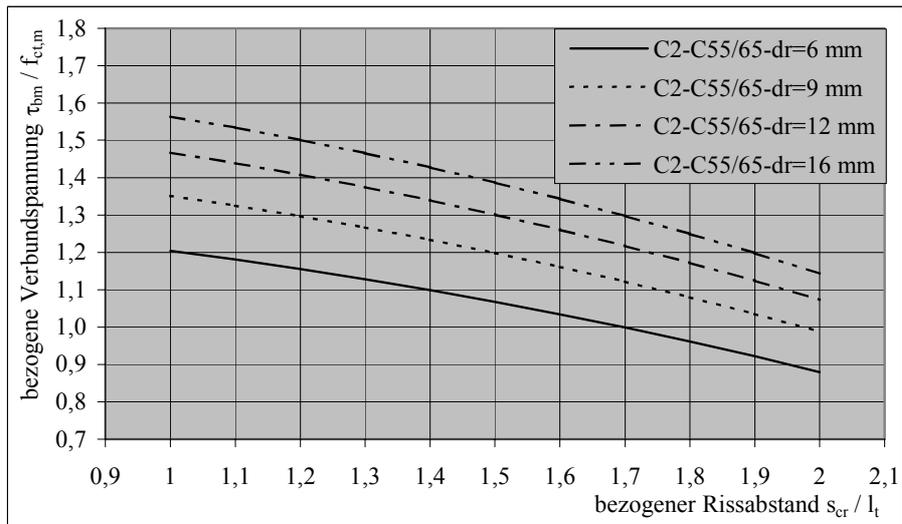


e) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C2 (C45/55)

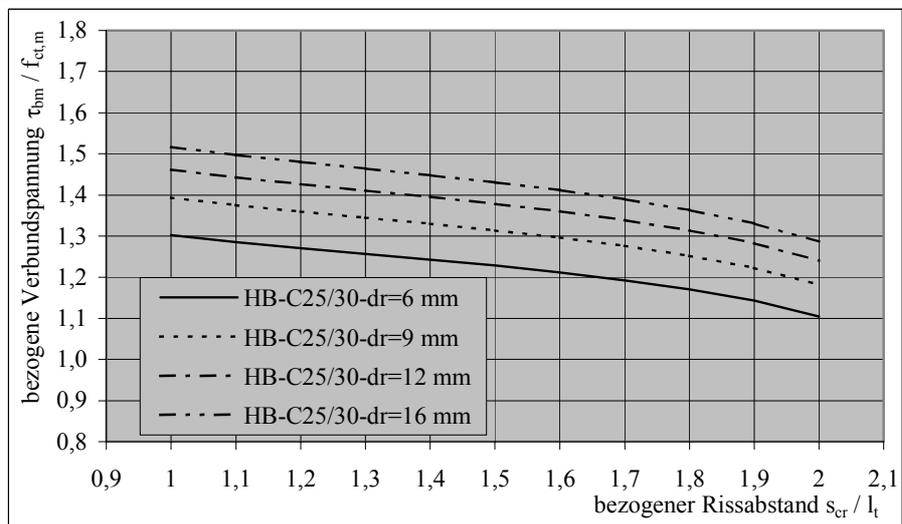


A.4 Ermittlung der Rissbreite

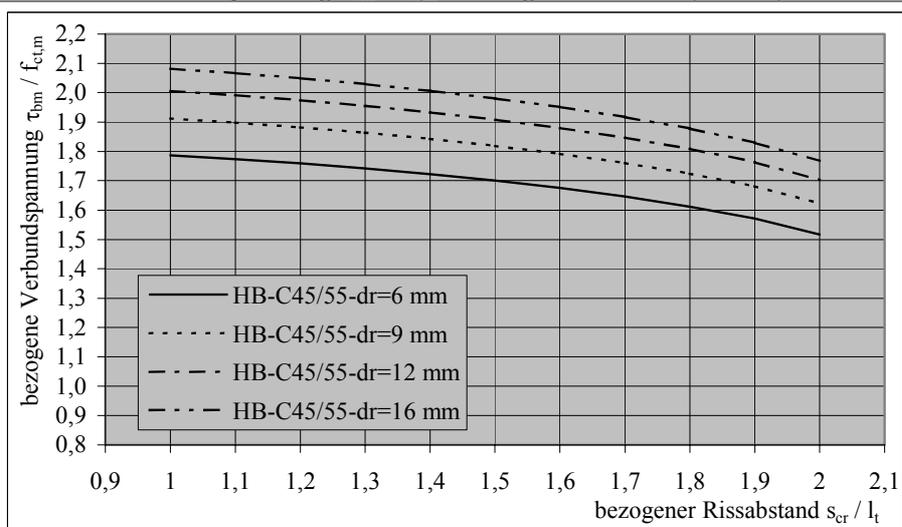
f) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C2 (C55/65)



g) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für Hughes Brothers (C25/30)

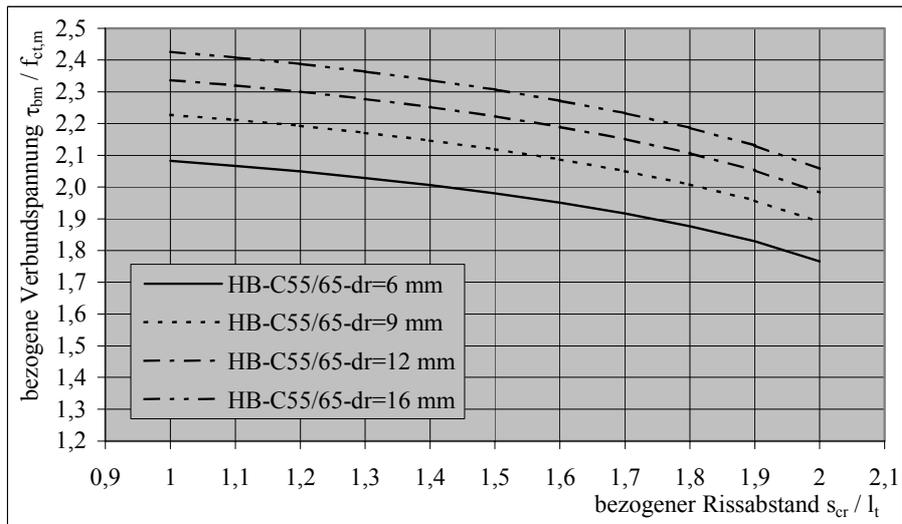


h) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für Hughes Brothers (C45/55)

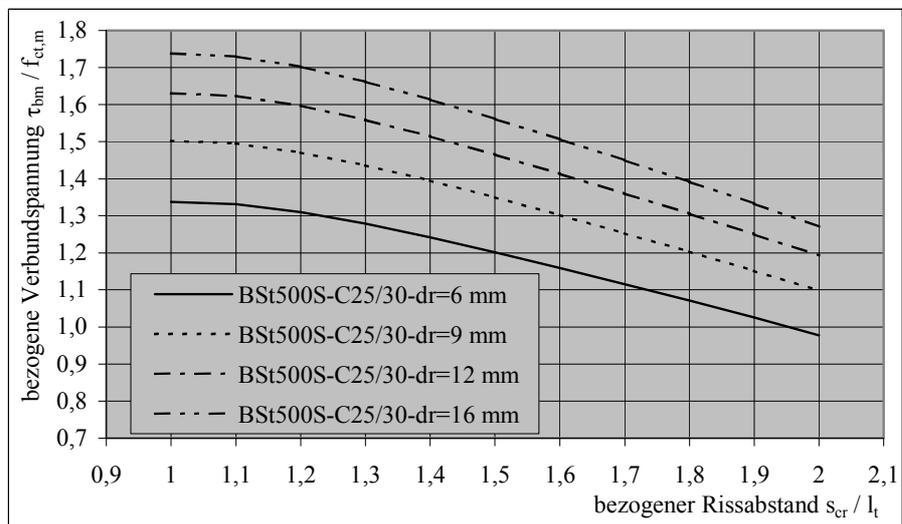


A.4 Ermittlung der Rissbreite

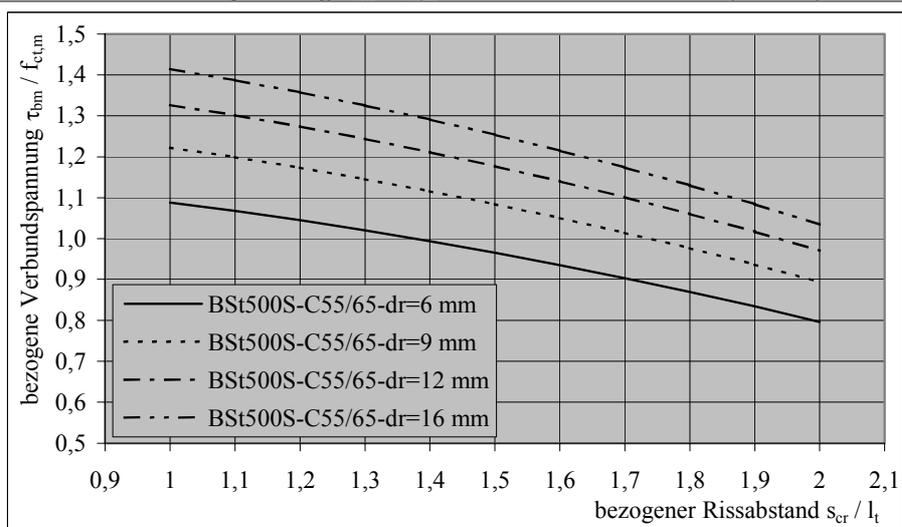
i) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für Hughes Brothers (C55/65)



j) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für Betonstahl BSt 500S (C25/30)



k) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für Betonstahl BSt 500S (C55/65)

