

Kay-Uwe Schober

017

Untersuchungen zum Tragverhalten hybrider
Verbundkonstruktionen aus Polymerbeton,
faserverstärkten Kunststoffen und Holz

Schriftenreihe des Instituts
für Konstruktiven Ingenieurbau
Bauhaus-Universität Weimar



**Untersuchungen zum Tragverhalten
hybrider Verbundkonstruktionen aus Polymerbeton,
faserverstärkten Kunststoffen und Holz**

Dissertation
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

an der Fakultät Bauingenieurwesen
der
Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Kay-Uwe Schober
aus Lichtenstein

Gutachter: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Ruth
3. Prof. Dr. sc. techn. ETH Maurice Brunner

Tag der Disputation: 11. November 2008

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar. An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die mir mit Rat und Tat zur Seite gestanden haben.

Mein besonderer Dank gilt meinem Mentor, Herrn Professor Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch, Professor für Holz- und Mauerwerksbau an der Bauhaus-Universität Weimar, für das entgegengebrachte Vertrauen, die fachliche Unterstützung und das Engagement bei der Anfertigung der Arbeit sowie für die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn Prof. Dr. sc. techn. ETH Maurice Y. Brunner, Professor für Baustatik und Konstruktion an der Hochschule für Architektur, Holz und Bau Bern (CH) und Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Ruth, Professor für Tragwerkslehre sowie Massivbau der Bauhaus-Universität Weimar danke ich sehr herzlich für ihre Gesprächsbereitschaft, ihr Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Mitberichts.

Ein weiterer Dank gilt der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF), dem Thüringer Ministerium für Wirtschaft, Technologie und Arbeit, Herrn Dipl.-Ing. Jörg Frobels, Fa. Bennert GmbH und Herrn Dipl.-Ing. Dirk Grunewald, Fa. S&P Reinforcement GmbH für ihre finanzielle Unterstützung der experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Darüber hinaus möchte ich mich bei allen Kolleginnen und Kollegen an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau, vor allem bei Herrn Dipl.-Ing. Wolfram Hädicke und Herrn Mike Oppel sowie allen Kollegen der Arbeitsgruppe „Bonding on site“, COST Action E34 „Bonding of Timber“ für die Anregungen, Zusammenarbeit und Unterstützung bedanken.

Ein ganz besonderer Dank gilt meiner Familie für ihre Geduld und Unterstützung.

Summary

The development of timber-concrete composite structures has shown that hybrid composite systems are a very efficient solution to increase the load-carrying capacity and overall performance of timber structures. The weakness of these systems is clearly marked by the stiffness of the bond line, the natural limitations of the timber and defects in wood. An innovative solution of these problems has been found in a new-type composite beam for structural rehabilitation and upgrading, combining polymer concrete in the compression zone, fiber reinforced plastics in the tension zone and timber in between. Here, the epoxy PC can be combined with timber floors for upgrading without removing the suspended ceiling and the use of FRP as a strengthening material can be applied without necessitating the removal of the overhanging part of the structure. Therefore, this technique is very promising in many cases of reinforcement of timber floors and historical structural wooden parts.

The used materials show different mechanical and physical behavior due to the huge difference of stiffness and mechanical properties. All composite partners have been revised according the material formulation, structural performance of the composites, fracture and delamination behavior. Appropriate mechanical models for the numerical simulation on the basis of a finite element approach have been developed, whereas the comparison between numerical simulation and testing show a close agreement. The results of the experiments have highlighted the limitations of the composite structure as well as the advantages of the various combinations and present numerous interesting aspects. The properties of the glue lines can be described as a rigid continuous joint. This includes the good adhesive penetration into the wood surface and the high cohesive strength of the glue line in terms of further design and calculations. The test results show an increase of the load-carrying capacity up to 185% for short-term loading, depending of the ratio between polymer concrete and timber. For long-term performance the creep influence has been calculated with a rheological model to 1.8 - 2.5-times of the deflections compared to the unreinforced beams, depending also on the configuration. Here, the stiffness advantage of the short-term performance will be reduced, but leads in optimistic results for the use of this composite beam in practice.

The numerical simulation results of the hybrid composite beam of polymer concrete, fiber reinforced plastics and timber have highlighted the advantage of additional stiffness in form of epoxy concrete on top. The contribution of the FRP to the overall performance is significant lower for LSD, but increases for higher loads. Regarding economical and practical aspects, the presented composite system describe a good alternative to conventional solutions for structural upgrading in reconstruction.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
1.1	Motivation und Zielstellung	1
1.2	Methodik.....	3
2	HYBRIDE BAUSYSTEME ZUR TRAGWERKSVERSTÄRKUNG	5
2.1	Überblick.....	5
2.2	Tragwerksverstärkung mit faserverstärkten Kunststoffen	6
2.2.1	Allgemeines.....	6
2.2.2	Stand der Forschung	6
2.2.3	Verstärkung biegebeanspruchter Bauteile mit Laminaten	7
2.2.4	Eingeklebte Stäbe aus Faserverbundwerkstoffen	8
2.2.5	Ansätze bei erhöhter Schub- und Querkzugbeanspruchung.....	9
2.3	Holz-Beton-Verbunddecken in der Bauwerkssanierung	10
2.3.1	Stand der Forschung	10
2.3.2	Einsatz in der Gebäudesanierung	10
2.4	Kunstharzgebundene Betone im Verbund mit Holz.....	11
3	MATERIALMODELLE UND MATERIALCHARAKTERISTIK	13
3.1	Überblick.....	13
3.2	Voll- und Brettschichtholz	13
3.2.1	Mechanische Eigenschaften von Holz.....	13
3.2.2	Materialverhalten	16
3.3	Faserverbundwerkstoffe.....	19
3.3.1	Werkstoffeigenschaften	19
	Kunststofffasern für Parallelfaserverstärkung.....	20
	Verbundmatrix.....	22
	Faser-Matrix-Lamine	23
	Kriechen und Relaxation.....	28
3.3.2	Richtungsabhängigen Kenngrößen am UD-Verbund.....	28
3.4	Überblick wesentlicher Versagenskriterien für unidirektional faserverstärkte Kunststoffe.....	31
3.4.1	Bruchverhalten von unidirektionalen Parallelfaser-Laminaten .	31
3.4.2	Definition von Bruchkriterien.....	33
3.4.3	Voneinander vollständig unabhängige Bruchkriterien	34

3.4.4	Unabhängige Kriterien mit teilweiser Interaktion der Spannungen	34
	Wirkebene-Festigkeitskriterien	34
	Bruchtyp-Festigkeitskriterium.....	41
3.4.5	Globale Kriterien mit vollständiger Interaktion der Spannungen	45
	Überblick.....	45
	Norris, Hill (1950)	45
	Tsai, Hill (1950)	45
	Hoffmann (1967).....	46
	Gol'denblat & Kopnov (1966)	46
	Tsai & Wu (1971)	47
3.4.6	Bewertung der diskutierten Bruchkriterien.....	49
3.5	Polymergebundene Reaktionsharzbetone.....	50
3.5.1	Eigenschaften von polymergebundenen Reaktionsharzbetonen	50
3.5.2	Ausgangsstoffe zur Herstellung von Reaktionsharzbetonen.....	53
	Epoxidharz und Härter als Matrix	53
	Füllstoff.....	54
3.5.3	Experimentelle Bestimmung der Baustoffkennwerte von Compono [®] 100	55
	Einfluss der Verarbeitungstemperatur	55
	Wärmeausdehnungskoeffizient.....	56
	Elastizitätsmodul.....	57
	Biegezugfestigkeit	58
	Druckfestigkeit	59
	Zugfestigkeit	60
	Vergleich der Festigkeiten mit hochfestem Beton.....	61
	Zusammenfassung und Bewertung.....	61
4	FASERVERSTÄRKTE KUNSTSTOFFE UND HOLZ IM VERBUND	63
4.1	Zielstellung	63
4.2	Stand der Forschung	63
4.3	Eigenschaften von Klebern für Holz-FVK-Verbindungen	65
4.4	Einflussparameter für den Verbund.....	67

4.5	Versagensformen der Verbundfuge.....	68
4.5.1	Überblick.....	68
4.5.2	Kohäsionsversagen (CF).....	69
4.5.3	Adhäsionsversagen (AF).....	69
4.5.4	Delaminationsversagen (DF).....	70
4.5.5	Gemischtes Versagen (MF).....	70
4.6	Berechnungsmodelle für Holz und FVK im Verbund.....	71
4.6.1	Mechanische Modelle für die Verbundfuge.....	71
4.6.2	Mechanische Modelle für den Verbundquerschnitt.....	74
4.7	Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten.....	76
4.7.1	Prüfumfang und -durchführung.....	76
4.7.2	Bruchverhalten und Vergleich der einzelnen Serien.....	78
4.7.3	Verstärkungseffekt.....	79
4.7.4	Zusammenfassung und Bewertung.....	80
5	POLYMERBETON UND HOLZ IM VERBUND	81
5.1	Überblick.....	81
5.2	Experimentelle Untersuchungen zum Haftverbund.....	81
5.2.1	Prüfumfang und Durchführung.....	81
5.2.2	Ergebnisse der Haftzugversuche.....	83
5.2.3	Beurteilung der Verbundzone.....	85
5.3	Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten.....	87
5.3.1	Prüfumfang und -durchführung.....	87
5.3.2	Auswertung der Scherversuche.....	89
5.4	Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten.....	90
5.4.1	Numerische Voruntersuchungen.....	90
5.4.2	Prüfumfang und -durchführung.....	91
5.4.3	Elastizitätsmodul.....	93
5.4.4	Bruchverhalten.....	94
5.4.5	Vergleich der einzelnen Serien.....	96
5.5	Zusammenfassung und Bewertung.....	98

6	NUMERISCHE MODELLIERUNG DES TRAGVERHALTENS	101
6.1	Grundlagen der Modellbildung	101
6.1.1	Materialmodellierung von Faserverbundwerkstoffen	101
	Interlaminares und intralaminares Versagen	101
	Delamination von Faserverbundwerkstoffen	102
	Versagensmodellierung kohäsiver Materialien.....	105
6.1.2	Materialmodellierung von Reaktionsharzbetonen.....	107
	Materialkennwerte	107
	Arbeitslinie für Kurzzeitbeanspruchung.....	108
	Berücksichtigung von Langzeitbeanspruchungen.....	109
6.2	Faserverstärkte Kunststoffe und Holz im Verbund	115
6.2.1	Numerische Modellierung Zugversuch.....	115
	Problemstellung.....	115
	Numerisches Modell.....	116
	Vergleich von Berechnungs- und Testergebnissen	117
6.2.2	Numerische Modellierung Biegeversuch	119
	Problemstellung.....	119
	Numerisches Modell.....	119
	Vergleich von Berechnungs- und Testergebnissen	120
6.3	Reaktionsharzbetone und Holz im Verbund	122
6.3.1	Vorbemerkungen.....	122
6.3.2	Festlegung der mechanischen Eigenschaften von Holz	122
	Druck- und Zugfestigkeit	122
	Berücksichtigung der Holzfeuchte.....	124
	Berücksichtigung von Größeneffekten.....	124
	Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens.....	125
6.3.3	Numerische Simulation zum Kurzzeit-Biegetragverhalten	127
	Geometrische Diskretisierung	127
	Verifizierung des gewählten Modells.....	127
6.3.4	Numerische Simulation zum Langzeit-Biegetragverhalten	130
	Abschätzung der kriecherzeugenden Gesamtlast	130
	Simulationsergebnisse	131

6.4	Hybride Verbundträger aus Holz, CFVK und Polymerbeton.....	133
6.4.1	Überblick	133
6.4.2	Biegeträger mit kurzer Spannweite.....	134
6.4.3	Biegeträger mit langer Spannweite.....	135
7	PROJEKTBEISPIEL	139
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	145
9	VERZEICHNISSE	149
9.1	Eigene Veröffentlichungen.....	149
9.2	Weitere Referenzen	152
9.3	Datenblätter.....	159
9.4	Normen und Richtlinien.....	159
9.5	Abbildungsverzeichnis.....	161
9.6	Tabellenverzeichnis	166
10	ANHANG	I
A	Versagensanalyse von faserverstärkten Kunststoffen	I
B	Faserverstärkte Kunststoffe und Holz im Verbund	V
C	Polymerbeton und Holz im Verbund	VIII

Bezeichnungen

Nachfolgend nicht aufgeführte Bezeichnungen und Abkürzungen sind im Text an der entsprechenden Stelle näher erläutert.

Abkürzungen

AH	Altholz
BSH	Brettschichtholz
C	Kohlenstoff, Elastizitätsmatrix
CFVK	kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff
COST	Co-operation of Science and Technology
COV	Variationskoeffizient
DMS	Dehnmessstreifen
GFK	glasfaserverstärkter Kunststoff
HBV	Holz-Beton-Verbund
IWT	induktiver Wegtaster
KMD	Kraftmessdose
KS	Koordinatensystem
KVH	Konstruktionsvollholz
MV	Mischungsverhältnis
NH	Nadelholz
PC	Polymerbeton
VH	Vollholz
vh	verstärkt horizontal
vs	verstärkt seitlich
vv	verstärkt vertikal
E	Elastizitätsmodul
ε	Dehnung
G	Schubmodul
γ	Gleitung, Sicherheitsbeiwert
ν	Querdehnungskoeffizient
s	Standardabweichung
u	Holzfeuchte in M-%

Indices

1. Index	Orientierung der Bezugsfläche (Richtung der Flächennormalen)
2. Index	Richtung der Spannung
l, r, t	natürliche Achsen des Holzes: longitudinal, radial, tangential
x, y, z	Achsen des kartesischen KS, Laminatkoordinatensystem
$1, 2, 3$	Achsen der Hauptspannungen, Schichtkoordinatensystem
I, II, III	Achsen der Hauptspannungen, Bruchebene
t, c, v	Zug, Druck, Schub
F	Faser
FF	Faserbruch
IFF	Zwischenfaserbruch
K	Kleber
L	Laminat
M	Matrix
c	Beton, Kohäsion
pc	Polymerbeton
t	Holz

Einleitung

1.1 Motivation und Zielstellung

Im Bauwesen ist seit längerem ein stetig steigender Anteil an Sanierungsmaßnahmen zu beobachten, wobei das Potential der Sanierung von Altbauten und den damit verbundenen Umnutzungen sowie der Erhaltung und Ertüchtigung von denkmalgeschützten Objekten in den nächsten Jahren weiter zunehmen wird. Die aktuellen statistischen Daten zum Wohnungsbestand, Gebäudezustand und Anteil der Holzkonstruktion an diesen Gebäuden unterstreichen dabei die Bedeutung der Entwicklung von Verstärkungslösungen, welche einfach und kostengünstig auf der Baustelle angewendet werden können. Im Wohnungsbau wurden für Deckenkonstruktionen bis etwa 1940 fast ausschließlich Holzbalken verwendet. In den darauffolgenden Jahren fand eine Ablösung durch Massivdecken statt, welche ab ca. 1950 zum Regelfall gehörten. Da vom derzeitigen Wohngebäudebestand etwa 35% bis 1948 errichtet wurden und in der heutigen Zeit ein zunehmender Trend des Einsatzes von Holz als nachwachsender Rohstoff zu verzeichnen ist, kann davon ausgegangen werden, dass bei knapp 40% der bestehenden Gebäudesubstanz Holzbalkendecken verbaut sind. So haben trotz moderner Baustoffe wie Stahl und Beton auch Holzbalken in der Funktion als Deckentragelemente noch eine weite Verbreitung.

Gründe für die Verstärkung eines Bauteils sind meist statische Veränderungen und Umnutzungen, gefolgt von einer Erhöhung der Lasteinwirkungen. Sie erfordern in vielen Fällen Verstärkungen von stabförmigen Holzkonstruktionen, insbesondere die Verstärkung von Balkendecken. Ein Austausch der Balkendecke gegen eine neue Konstruktion mit größerer Tragfähigkeit ist dabei mit hohen Kosten und bei historischen Gebäuden auch mit unersetzbaren Substanzverlusten verbunden.

Abb. 1-1 Verstärkung von Biegeträgern im Gebäudebestand

Baufurnier-Sperrholz	Stahl-Walzprofil	Reaktionsharzbeton
		
Kompletterneuerung des Deckenaufbaus mittlere Zusatzlasten	Erhalt der Unterdecke eventuell möglich hohe Zusatzlasten	Erhaltung der Unter- und Zwischendecke geringe Zusatzlasten

Die Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise hat gezeigt, dass hybride Holzverbundbauweisen eine sehr effiziente Lösung zur Steigerung der Tragfähigkeit und Steifigkeit von biegebeanspruchten Holzbauteilen darstellen. Bei solchen Holzverbundbauteilen mit mineralisch gebundenen Deckschichten stellt insbesondere die effiziente Gestaltung der Schubkraftübertragung in der Verbundfuge zwischen den beiden Baustoffschichten einen gewissen Schwachpunkt dar. In der Folge sind daher in den letzten Jahrzehnten weltweit umfangreiche, bisher keineswegs abgeschlossene Forschungsaktivitäten zum Verbundverhalten, insbesondere mit der Zielstellung der möglichst einfachen Herstellung eines starren Verbundes zwischen Beton und Holz, zu verzeichnen. Andererseits limitierten insbesondere die streuenden Festigkeiten und wuchs- bzw. fertigungsbedingte Eigenschaften des in der Zugzone angeordneten Holzes die Leistungsfähigkeit solcher hybrider Verbundbauteile merklich.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es deshalb, innovative, praktikable Lösungen zu finden, welche sich zum einen durch einen kontinuierlichen und nahezu starren Verbund mit dem Baustoff Holz auszeichnen, und zum anderen zu einer Verbesserung der natürlichen Eigenschaften des Holzes hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit führen. Hauptaugenmerk wurde dabei auf eine einfache, kostengünstige Ausführung in-situ unter Baustellenbedingungen gelegt.

Eine innovative Lösung für die zuvor angeschnittenen Problemkreise konnte in der Herstellung von hybriden Verbundkonstruktionen aus Reaktionsharzbeton, faserverstärkten Kunststoffen und der bestehenden Holzkonstruktion gefunden werden. Dabei wird die heute meist zementgebundene mineralische Deckschicht von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen in der Biegedruckzone durch einen Hochleistungs-Polymerbeton ersetzt und die Holzzugzone mittels ein- bzw. aufgeklebter Faserverbundwerkstoffe verstärkt, sodass insgesamt damit ein sehr leistungsfähiges, unter Baustellenbedingungen einfach herzustellendes hybrides Verbundbauteil entsteht.

1.2 Methodik

Im Massivbau gehört die Verstärkung der Zugzone von Stahl- und Spannbetonbauten mittels oberflächlich aufgeklebten Laminaten zum Stand der Technik und stellte ein bewährtes Verfahren dar. Das Gleiche gilt für die Herstellung von Konstruktionsteilen aus Reaktionsharzbetonen, wie Fertigteile, Abwasserrohre, Beläge im Brückenbau und Beschichtungen. Das Zusammenwirken dieser Materialien mit dem Baustoff Holz ist jedoch nur ansatzweise erforscht.