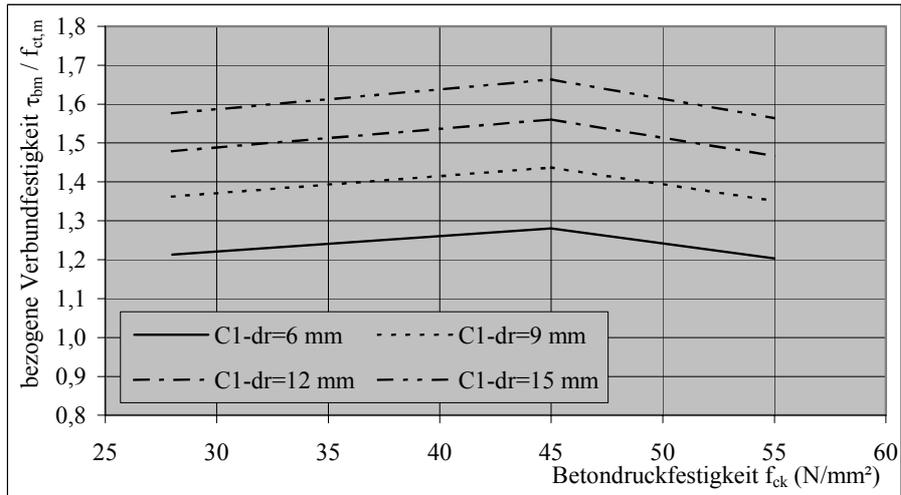


Tafel A.4.1

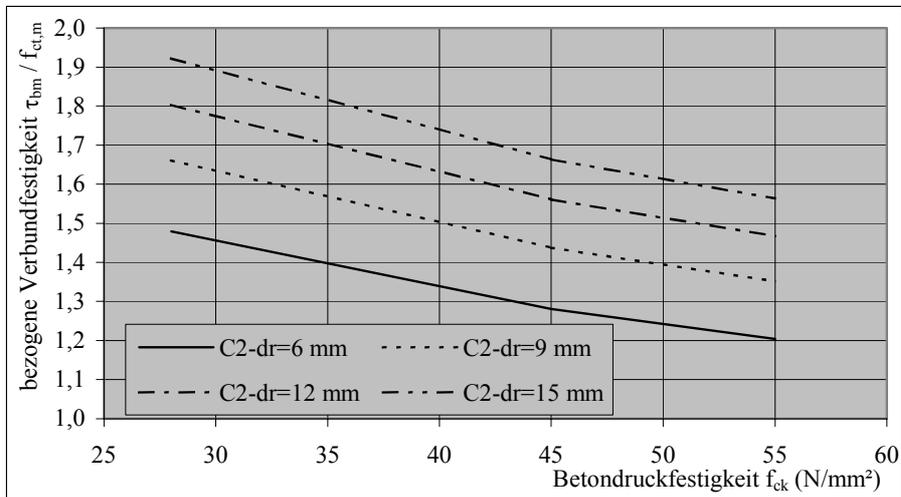
Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ der untersuchten Bewehrungsmaterialien auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

A.4 Ermittlung der Rissbreite

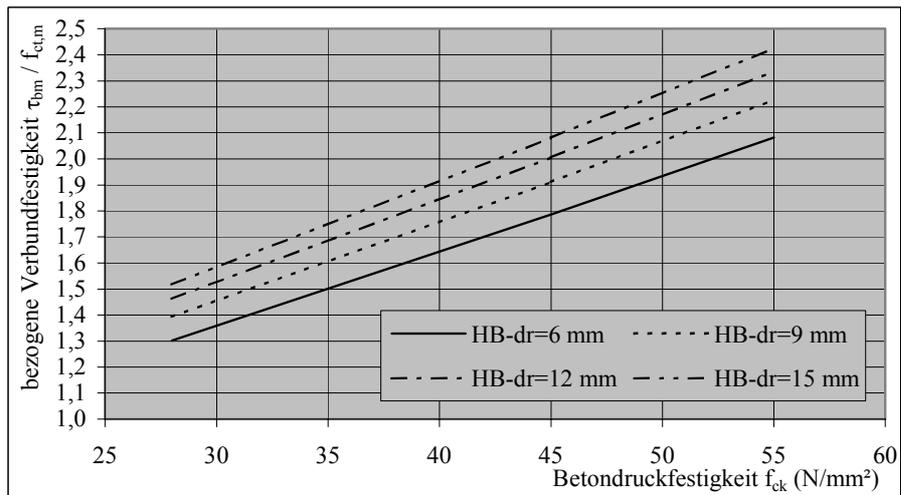
a) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C1



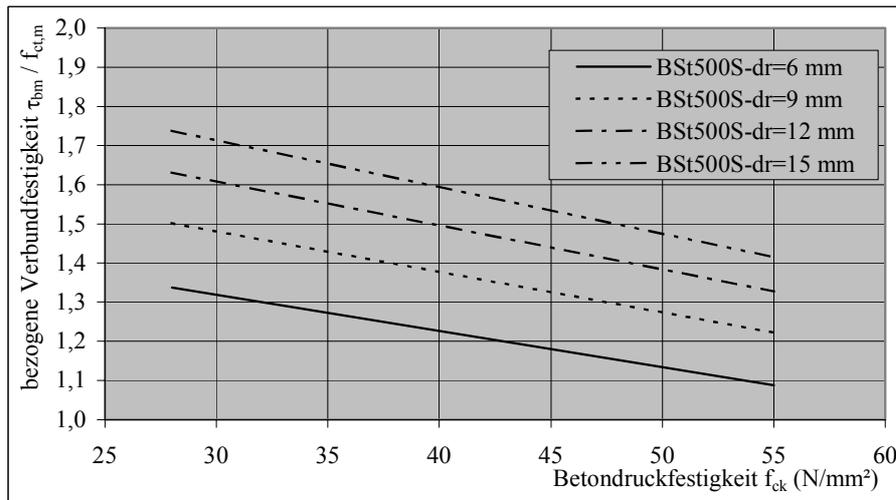
b) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für ComBAR C2



c) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für Hughes Brothers



d) Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ für Betonstahl BSt 500S



Tafel A.4.2

Bezogene mittlere Verbundspannung $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ der untersuchten Bewehrungsmaterialien auf Grundlage der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für ein Verhältnis zwischen Rissabstand und Risseintragungslänge von $s_{cr} / l_t = 1,0$

A.4.2 Mittlere Verbundspannung τ_{bm} auf Grundlage der aus Ausziehversuchen abgeleiteten Verbundspannung $\tau_{b, sb=0,15mm}$

Mittelwert der mittleren Verbundspannung τ_{bm} bzw. des Verhältniswertes $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ basierend auf den Mittelwerten der Eingangsgrößen:

- mittlere Verbundspannung τ_{bm} :

$$\tau_{bm} = \alpha_\tau \tau_{b, sb=0,15mm} = \alpha_\tau \alpha_s \tau_{b, sub=0,15mm}$$

- Verhältnis zwischen der mittleren Verbundspannung τ_{bm} und der mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$:

$$\tau_{bm} / f_{ct,m} = \alpha_\tau \tau_{b, sb=0,15mm} = \alpha_\tau \alpha_s \tau_{b, sub=0,15mm} / f_{ct,m}$$

Der Variationskoeffizient ergibt sich nach dem Gauß'schen Fehlerfortpflanzungsgesetz [pap1] mit:

$$v_{\tau_{bm}} = \sqrt{\left(v_{\alpha_\tau}^2 + v_{\alpha_s}^2 + v_{\tau_{b, sub=0,15mm}}^2 \right)}$$

$$v_{\tau_{bm} / f_{ct,m}} = \sqrt{\left(v_{\alpha_\tau}^2 + v_{\alpha_s}^2 + v_{\tau_{b, sub=0,15mm}}^2 + \left(-1 \cdot v_{f_{ct,m}} \right)^2 \right)}$$

Die Standardabweichung σ_x ergibt sich mit:

$$\sigma_x = v_x \bar{x}$$

Die Eingangsgrößen zur Bestimmung von τ_{bm} bzw. $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ sind in Tabelle A.4.1 und die mittleren Verbundspannungen τ_{bm} bzw. die Verhältniswerte $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ basierend auf den Verbundspannungen $\tau_{b, sub=0,15mm}$ in Tabelle A.4.2 aufgeführt. Dabei stellen die Verbundspannungen $\tau_{b, sub=0,15mm}$ Mittelwerte der jeweiligen Teilerie dar.

A.4 Ermittlung der Rissbreite

Parameter	Einheit	Festigkeitsklasse des Betons			Bemerkung
		C25/50	C45/55	C55/65	
Betondruckfestigkeit f_{ck}	N/mm ²	28,2	45,0	55,0	
Betonzugfestigkeit $f_{ct,m}$	N/mm ²	2,79	3,81	4,36	$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$
Standardabweichg $\sigma(f_{ct,m})$	N/mm ²	0,51	0,69	0,79	
Variationskoeffizient $v(f_{ct,m})$			0,182		$\frac{f_{ct,0.05}}{f_{ct,m}} = 0,7 = 1 - 1,645 v_{f_{ct,m}}$
Völligkeitsgrad α_τ			0,555		Mittelwert der betrachteten Verteilungsfunktionen der Verbundspannung
$\sigma(\alpha_\tau)$			0,104		
$v(\alpha_\tau)$			0,187		
Beiwert zur Berücksichtigung des Messpunktes α_s			0,733		für alle Versuchsserien
$\sigma(\alpha_\tau)$			0,125		
$v(\alpha_\tau)$			0,170		

Tabelle A.4.1

Eingangsgrößen zur Bestimmung von τ_{bm} bzw. $\tau_{bm} / f_{ct,m}$

ComBAR C1	Einheit	Festigkeitsklasse des Betons			Bemerkung
		C25/50	C45/55	C55/65	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	11,03	17,11	18,90	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	8,09	12,54	13,86	$\tau_{b,sub=0,15mm} = \alpha_s \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{b,sub=0,15mm})$	N/mm ²	2,95	1,50	3,57	
$v(\tau_{b,sub=0,15mm})$		0,364	0,120	0,258	
τ_{bm}	N/mm ²	4,49	6,96	7,69	$\tau_{bm} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	1,99	1,95	2,78	
$v(\tau_{bm})$		0,443	0,279	0,361	
$\tau_{bm} + \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	6,48	8,91	10,47	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} - \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	2,50	5,02	4,92	untere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} / f_{ct,m}$	N/mm ²	1,61	1,83	1,77	$\tau_{bm}/f_{ct,m} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ct,m}$
$\sigma(\tau_{bm} / f_{ct,m})$	N/mm ²	0,77	0,61	0,71	
$v(\tau_{bm} / f_{ct,m})$		0,479	0,334	0,404	
$\tau_{bm}/f_{ct,m} + \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	2,38	2,44	2,48	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm}/f_{ct,m} - \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	0,84	1,22	1,05	untere Einsigmagrenze
ComBAR C2	Einheit	Festigkeitsklasse des Betons			Bemerkung
		C25/50	C45/55	C55/65	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	8,99	15,73	20,02	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	6,59	11,53	14,68	$\tau_{b,sub=0,15mm} = \alpha_s \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{b,sub=0,15mm})$	N/mm ²	3,05	1,65	1,48	
$v(\tau_{b,sub=0,15mm})$		0,463	0,143	0,101	
τ_{bm}	N/mm ²	3,66	6,40	8,15	$\tau_{bm} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	1,93	1,86	2,22	
$v(\tau_{bm})$		0,528	0,290	0,272	
$\tau_{bm} + \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	5,58	8,26	10,36	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} - \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	1,73	4,54	5,93	untere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} / f_{ct,m}$	N/mm ²	1,31	1,68	1,87	$\tau_{bm}/f_{ct,m} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ct,m}$
$\sigma(\tau_{bm} / f_{ct,m})$	N/mm ²	0,73	0,58	0,61	
$v(\tau_{bm} / f_{ct,m})$		0,558	0,343	0,327	
$\tau_{bm}/f_{ct,m} + \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	2,04	2,26	2,48	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm}/f_{ct,m} - \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	0,58	1,10	1,26	untere Einsigmagrenze

A.4 Ermittlung der Rissbreite

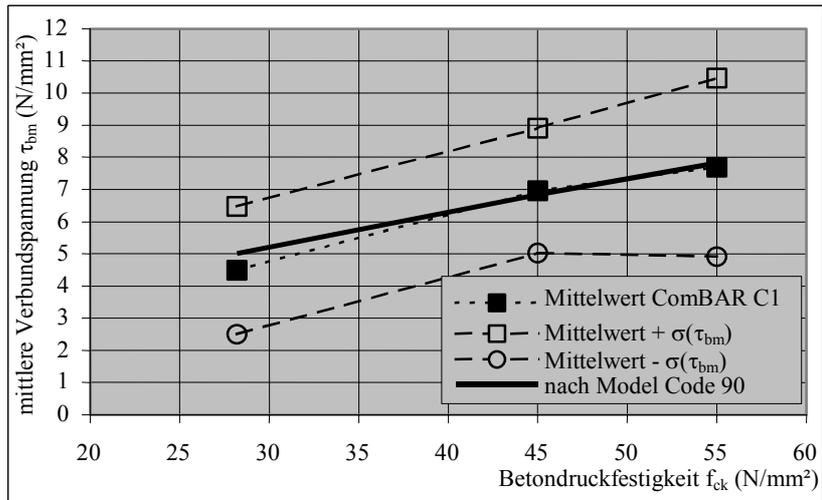
Hughes Brothers	Einheit	Festigkeitsklasse des Betons			Bemerkung
		C25/50	C45/55	C55/65	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	6,76	14,26	24,33	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	4,95	10,45	17,84	$\tau_{b,sub=0,15mm} = \alpha_s \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{b,sub=0,15mm})$	N/mm ²	1,93	2,29	6,02	
$\nu(\tau_{b,sub=0,15mm})$		0,389	0,219	0,337	
τ_{bm}	N/mm ²	2,75	5,80	9,90	$\tau_{bm} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	1,27	1,94	4,17	
$\nu(\tau_{bm})$		0,464	0,334	0,421	
$\tau_{bm} + \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	4,02	7,74	14,07	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} - \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	1,47	3,86	5,73	untere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} / f_{ct,m}$	N/mm ²	0,99	1,52	2,27	$\tau_{bm}/f_{ct,m} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ct,m}$
$\sigma(\tau_{bm} / f_{ct,m})$	N/mm ²	0,49	0,58	1,04	
$\nu(\tau_{bm} / f_{ct,m})$		0,498	0,381	0,459	
$\tau_{bm}/f_{ct,m} + \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	1,48	2,10	3,32	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm}/f_{ct,m} - \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	0,49	0,94	1,23	untere Einsigmagrenze
Betonstahl BSt 500S	Einheit	Festigkeitsklasse des Betons			Bemerkung
		C25/50	C45/55	C55/65	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	8,12		22,65	
$\tau_{b,sub=0,15mm}$	N/mm ²	5,96		16,61	$\tau_{b,sub=0,15mm} = \alpha_s \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{b,sub=0,15mm})$	N/mm ²	3,83		5,68	
$\nu(\tau_{b,sub=0,15mm})$		0,644		0,342	
τ_{bm}	N/mm ²	3,31		9,22	$\tau_{bm} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm}$
$\sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	2,286		3,919	
$\nu(\tau_{bm})$		0,69		0,43	
$\tau_{bm} + \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	5,59		13,14	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} - \sigma(\tau_{bm})$	N/mm ²	1,02		5,30	untere Einsigmagrenze
$\tau_{bm} / f_{ct,m}$	N/mm ²	1,19		2,12	$\tau_{bm}/f_{ct,m} = \alpha_s \alpha_\tau \tau_{b,sub=0,15mm} / f_{ct,m}$
$\sigma(\tau_{bm} / f_{ct,m})$	N/mm ²	0,85		0,98	
$\nu(\tau_{bm} / f_{ct,m})$		0,71		0,46	
$\tau_{bm}/f_{ct,m} + \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	2,03		3,09	obere Einsigmagrenze
$\tau_{bm}/f_{ct,m} - \sigma(\tau_{bm}/f_{ct,m})$	N/mm ²	0,34		1,14	untere Einsigmagrenze
nach Model Code 90	Einheit	Festigkeitsklasse des Betons			Bemerkung
		C25/50	C45/55	C55/65	
τ_{bm}	N/mm ²	5,02	6,86	7,85	$\tau_{bm} = 1,8 f_{ct,m}$
$\tau_{bm} / f_{ct,m}$	N/mm ²	1,8	1,8	1,8	

Tabelle A.4.2

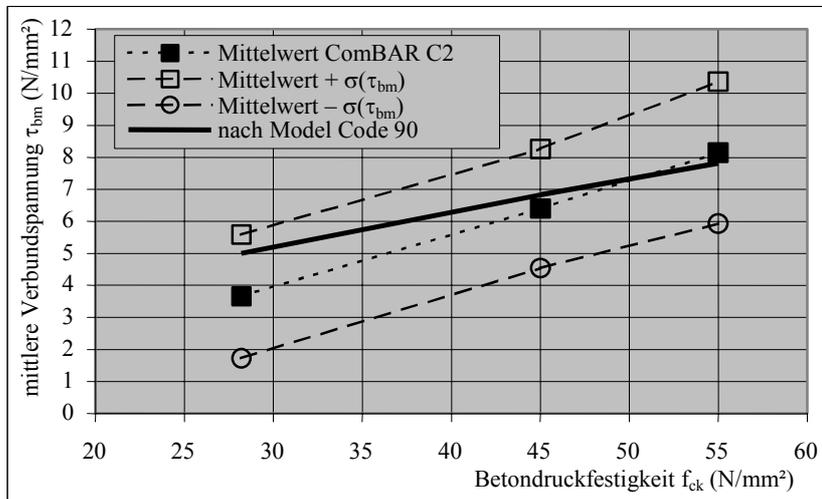
Mittleren Verbundspannungen τ_{bm} bzw. die Verhältniszerte $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ basierend auf den Verbundspannungen $\tau_{b,sub=0,15mm}$

In Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit ist in Tafel A.4.3 die Entwicklung der mittleren Verbundspannungen τ_{bm} und in Tafel A.4.4 die Entwicklung des Verhältniszertes $\tau_{bm} / f_{ct,m}$ mit den „Einsigmagrenzen“ dargestellt.