Die vorliegende Dissertation umfasst daher drei Arbeitsschwerpunkte:

1. Die experimentelle Ermittlung und numerische Modellierung des Trag- und Versagensverhaltens von faserverstärkten Kunststoffen mit Holz im Verbund.
2. Die experimentelle Ermittlung und numerische Modellierung des Tragverhaltens von Reaktionsharzbetonen mit Holz im Verbund.
3. Die numerische Modellierung von hybriden Verbundkonstruktionen aus Polymerbeton, faserverstärkten Kunststoffen und Holz im Verbund.

In Kapitel 2 wird deshalb zunächst ein Überblick zu Einsatzmöglichkeiten von faserverstärkten Kunststoffen und Reaktionsharzbetonen in Verbindung mit dem Baustoff Holz gegeben und der Stand der Forschung erläutert. Daran anschließend gibt Kapitel 3 einen Überblick zur Materialcharakteristik und Materialmodellen der einzelnen Verbundpartner. Schwerpunktmäßig wird dabei die Erfassung des Bruchverhaltens von unidirektionalen Parallelfaserlaminaten zur Tragwerksverstärkung sowie die Umsetzung in der numerischen Modellierung mit dem Programmsystem ANSYS® thematisiert. Außerdem wird ein Überblick zu den experimentell bestimmten Materialeigenschaften des verwendeten Polymerbetons gegeben.

Kapitel 4 gibt einen Überblick zum Stand der Forschung zu faserverstärkten Kunststoffen im Verbund mit Holz und beschreibt Versagensformen und Berechnungsmodelle des Verbundverhaltens. Diese werden an Bauteilversuchen zum Haftzug- und Biegetragverhalten verifiziert und der Einfluss von verschiedenen Positionen der Tragwerksverstärkung im Querschnitt auf die Effizienz der gewählten Verstärkungslage erörtert. In Kapitel 5 erfolgt die experimentelle Untersuchung zum Haftverbund, Schub- und Biegetragverhalten des gewählten Reaktionsharzbetons in Verbindung mit Holz. Dabei werden Vor- und Nachteile unterschiedlicher baupraktischer Ausführungsmöglichkeiten aufgezeigt und eine Bewertung des untersuchten Verstärkungssystems vorgenommen.

Abschließend werden in Kapitel 6 prinzipielle Verhaltensweisen der untersuchten Materialkombinationen im numerischen Modell untersucht und die durchgeführten experimentellen Untersuchungen verifiziert. Die hieraus gewonnenen Erkenntnisse werden für die Projektierung eines hybriden Verbundträgers aus faserverstärkten Kunststoffen, Polymerbeton und Holz genutzt und die Verbesserung der Trageigenschaften von bestehenden Holzbiegeträgern mit diesen Materialien unter verschiedenen mechanischen Aspekten dargestellt.

Kapitel 7 stellt abschließend die Umsetzung der gewonnenen Erkenntnisse am baupraktischen Beispiel der Deckensanierung über dem „Blauen Saal“ im Schloss Mansfeld in Sachsen-Anhalt dar, welche projektbegleitend mit dem FuE-Partner Bennert GmbH ausgeführt wurde.

Hybride Bausysteme zur Tragwerksverstärkung

2

2.1 Überblick

In der heutigen Zeit gibt es eine Vielzahl von Möglichkeiten, unterschiedlichste Baumaterialien wie Holz, Beton, Stahl und Kunststoffe im Verbund zu kombinieren. Die Vorteile der jeweiligen spezifischen Werkstoffeigenschaften werden so optimal und zugeschnitten auf den Einsatzbereich genutzt. Im Bereich der nachträglichen Tragwerksertüchtigung stehen dabei Konstruktionslösungen im Vordergrund, die sich neben der Verbesserung der Trageigenschaften bei geringem zusätzlichem Gewicht durch einen möglichst geringen Eingriff in die bestehende Konstruktion auszeichnen.

Eine Möglichkeit bietet die Verwendung von Faserverbundwerkstoffen als Zugzonenverstärkung bestehender Konstruktionen, die sich vor allem neben der geringen Bauhöhe der Verstärkung durch eine verhältnismäßig rasche Applikation und dem Erhalt des bestehenden Deckenaufbaus auszeichnen. Die Verwendung von Faserverbundwerkstoffen im konstruktiven Holzbau steht jedoch noch am Anfang und soll deshalb im Rahmen dieser Arbeit weiter untersucht werden. Im Gegensatz zum Einsatz von Faserverbundwerkstoffen haben sich aus dem Neubaubereich entlehnte Holz-Beton-Verbundkonstruktionen auf dem Markt etabliert, bei denen prinzipiell die vorhandene Unterkonstruktion der bestehenden Geschossdecke erhalten werden kann. Die Idee dieser Konstruktionsweisen ist dabei die Ausbildung der Längsträger herkömmlicher Holzbalkendecken als Plattenbalken mit statisch mitwirkender Druckzone. Die Wirtschaftlichkeit einer Holz-Beton-Verbundlösung wird wesentlich vom Wirkungsgrad der Verbundtragfähigkeit/-steifigkeit der Verbindungsmittel zwischen dem Holzbalken und der Betonplatte beeinflusst. Ziel der Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit ist deshalb die Etablierung einer speziellen Lösung mit kunstharzgebundenem Beton unter Verzicht auf mechanische Verbindungsmittel.

2.2 Tragwerksverstärkung mit faserverstärkten Kunststoffen

2.2.1 Allgemeines

Verbundwerkstoffe gehören gegenwärtig zu den Konstruktionswerkstoffen mit dem größten Innovationspotential. Viele Konstruktionen in der Luft- und Raumfahrt sind erst durch den Einsatz von Faserverbundwerkstoffen (FVW), insbesondere von kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff (CFK), möglich geworden. Zunehmend nutzen auch andere Industriezweige das Potential dieser Werkstoffe, neben dem Maschinen- und Automobilbau auch das Bauwesen in Wand- und Deckenkonstruktionen, bei denen es auf ein geringes Gewicht bei gleichzeitig hoher Tragfähigkeit ankommt. Hier rückt die Entwicklung wirtschaftlicher und effektiver Sanierungs- und Verstärkungsmethoden immer mehr in den Vordergrund, denn eine Steigerung der begrenzten Tragfähigkeit und Biegesteifigkeit des Holzes kann effektiv durch eine Kombination derartiger Konstruktionen mit FVW zu hybriden Verbundbauteilen erzielt werden. Die Verwendung von faserverstärkten Kunststoffen (FVK) zur Verstärkung von vorwiegend biegebeanspruchten Bauteilen stellt dabei ein neues Gebiet im Ingenieurholzbau dar. Die Verstärkung bewirkt hier neben der Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens zusätzlich eine Homogenisierung der Eigenschaftsstreuung durch Ästigkeit und Holzfehler und ermöglicht somit eine bessere Ausnutzung des Baustoffes.

2.2.2 Stand der Forschung

Im Vordergrund des Interesses an Lösungen zur Verstärkung von Konstruktionen mittels Faserverbundwerkstoffen stehen sowohl gestalterische, technische und größtenteils auch wirtschaftliche Aspekte zur Erhaltung wertvoller Bausubstanz im Sanierungsbereich. Aufwendige Eingriffe in die Ursprungs konstruktion werden vermieden und neue Möglichkeiten im konstruktiven Ingenieurholzbau eröffnet. Die letzten Jahrzehnte zeigten eine häufig auftretende Umnutzung von historischen Bauten zu repräsentativen Zwecken. Meist fielen dabei Jahrhunderte bestehende Konstruktionen durch notwendige Veränderungen der statischen Systeme den heutigen Normfestlegungen oder Verkehrslastansätzen zum Opfer. Ein Rückblick der letzten zehn Jahre zeigt jedoch schon in vielen Bereichen des Bauingenieurwesens den Einsatz von Faserverbundwerkstoffen zur Verstärkung von bestehenden Bauwerken. So wurde ab dem Jahr 1998 in einer Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung eine angewandte Systemlösung und Technologie zur nachträglichen Biegeverstärkung von Stahlbetonbauten durch im Zugbereich aufgeklebte Kohlefaserlamellen angeboten. Forschungen von SEIM & HUMBERG (2003) und ZAPF et al. (2003) geben einen Überblick der Varianz der Verstärkungsmöglichkeiten im Bereich des Mauerwerks- bzw. Stahlbaus. Auf dem Gebiet des

Holzbaus werden optimale Einsatzbereiche der Faserverbundwerkstoffe schon seit Mitte der sechziger Jahre untersucht (BIBLIS 1965), jedoch erst durch die Weiterentwicklung von Klebern und Klebetechniken seit Beginn der neunziger Jahre intensiver erforscht und mit Nachweiskonzepten für die Praxisanwendung hinterlegt. So werden Anwendungs- und Entwicklungsmöglichkeiten zur Verwendung faserverstärkter Kunststoffe in Holztragwerken zum Beispiel durch TIMMERMANN & MEIERHOFER (1992a, 1992b, 1992c), BLASS et al. (1996), BLASS & ROMANI (2001) und LUGGIN & BERGMEISTER (2001) tiefgründiger hinterfragt und experimentell untersucht.

Neben der Möglichkeit der Biegezugverstärkung bei Holzträgern gibt es auch Untersuchungen zur Verstärkung von Anschlussbereichen bzw. die Ausbildung von biegesteifen Stößen durch die Verwendung faserverstärkter Kunststoffe. Veröffentlichungen von ALAM et al. (2004) oder PÖRTNER (2005) zeigen mögliche Einsatzgebiete von eingeklebten CFK- und GFK-Stäben bzw. eingeklebten Lamellen zur axialen Kraftübertragung. Nachfolgend soll ein Überblick zu Verstärkungsmöglichkeiten mittels faserverstärkter Kunststoffe gegeben werden, der aufgrund der großen Einsatzvielfalt nur einen Auszug des Themengebiets darstellen kann.

2.2.3 Verstärkung biegebeanspruchter Bauteile mit Laminaten

Die Applikation von CFK-Laminaten auf Biegeträger zur Verstärkung der Zugzone ist die meist untersuchte Verstärkungsform der letzten Jahrzehnte. Die angestrebten Ziele dieser Forschungsreihen waren in der Minimierung der Querschnittsabmessungen des Biegeträgers, in der Traglasthöhung von vorhandenen Holzquerschnitten im Sanierungsbereich und in der Optimierung der Verbundquerschnitte zur Erhaltung der Wettbewerbsfähigkeit des Rohstoffs Holz zu finden. Die Praxis zeigt jedoch immer den wirtschaftlichen Aspekt im Vordergrund, sodass sich diese Möglichkeit der Tragwerkertüchtigung bisher nur auf dem Gebiet der Sanierung erhaltenswerter Substanz durchsetzen konnte. Eine Vielzahl der bisherigen Forschungen und experimentellen Untersuchungen basiert auf der Verwendung von Brettschichtholz, wo die Verstärkungslage mittels eingelegter bzw. eingeschlitzter FVW-Gewebe und FVK-Lamine bereits in der Herstellung realisiert werden kann. In Veröffentlichungen von BLASS & ROMANI (2001) und LUGGIN (2001) werden Ergebnisse zu Verstärkungen von Brettschichtholzträgern mittels CFK-Laminaten vorgestellt, die bis zur Anwendung vorgespannter Lamine reichen (Abb. 2-1). Aufgrund der aufwendigen Herstellungstechnologie und unter Beachtung der Wirtschaftlichkeit sind diese Lösungen jedoch nur für individuelle Einzelanwendungen praktikabel.

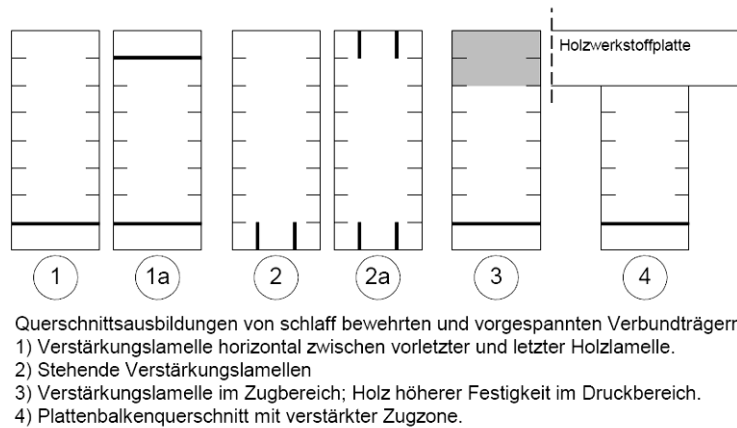


Abb. 2-1 Anwendungsbeispiele der Anordnung von CFK-Lamellen zur Biegezugverstärkung von BSH-Trägern (LUGGIN 2000)

2.2.4 Eingeklebte Stäbe aus Faserverbundwerkstoffen

Eine Verwendung faserverstärkter Kunststoffe ist auf dem Gebiet des Holzbaus keineswegs auf Verstärkungen im Bereich von Biegezugbeanspruchungen beschränkt. HALLER & WEHSENER (1999) sowie ALAM et al. (2004) untersuchten z.B. die Verstärkung von konventionellen Anschlüssen des Ingenieurhochbaus durch Aufbringen von FVW-Schichten bzw. die Ausbildung biegesteifer Stöße unter dem Einsatz faserverstärkter Kunststoffe als Verbindungselement. Untersuchungen von PÖRTNER (2005) zielten auf Aussagen zum Verbundverhalten stiftförmiger FVW und Holz. Abb. 2-2 und Abb. 2-3 geben einen Auszug der Möglichkeiten zur Ertüchtigung und Änderung des Wirkungsgrades historischer Holzverbindungen bzw. Varianten zur Optimierung der Auflagerbereiche von Holzträgern unter Querdruckbelastung.

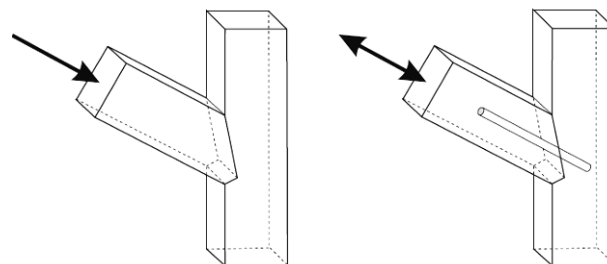


Abb. 2-2 links: Einfacher Stirnversatz, rechts: Ertüchtigter Anschluss durch eingeklebten GFK-Stab zur Aufnahme von Druck- und Zugkräften (PÖRTNER 2005)

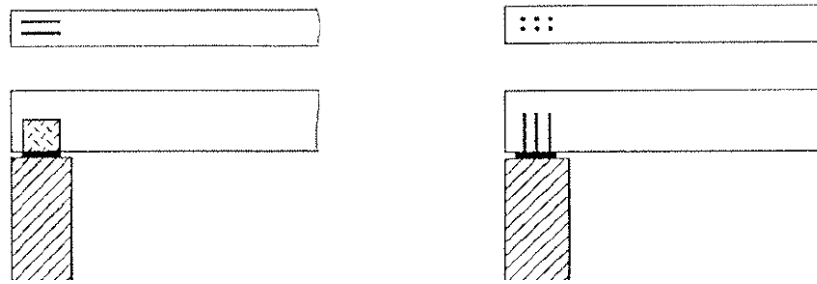


Abb. 2-3 links: Eingeklebte FVW-Platten, rechts: Eingeklebte FVW-Stäbe zur besseren Lastverteilung ankommender Druckkräfte quer zur Holzfaser (TIMMERMANN & MEIERHOFER 1992a)

In Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit und Anwendertauglichkeit stellt der Einsatz von stabförmigen faserverstärkten Kunststoffen eine praxistaugliche Alternative gegenüber Verbindungsmitteln aus Stahl dar. Aussagen zu Langzeitverhalten und Reaktionsvermögen auf dynamische Einwirkungen solcher Verbindungen sind jedoch bis zum heutigen Tag nur ansatzweise erfasst und legen Grundsteine für Forschungsschwerpunkte in den kommenden Jahren.

2.2.5 Ansätze bei erhöhter Schub- und Querkzugbeanspruchung

Verstärkungen in schub- und querkzugbeanspruchten Bereichen von Trägern, wie Ausklinkungen und Trägeröffnungen durch das Aufbringen von Holzwerkstoffplatten oder dem Einsatz selbstschneidender Holzschrauben, gehören seit mehreren Jahren zum Stand der Technik. In den Veröffentlichungen von HALLER & WEHSENER (1999) werden genau diese Bereiche durch eine Verstärkungsvariante mittels hochfester Fasern umfangreich untersucht und Potentiale herausgearbeitet. Eine schematische Darstellung des Querschnittsaufbaus der gewählten Verstärkungsvariante zeigt Abb. 2-4 rechts.

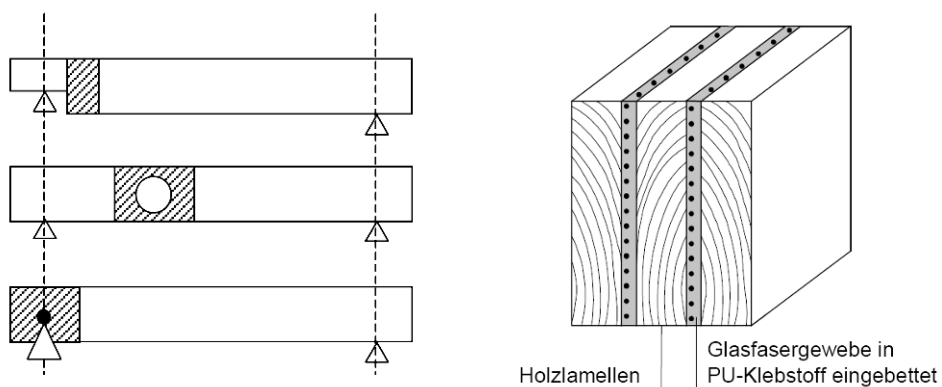


Abb. 2-4 links: Bereiche erhöhter Schub- und Querkzugbeanspruchung, rechts: FVW-Verstärkung bei neuen Ingenieurkonstruktionen (HALLER & WEHSENER 1999)

Eine Verwendung dieser Verstärkungsform in der Praxis ist durch individuelle Anpassung der Bewehrungsgrade und unter Einbeziehung ästhetische Aspekte durchaus denkbar, jedoch in der Bauwerkssanierung weniger geeignet.