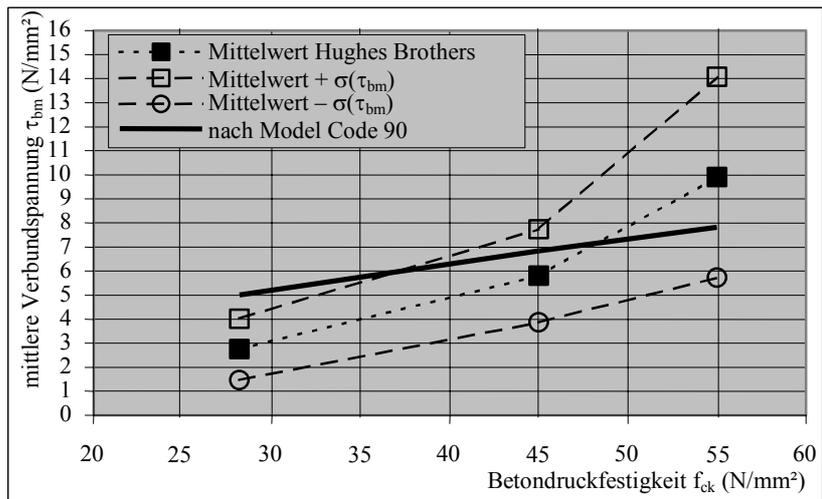
a) Entwicklung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} für ComBAR C1



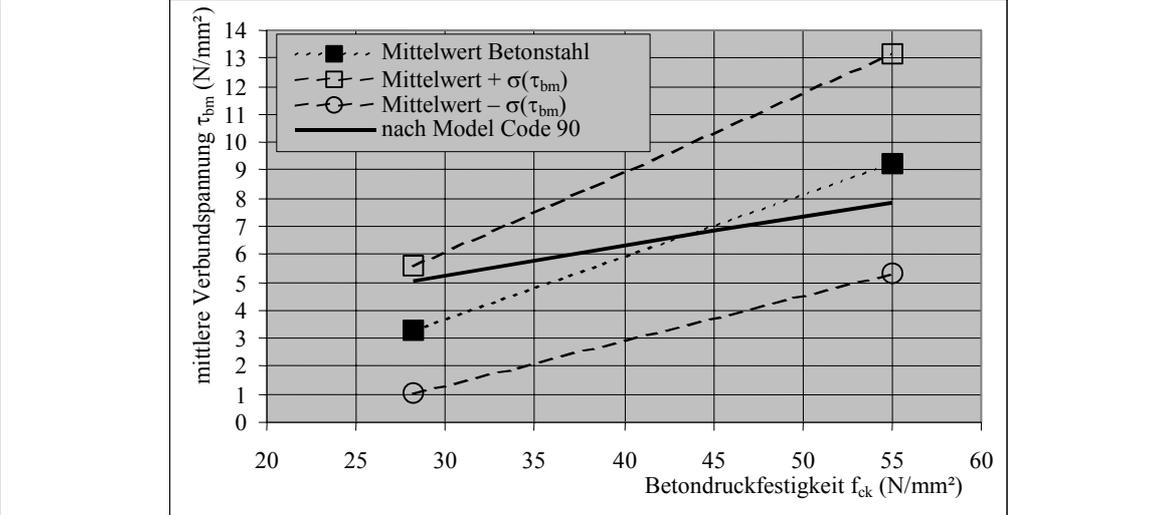
b) Entwicklung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} für ComBAR C2



c) Entwicklung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} für Hughes Brothers



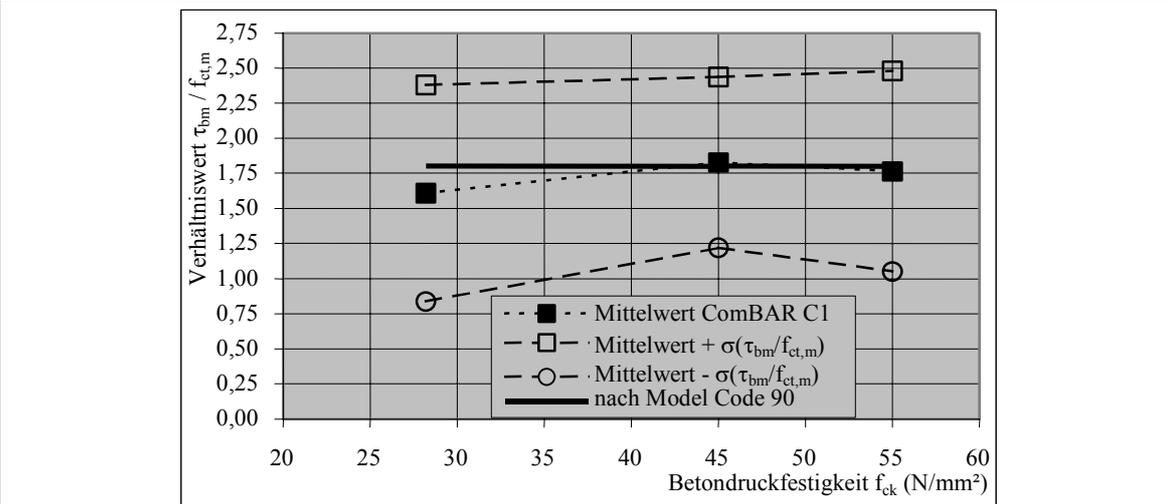
d) Entwicklung der mittleren Verbundspannung τ_{bm} für Betonstahl BSt 500S



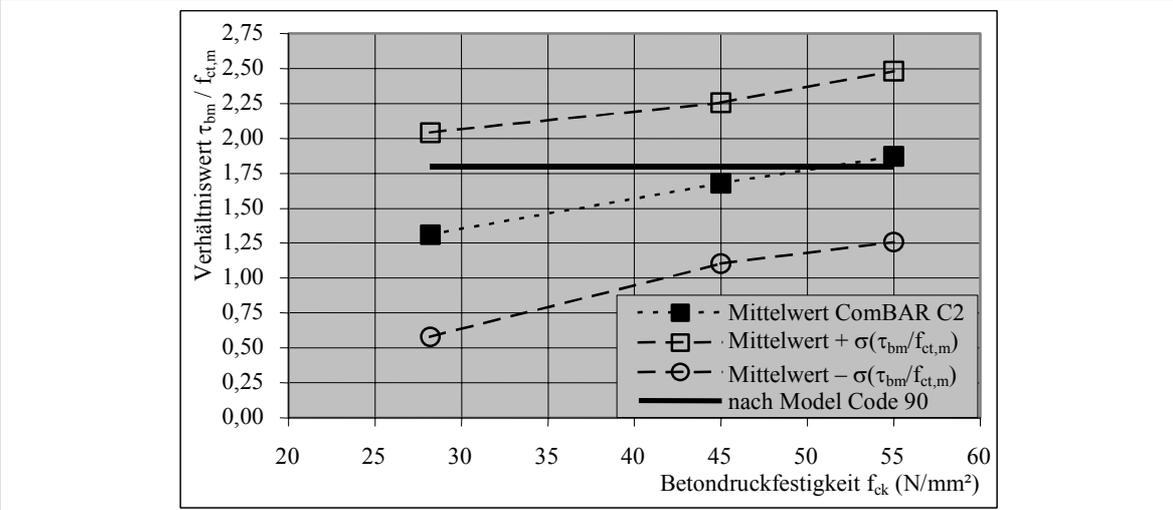
Tafel A.4.3

Entwicklung der mittleren Verbundspannungen τ_{bm} in Abhängigkeit von f_{ck}

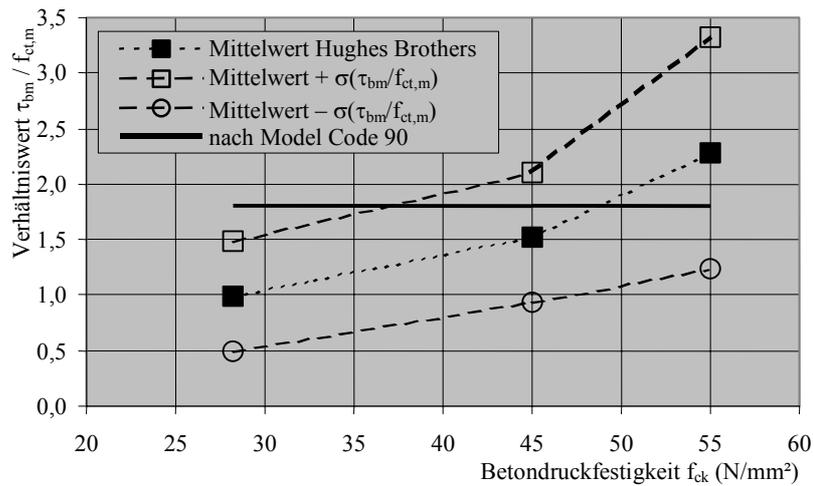
a) Entwicklung des Verhältniswertes $\tau_{bm}/f_{ct,m}$ für ComBAR C1