2.3 Holz-Beton-Verbunddecken in der Bauwerkssanierung

2.3.1 Stand der Forschung

Die Idee der Holz-Beton-Verbundkonstruktion wurde erstmals vor ca. 80 Jahren publiziert. Durch die Habilitationsschrift von MÖHLER (1956) wurde die Anwendung des nachgiebigen Verbundes als elastischer Verbund im Holzbau den Fachleuten zugänglich gemacht. Zu Holz-Beton-Verbundkonstruktionen existieren national und international eine Vielzahl von Fachpublikationen. Einen relativ vollständigen Überblick über den derzeitigen Stand der Forschung zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, vorwiegend im Neubaubereich, geben die Veröffentlichungen von NATTERER & HOEFT (1987), MEIERHOFER (1994), BLASS & SCHLAGER (1996), RUSKE (1998a, 1998b), BRUNNER et al. (2007) sowie eine Vielzahl von jüngeren Veröffentlichungen von RAUTENSTRAUCH und KUHLMANN wieder.

2.3.2 Einsatz in der Gebäudesanierung

Im Bereich der Gebäudesanierung wurden in den letzten Jahren verschiedene Systeme zur Tragfähigkeitserhöhung in Form von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen entwickelt, die weitgehend auf den Einsatz von zementgebundenen Deckschichten beruhen. Neben der Verbesserung der Trageigenschaften können auch Verbesserungen beim Schwingverhalten, dem Schallschutz und dem Brandschutz erzielt werden.

Der Wirkungsgrad des Verbundes, und damit die wirksame Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes, ist abhängig von der Steifigkeit (Nachgiebigkeit und Kraftaufnahme) der verwendeten Verbindungsmittel. Beim starren Verbund können Relativverschiebungen zwischen den einzelnen, zu verbindenden Querschnittsteilen vermieden werden. Starrer Verbund wird durch eine Verklebung in der Berührungsfläche zwischen Holzbalken und Betonplatte gewährleistet. Mit punkt- bzw. stabförmigen Verbindungen, bei denen das Verbindungsmittel durch Scher-, Biege- und Lochleibungskräfte beansprucht wird, lässt sich hingegen nur ein nachgiebiger Verbund erreichen. Als Folge treten zwischen den einzelnen Teilquerschnitten geringe Relativverschiebungen auf. Je nach Nachgiebigkeit und Beanspruchbarkeit des Verbindungsmittels werden die Abstände unter den Verbindungsmitteln so gewählt, dass eine möglichst hohe Verbundsteifigkeit erreicht wird. Dies erfordert jedoch einen hohen Arbeitsaufwand und ist durch die große Anzahl der Verbindungsmittel sehr material- und arbeitskostenintensiv (Abb. 2-5). Zusätzlich wirkt die hohe Eigenlast der Betonplatte zum Teil der Tragfähigkeitserhöhung entgegen. Aus diesen Gründen haben sich diese Konstruktionen nicht im breiten Maße in der Gebäudesanierung durchsetzen können.

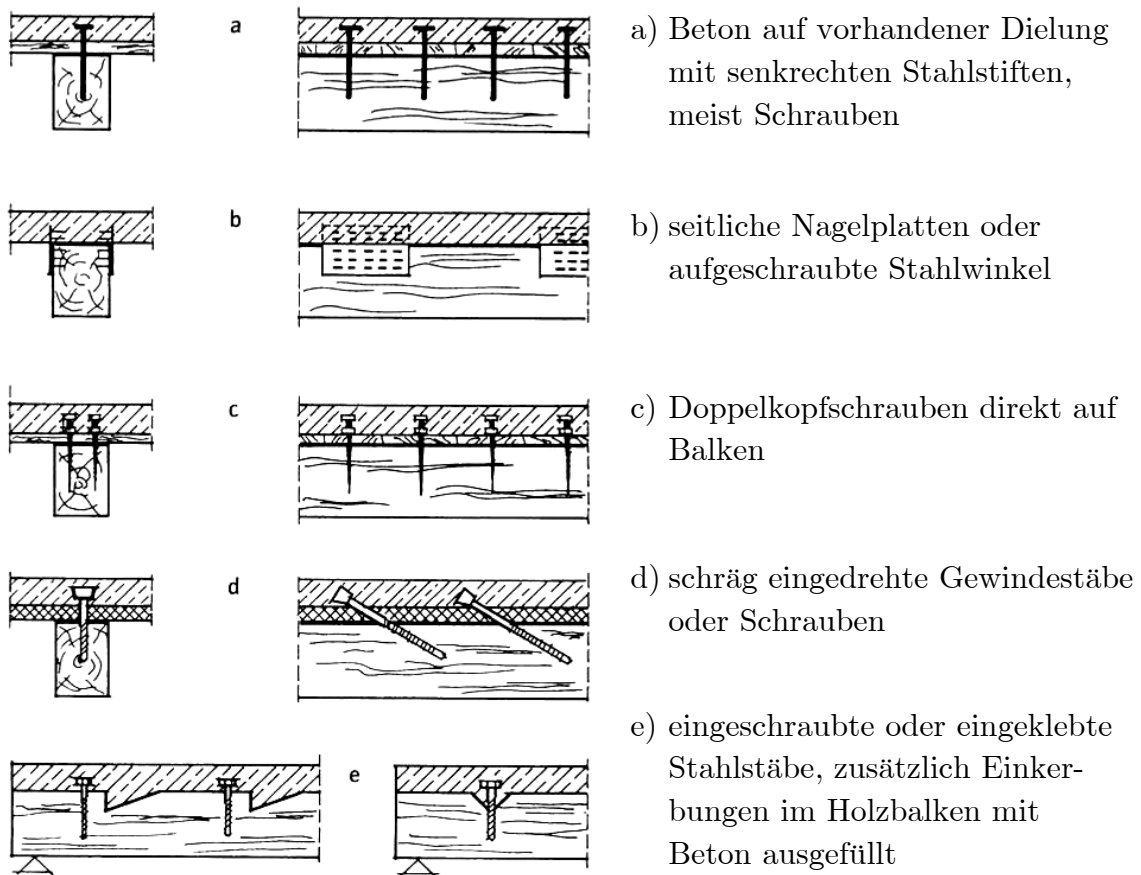


Abb. 2-5 Varianten von Holz-Beton-Verbunddecken in der Sanierung aus ERLER (2004)

2.4 Kunstharzgebundene Betone im Verbund mit Holz

In Analogie zur Holz-Beton-Verbundbauweise besteht eine weitere Möglichkeit der Querschnitts- und Steifigkeitserhöhung bestehender Holzkonstruktionen im Ersatz der bei HBV-Konstruktionen üblichen mineralisch gebundenen Deckschicht durch eine mit Kunstharz gebundene Polymerbeton-Deckschicht. Ausgangswerkstoff für die Entwicklung von Polymerbetonen war normaler Zementbeton. Erste Versuche mit dem vollständigen Austausch des Zementleims als Bindemittel durch Kunststoff fanden ab ca. 1920 statt. Zu Beginn wurden vorwiegend Kitte, Verguss- und Dübelmassen hergestellt, später auch Reaktionsharzbeton. In den 70er-Jahren fanden Anwendungen als Substitutionswerkstoff für Gusseisen und Stahl (z.B. für Werkzeugmaschinen-gestelle, Getriebegehäuse) statt. Bis heute haben sich mehrere Anwendungen entwickelt und im Baugewerbe etabliert. Dazu zählen u.a. Einsatzmöglichkeiten als Kleber, Bindemittel für Mörtel und Estriche, Imprägnierungen, Versiegelungen, Anstriche und Beschichtungen von Beton sowie als Material für Haftbrücken, Rissverpressungen und Injektionsharze (SCHORN 1991).

Das Verbundprinzip beruht auf dem sehr guten Haftverbund von Reaktionsharzen mit anderen Stoffen, so z.B. Holz, sodass ein nahezu starrer Verbund unter Verzicht auf aufwändige Verbindungen zwischen Tragkonstruktion und Deckschicht erzielt werden kann. Voraussetzungen sind ein kontinuierlicher, tragfähiger Haftverbund der Komponenten, die Zugänglichkeit der Balkenoberseite (z.B. durch Öffnen des Fußbodens), die Unversehrtheit der Auflagersituation oder Sanierung der vorhandenen Schäden im Auflagerbereich. Die Formgebung erfolgt durch eine Schalung an den Balkenseiten auf dem Niveau der erforderlichen Querschnittshöhe. Dabei ist die Ausführung auch als „verlorene Schalung“ möglich (Abb. 2-6). Die Räume unterhalb der zu sanierenden Bauteile können während der Bearbeitung weiter genutzt werden, die Raumhöhe wird nur gering eingeschränkt. Die zusätzliche Last ist, gemessen an der Erhöhung der Tragfähigkeit, gering.



Abb. 2-6 Prinzipdarstellung des Verstärkungssystems

Im Vergleich zu Holz-Beton-Verbunddecken ist eine bedeutend schubsteifere Verbindung der einzelnen Komponenten bei geringem Arbeits- und Materialaufwand möglich. Aus diesen Gründen ist diese Bauart besonders für historisch wertvolle und erhaltenswerte Decken geeignet. Nachfolgend sind mögliche Ausführungsvarianten dargestellt (ERLER 2004).

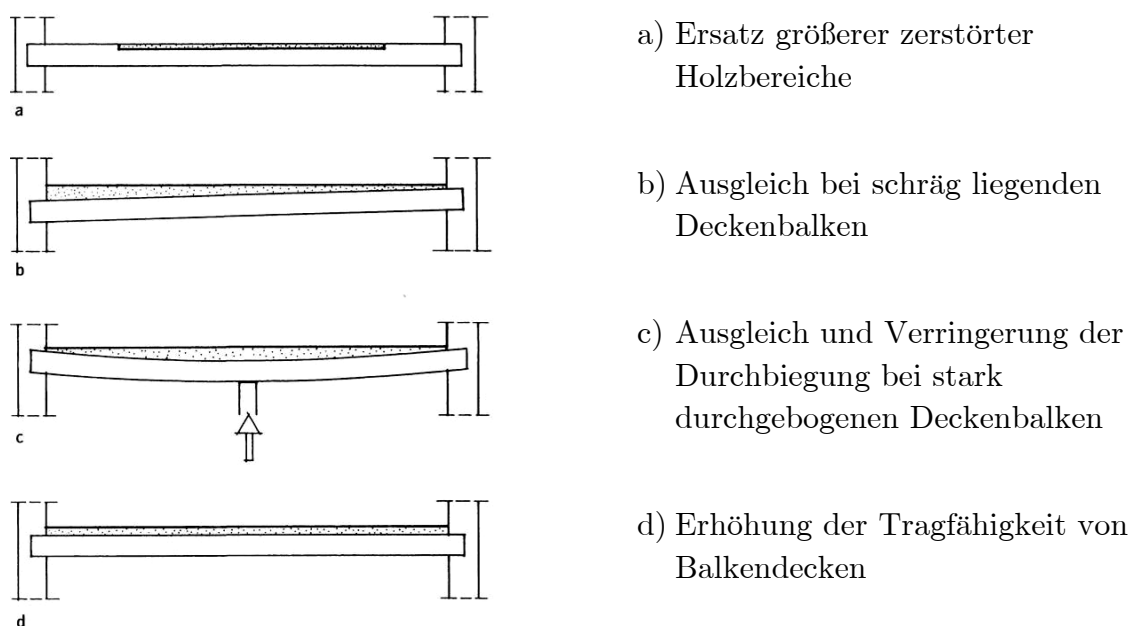


Abb. 2-7 Mögliche Ausführungsvarianten für Verbundbalken

Materialmodelle und Materialcharakteristik

3

3.1 Überblick

Zur Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens von hybriden Verbundträgern und des Zusammenwirkens der einzelnen Verbundpartner sind die verschiedenen Materialeigenschaften und Materialcharakteristiken in den unterschiedlichen Beanspruchungszuständen von großer Bedeutung. Die in dieser Arbeit verwendeten Materialien besitzen unterschiedliches richtungsabhängiges und zeitabhängiges physikalisches Verhalten, bei dem sich die mechanischen Eigenschaften stark voneinander unterscheiden. In diesem Kapitel soll deshalb ein Überblick über die wesentlichsten Modelle zur Beschreibung des Materialverhaltens von Holz, kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen und epoxidharzgebundenen Polymerbetonen gegeben werden.

3.2 Voll- und Brettschichtholz

3.2.1 Mechanische Eigenschaften von Holz

Holz ist ein Werkstoff mit ausgeprägten anisotropen Eigenschaften. Auf Grund seines mikroskopischen und makroskopischen Aufbaus und den damit verbundenen Inhomogenitäten unterliegen seine elastischen Eigenschaften natürlichen Streuungen. Von der Literatur zu entnehmende Angaben zu mechanischen Eigenschaften von Hölzern weichen oftmals deutlich voneinander ab. Eine gute Übersicht zu Streuung der Materialkennwerte ist der Dissertation von SCHMID (2002) zu entnehmen. Die nachfolgenden Erläuterungen beziehen sich im Wesentlichen auf die Orthotropie des Werkstoffs und den daraus resultierenden mechanischen Eigenschaften. Eine Beschreibung der versuchsspezifischen Materialien erfolgt im weiteren Verlauf dieser Arbeit. Dabei beziehen sich die dargestellten Erläuterungen im Wesentlichen auf das verwendete Nadelholz.

Eine Beschreibung der mechanischen Eigenschaften des Holzes kann durch die Festlegung eines Polarkoordinatensystems erfolgen. Resultierend aus dem Aufbau ergeben sich für Holz ausgeprägt anisotrope Eigenschaften, die durch Wuchsunregelmäßigkeiten, wie beispielsweise der Astbildung, zusätzlich noch Störbereiche erhalten. In den folgenden Abb. werden die Hauptebenen der Anisotropie für Nadel- und Laubhölzer modellhaft an einem Kreissegment mit den drei Hauptrichtungen, tangential, radial und longitudinal dargestellt.

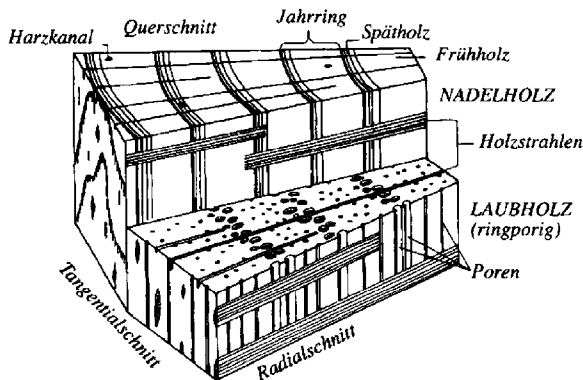


Abb. 3-1 Modelle eines Nadel- und Laubholzkeils (HOFFMEYER 1995)

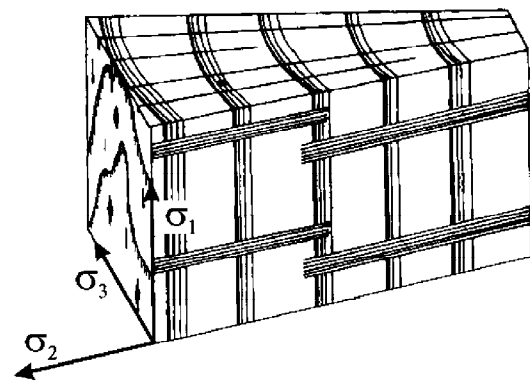


Abb. 3-2 Hauptrichtungen des polarorthotropen Werkstoffs Holz

Häufig wird bei Holz nicht zwischen den Eigenschaften in den einzelnen Hauptachsenrichtungen unterschieden, sondern das Materialverhalten als parallel und senkrecht zu Faser zusammengefasst. Bezüglich radialer und tangentialer Schnitttrichtung kann im Querschnitt des Baumes aufgrund der unterstellten Rotationssymmetrie von isotropem Verhalten ausgegangen werden (transversale Isotropie). Im nahezu homogenen Kontinuum im ausreichenden seitlichen Abstand von der Längsachse des Stammes stehen die natürlichen Achsen des Holzes senkrecht aufeinander und das Material kann prinzipiell als „orthogonal anisotrop“ (orthotrop) angesehen werden.

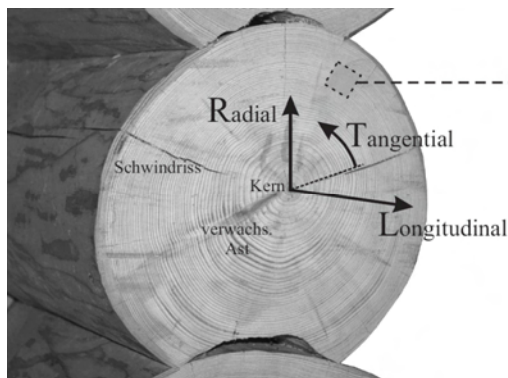


Abb. 3-3 Zylindrische Anisotropie aufgrund des natürlichen Wachstums (GROSSE 2006)

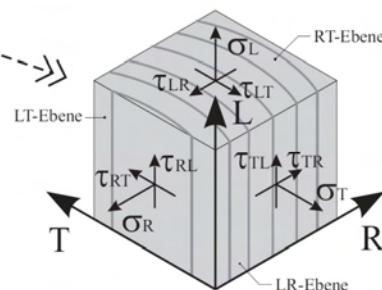


Abb. 3-4 Lokal orthotrope Ausrichtung im nahezu homogenen Kontinuum (GROSSE 2006)

Bei Vernachlässigung von Temperatureinflüssen gilt dann nach dem verallgemeinerten HOOKE'schen Gesetz:

$$\begin{bmatrix} \sigma_l \\ \sigma_r \\ \sigma_t \\ \tau_{rt} \\ \tau_{lt} \\ \tau_{lr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_l \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{rt} \\ \gamma_{lt} \\ \gamma_{lr} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

$$\begin{aligned} C_{11} &= E_l / \Delta(1 - \nu_{rt}\nu_{tr}) & C_{12} &= E_r / \Delta(\nu_{rl} + \nu_{rt}\nu_{tl}) & C_{13} &= E_t / \Delta(\nu_{tl} + \nu_{rl}\nu_{tr}) \\ C_{21} &= E_l / \Delta(\nu_{tr} + \nu_{tr}\nu_{tl}) & C_{22} &= E_r / \Delta(1 - \nu_{tl}\nu_{tl}) & C_{23} &= E_t / \Delta(\nu_{tr} + \nu_{tr}\nu_{tl}) \\ C_{31} &= E_l / \Delta(\nu_{tl} + \nu_{tr}\nu_{rt}) & C_{32} &= E_r / \Delta(\nu_{rt} + \nu_{rl}\nu_{tl}) & C_{33} &= E_t / \Delta(1 - \nu_{tr}\nu_{rl}) \\ C_{44} &= G_{rt} & C_{55} &= G_{tl} & C_{66} &= G_{lr} \end{aligned}$$

$$\Delta = 1 - \nu_{tr}\nu_{rl} - \nu_{tl}\nu_{tl} - \nu_{rt}\nu_{tr} - \nu_{tr}\nu_{rt}\nu_{tl} - \nu_{tl}\nu_{rl}\nu_{tr}$$

Begründet durch die anisotropen Materialeigenschaften besitzt der Baustoff Holz sowohl im Zug- als auch im Druckbereich parallel zu seinen Fasern die höchsten Steifigkeiten und Festigkeiten (Abb. 3-5). Ein deutlicher Werteabfall der Parameter ist bei den von der Achse $\sigma_1 = 0^\circ$ abweichenden Kraft-Faser-Winkeln erkennbar.