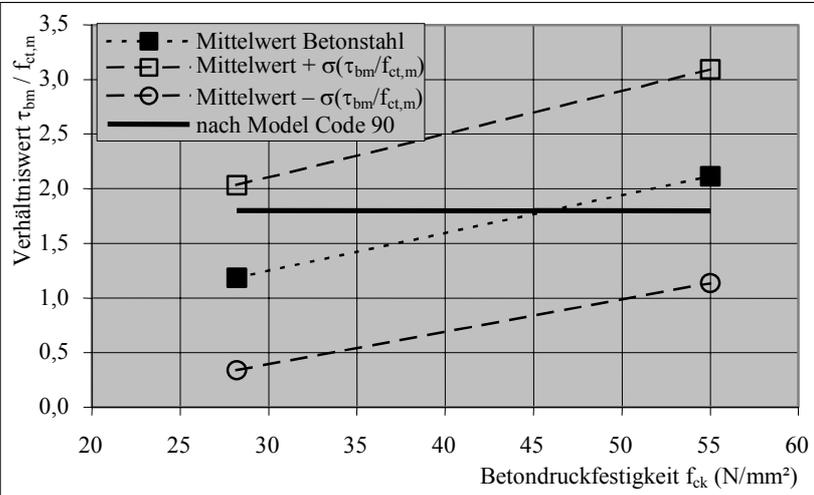
b) Entwicklung des Verhältniswertes $\tau_{bm}/f_{ct,m}$ für ComBAR C2



c) Entwicklung des Verhältnisses $\tau_{bm}/f_{ct,m}$ für Hughes Brothers



d) Entwicklung des Verhältnisses $\tau_{bm}/f_{ct,m}$ für Betonstahl BSt 500S



Tafel A.4.4

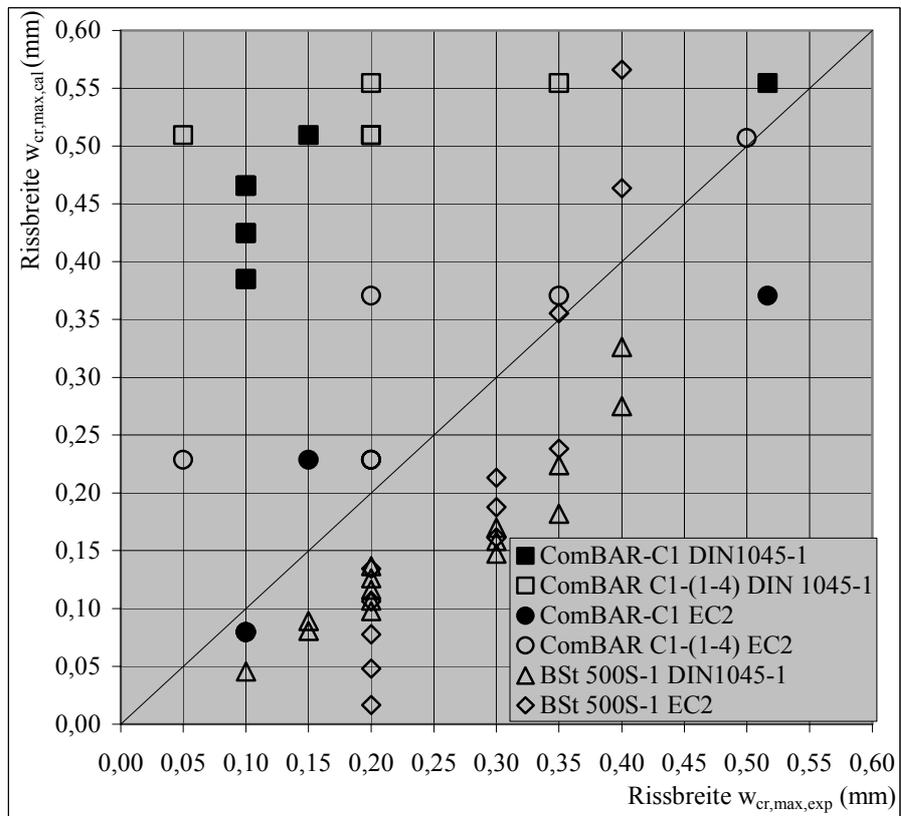
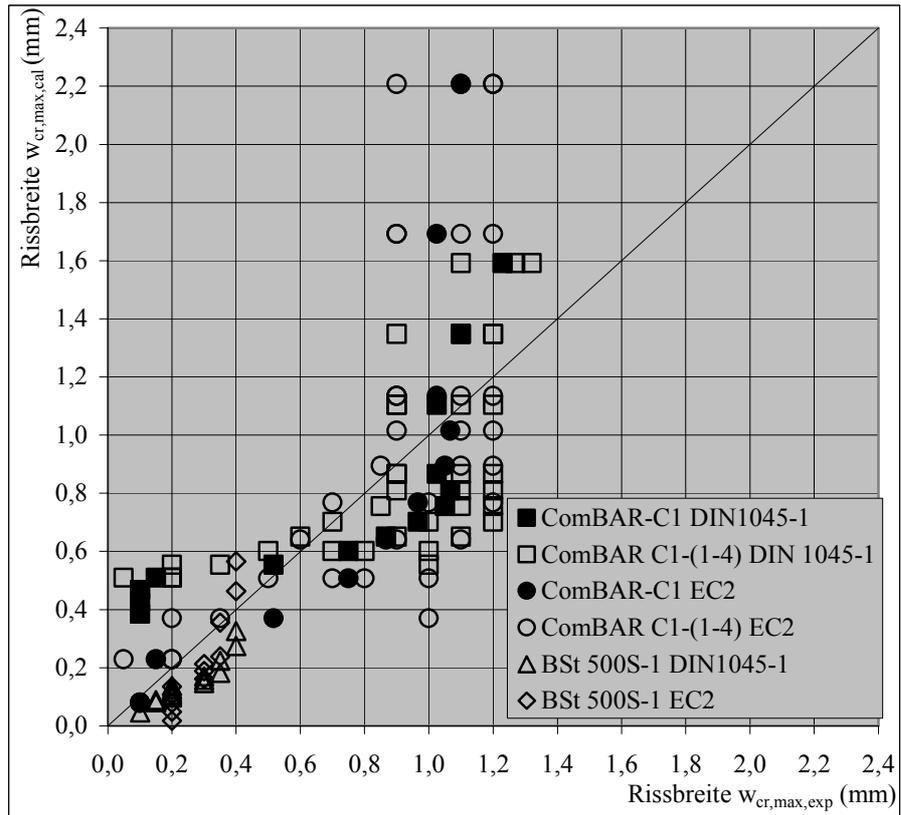
Entwicklung des bezogenen Verbundspannung $\tau_{bm}/f_{ct,m}$ in Abhängigkeit von f_{ck}