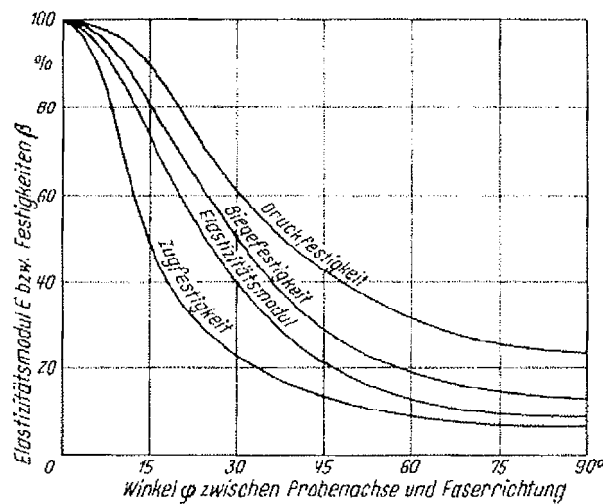


Abb. 3-5 Abhängigkeiten der Festigkeiten und des E-Moduls von der Faserrichtung (Scholz 1999, S. 795)

Durch die Einteilung der Hölzer in Festigkeitsklassen nach DIN EN 338 werden die verschiedenen Parameter und Parameterkombinationen der Festigkeitseigenschaften des Holzes separiert. Zu den wichtigsten Parametern zählen dabei die Rohdichte, die Ästigkeit und der Elastizitätsmodul des Werkstoffs, auf deren speziellen Einfluss auf die durchgeführten Untersuchungen im weiteren Verlauf dieser Arbeit eingegangen wird.

3.2.2 Materialverhalten

Das Materialverhalten von Voll- und Brettschichtholz kann durch eine Vielzahl von Materialmodellen mit unterschiedlichem Ansatz beschrieben werden, wobei in den meisten Normen von einem linearen Spannungs-Dehnungs-Ansatz unter Gültigkeit des HOOKE'schen Gesetzes und der BERNOULLI-Hypothese ausgegangen wird. MALHOTRA & BAZAN (2004) bestätigten in umfangreichen experimentellen Untersuchungen, dass für Vollholz bis zum Bruchzustand eine lineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe angenommen werden kann. Dies konnte auch für mit Stahleinlagen verstärkte Querschnitte bestätigt werden (BORGIN, LOEDDOLFF & SAUNDERS 2004, DZIUBA 2005). Für die meisten Bemessungszustände ist ein linearer Spannungsverlauf über die Querschnittshöhe zutreffend. Bei höheren Beanspruchungen kommt es jedoch zu einer plastischen Niveaubildung im Druckbereich durch Ausknicken einzelner Fasern und Spannungsumlagerungen im Querschnitt. Das plastische Fließvermögen wurde von verschiedenen Autoren unterschiedlich berücksichtigt und approximiert. Eine ausführliche Darstellung dazu sowie zum Bruch- und Versagensverhalten von Nadelholz gibt GROSSE (2005) wieder.

In der nachfolgenden Tabelle sind die gebräuchlichsten Modelle gegenübergestellt. Ihnen liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Zugbeanspruchung: Linear-elastisches Verhalten bis zum Bruch, welches durch eine geradlinige Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit konstantem Anstieg $\arctan E_t$ beschrieben wird.
- Druckbeanspruchung: Die typische Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist durch einen konstanten Anstieg bzw. kontinuierlich veränderlichen Anstieg (O'HALLORAN-Modell) im Anfangsbereich gekennzeichnet. Die Tangente im Nullpunkt besitzt den gleichen Anstieg wie für Zugbeanspruchung.
- Elastizitätsmodul: Der Elastizitätsmodul wird in allen Materialmodellen durch den Anstieg der Tangente der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im linearen Bereich beschrieben.

Tab. 3-1 Materialmodelle für Voll- und Brettschichtholz

Elastisch-plastisches Materialmodell	
<p>Konstantes plastisches Plateau, aufgrund seiner Einfachheit sehr weit verbreitet</p> $\sigma = \varepsilon E_t \quad \text{für } \varepsilon_c < \varepsilon < \varepsilon_t \quad (4.1)$ $\sigma = f_c \quad \text{für } \varepsilon < \varepsilon_c$	
BAZAN-BUCHANAN Modell	
<p>Erfassung der Entfestigung im plastischen Bereich</p> $\sigma = \varepsilon E_t \quad \text{für } \varepsilon_c < \varepsilon < \varepsilon_t \quad (4.2)$ $\sigma = f_c + m (\varepsilon - \varepsilon_c) E_t \quad \text{für } \varepsilon < \varepsilon_c$	
O'HALLORAN Modell	
<p>Sehr gute Erfassung des realen Materialverhaltens, erfordert jedoch die Bestimmung der Parameter $A > 0$ und $n > 0$</p> $\sigma = \varepsilon E_t \quad \text{für } 0 < \varepsilon < \varepsilon_t \quad (4.3)$ $\sigma = A \varepsilon ^n + \varepsilon E_t \quad \text{für } \varepsilon_{cu} < \varepsilon < 0$	

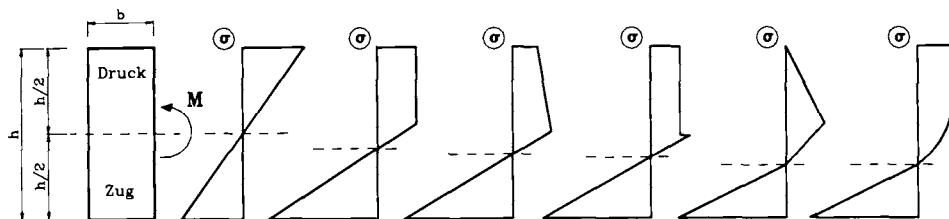


Abb. 3-6 Vereinfachte Spannungsverteilungen im Holz für reine Biegebeanspruchung

Betrachtet man quantitativ die experimentell bestimmte Zugfestigkeit von fehlerfreien Nadelholzproben, so ist ersichtlich, dass diese mit ca. 80-100 MPa etwa doppelt so hoch wie die Druckfestigkeit liegt. Bei statistischer Betrachtung der mechanischen Eigenschaften von Bauholz ändern sich diese sehr stark bei Einbeziehung der vorhandenen Holzfehler und der Streuung der Festigkeitsparameter auf ca. 10-40 MPa für die Zugfestigkeit und ca. 25-40 MPa für die Druckfestigkeit.

Daraus ist ersichtlich, dass die Zugfestigkeit wesentlich stärker von Holzfehlern beeinflusst wird als die Druckfestigkeit. Beide Werte werden in den aktuellen Normen als nahe beieinander liegend angegeben. Die Biegefestigkeit wird in der Normung als eine von der Zug- und Druckfestigkeit unabhängige Größe beschrieben, hängt jedoch von folgenden Einflussfaktoren ab:

- dem Verhältnis der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit,
- dem nichtlinearen Verhalten des Holzes unter Druckbeanspruchung im Bruchzustand,
- der Höhe der Zugbeanspruchung infolge Biegung, welche proportional zu einem möglichen vorzeitigen Versagen der Zugzone aufgrund von Holzfehlern steht.

In Tab. 3-2 sind verschiedene Versagensmodelle für einachsige Biegung dargestellt. In den meisten Fällen versagen biegebeanspruchte Vollholzkonstruktionen durch Erreichen der Zugfestigkeit, d.h. durch Erreichen der Zugbruchdehnung der Fasern, bei beginnender Plastizierung der Druckzone (Modell B2 und B3, Tab. 3-1). Das Versagensmodell B1 tritt relativ selten und meist bei stark geschädigten Bauteilen auf. Versagensmodell B4 findet im konstruktiven Ingenieurholzbau kaum Anwendung, beschreibt jedoch sehr gut das Biegeverhalten von Rohholz mit Holzfeuchten weit über dem Fasersättigungspunkt.

Die Materialgüte von Brettschichtholz wird im weitesten Sinne durch die Sortierung der einzelnen Lamellen nach der Holzgüte und der Verarbeitung bestimmt und unterscheidet sich somit wesentlich vom Vollholz. Unter Biegebeanspruchung kommt es in den meisten Fällen zum schlagartigen Bruch der Konstruktion gemäß Versagensmodell B1 und B2.

Tab. 3-2 Versagensmodelle für einachsige Biegung

Modell	Versagensmodell	η^1	M-k-Diagramm
B1	Sprödes Materialversagen in der Zugzone, lineare Momenten-Krümmungs-Beziehung bis zum Versagen.	$\eta < 1$	
B2	Plastizierung der Druckzone, gefolgt vom Versagen der Zugzone, geringer nichtlinearer Anteil in der Momenten-Krümmungs-Beziehung	$\eta \geq 1$	
B3	Versagen der Zugzone, höhere Duktilität aufgrund Plastizierung der Druckzone, geringer Entfestigungsanteil	$\eta > 1$	
B4	Versagen der Druckzone, ausgeprägt duktiler Charakter aufgrund starker Plastizierung des Querschnitts, stark abfallender Ast in der Momenten-Krümmungs-Beziehung	$\eta \gg 1$	

3.3 Faserverbundwerkstoffe

3.3.1 Werkstoffeigenschaften

Verbundwerkstoffe lassen sich im Allgemeinen als Materialien, bei denen durch Kombination von mindestens zwei unterschiedlichen Werkstoffen bestimmte Gebrauchseigenschaften gezielt optimiert werden, definieren. Die Eigenschaften des Verbundwerkstoffes hängen dabei unter anderem von den Materialeigenschaften und der Interaktion der Einzelkomponenten ab.

¹ Der Faktor η gibt das Verhältnis von Zug- und Druckfestigkeit der verwendeten Holzart an mit $\eta = f_{tu} / f_{cu}$

Faserverbundwerkstoffe bestehen aus einem Matrixmaterial geringer Festigkeit mit meist sprödem Bruchverhalten, in das Fasern mit hoher spezifischer Steifigkeit, hoher spezifischer Festigkeit und geringer Bruchdehnung kraftschlüssig eingebettet sind. Vorwiegend werden dabei Glasfasern und Kohlenstofffasern eingesetzt. Diese nehmen innerhalb des Verbundes idealerweise die eigentlichen Lasten auf, während die Matrix für Krafteinleitung sowie Schutz und Stabilisierung der Fasern sorgt. Der älteste und bekannteste Faserverbundwerkstoff, der im Bauwesen Verwendung findet, ist dabei Holz. Hochfeste Fasern aus Zellulose, parallelisiert und sehr stark unidirektional (UD) orientiert, sind mit dem natürlichen Bindemittel Lignin zu einer Matrix verbunden. Aus der Anisotropie heraus lassen sich die charakteristischen und mechanischen Eigenschaften erklären.

Die rechnerische Analyse von Faserverbundwerkstoffen benötigt Rechenmodelle für die Einzelschichten als Grundelement des Schichtenverbundes. Es ist leicht vorstellbar, dass auf Grund der sehr unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften von Fasern und Matrix sich in einem Laminat und erst recht in einer Schicht lokal stark unterschiedliche, komplexe Spannungszustände ausbilden. Bei einer ingenieurgerechten Betrachtung werden die Eigenschaften der Fasern und der Matrix in der Schicht „verschmiert“, d.h., die Inhomogenität der Schicht wird hier nicht berücksichtigt. Diese Einzelschichten sind aus technologischen Gründen meist flächige, heterogene Gebilde, bestehend aus einer Parallelfaser-, Gewebe- oder Wirrfaserverstärkung und der jeweiligen Matrix.

Kunststofffasern für Parallelfaserverstärkung

Als Fasern werden im Bauwesen vorwiegend Borfäden, Glas-, Aramid- und Kohlenstofffasern verwendet, wobei die Wahl von den späteren Anforderungen an den Faserverbundwerkstoff abhängig ist. Die Festigkeit und der Elastizitätsmodul der entsprechenden FVK steigen in der genannten Reihenfolge. Kohlenstofffasern sind aus dieser Gruppe die hochwertigsten Fasern und weisen gesamtheitlich die besten mechanischen Eigenschaften auf. Sie werden deshalb am häufigsten im Bauwesen in Form von CFK-Laminaten eingesetzt und besitzen neben einer sehr hohen Zugfestigkeit auch wesentliche Vorteile hinsichtlich der Druckfestigkeit und des Ermüdungsverhaltens gegenüber glasfaser- bzw. aramidfaserverstärkten Laminaten (TIMMERMANN & MEIERHOFER 1992). Bei der Herstellung von Kohlenstofffasern für die Verstärkung von Kunststoffen geht man von dünnen Kunststofffasern aus Polyacrylnitril (PAN) oder Pechfasern aus. In einem Pyrolyseprozess werden bei hohen Temperaturen und unter Sauerstoffabschluss ihre Wasserstoff- und Stickstoffatome ausgetrieben. Je nach Prozessdauer und Prozesstemperatur, die zwischen 1200°C und bis zu 3000°C beträgt, erhält man unterschiedliche

Fasertypen mit unterschiedlichen Eigenschaften. Es ist eine ganze Klasse von Kohlenstofffasern erhältlich, deren Eigenschaftsprofil entsprechend den speziellen Herstellungsbedingungen in einem weiten Bereich variiert werden kann. Man unterteilt sie in folgende Gruppen (ROSENBAUM 1994, S. 10):

- HS-Fasern (high strain, hohe Bruchdehnung),
- HT-Fasern (high tenacity, hochfest),
- HST-Fasern (hochfest und hohe Bruchdehnung),
- HM-Fasern (high modulus, hochsteif),
- IM-Fasern (intermediate modulus, mittelsteif),
- UHM-Fasern (ultra high modulus, sehr hohe Steifigkeit).

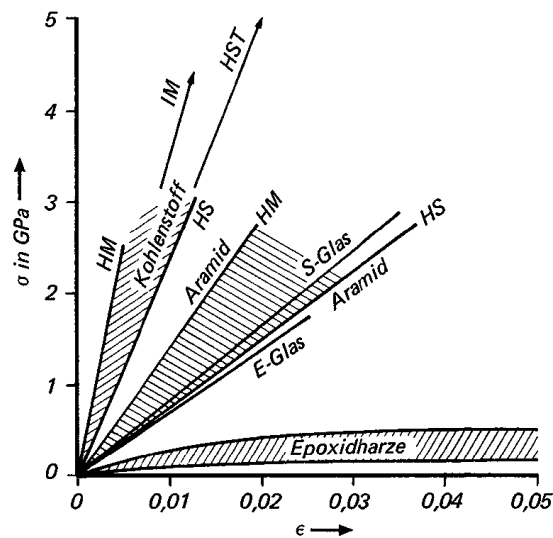


Abb. 3-7 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für unterschiedliche Fasern (aus VDI 2014-1)

HM-Fasern sind wesentlich steifer, stärker anisotrop und erheblich teurer als HT-Fasern. Weiterhin haben sie eine geringere Bruchdehnung und weisen größere Unterschiede hinsichtlich Zug- und Druckfestigkeit auf. Eine weitere Entwicklung geht in Richtung IM-Fasern, welche einen Kompromiss zwischen HT- und HM-Fasern bilden. Nach der Herstellung werden die Kohlenstofffasern meist einer Oberflächenbehandlung unterzogen (sizing), um die Haftfähigkeit mit Reaktionsharzen zu verbessern. Der Durchmesser der fertigen Kohlenstofffasern beträgt ca. 5-8 μm , der Kohlenstoffanteil beträgt zwischen 92% und 99,99%. Heutzutage können Kohlenstofffasern mit maximalen Zugfestigkeiten von ca. 7 GPa hergestellt werden. Die höchsten Elastizitätsmoduli in Faserrichtung belaufen sich auf ca. 900 GPa. In den nachfolgenden Tab. sind die verschiedenen Fasertypen hinsichtlich ihrer Eigenschaften gegenübergestellt.

Tab. 3-3 Kennwerte verschiedener Faserarten und Holz

Kennwert	Einheit	E-Glas	HM-Aramid	Holz NH
Elastizitätsmodul	GPa	72...73	120...186	10
Zugfestigkeit	GPa	3,40...3,50	2,80...3,40	0,80
Bruchdehnung	%	3,30...4,80	1,90...2,40	0,80
Dichte	g/cm ³	2,50...2,60	1,45...1,47	0,45

Tab. 3-4 Kennwerte verschiedener Kohlenstofffaserarten

Kennwert	Einheit	HT	HS	IM	HM	UHM
Elastizitätsmodul	GPa	228...238	230...270	290...310	359...393	517
Zugfestigkeit	GPa	2,70...3,50	3,90...7,00	5,00...5,20	2,40...2,60	1,86
Bruchdehnung	%	1,20...1,40	1,70...2,40	1,60...1,70	0,60...0,70	0,38
Dichte	g/cm ³	1,75...1,80	1,78...1,83	1,73...1,80	1,78...1,81	1,96

Verbundmatrix

Die einzelnen Kohlenstofffasern sind in eine Kunststoffmatrix eingebettet, deren Aufgabe es ist, die einzelnen Fasern (Filamente) bei einer Druckbelastung gegen ein Ausknicken zu stützen, Schubkräfte zu übertragen und die Fasern vor Medieneinfluss zu schützen. Durch die Einbettung der Fasern in eine Matrix bleiben beim Bruch einer Faser die übrigen Fasern intakt. Nach wenigen Millimetern hinter der Bruch- bzw. Stoßstelle ist die gerissene Faser wieder voll tragfähig. Insbesondere die Schubkraftübertragung kann durch die Variation der Art der Matrices über die Glasübergangstemperatur gesteuert und somit die Eigenschaften von CFK-Laminaten entsprechend angepasst werden (SIA 1995). Zur Herstellung von CFK-Laminaten werden verschiedene Harzsysteme verwendet. Die meisten Faserverbundwerkstoffe besitzen derzeit eine Duromermatrix, da sich Duromere erheblich einfacher verarbeiten lassen als Thermoplaste. Außerdem weisen sie eine hohe chemische Beständigkeit, sehr geringe Kriechneigung und große Temperaturbeständigkeit auf. Dabei kommen vor allem ungesättigte Polyesterharze (UP), Epoxidharze (EP) und Vinylesterharze (VE) mit einer Zugfestigkeit von 60 bis 90 MPa bei einer Bruchdehnung von 3 bis 5% zum Einsatz. Die EP-Matrixsysteme besitzen dabei mit Abstand die besten mechanischen Eigenschaften und sind sehr wärmebeständig. Ihre Herstellung erfolgt durch Polyaddition aus Epoxiden (Bisphenol A) und Härtern, wie z.B. Aminen, Phenolen oder Säuren. Der Nachteil von EP-Harzen ist neben dem hohen Preis die Fähigkeit, Feuchtigkeit aufzunehmen, was eine Verschlechterung der mechanischen Eigenschaften bewirkt.

Es wird nachfolgend das Hauptaugenmerk auf die Epoxidharze als vorrangig eingesetzter Matrixwerkstoff gelegt. Als hochpolymere Kunststoffe besitzen sie unterschiedliche Eigenschaften in Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur. Epoxidharze zeigen auf oberflächenbehandelten Kohlenstofffasern eine sehr gute Haftungswirkung, wodurch sich ein gutes Verbundverhalten einstellt. Die Kohlenstofffasern werden hier zusätzlich mit einem Haftmittel überzogen, welches aufgrund seiner chemischen Verwandtschaft sowohl zum Kohlenstoff, als auch zum Matrixwerkstoff ausreichende Haftung gewährleistet und so die Haftfestigkeit verbessert (Abb. 3-8, Abb. 3-9).

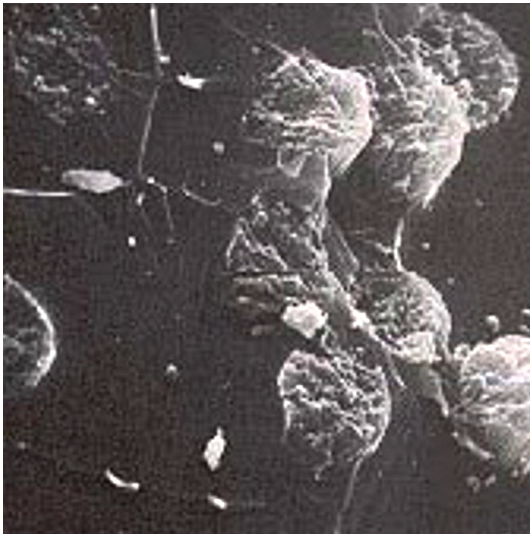


Abb. 3-8 Sehr gute Haftung zwischen EP und C-Fasern (VDI 1995)

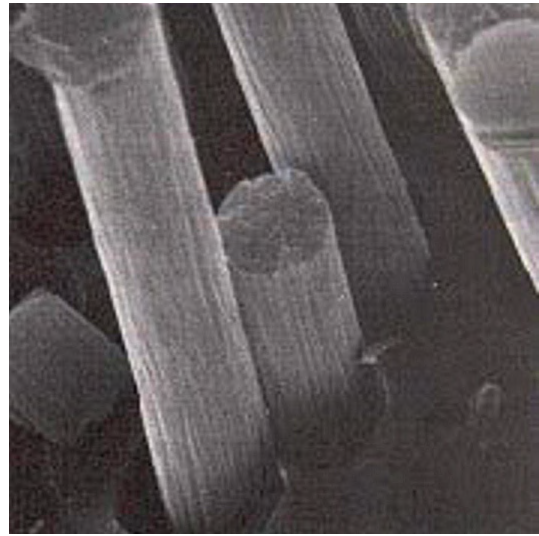


Abb. 3-9 Keine Haftung zwischen EP und C-Fasern (VDI 1995 S. 63)

Oberflächenbehandelte Kohlenstofffasern besitzen eine von der Haftung abhängige Scherfestigkeit von etwa 70...120 MPa im Gegensatz zu unbehandelten Fasern, wo diese bei 40...60 MPa liegt. Da die Zugfestigkeit von Einzelfasern beträchtlich streuen kann, ist eine große Bruchdehnung der Matrix erforderlich, mit deren Hilfe die Streuung der Faserfestigkeiten kompensiert werden kann. Die Steifigkeit der Matrix beträgt nur zwischen 1-5% der Fasersteifigkeit und die Festigkeit etwa 5% der Faserfestigkeit der verwendeten Fasern (MICHAELI & WEGENER 1990).

Faser-Matrix-Laminate

CFK-Lamellen werden im Strangziehverfahren (Pultrusion-Verfahren) hergestellt. Bei diesem kontinuierlichen Herstellungsprozess werden einige Dutzend Kohlenstofffaserbündel, so genannte Rovings, parallel durch ein Imprägnierbad gezogen, in einer beheizten Strangpresse zu Lamellen geformt und anschließend unter Wärmeeinwirkung ausgehärtet. Die Herstellung einer

CFK-Lamelle von 50 mm Breite und 1,2 mm Stärke benötigt etwa 1,3 Millionen Kohlenstofffasern. Mit dieser Methode ist es möglich, unendlich lange Lamellen zu produzieren. Für die Praxis werden diese in einer Länge von etwa 300 m hergestellt und auf Rollen geliefert.

Eine Möglichkeit zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von geschichteten faserverstärkten Kunststoffen bietet die klassische Laminattheorie (CLT). Hier werden die Verbundeigenschaften durch die Eigenschaften der Einzelschichten beschrieben. Grundlagen für die Berechnung der Einzelschicht sind folgende Angaben:

- Einzelschichtdicke,
- Fasergehalt,
- Art und Orientierung der Verstärkung,
- Technische Kennwerte für Verformungsverhalten und Festigkeit.

FVK-Laminare sind in Faserlängsrichtung durch ein ideal-elastisches Werkstoffverhalten gekennzeichnet und weisen orthotrope Materialeigenschaften auf. Die Steifigkeit des Laminates ergibt sich als „Summe“ der Schichtsteifigkeiten. Für eine ausreichende erste Abschätzung von Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul von Einzelschicht-Laminaten kann die lineare Mischungsregel, eine Abhängigkeit dieser Eigenschaften vom Faservolumenanteil Φ , angewandt werden. Deren Annahmen beruhen auf einer gleichmäßigen Verteilung der Fasern in der Matrix, einer idealen Bindungsfestigkeit zwischen Fasern und Matrix (Abb. 3-8) sowie der Gültigkeit des HOOKE'schen Gesetzes bei Vernachlässigung der Querdehnungen (RITTER 1995).

$$\text{Laminatfestigkeit} \quad f_{L,0,u} = f_{F,0,u} \Phi + f_{M,u} (1 - \Phi) \quad (3.1)$$

$$\text{Elastizitätsmodul} \quad E_{L,0} = E_{F,0} \Phi + E_M (1 - \Phi) \quad (3.2)$$

mit
$$\Phi = \frac{A_F}{A_L}$$

Im Gegensatz zu den Naturbaustoffen, wie z.B. Holz, ist es bei FVW somit möglich, den Baustoff selbst „auszubilden“, d.h., dass mechanischen Größen wie Bruchdehnung, Festigkeit und Elastizitätsmodul aufgrund der Abhängigkeit vom prozentualen Anteil der Fasern sowie der Art und Eigenschaften von Fasern und Matrix gezielt gesteuert werden können. Die Berechnung der Rohdichte von Laminaten erfolgt ebenfalls nach der linearen Mischungsregel. Sie liegt für CFK-Laminare zwischen $\rho = 1,6 \text{ g/cm}^3$ und $1,8 \text{ g/cm}^3$ bei einer Faserroh-dichte zwischen $1,80 \text{ g/cm}^3$ und $1,84 \text{ g/cm}^3$ und einer Matrixroh-dichte zwischen $1,1 \text{ g/cm}^3$ und $1,2 \text{ g/cm}^3$. Der Faservolumenanteil üblicher CFK-Laminare beträgt ca. 70%. Bei einem Faservolumenanteil von $\Phi = 60 \text{ Vol.-%}$

verringert sich die Festigkeit bei einer Abweichung des Faserwinkels von der Lastrichtung von nur 10° auf etwa 30% der möglichen Festigkeit. Dieser Effekt nimmt mit abnehmendem Faservolumengehalt zwar ab, aber auch die absolute Festigkeit verringert sich deutlich. Eine Äquivalenz zum Holz ist somit gegeben. Da die Festigkeit und der Elastizitätsmodul der Fasern in Längsrichtung im Vergleich zur Epoxidharzmatrix ein Vielfaches betragen, werden die Eigenschaften in Längsrichtung hauptsächlich von den Eigenschaften der Fasern bestimmt. In Querrichtung hingegen werden die mechanischen Eigenschaften aufgrund des ausgesprochen anisotropen Verhaltens der Fasern primär von den Matriceigenschaften bestimmt, sodass die Festigkeit in Querrichtung und die Schubfestigkeit nur einen Bruchteil der Festigkeit in Längsrichtung ausmachen. Werden die Festigkeiten in Querrichtung überschritten, entstehen quer zu den Fasern Risse, die Zugfestigkeit in Faserlängsrichtung wird jedoch kaum beeinträchtigt. Die geringe interlaminare Schubfestigkeit kann jedoch für die Einleitung hoher Kräfte kritisch sein. Im Lasteinleitungsbereich, beispielsweise am Ende eines Laminates, könnte aufgrund der geringen interlaminaren Schubfestigkeit ein Schubversagen eintreten. Da jedoch die Festigkeiten immer noch deutlich größer als die von Holz sind, wird ein Schubversagen hier normalerweise nicht auftreten. FVK-Lamine besitzen bis zum Bruch ein nahezu linear-elastisches Materialverhalten. Es existieren also keine plastischen Verformungsreserven, was bei der Planung und Berechnung beachtet werden muss.

Kennzeichnend für FVK ist ihre strukturelle Anisotropie im Vergleich zu homogenen Werkstoffen. Bei isotropem Material hängen die Werkstoffkennwerte nicht von der Belastungsrichtung ab. Trägt man z.B. Elastizitätsmodul, Schubmodul und Querkontraktionszahl in Abhängigkeit vom Orientierungswinkel θ in ein Polarkoordinatensystem mit dem Werkstoffkennwert als Radius ein, so erhält man für isotropes Materialverhalten Kreise (Abb. 3-10).

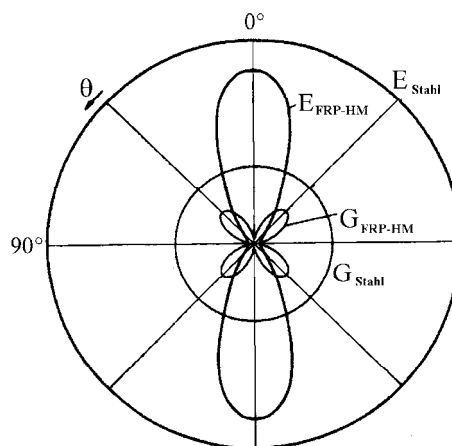


Abb. 3-10 Vergleich der Werkstoffkennwerte von isotropen und anisotropen Materialien in Abhängigkeit vom Faserorientierungswinkel

Vollständig lässt sich ein Faserverbundwerkstoff nur beschreiben, wenn neben den Elastizitäten auch die Materialfestigkeiten, also das Werkstoffversagen richtungsabhängig beschreibbar sind. Die hervorragenden Eigenschaften in Faserrichtung werden hauptsächlich von der Festigkeit und dem Elastizitätsmodul der in Längsrichtung orientierten Kohlenstofffasern bestimmt. Für CFK-HM erreicht man z.B. in Faserrichtung $\theta = 0^\circ$ einen Elastizitätsmodul von ca. 180 GPa, jedoch schon bei kleinen Winkelabweichungen geht der Elastizitätsmodul drastisch zurück und sinkt bei $\theta = 90^\circ$ auf ca. 6 GPa ab. Beim Schubmodul ist das Verhalten wiederum anders, der Maximalwert liegt hier bei einer Faserorientierung von $\theta = \pm 45^\circ$ bei ca. 46 GPa und sinkt auf ca. 4,5 GPa bei $\theta = 0^\circ$ ab. Die für isotropes Werkstoffverhalten bekannte Beziehung

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.3)$$

mit: G Schubmodul
 E Elastizitätsmodul
 ν Querkontraktionszahl

gilt für anisotrope Materialien nicht mehr.

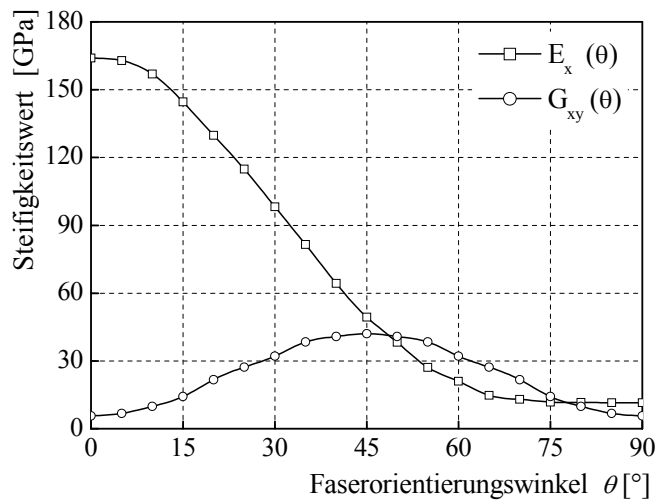


Abb. 3-11 Steifigkeiten der CFK UD-Schicht in Abhängigkeit vom Faserorientierungswinkel

Die Querkontraktionszahl hängt ebenfalls von Faserorientierungswinkel ab. Im Gegensatz zu Metallen gibt es beim orthotropen Kontinuum bei ebener Betrachtung zwei Querkontraktionszahlen. Diese können -je nach Material und Faserorientierung- zwischen annähernd null und größer zwei liegen. Die genannten Eigenschaftswerte hängen außer von der Kombination Matrix-Faser auch vom Faservolumenanteil ab. In den nachfolgenden Abbildungen sind die Ingenieurkonstanten für eine gewebeverstärkte Schicht in Polarkoordinaten dargestellt.

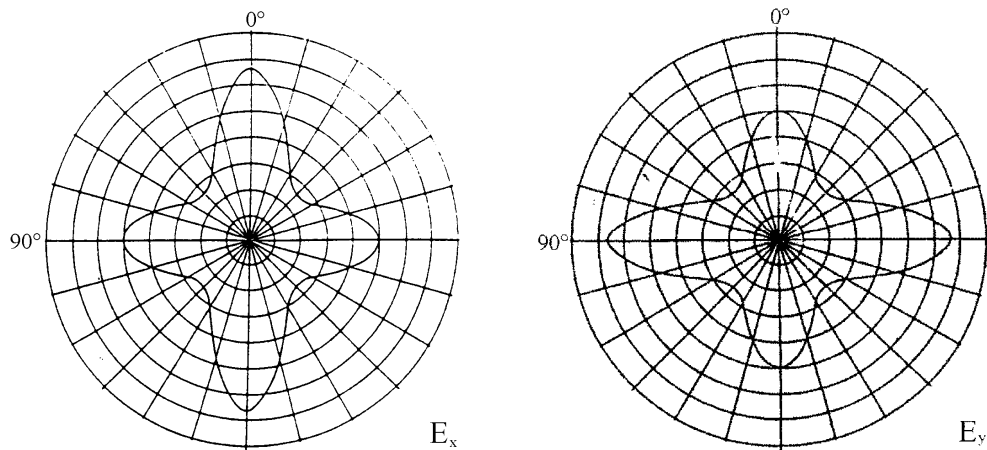


Abb. 3-12 Elastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Faserorientierungswinkel (BAUR 1992)

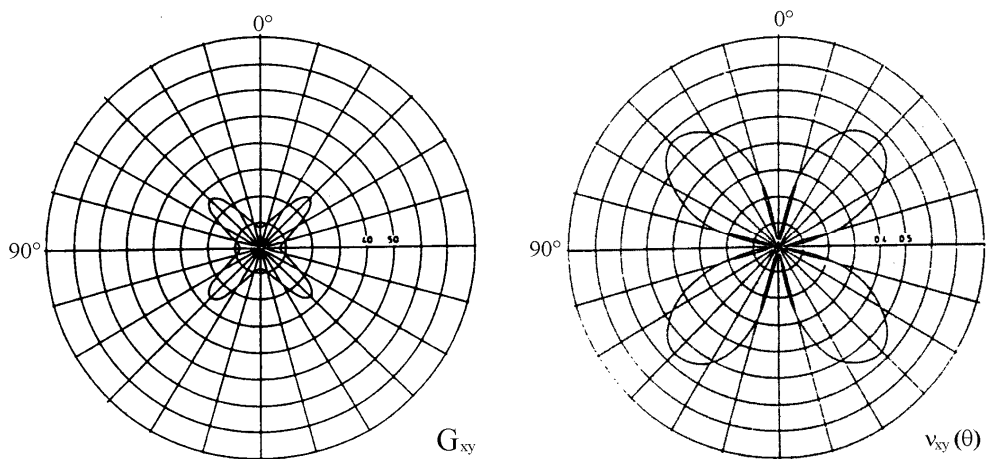


Abb. 3-13 Schubmodul und Querkontraktionszahl in Abhängigkeit von θ (BAUR 1992)

Einen ähnlichen Verlauf wie die Ingenieurkonstanten weisen auch die Festigkeitswerte in Abhängigkeit vom Faserorientierungswinkel auf. Die Zugfestigkeit in Faserrichtung für CFK-HT von ca. 1500 MPa sinkt schon bei einem Winkel von $\theta = 15^\circ$ auf die Hälfte und erreicht bei $\theta = 90^\circ$ nur $1/30$ der Zugfestigkeit in Faserrichtung. Die Schubfestigkeit verhält sich in Analogie zum Schubmodul mit einem Größtwert von ca. 200 MPa bei $\theta = \pm 45^\circ$ und einem Kleinstwert von ca. 70 MPa bei $\theta = 0^\circ$. Die v. MISES-Vergleichsspannungshypothese hat bei FVK keine Gültigkeit mehr, d.h., die Festigkeitskennwerte müssen experimentell ermittelt werden. Während mittels Werkstoffprüfung die Ingenieurkonstanten und Zugfestigkeitswerte in der Laminebene recht gut ermittelt werden können, gibt es erhebliche Probleme, diese senkrecht zur Laminebene zu bestimmen. Unsicher gestaltet sich auch die Bestimmung der Schub- und Druckfestigkeit in der Laminebene. Je nach Prüfmethode (DIN EN 29971 oder EN ISO 604) können die Druckfestigkeitswerte erheblich voneinander abweichen (BAUR 1992). Nachfolgend sind die wichtigsten mechanischen Kenngrößen von CFK-Laminaten in Abhängigkeit unterschiedlicher Fasertypen dargestellt.