A.4.3 Vergleich der experimentell bestimmten und berechneten Rissbreiten

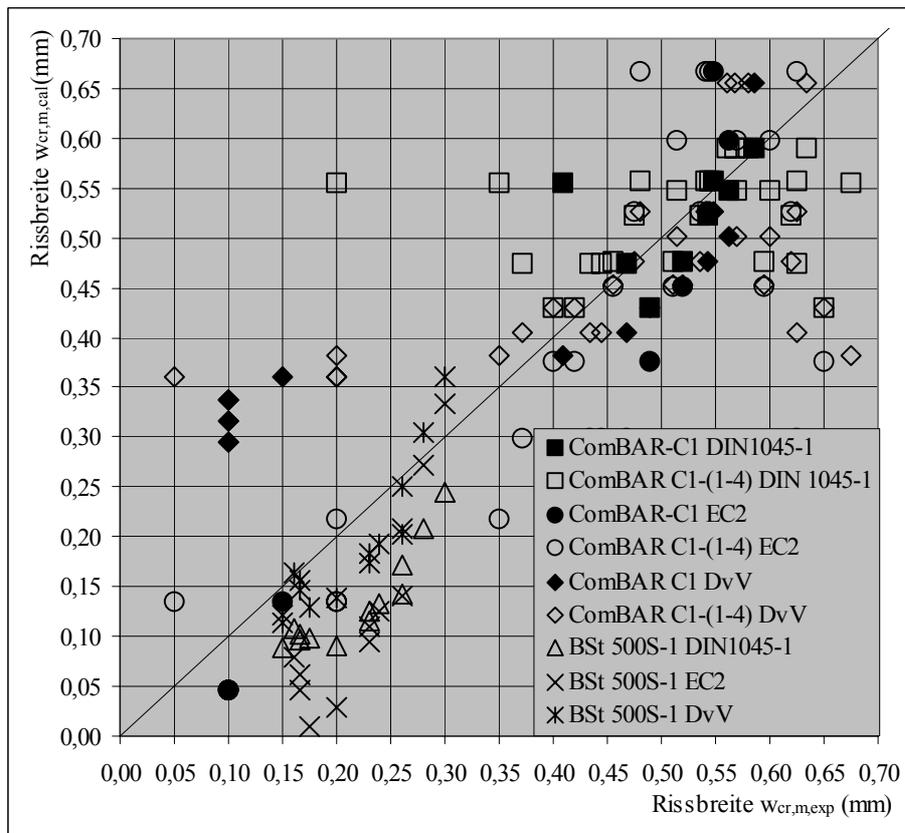
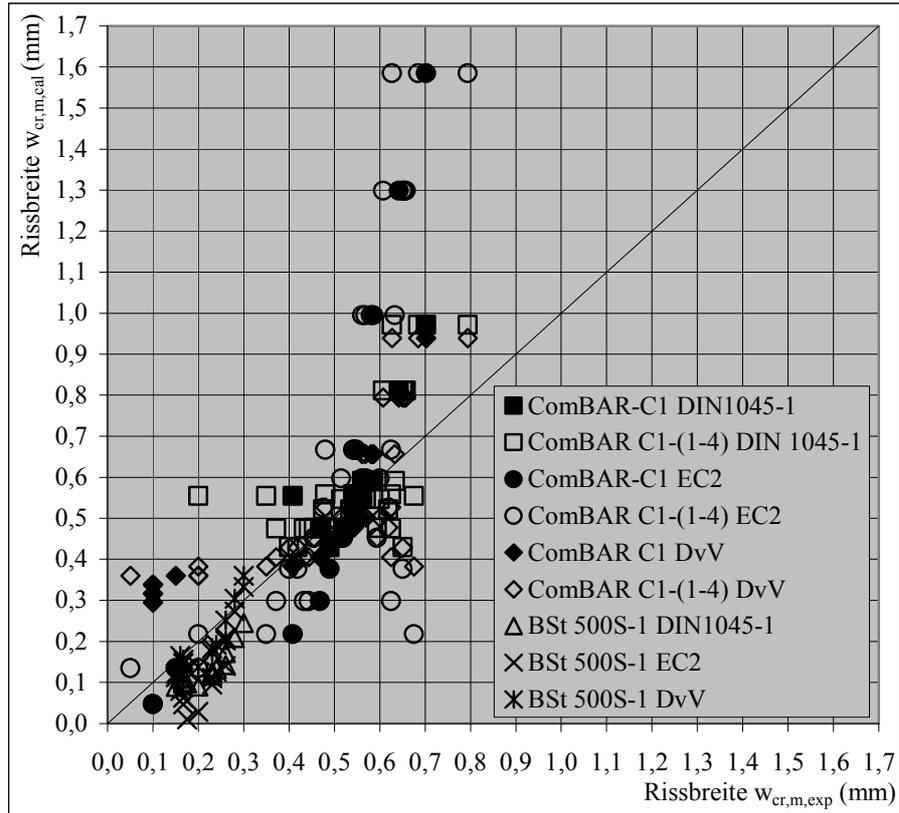
In Tafel A.4.5 sind die experimentell ermittelten Rissbreiten mit den nach *DIN 1045-1*, nach *EC2* und nach der *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes* berechneten mittleren und maximalen Rissbreiten gegenübergestellt. Die entsprechenden Bestimmungsgleichungen und Eingangsgrößen sind dem Abschnitt 6.3.7 zu entnehmen.

A.4 Ermittlung der Rissbreite

a) Maximale Rissbreiten der Dehnkörper der Serie D1

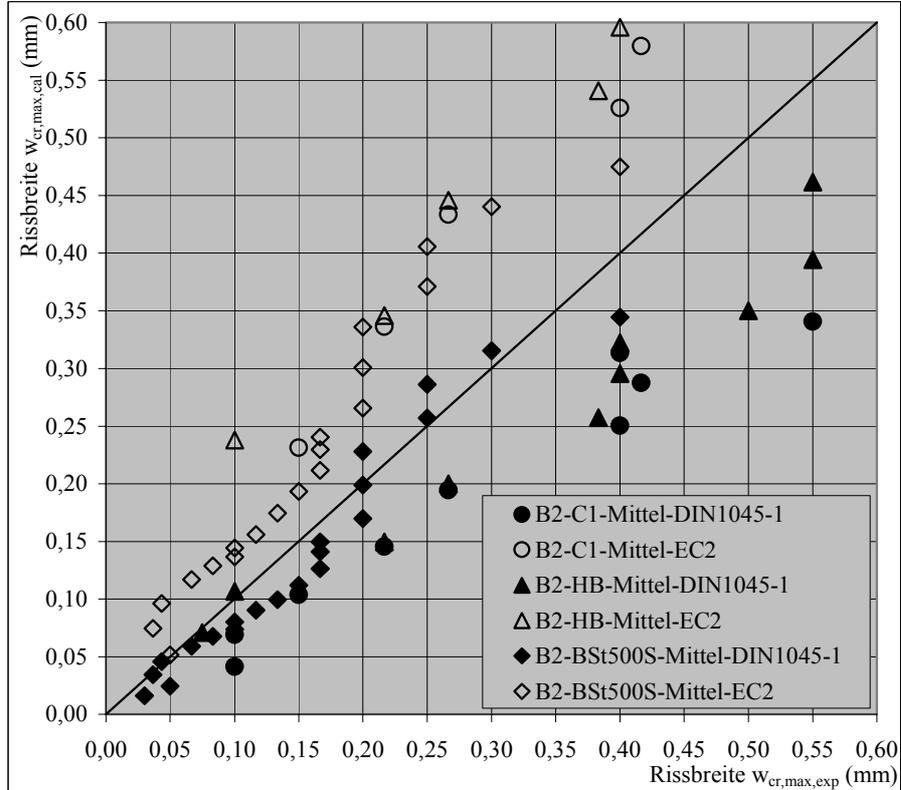
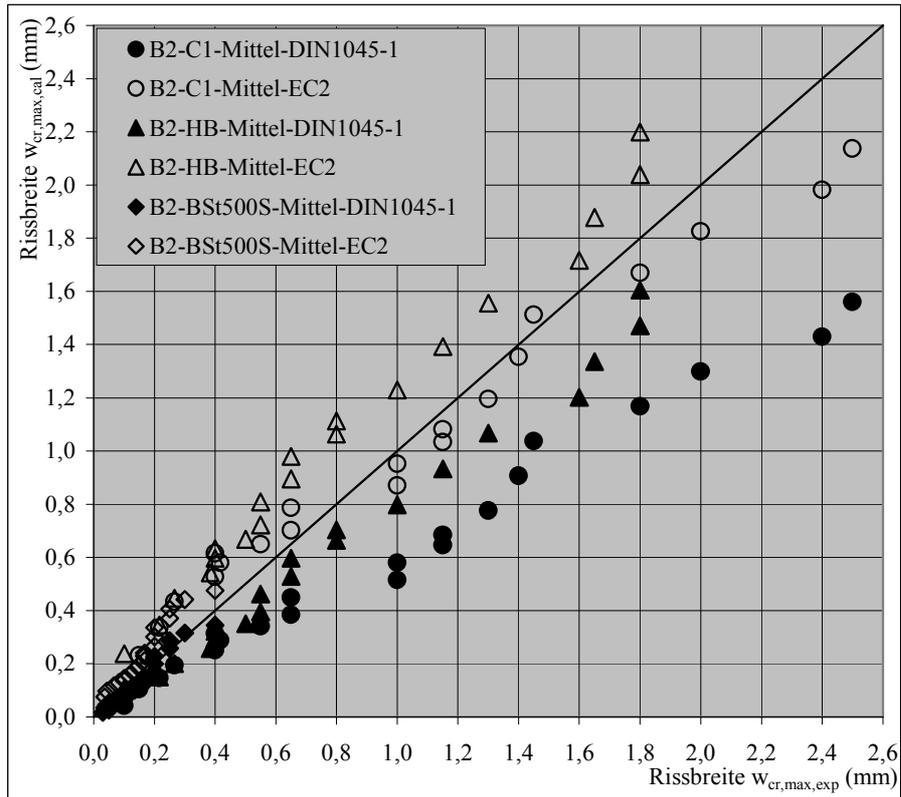