Tab. 3-5 Richtwerte für die mechanischen Eigenschaften von CFK-Laminaten bei $\Phi = 70\%$

			HT-Fasern	HM-Fasern
Faserlängsrichtung	Elastizitätsmodul	[MPa]	150000	300000
	Zugfestigkeit	[MPa]	2600 - 3000	2200 - 2600
	Bruchdehnung	[%]	ca. 1,8	ca. 0,8
Faserquerrichtung	Elastizitätsmodul	[MPa]	8000 - 10000	7000 - 9000
	Zugfestigkeit	[MPa]	40 - 50	30 - 40
Intralaminar	Schubfestigkeit	[MPa]	50 - 70	40 - 60
	Schubmodul	[MPa]	5000 - 6000	4000 - 5000
	Querdehnungszahl	[-]	0,28	-

Kriechen und Relaxation

Grundsätzlich kann bei FVW zwischen axialem Kriechen des Verbundquerschnittes und dem interlaminaren Kriechen unterscheiden werden. CFK-Laminat weisen in Längsrichtung vernachlässigbare Kriech- und Relaxationseigenschaften auf, da die Längssteifigkeit von den Kohlenstofffasern dominiert wird, welche eine geringe Kriechneigung besitzen. In Querrichtung hingegen, die jedoch für Verstärkungszwecke in der Regel eine untergeordnete Rolle spielt, sind diese ähnlich empfindlich wie Kunststoffe, da das Kriech- und Relaxationsverhalten durch die Epoxidharzmatrix bestimmt wird (SIA 1995). Relaxationsversuche an CFK-Stäben über 300 h ergaben geringe Relaxationsverluste von unter 2% (S&P Firmenschrift). Thermoplastische Matrices (z.B. Aramidfasern) besitzen dagegen ausgeprägte Kriecheneigenschaften (MICHAELI & WEGENER 1990).

3.3.2 Richtungsabhängigen Kenngrößen am UD-Verbund

Es wird ein kartesisches Koordinatensystem (x_1, x_2, x_3) innerhalb der Laminatschicht definiert (Schicht-Koordinatensystem). Die x_1 -Achse ist in Richtung der Fasern orientiert, die x_2 -Achse zeigt in der Laminebene senkrecht zur x_1 -Achse und die x_3 -Achse steht in Dickenrichtung senkrecht auf der x_1 - und x_2 -Achse. Eine Normalspannung σ übt auf ihre Wirkebene eine Zug- oder Druckkraft aus, die (normal) senkrecht zur Wirkebene gerichtet ist. Deshalb genügt bei einer Normalspannung σ zu ihrer Kennzeichnung allein der Index zur Angabe der Richtung der Spannung, denn dadurch ist implizit auch die Orientierung der Wirkebene angegeben. Ob es sich bei der Normalspannung um eine Zug- oder Druckspannung handelt, wird durch ein positives (für Zug) und negatives (für Druck) Vorzeichen bei den Zahlenwerten für σ ausgedrückt.

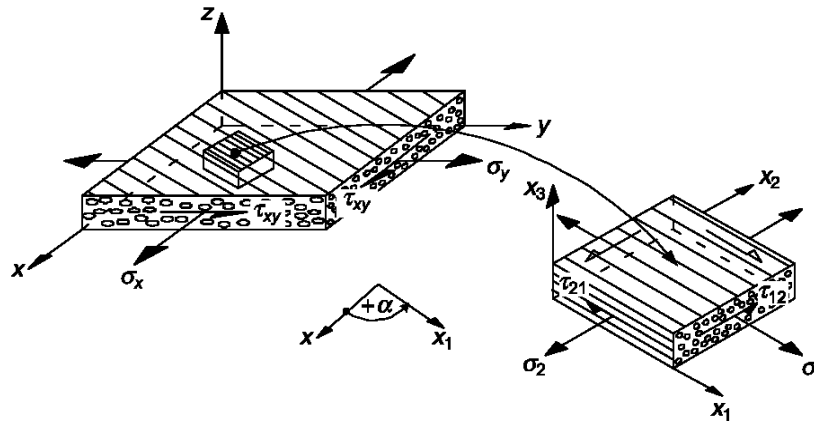


Abb. 3-14 Definition des Laminat-Koordinatensystems (links) und des Schicht-Koordinatensystems (rechts) aus VDI 2014-3, S. 12

Bei Schubspannungen sind zu ihrer eindeutigen Kennzeichnung zwei Indizes erforderlich. Der 1. Index gibt die Richtung der Flächennormalen der Wirkebene von τ an, d.h. jener Ebene, in der die Schubspannung wirkt. Der 2. Index gibt die Richtung von τ an. Dabei gilt: Auf einer Wirkebene, deren Flächennormale in die positive Richtung der Koordinatenachse zeigt (auch als positives Schnittufer bezeichnet), weist eine positive Schubspannung in Richtung der positiven Koordinatenachse. Die Normalspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ und die Schubspannungen $\tau_{23} = \tau_{32}, \tau_{13} = \tau_{31}, \tau_{12} = \tau_{21}$ sind auf das (x_1, x_2, x_3) -Koordinatensystem der UD-Schicht bezogen. Die (x_1, x_2) -Ebene ist die Schichtebene, x_3 ist die Dickenrichtung (Abb. 3-15).

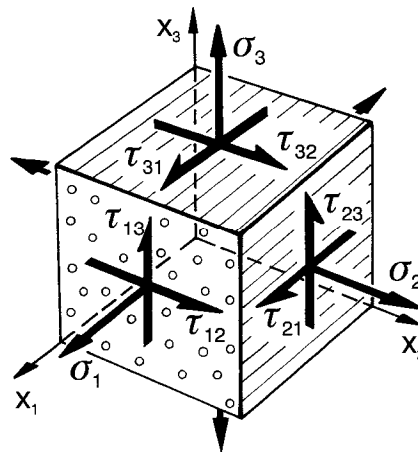


Abb. 3-15 Spannungen am UD-Verbund

Im Verlauf der Arbeit ist die Bezeichnung ebener Spannungszustand gleichbedeutend mit $\sigma = (\sigma_1, \sigma_2, 0, 0, 0, \tau_{12})^T$, für den bei ausschließlich quasistatischen Lasten folgende Beziehung zwischen Spannungstensor und Verzerrungstensor gilt:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{12} & C_{22} & 0 \\ 0 & 0 & C_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

mit

$$\begin{aligned} C_{11} &= \frac{E_1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \\ C_{22} &= \frac{E_2}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \\ C_{12} &= \frac{\nu_{12}E_2}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} = \frac{\nu_{21}E_1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \\ C_{33} &= G_{12} \end{aligned}$$

Im dreidimensionalen Spannungszustand besitzt der Elastizitätstensor \mathbf{C} insgesamt 81 Koeffizienten, die sich wegen der Symmetrie der Schubspannungen auf 36 und auf Basis der Gleichheit der Formänderungsarbeit bei symmetrischer Matrix (MAXWELL-BETTI-Beziehung) auf 21 unabhängige Kennwerte \mathbf{C}_{ij} reduzieren. FVK aus unidirektionalen Schichten besitzen orthotrope Materialsymmetrie. Damit vereinfacht sich das HOOKE'sche Gesetz auf insgesamt neun unabhängige Kennwerte des Elastizitätstensors.

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{13} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

mit

$$\begin{aligned} C_{11} &= E_1 / \Delta (1 - \nu_{23}\nu_{32}) & C_{12} &= E_2 / \Delta (\nu_{12} + \nu_{32}\nu_{13}) & C_{44} &= G_{23} \\ C_{22} &= E_2 / \Delta (1 - \nu_{13}\nu_{31}) & C_{13} &= E_3 / \Delta (\nu_{13} + \nu_{12}\nu_{23}) & C_{55} &= G_{13} \\ C_{33} &= E_3 / \Delta (1 - \nu_{12}\nu_{21}) & C_{23} &= E_3 / \Delta (\nu_{23} + \nu_{21}\nu_{13}) & C_{66} &= G_{12} \\ \Delta &= 1 - \nu_{12}\nu_{21} - \nu_{13}\nu_{31} - \nu_{23}\nu_{32} - 2 \nu_{21}\nu_{13}\nu_{32} \end{aligned}$$

Die Festigkeiten als Materialeigenschaft verhalten sich ebenfalls orthotrop und lassen sich als Basisfestigkeiten der UD-Schicht bezüglich einachsiger Belastungszustände wie folgt angeben:

- $f_{t,0}$ Zugfestigkeit in Faserrichtung
- $f_{c,0}$ Druckfestigkeit in Faserrichtung
- $f_{t,90}$ Zugfestigkeit quer zur Faserrichtung
- $f_{c,90}$ Druckfestigkeit quer zur Faserrichtung
- $f_{v,90,0}$ Schubfestigkeit in der Laminebene
- $f_{v,90,90}$ Schubfestigkeit quer zur Laminebene

3.4 Überblick wesentlicher Versagenskriterien für unidirektional faserverstärkte Kunststoffe

3.4.1 Bruchverhalten von unidirektionalen Parallelfaser-Laminaten

Faserverstärkte Kunststoffe bestehen in der Regel aus einem Schichtenverbund, welcher durch unidirektionale Parallelfaser-Einzelschichten (UD P-ES), bi- und tridirektionale Gewebe-Einzelschichten (BD/TD G-ES) oder multidirektionale Wirrfaser-Einzelschichten (MD W-ES) gebildet wird. Aufgrund der vorrangigen Verwendung von kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen als Verstärkungsmaterial in Form von unidirektionalen Lamellen und Laminaten sollen an dieser Stelle andere FVK als UD-Schichtwerkstoffe nicht weiter betrachtet werden.

Mikroschädigungen können sich bei einer Belastungssteigerung oder bei wiederholter Belastung zu größeren Rissen vereinigen, die, wenn sie eine gewisse Größe erreicht haben, plötzlich eine UD-Schicht -meistens in Dickenrichtung verlaufend- vollständig durchtrennen. Solche örtlich begrenzten, aber die Laminatschicht in ihrer ganzen Dicke durchtrennenden Teilbrüche werden Zwischenfaserbrüche (Zfb) genannt; bei Laminaten spricht man auch von „Zwischenfaserrissen“. Wie weit sich ein Zfb in der Faserrichtung erstreckt, hängt von verschiedenen Einflußgrößen, wie Homogenität des Spannungszustands und Sprödigkeit des Werkstoffs ab. In der Praxis hat sich gezeigt, dass es verschiedene Arten von Zwischenfaserbrüchen gibt, von denen einige relativ harmlos, andere jedoch sehr gefährlich sind. In jedem Fall bewirken diese „Makroschädigungen“ in Form von Zwischenfaserbrüchen örtliche Spannungskonzentrationen, welche eine Schichtentrennung, die so genannte Delamination, und eine verstärkte Anfälligkeit gegen Faserbrüche, insbesondere bei schwingender Beanspruchung, zur Folge haben können. Wenn bei der ingenieurmäßigen Betrachtungsweise von Faserbruch (Fb) gesprochen wird, ist damit nicht der Bruch einer Elementarfaser oder einiger weniger Elementarfasern gemeint, sondern ein gehäufte Elementarfaserbruch, bei dem zigtausende von Elementarfasern fast gleichzeitig brechen.

Voraussetzung für eine Ausnutzung der Faserfestigkeit innerhalb des Laminates ist, dass die Bruchdehnung des Fasermaterials kleiner als die des Matrixmaterials ist. Nur unter dieser Bedingung tritt für Belastungen in Richtung der Faserachse Faserbruch vor Zwischenfaserbruch auf. Bei genügend hohem Faservolumengehalt dominiert dann die Faserfestigkeit und nicht die Matrixfestigkeit die Festigkeit der UD-Schicht für diese Belastungsart. Für Normalspannungen senkrecht zur Faserachse und Schubbeanspruchungen wird die Bruchdehnung der UD-Schicht dagegen von der Bruchdehnung der Matrix bestimmt, da die Fasern aufgrund ihres geringen Durchmessers diesen Belastungen ohne die stützende Funktion der Matrix, quasi wie ein gelenkiges,

instabiles Fachwerk, nachgeben würden. Die Festigkeit der Schicht in Richtungen nicht nahezu parallel zur Faserachse wird demzufolge von der Matrixfestigkeit dominiert und Zfb tritt vor Fb auf. Deshalb stellt sich bei einer allmählichen Laststeigerung oder bei schwingender Langzeitbeanspruchung ein sukzessives Bruchgeschehen ein. Um ein solches fortschreitendes Bruchgeschehen rechnerisch einigermaßen realistisch verfolgen zu können, benötigt man eine schichtenweise Spannungs- und Verzerrungsanalyse, Bruchkriterien für die einzelnen Schichten und Degradationsmodelle zum Erfassen der Auswirkung von Teilbrüchen (meist Zwischenfaserrissen), die noch nicht zum Bruch oder Ablösen des Laminats führen. Weil die FVK-Bauteile für Tragwerksverstärkungen meist flächig angeordnet sind, herrschen ebene Spannungszustände vor. Es überwiegen die Spannungen ($\sigma_1, \sigma_2, \tau_{21}$) mit Kraftwirkungen in der Schichtebene gegenüber den Spannungen ($\sigma_3, \tau_{23}, \tau_{31}$) mit Kraftwirkung in Dickenrichtung. Daraus ergeben sich verschiedene typische Beanspruchungsarten und zugeordnete Bruchmodi. Nachfolgend sind die verschiedenen Bruchmodi für FVK dargestellt (HUYBRECHTS 1994).

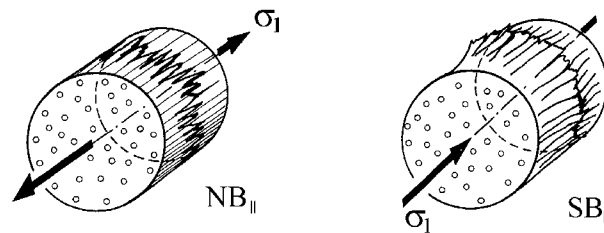


Abb. 3-16 Bruchmodi für FVK: Faserbruch bei faserparalleler Beanspruchung (NB = Normalspannungsbruch, SB = Schubspannungsbruch)

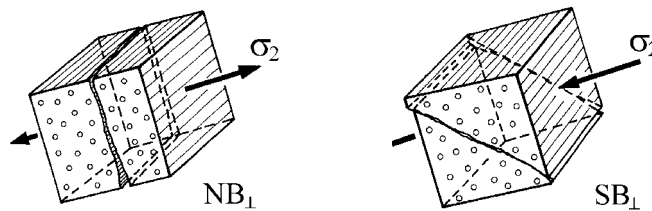


Abb. 3-17 Bruchmodi für FVK: Zwischenfaserbruch bei tangentialer Beanspruchung

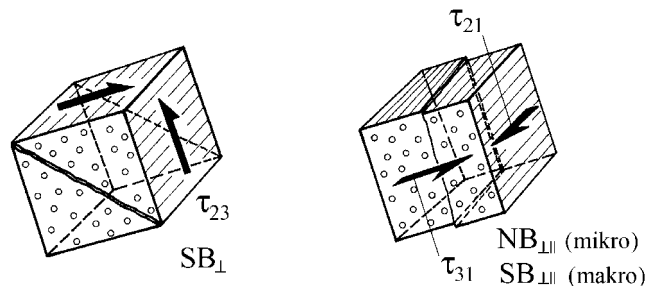


Abb. 3-18 Bruchmodi für FVK: Zwischenfaserbruch bei Schubbeanspruchung

3.4.2 Definition von Bruchkriterien

Der stetig wachsende Einsatz von Faserverbundwerkstoffen im Bauwesen und sich stetig verkürzende Planungszeiten und Spezialanforderungen bei Bauteilverstärkungen erfordern eine realitätsnahe Abbildung der für anisotrope Werkstoffe charakteristischen Versagensmechanismen in Computersimulationen. Dazu sind die Entwicklung und die Implementierung von numerisch robusten Materialmodellen auf der Basis von physikalisch begründeten Versagenskriterien erforderlich, welche die anisotropen nichtlinearen Eigenschaften von Faserverbundwerkstoffen in Kombination mit Kunstharzen und Holz berücksichtigen. Erst hierdurch wird eine zuverlässige Bewertung des Strukturverhaltens von hybriden Verbundbauteilen auch im geschädigten Zustand und damit eine bessere Ausnutzung des hohen Werkstoffpotentials von faserverstärkten Kunststoffen ermöglicht.

Grundsätzlich können Versagenskriterien unter Benutzung von Spannungen oder Dehnungen definiert werden. Dehnungsbasierte Formulierungen können infolge von Querdehnungseffekten und schwierig zu realisierender Versuche zur Bestimmung von Festigkeitsparametern sehr komplex in der Anwendung sein. Deshalb werden im Allgemeinen spannungsbasierende Versagenskriterien verwendet, die jedoch mittels des jeweiligen Materialgesetzes jederzeit in dehnungsbasierende Formulierungen umgerechnet werden können. Es werden deshalb im Folgenden nur spannungsbasierende Versagenskriterien diskutiert. Ein spannungsbasierendes Versagenskriterium kann geometrisch als eine Grenzfläche im sechsdimensionalen Spannungsraum interpretiert werden, die sich durch folgende Gleichung darstellen lässt:

$$F(\sigma, f) = 1 \quad (3.6)$$

F stellt dabei eine skalare Funktion in Abhängigkeit des Spannungstensors σ und der Festigkeit² f dar. Alle Spannungszustände, deren Vektor innerhalb der Grenzfläche liegt, können vom Material ertragen werden. Versagen tritt für $F \geq 1$ entweder in Form eines Bruches bei spröden Werkstoffen, wie z.B. CFK, oder durch Erreichen der Fließgrenze für duktile Materialien auf. Die Durchstoßpunkte der Spannungsachsen durch die Grenzfläche entsprechen somit den Festigkeiten für die jeweilige einachsige Belastung. Die Gesamtheit aller Spannungszustände innerhalb der Grenzfläche wird als Bruchkörper bezeichnet.

Aufgrund der Spezifik des Bruchverhaltens von UD-FVK wird im Weiteren eine Klassifikation der bekannten Bruchkriterien nach ihrem mathematisch-physikalischen Aufbau vorgenommen:

² Alle Festigkeitswerte (auch die Druckfestigkeiten) sind in die folgenden Bruchkriterien als positive Werte einzusetzen.

- Voneinander vollständig unabhängige Bruchkriterien,
- Unabhängige Kriterien mit teilweiser Interaktion der Spannungen,
 - Wirkebene-Festigkeitskriterien
 - Bruchtyp-Festigkeitskriterium
- Globale Kriterien mit vollständiger Interaktion der Spannungen.

3.4.3 Voneinander vollständig unabhängige Bruchkriterien

Eine Kombination voneinander unabhängiger Festigkeitskriterien stellt die schon erwähnte Maximalspannungshypothese als einfaches Faserbruchkriterium dar. Hier sind die Festigkeitskriterien mit den Beanspruchungen, getrennt nach den Hauptbeanspruchungsrichtungen, zu vergleichen. Das einfache Faserbruchkriterium beruht also auf dem einaxialen Vergleich der faserparallelen Spannung mit der faserparallelen Festigkeit. Je nachdem ob eine faserparallele Zug- oder Druckspannung anliegt, wird die faserparallele Zug- bzw. Druckfestigkeit eingesetzt. Dabei werden zweidimensionale und dreidimensionale Spannungszustände sowie Faserbruch und Zwischenfaserbruch automatisch unterschieden. Für den ebenen Fall gilt:

$$\frac{\sigma_{t,1}}{f_{t,0}} = 1, \quad \frac{\sigma_{c,1}}{f_{c,0}} = 1, \quad \frac{\sigma_{t,2}}{f_{t,90}} = 1, \quad \frac{\sigma_{c,2}}{f_{c,90}} = 1, \quad \frac{\tau_{21}}{f_{v,90,0}} = 1 \quad (3.7)$$

3.4.4 Unabhängige Kriterien mit teilweiser Interaktion der Spannungen

Wirkebene-Festigkeitskriterien

Basis für die Entwicklung des so genannten Wirkebene-Festigkeitskriteriums war O. MOHR'S Hypothese für spröde, isotrope Werkstoffe (MOHR 1900). „Die Bruchgrenze eines Materials wird durch die Spannungen der Bruchebene bestimmt“. Die bruchverantwortlichen Wirkebenenspannungen $\{\sigma^A\}$ (Index A = action) ergeben sich als Untermenge des in die schiefe Wirkebene transformierten Hauptspannungszustandes für den isotropen Fall zu

$$\{\sigma^A\} = (\sigma_n^A, \tau_n^A)^T \quad (3.8)$$

mit

$$\tau_n^A = \sqrt{\tau_{nt}^2 + \tau_{nl}^2}$$

und den Hauptspannungen $\{\sigma_P\}$ (Index P = principle)

$$\{\sigma_P\} = (\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III})^T \quad (3.9)$$

Die Wirkebene mit der höchsten Beanspruchung stellt die Bruchebene unter einem bestimmten Bruchwinkel Θ_B dar. Die Spannungen in der Bruchebene für eine Parallelfaser-Einzelschicht definieren sich somit zu

$$\{\sigma^\Theta\} = (\sigma_1^A, \sigma_n^A, \sigma_t^A, \tau_{nt}^A, \tau_{1t}^A, \tau_{1n}^A)^T = [T_\sigma] \cdot \{\sigma_P\} \quad (3.10)$$

Im (n, l, t) -Koordinatensystem der Wirkebene stellt die n -Achse die Normalenrichtung einer Ebene dar, deren Normalenvektor nach der Drehung einen Winkel Θ_B mit der z -Achse einschließt. Die auf die Bruchebene wirkende Normalspannung σ_n stellt dabei eine Querbeanspruchung, τ_{nt} eine Quer/Quer-Schubbeanspruchung und τ_{1n} eine Längs/Quer-Schubbeanspruchung dar. Die Bruchebene wird mathematisch mithilfe von verschiedenen Bruchfunktionen beschrieben, die -von der Bruchart her gesehen- zusammengehörige Bruchspannungszustände beschreiben und folgende Eigenschaften besitzen:

- Die einzelnen Bruchfunktionen sind stetig differenzierbar.
- Der Spannungszustandsvektor berührt mit seiner Spitze die Bruchfläche.
- Werden Komponenten der zur Formulierung der Bruchbedingung benutzten Bruchfunktion für einen Spannungszustand im gleichen Maß verkleinert, so liefert diese einen Zahlenwert kleiner Eins und entsprechend für gleichmäßig vergrößerte Komponenten einen Wert größer Eins.

Die Bruchgrenze und die Fließgrenze eines Materials werden durch die Spannungen in der Bruchebene und der Gleitebene bestimmt. Das MOHR'sche Bruchkriterium für isotrope Werkstoffe in der allgemeinen Schreibweise lautet:

$$F(\sigma_n^A, \tau_n^A, f_\sigma, f_\tau, \Theta_B) = 1 \quad (3.11)$$

Die durch dieses Konzept definierte MOHR'sche Festigkeitshypothese ist für alle Werkstoffe gültig. Besondere Bedeutung hat die MOHR'sche Festigkeitshypothese jedoch für anisotrope Werkstoffe erlangt, deren Versagen unter allgemeiner räumlicher Belastung wesentlich komplexer als bei isotropen Werkstoffen ist.

Eine Modifikation und Vereinfachung auf die faserparallele Ebene stellt das Laminebene-Festigkeitskriterium von NORRIS (1946) dar, bei dem jedoch keine Unterscheidung der Bruchmodi getroffen wird und die Versagensarten Faserbruch sowie Zwischenfaserbruch nicht identifizierbar sind.

$$\left(\frac{\sigma_1}{f_1}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{f_2}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{21}}{f_{21}}\right)^2 = 1 \quad (3.12)$$

Dies gelingt erstmals Z. HASHIN durch Erweiterung der MOHRhypothese für die Parallelfaser-Einzelschicht (HASHIN 1980). Grundlegende Aussage ist die Initiierung des Versagens durch die Normalspannung und die Schubspannung in

der Versagensebene unter einem bestimmten Bruchwinkel Θ_B . „Wenn eine Versagensebene identifiziert werden kann, wird das Versagen von der Normalspannung und den Schubspannungen auf der betreffenden Ebene bewirkt.“ Der Zwischenfaserbruch erfolgt somit stets in einer faserparallelen Ebene (Laminatebene-Festigkeitskriterium). In Abhängigkeit vom Bruchwinkel ergeben sich die Wirkebenenspannungen allgemein zu

$$\{\sigma^\Theta\} = [T_\sigma(\Theta)] \cdot \{\sigma_P\} \quad (3.13)$$

und in vollständiger Tensordarstellung mit $c = \cos \Theta$, $s = \sin \Theta$, $90^\circ \leq \Theta \leq +90^\circ$

$$\{\sigma^A\} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_n^A \\ \sigma_t \\ \tau_{nt}^A \\ \tau_{t1} \\ \tau_{n1}^A \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c^2 & s^2 & 2sc & 0 & 0 \\ 0 & s^2 & c^2 & -2sc & 0 & 0 \\ 0 & -sc & sc & c^2 - s^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c & -s \\ 0 & 0 & 0 & 0 & s & c \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{21} \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

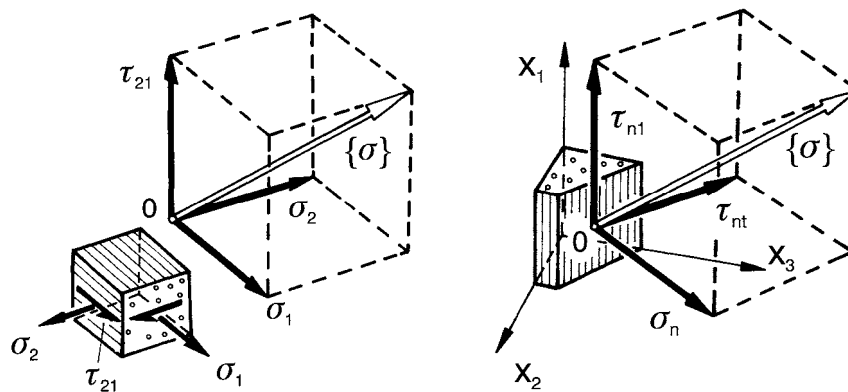


Abb. 3-19 Darstellung des Laminatebene-Spannungszustandes (links) und des Wirkebene-Spannungszustandes (rechts), (PUCK 1996)

Statt der bisher gebräuchlichen sechs Spannungen verwendet HASHIN nur noch die drei räumlichen Wirkebenenspannungen und den Bruchebenenwinkel. Der von ihm definierte Ansatz des Bruchkriteriums konnte sich allerdings aufgrund der schwierigen Bestimmung des Bruchwinkels nicht durchsetzen, weswegen HASHIN diesen Ansatz nicht weiter verfolgte. Stattdessen benutzte er die Tatsache, dass UD-Schichten näherungsweise transversal isotrope Materialsymmetrie besitzen, und entwickelte ein quadratisch-additives Interaktionskriterium (HASHIN 1980), das auf einer Kombination von Spannungsinvarianten der transversalen Isotropie beruht.

$$F = \left(\frac{\sigma_n(\Theta)}{f_{t,90}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{nt}(\Theta)}{f_{v,90,90}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{n1}(\Theta)}{f_{v,90,0}} \right)^2 = 1 \quad (3.15)$$

Eine Beschränkung auf quadratische Terme erfolgte dabei nicht aus physikalischen Gründen, sondern weil dies laut HASHIN (1980) die effektivste Art und Weise ist, die Bruchgrenzen für den Zwischenfaserbruch von UD-Schichten mathematisch abzubilden. Eine Varianz des Bruchkriteriums für die Laminebene stellt das Interpolationspolynom mit Invariantenansatz, getrennt für $\sigma_1 = 0$ und $\sigma_2 + \sigma_3 = 0$ dar. Gute Ergebnisse werden bei Anwendung dieses Kriteriums für den ebenen Spannungszustand erzielt. Wesentlichstes Problem ist die Bestimmung der Festigkeit $f_{v,90,0}$, die für spröde FVK nicht direkt im Versuch messbar ist. Da die Schubfestigkeit zwangsläufig in ein Kriterium für den dreidimensionalen Spannungszustand eingehen muss, ist dieses Problem für alle quadratisch-additiven Kriterien relevant. Die physikalischen Mängel des Kriteriums von HASHIN resultieren letztendlich aus einem überwiegend mathematisch motivierten Interaktionsmodell der Spannungsinvarianten. Insgesamt stellt die MOHR'sche Bruchhypothese im Vergleich zu den bei allen quadratisch-additiven Ansätzen mehr oder weniger beliebig gewählten Interaktionsmodellen die fundiertere physikalische Basis dar.

A. PUCK erweiterte die MOHRhypothese für $\sigma_n^A \geq 0$ und führte die Wirkebenenwiderstände R_{σ^A} , R_{τ^A} statt der üblichen Festigkeiten (ohne Index A) ein (PUCK 1992a). Aufgrund seiner großen experimentellen Erfahrung war er in der Lage, HASHIN's ursprünglichen Ansatz durch zusätzliche Hypothesen weiterzuentwickeln. In dem von ihm definierten Bruchkriterium ist bei Bildung einer faserparallelen Bruchebene durch die Wirkung einer Querkzugspannung der Bruch gemeinsam von der auf die Bruchebene im Augenblick des Bruchs wirkenden Querkzugspannung und den gleichzeitig wirkenden Schubspannungen τ_{nt} und τ_{n1} verursacht worden. Eine auf die Bruchebene wirkende Querdruckspannung trägt nicht zum Bruch bei, sondern erschwert den durch die Schubspannungen verursachten Schubbruch, indem sie einen, mit steigender Druckspannung anwachsenden zusätzlichen Widerstand der Spannungswirkebene gegen den Schubbruch hervorruft (PUCK 1992a). Unter Weglassen des Winkels Θ in Gln. (3.15) kommt er zu einem ersten Ansatz und erweitert diesen um den Anteil der inneren COULOMB'schen Reibung, einer Festigkeits-erhöhung durch Kompression des Materials unterhalb der Bruchgrenze.

$$F = \left(\frac{\sigma_n}{f_{c,90}^A} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{nt}}{f_{v,90,90}^A - p_{90,90}\sigma_n} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{n1}}{f_{v,90,0}^A - p_{90,0}\sigma_n} \right)^2 = 1 \quad \text{für } \sigma_n < 0 \quad (3.16)$$

$$F = (1 - c) \left(\frac{\sigma_n}{f_{t,90}^A} \right)^2 + c \left(\frac{\sigma_n}{f_{t,90}^A} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{nt}}{f_{v,90,90}^A} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{n1}}{f_{v,90,0}^A} \right)^2 = 1 \quad \text{für } \sigma_n \geq 0 \quad (3.17)$$

mit
$$p_{90,90} = -\cot 2|\Theta_B| \quad (3.18)$$

$$f_{v,90,90}^A = \frac{f_{c,90}}{2} \left(\sqrt{1 + p_{90,90}^2} - p_{90,90} \right) \quad (3.19)$$

Für Druckbeanspruchung $\sigma_n < 0$ entfällt das erste Glied der Bruchbedingung wegen des Ansatzes $f_{c,90}^A = \infty$ (PUCK 1996). Die beiden Steigungsparameter $p_{90,90}$ und $p_{90,0}$ können als Parameter der inneren Reibung des Materials interpretiert werden. $p_{90,0}$ ist experimentell über die Steigung des Bruchkörpers bei $\sigma_y = 0$ in der (σ_y, τ_{xy}) -Ebene ermittelbar. $p_{90,90}$ kann nach Bestimmung des Bruchwinkels Θ_B in einem reinen Druckversuch nach Gl. (3.18) bestimmt werden. Die Konstante c stellt den Anstieg der Tangente an die (τ_{nt}, τ_{n1}) -Ebene des Bruchkörpers bei $\sigma_n = 0$ dar.

Für üblicherweise auf Zug beanspruchte Bauteilverstärkungen formuliert PUCK die allgemeine Bruchbedingung für eine zugbeanspruchte Bruchebene in einem sehr anpassungsfähigen 7-Parameter-Modell:

$$F = \sqrt{\left(\frac{1}{f_{t,90}^A} - \frac{p_{t,90,\psi}}{f_{90,\psi}^A}\right)^2 \sigma_n^2 + \left(\frac{\tau_{nt}}{f_{v,90,90}^A}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{n1}}{f_{v,90,0}^A}\right)^2} + \frac{p_{t,90,\psi}}{f_{90,\psi}^A} \sigma_n = 1 \quad (3.20)$$

$$\frac{p_{t,90,\psi}}{f_{90,\psi}^A} = \frac{p_{t,90,90}}{f_{v,90,90}^A} \cos^2 \psi + \frac{p_{t,90,0}}{f_{v,90,0}^A} \sin^2 \psi$$

$$\psi = \arctan \frac{\tau_{n1}}{\tau_{nt}}, \quad -p_{t,90,\psi} = \left(\frac{d\tau_{n\psi}}{d\sigma_n}\right)_{\sigma_n=0}$$

mit ψ konstanter Schnittwinkel durch die Bruchfläche
 p Proportionalitätsfaktor/Neigungsparameter, der nach COULOMB als „Reibungsbeiwert“ gedeutet werden kann

Die allgemeine Bruchbedingung für eine druckbeanspruchte Bruchebene lautet:

$$F = \sqrt{\left(\frac{p_{c,90,\psi}}{f_{90,\psi}^A}\right)^2 \sigma_n^2 + \left(\frac{\tau_{nt}}{f_{v,90,90}^A}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{n1}}{f_{v,90,0}^A}\right)^2} + \frac{p_{c,90,\psi}}{f_{90,\psi}^A} \sigma_n = 1 \quad \text{für } \sigma_n < 0 \quad (3.21)$$

Für eine detaillierte Darstellung der Ergebnisse des Kriteriums für FVK aus transversal-isotropen unidirektionalen Schichten in den einzelnen Spannungsebenen wird auf CUNTZE et al. (1997) verwiesen. In der nachfolgenden Tabelle sind die Neigungsparameter p für verschiedene faserverstärkte Kunststoffe gegenübergestellt.

Tab. 3-6 Empfohlene Zahlenwerte für die Neigungsparameter p (PUCK et al. (2002))

FVK	$p_{c,90,0}$	$p_{t,90,0}$	$p_{c,90,90} = p_{t,90,90}$
GFK	0,25	0,30	0,20 ... 0,25
CFK	0,30	0,35	0,25 ... 0,30

Gln. (3.20) und Gln. (3.21) beschreiben für den Grenzfall $F(\Theta) = 1$, den sogenannten Master-Bruchkörper im $(\sigma_n, \tau_{nl}, \tau_{nt})$ -Raum, der im Halbraum $\sigma_n > 0$ einem Ellipsoid und im Halbraum $\sigma_n < 0$ einem Paraboloid ähnelt.

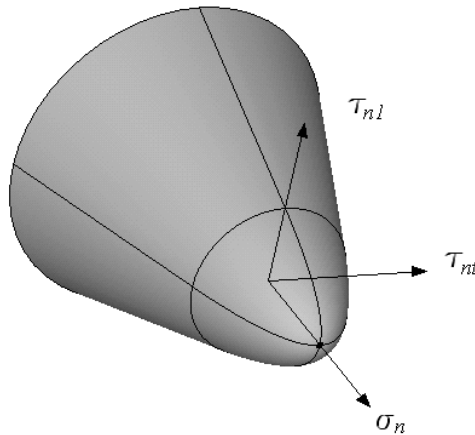


Abb. 3-20 Masterbruchkörper, parabolisches Kriterium nach PUCK Gln. (3.20) und (3.21)

Bei der Beurteilung des Bruchverhaltens von FVK wird der Wert der Bruchfunktion F mit der Werkstoffanstrengung f_E verglichen. Allgemein versteht man darunter das Verhältnis der Länge des Vektors $\{\sigma\}$ der auftretenden Spannungen zur Länge des zugehörigen Bruchvektors, der dieselbe Richtung wie der Vektor $\{\sigma\}$ hat (entspricht $1/\gamma$ im Teilsicherheitskonzept). Der Kehrwert $1/f_E$ wird als Streckungsfaktor f_s^L bezeichnet. Dieser ist nur dann gleich der Anstrengung, wenn F bezüglich der Spannungen homogen vom Grad 1 ist. Eine ausführliche Darstellung dieser wichtigen mathematischen Zusammenhänge zur richtigen Berechnung der Werkstoffanstrengung f_E und des Streckungsfaktors f_s^L der lastbedingten Spannungen wurde in PUCK (1996) und KNOPS (2007) veröffentlicht und soll an dieser Stelle nicht näher beschrieben werden.

a) Fb-Bedingung

Ausgehend von den vorangegangenen Feststellungen wird für die Bestimmung von Fb-Kriterien die Maximalspannungshypothese in Faserlängsrichtung vorausgesetzt, d.h., die Fasern brechen im UD-Verbund unter einem allgemeinen räumlichen $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \tau_{21}, \tau_{23}, \tau_{31})$ -Spannungszustand, wenn sie die Spannung in ihrer Längsrichtung erreichen, die bei einachsiger Druck- und Zugbeanspruchung zum Faserbruch des UD-Verbundes führt.

$$F = \left(\frac{\sigma_1}{f_{t,0}}, \frac{\sigma_1}{f_{c,0}} \right) = 1 \quad (3.22)$$

Dabei handelt es sich, wie schon beschrieben, nicht um Versagen von Einzelfasern, sondern um das des gesamten Verbundes/Laminates. Dabei ist zu

beachten, dass aufgrund der unterschiedlichen Materialparameter von Faser und Matrix die Spannungen quer zur Faserrichtung ungleichförmig verteilt sind. Dieser Effekt wird durch einen mittleren Vergrößerungsfaktor $m_{\sigma F}$ erfasst, welcher bei CFK ungefähr 10% des Einflusses aus Querspannungen ausmacht.

$$\sigma_{1F} = \varepsilon_{1F} E_{1F} + 1,1 \nu_{21F} \sigma_2 \quad (3.23)$$

Die Spannung σ_1 beansprucht bei einer UD-Schicht vorwiegend die Fasern und weniger die Matrix und die Faser/Matrix-Grenzflächen (dies gilt bei σ_1 -Druckspannung nicht in gleichem Maße wie bei σ_1 -Zugspannung). Deshalb tritt in einem Fb-Kriterium für eine UD-Schicht die Spannung σ_1 allein oder zumindest mit stark erhöhtem Gewicht gegenüber den übrigen Spannungen auf. Bei einem Zfb-Kriterium der UD-Schicht verhält es sich umgekehrt; in ihm erfahren die übrigen Spannungen eine stärkere Gewichtung als σ_1 , oder σ_1 fehlt sogar ganz. Für linear-elastisches Verhalten der Fasern, wie dies i.A. bei Kohlenstofffasern der Fall ist, erhält man somit die Fb-Bedingung des UD-FVK Verbundes für (σ_1, σ_2) -Beanspruchung zu

$$F = \frac{\varepsilon_1}{e_0} + \frac{m_{\sigma F} \nu_{21F} \sigma_2}{e_0 E_{1F}} = 1 \quad (3.24)$$

$$F = \frac{\sigma_1}{f_0} - \left(\nu_{90,0} - m_{\sigma F} \nu_{21F} \frac{E_0}{E_{1F}} \right) \frac{\sigma_2}{f_{90}} = 1 \quad (3.25)$$

mit ε_1 faserparallele Dehnung
 e_0 Längs-Bruchdehnung (vorzeichenbehaftet)
 $m_{\sigma F}$ magnification factor (empfohlen: GFK = 1,3; CFK = 1,1)

Wegen der teilweisen oder vollständigen Zerstörung der Fasern wird man in der Regel Fb in einer Schicht mit Laminatversagen gleichsetzen. Dies erscheint insbesondere dann angebracht, wenn sich der Fb nicht nur für eine eng begrenzte Stelle, sondern meist über die gesamte Breite des CFK-Laminates erstreckt (schlagartiges, sprödes Materialversagen).

b) Zfb-Bedingung

Das beschriebene parabolische Kriterium wurde später in eine mathematisch vereinfachte Form für dreidimensionale Analysen auf Zfb in die PUCK-KNAUST-Zfb-Bruchbedingung überführt (PUCK 1992b).

$$F = \frac{\sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_2 \sigma_3 + \tau_{23}^2}{f_{t,90} f_{c,90}} + \left(\frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}} \right) (\sigma_2 + \sigma_3) + \frac{\tau_{21}^2 + \tau_{31}^2}{f_{v,90,0}^2} + \frac{1}{f_{t,0,IFF} f_{c,0,IFF}} \sigma_1^2 + \underbrace{\left(\frac{1}{f_{t,0,IFF}} - \frac{1}{f_{c,0,IFF}} \right)}_{F(\sigma_1)} \sigma_1 \quad (3.26)$$

Der Zusatzterm $F(\sigma_1)$ dient dazu, einen möglichen Einfluss von σ_1 auf den Zfb zu berücksichtigen. Die Größen sind fiktive Spannungen, die rein rechnerisch allein, d.h. ohne Mitwirkung anderer Spannungen wie σ_2 , τ_{21} usw., einen Zfb bewirken würden. Im Experiment sind solche hohen σ_1 -Spannungen nicht realisierbar, weil vorher Faserbruch eintritt.