b) Mittlere Rissbreiten der Dehnkörper der Serie D1

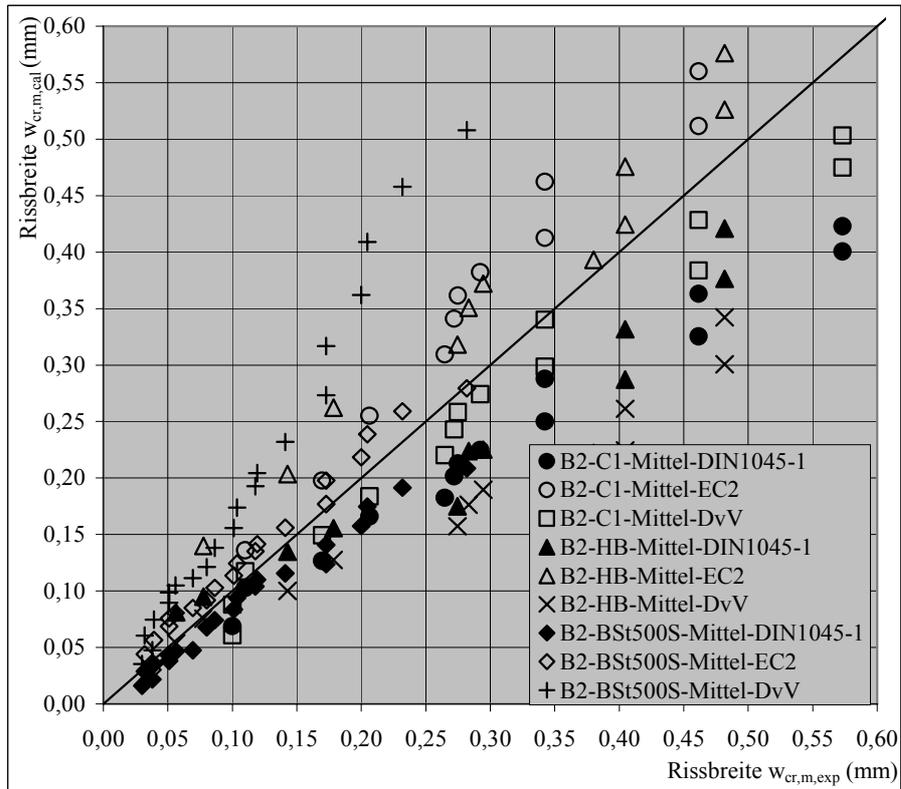
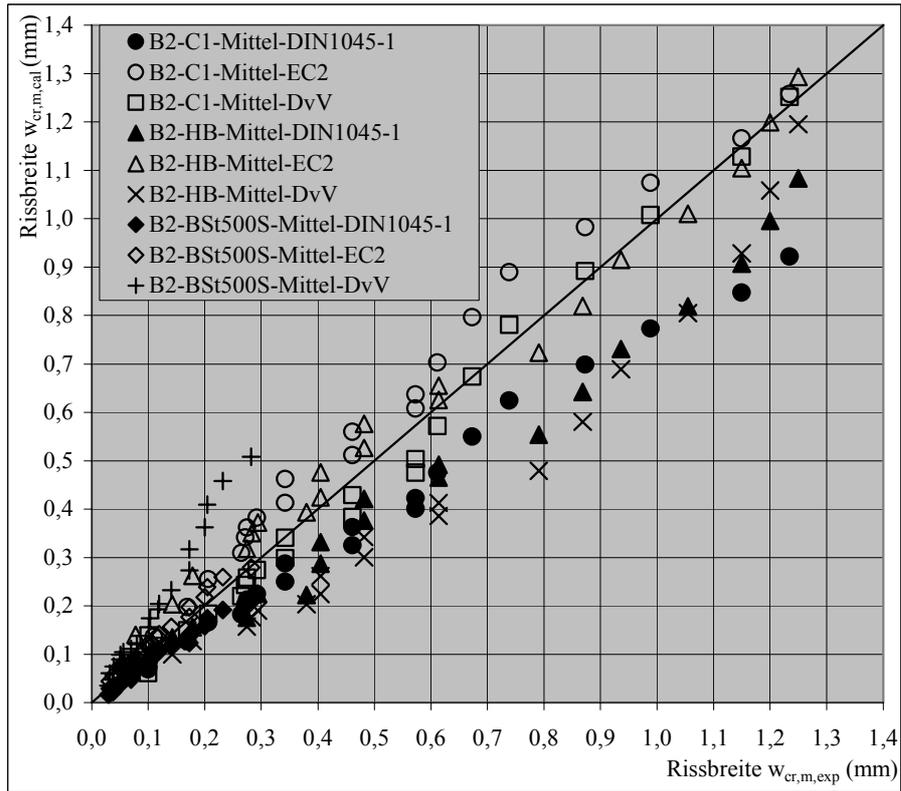


A.4 Ermittlung der Rissbreite

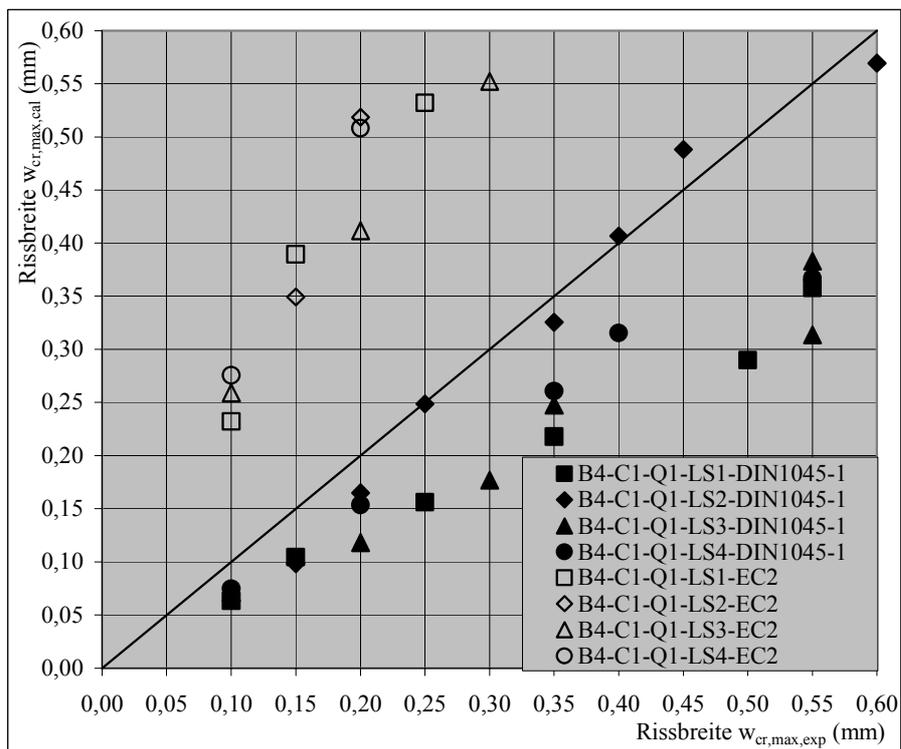
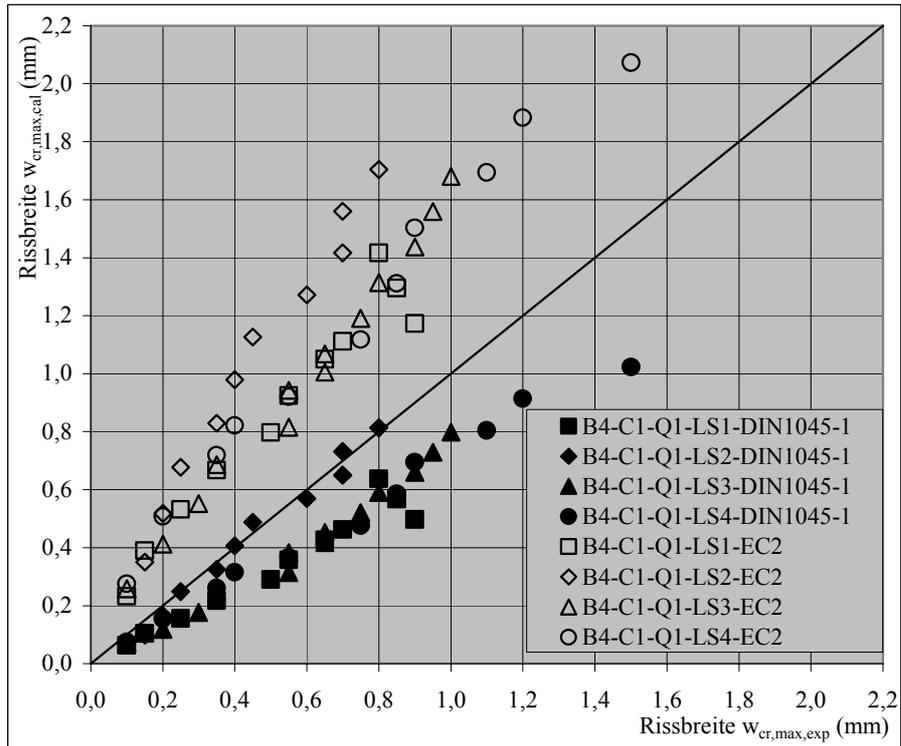
c) Maximale Rissbreiten der Balken der Versuchsserie B2



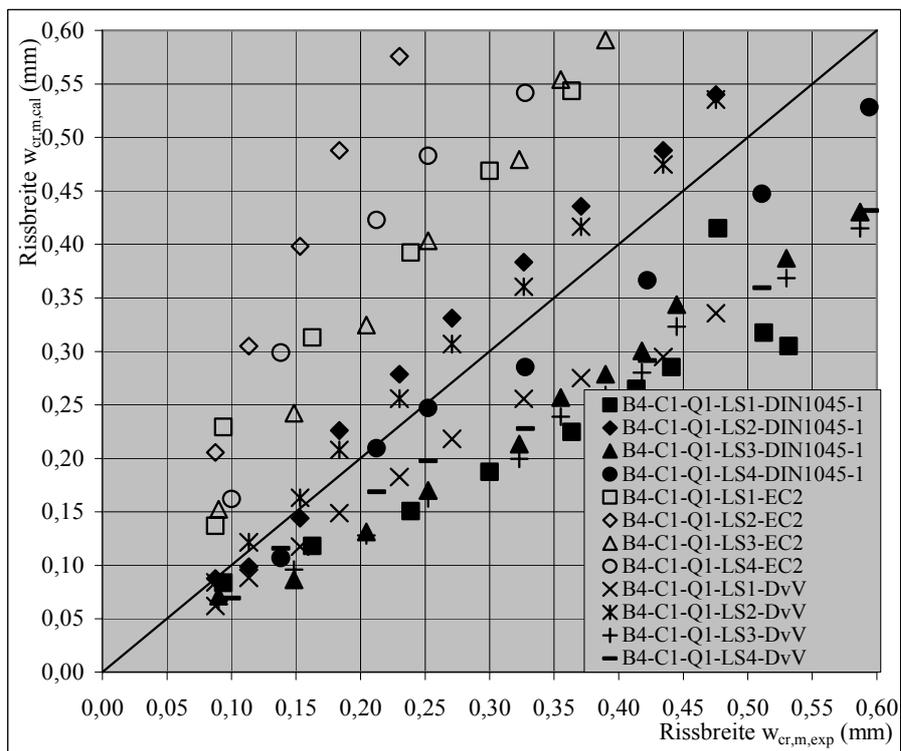
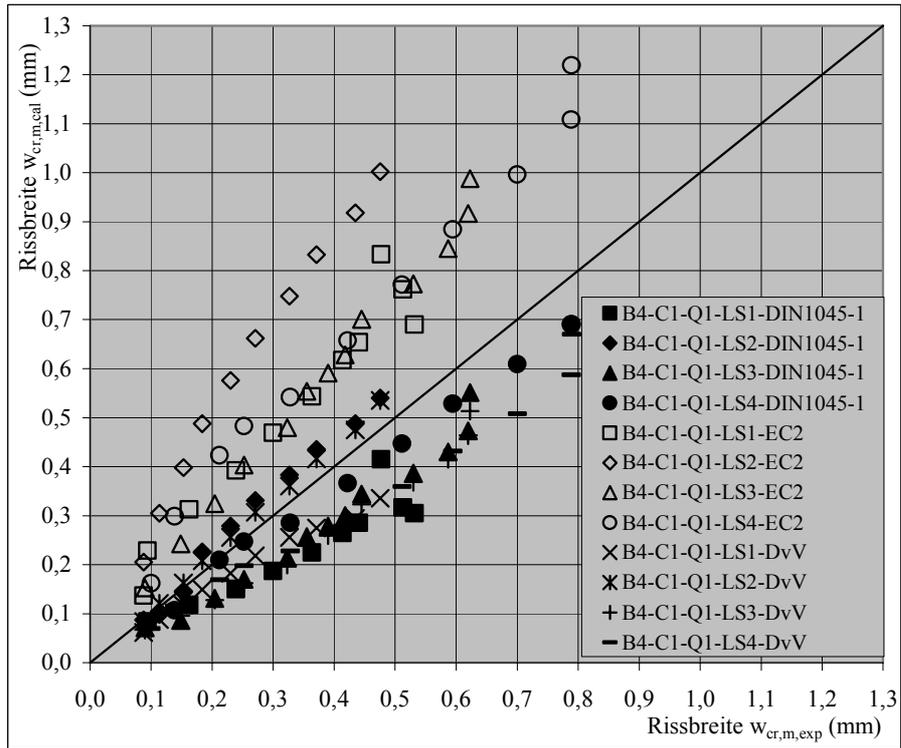
d) Mittlere Rissbreiten der Balken der Versuchsserie B2



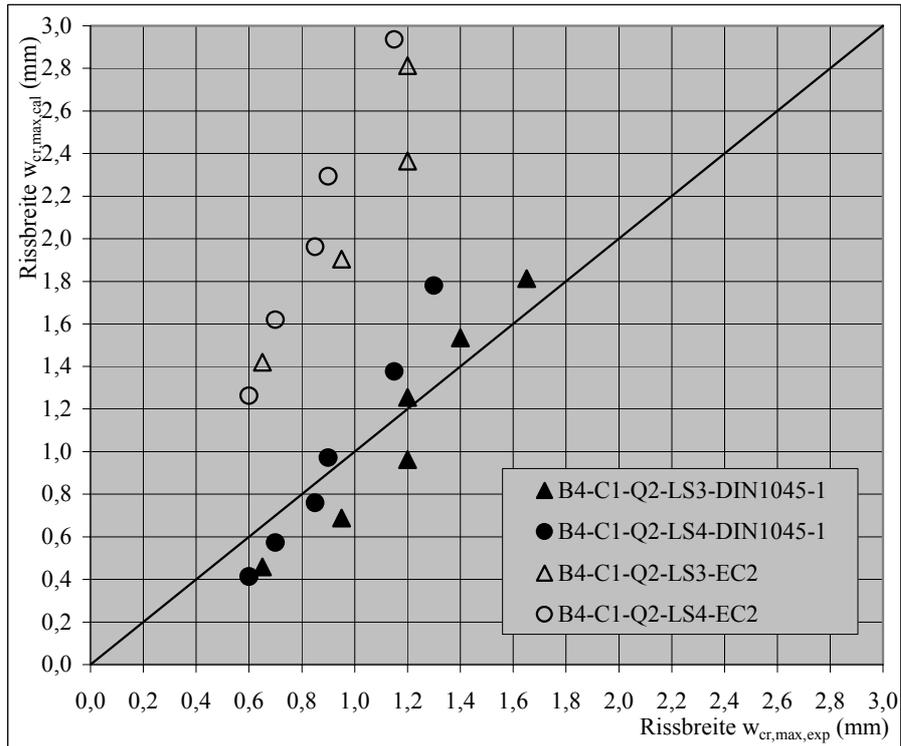
e) Maximale Rissbreiten der Balken der Versuchsserie B4-Q1



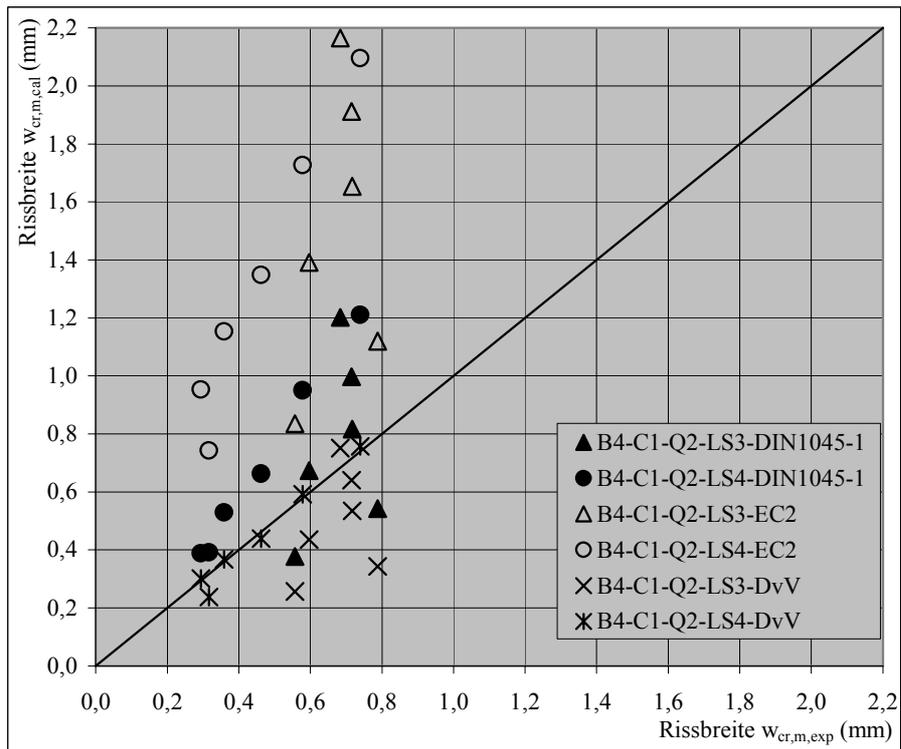
f) Mittlere Rissbreiten der Balken der Versuchsserie B4-Q1



g) Maximale Rissbreiten der Balken der Versuchsserie B4-Q2



h) Mittlere Rissbreiten der Balken der Versuchsserie B4-Q2



Tafel A.4.5

Vergleich der experimentell bestimmten Rissbreiten und nach DIN 1045-1, nach EC2 und nach der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes berechneten mittleren und maximalen Rissbreiten der untersuchten Dehnkörper und Balken