Bruchtyp-Festigkeitskriterium

Die Hauptidee des Versagenskonzepts nach CUNTZE liegt in der strikten Zuordnung einer Bruchbedingung für räumliche Spannungszustände zu einem Versagensmodus und damit einer zugehörigen Basisfestigkeit. Jedes Festigkeitskriterium bildet nur einen Teil der Bruchgrenzfläche des Werkstoffs ab und kennzeichnet mit einer Gleichung den vorliegenden Bruchmechanismus. Dabei repräsentiert jeder Versagensmodus einen theoretisch unabhängigen Versagensmechanismus und somit einen Bereich der Oberfläche des Bruchkörpers im sechsdimensionalen Spannungsraum. Eine mechanische Interaktion von Spannungen ist nur erlaubt, wenn derselbe Bruchmechanismus gegeben ist und wenn eine gemeinsame Wirkebene der Spannungen möglich ist. Defekte, wie Einschlüsse, Fasereinlage und Hohlräume, sind statistisch gleichmäßig verteilt und klein. Es werden nur Last- und keine Eigenspannungen betrachtet. CUNTZE geht in seinem Modell von Homogenität des Werkstoffes aus und beschreibt beim isotropen Werkstoff zwei Bruchtypen (einen normalspannungsbedingten Bruch und einen schubspannungsbedingten Bruch) und bei der transversal-isotropen unidirektionalen Schicht zusätzlich drei Zwischenfaserbruchtypen.

Das bruchtypbezogene Versagenskriterium nach CUNTZE bietet wesentliche Vorteile gegenüber Pauschalkriterien, da die vorherrschenden Bruchmodi mithilfe einzelner Bruchbedingungen unabhängig voneinander beschrieben werden können. Damit ist nicht nur eine Identifizierung der lokalen Schadensart, sondern im Weiteren bei numerischen Berechnungen auch eine gezielt gesteuerte Degradation der richtungsabhängigen Werkstoffkennwerte möglich. Jeder Bruchtyp wird nur durch einen „einachsigen“ Festigkeitswert, die Grundbeanspruchungsart, charakterisiert. In seiner Annahme werden dadurch bei Zugbeanspruchung spröde und zäh reagierende Werkstoffe gleichermaßen berücksichtigt. Mit nur einem Bruchfestigkeitskriterium lässt sich eine Bruchaussage auch für alle anderen, bruchtypzugehörigen mehrachsigen Spannungszustände machen (CUNTZE 1994).

Die Formulierung der Versagensbedingungen basiert, im Gegensatz zum Kriterium von PUCK durchgängig auf Spannungsinvarianten ($I_1 \dots I_4$), welche einen physikalischen Mechanismus im Sinne von Volumen- oder Gestaltänderung, bzw. Reibung darstellen. Interaktionen zwischen den Versagensmechanismen werden probabilistisch durch ein „Federmodell“ unter Berück-

sichtigung der erhöhten Versagenswahrscheinlichkeit zu einem resultierenden Versagensmodus F_{res} zusammengefasst, der für $F_{res} = 1$ die typische Versagensoberfläche ergibt.

$$F_{res} = F_{\sigma,0} + F_{\tau,0} + F_{\sigma,90} + F_{\tau,90} + F_{90,0} = 1 \quad (3.27)$$

a) *Faserbruch*

$$F_{\sigma,0} = \frac{I_1}{f_{t,0}} = 1 \quad (3.28)$$

$$F_{\tau,0} = \frac{I_2}{f_{c,0}} = 1 \quad (3.29)$$

b) *Zwischenfaserbruch*

CUNTZE lässt im Gegensatz zu HASHIN Spannungsterme dritter Potenz zu. Weiterhin setzt er nicht quadratisch-additive Interaktion voraus, sondern definiert drei verschiedene Zfb-Modi, die jeweils durch eine aus einer Kombination von Invarianten gebildete effektive Spannung mit zugehöriger Festigkeit dominiert werden.

$$\text{Modus 1:} \quad F_{\tau,90} = \frac{I_2 + \sqrt{I_4}}{2f_{t,90}} = 1 \quad (3.30)$$

$$\text{Modus 2:} \quad F_{0,90} = \frac{\sqrt{I_3^3}}{f_{v,90,0}^3} + b_{nl} \frac{I_2 I_3 + I_5}{f_{v,90,0}^3} = 1 \quad (3.31)$$

$$\text{Modus 3:} \quad F_{\tau,90} = (b_{\tau n} - 1) \frac{I_2}{f_{c,90}} + \frac{b_{\tau n} I_4 + b_{\tau n 1} I_3}{f_{c,90}^2} = 1 \quad (3.32)$$

Im Vergleich zu vielen anderen Kriterien, die sich ebenfalls mit Invarianten ausdrücken lassen, stellt das Kriterium von CUNTZE damit einen rein auf Invarianten basierenden Ansatz dar. Die Invarianten der transversalen Isotropie I_1 bis I_4 ergeben sich zu

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_1 \\ I_2 &= \sigma_2 + \sigma_3 \\ I_3 &= \tau_{21}^2 + \tau_{31}^2 \\ I_4 &= (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + 4\tau_{23}^2 \end{aligned} \quad (3.33)$$

Somit wird Modus 1 primär durch Querspannungen, Modus 2 primär durch Schubspannungen und Modus 3 primär durch Querspannungen verursacht. Die Parameter b_{nl} , $b_{\tau n}$ und $b_{\tau n 1}$ stellen Steigungen des Bruchkörpers an bestimmten Stellen dar und müssen durch Datenanpassung an Versuchsergebnisse bestimmt werden. Aufgrund der physikalisch begründeten Formulierung eignet sich das Versagensmoduskonzept nach CUNTZE für eine

Implementierung in Finite-Elemente Programme, wobei die allgemeine Vorgehensweise nachfolgend dargestellt wird.

c) *Faser-Druck/Zug-Versagen*

Bei Versagen der Fasern liegt in den meisten Fällen keine Last tragende Komponente mehr vor, sodass Faserversagen als Katastrophal- oder Finalversagen anzusehen ist. Faserbruch wird durch ein Überschreiten der Faserbruchdehnung markiert und beeinflusst den Elastizitätsmodul E_1 sowie die Querkontraktionszahlen ν_{12} und ν_{13} , welche jeweils den Wert „Null“ annehmen.

$$F_{\sigma,0} + F_{\tau,0} = 1 \quad (3.34)$$

d) *Faser-Matrix-Schubversagen*

Beim Faserdruckversagen handelt es sich mikromechanisch um ein Stabilitätsproblem. Das Ausknicken (kinking) der Fasern tritt gekoppelt mit einem Schubversagen der Matrix auf und beeinflusst entweder nur die Schubmoduli G_{12} und G_{13} , falls lediglich Matrixschubversagen auftritt oder die Schubmoduli und den Elastizitätsmodul E_1 sowie die Querkontraktionszahlen, falls zusätzlich die Bedingung $F_{\tau,0} = 1$ erfüllt ist.

$$F = F_{\tau,0} + F_{90,0} = 1 \quad (3.35)$$

e) *Matrix-Zug/Druck/Schub-Versagen*

Bei diesem Modus handelt es sich um ein reines Zwischenfaserversagen, welches durch einen Normalspannungsbruch und/oder durch Schubspannungsversagen erfolgen kann. Durch das Matrixversagen werden die Elastizitätsmoduli E_2 und E_3 sowie die entsprechenden Querkontraktionszahlen ν_{12} , ν_{13} und ν_{23} beeinflusst.

$$F = F_{\sigma,90} + F_{\tau,90} + F_{0,90} = 1 \quad (3.36)$$

f) *Matrixschädigung und Matrixbruch infolge Schub*

Die o. g. Versagensarten unterscheiden in ihrer Ausprägung lediglich die Zustände „intakt“ bzw. „versagt“. Die Matrix als isotroper Werkstoff zeigt indes elastoplastisches Verhalten mit nachfolgendem Schubbruch bei hoher Belastung. Durch die teils sehr großen Bruchverzerrungen reicht es nicht mehr aus, Versagen als den Punkt zu definieren, ab dem der Werkstoff nicht mehr in der Lage ist, zusätzliche Last aufzunehmen – es muss auch der Schädigungsverlauf dahin beschrieben werden. Aus dem $\tau(\gamma)$ -Zusammenhang lässt sich jeder Verzerrung eine Schubspannung zuordnen und damit eine Anstrengung als

Verhältnis von Modusvergleichsspannung $\sigma_{eq,90,0}$ zur Schubfestigkeit formulieren. Da der Sekantenmodul das Verhältnis von Schubspannung zu Schubverzerrung beschreibt, liegt für jede Anstrengung f_E auch eine klar definierte Sekantensteifigkeit vor.

$$f_{E,90,0} = \frac{\sigma_{eq,90,0}}{f_{v,90,0}} = \frac{\sqrt{I_3}}{f_{v,90,0}} + b_{90,0} \frac{I_2}{f_{v,90,0}} \leq 1 \quad (3.37)$$

g) *Delamination*

Grenzflächen, mit denen FVK-Lamine an ihre Nachbarschichten grenzen, sind ausgesprochene Schwachstellen, weil in ihnen keine Faserverstärkung wirksam wird. Hier wird wenig Energie benötigt, um einen Bruch zu erzeugen, denn es müssen dabei keine hochfesten und steifen Fasern durchtrennt werden. Für diese Zwischenschichtbrüche wird der Begriff Delamination verwendet. Bei der Delamination handelt es sich also um eine Sonderform des Zwischenfaserbruchs, bei der die Bruchebene im Wesentlichen parallel zur Mittelebene des Laminates verläuft, wobei die Delaminationsebene sowohl interlaminar als auch intralaminar verlaufen kann. Es ist somit auch denkbar, dass mehrere Delaminationen an Ober- und Unterseite einer UD-Einzelschicht im Laminat-aufbau zusammenlaufen. Ein Blick auf die möglichen Ausbreitungsrichtungen einer Delamination in der folgenden Abb. zeigt auch die involvierten Versagensmodi.

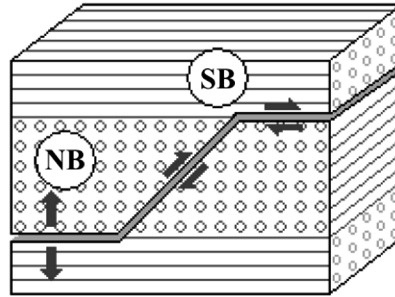


Abb. 3-21 Delamination im Querschnitt

Somit sind diejenigen Versagensmodi zu berücksichtigen, deren zugeordnete Bruchebenen entsprechend Abb. 3-21 orientiert sind. Normalspannungsbruch wird in diesem Fall durch Zugspannungen in Dickenrichtung verursacht. Schubbrüche können sowohl durch die beiden Schubspannungen τ_{12} und τ_{23} , als auch durch eine Druckspannung σ_3 in Dickenrichtung hervorgerufen werden. In Anlehnung an die Versagensbedingungen einer transversal-isotropen UD-Einzelschicht lautet die Delaminationsbedingung

$$F = \frac{|\sigma_3| + \sigma_3}{2f_{t,90}} + \frac{|\sigma_3| - \sigma_3}{2f_{c,90}} + \frac{\sqrt{\tau_{13}^2 + \tau_{23}^2}}{f_{ILS} - \nu_{ILS}\sigma_3} = 1 \quad (3.38)$$

Würden bei Erfüllung der Delaminationsbedingung der zugehörige Elastizitätsmodul E_3 und die Querkontraktionszahlen τ_{13} und τ_{23} sowie die Schubmoduli G_{13} und G_{23} zu „Null“ gesetzt, so gilt das streng genommen nur für den Fall, dass Zuglasten in Dickenrichtung überlagert sind, d.h. Rissöffnung. In der Realität kann es auch vorkommen, dass sich zwar ein Anriss bildet, dieser sich jedoch durch Druckspannungen in Dickenrichtung nicht öffnet. Druckbelastungen müssen im Unterschied zu Zugbeanspruchungen noch übertragen werden können.

3.4.5 Globale Kriterien mit vollständiger Interaktion der Spannungen

Überblick

Globale Kriterien versuchen, mittels einer einzigen skalaren Gleichung das Versagen von UD-Schichten zu beschreiben, und bestehen durch ihre leichte numerische Handhabung und mathematische Eleganz. Diese Festigkeits-hypothesen bieten jedoch keine Informationen zum Versagensmodus und haben sich in ihrer allgemeinen, unmodifizierten Form zur Beschreibung des Werkstoffversagens von FVK als wenig brauchbar herausgestellt. Die bei räumlichen Spannungszuständen gebräuchlichen Kriterien sind lediglich Interpolationspolynome und gestatten keine Aussage, in welcher faserparallelen Ebene der Bruch erfolgt. Die Spannungskombinationen (τ_{21}, σ_2) und (τ_{21}, σ_3) werden hier als gleichwertig angesetzt, obwohl bei UD-Faserverbundwerkstoffen die Beanspruchung senkrecht zur Faser in der Schichtebene aufgrund der Bauteilabmessungen weitaus kritischer zu beurteilen ist als senkrecht zur Schichtebene. Stellvertretend seien nachfolgend die wichtigsten Festigkeitskriterien für UD-FVK mit vollständiger Spannungsinteraktion genannt.

Norris, Hill (1950)

Anisotropes Fließkriterium (3D) für homogenen Werkstoff

Tsai, Hill (1950)

Anisotropes Fließkriterium (max. Arbeit) für homogene orthotrope Schichten

$$F = \left(\frac{\sigma_1}{f_0} \right)^2 - \frac{\sigma_1 \sigma_2}{f_0^2} + \left(\frac{\sigma_{t,2}}{f_{t,90}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{21}}{f_{v,90,0}} \right)^2 = 1 \quad (3.39)$$

Das TSAI-HILL-Kriterium wurde aus der Hypothese der größten Gestaltungsenergie nach HUBER, v. MISES und HENCKY entwickelt. Diese Hypothese besagt, dass nach Überschreiten des Grenzwertes der je Volumen-

einheit ansetzbaren elastischen Verformungsarbeit das Versagen infolge Gleiten, bzw. Bruch erfolgt. Die ansetzbare Formänderungsarbeit setzt sich dabei aus der Volumenänderungsarbeit und der Gestaltänderungsarbeit zusammen, wobei die letztere durch Schiebung oder Verzerrung hervorgerufen und gegenüber der „ungefährlichen“ elastischen Volumenänderungsarbeit maßgebend wird.

Hoffmann (1967)

Modifizierter Ansatz von Hill

$$F = \frac{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2}{f_{t,0}f_{c,0}} + \frac{\sigma_2^2}{f_{t,90}f_{c,90}} + \left(\frac{\tau_{21}}{f_{v,90,0}}\right)^2 + \sigma_1\left(\frac{1}{f_{t,0}} - \frac{1}{f_{c,0}}\right) + \sigma_2\left(\frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}}\right) \quad (3.40)$$

bei dem nur σ_2 und τ_{21} zum Bruch führen können

$$F = \frac{\sigma_2^2}{f_{t,90}f_{c,90}} + \sigma_2\left(\frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}}\right) + \left(\frac{\tau_{21}}{f_{v,90,0}}\right)^2 = 1 \quad (3.41)$$

In vielen Bruchbedingungen, wie auch in Gln. (3.40) und Gln. (3.41), treten die Spannungsterme sowohl linear (L = Summe der linearen Terme) als auch quadratisch (Q = Summe der quadratischen Terme) auf. In einem solchen Fall stellt bei $F \neq 1$ der Wert der Funktion F in der Bruchbedingung nicht die Anstrengung dar. Der sich für die Funktion F ergebende Zahlenwert wird oft als „failure index“ (Wert des Bruchkriteriums) bezeichnet. Die Anstrengung f_E ergibt sich in diesem Fall aus

$$f_E = \frac{1}{2}(L + \sqrt{L^2 + 4Q}) \quad (3.42)$$

Gol'denblat & Kopnov (1966)

Allgemeiner Ansatz als Tensorpolynom (3D) in Form der EINSTEIN'schen Summationskonvention mit $i, j, k = 1 \dots 6$

$$F = F_i\sigma_i + F_{ij}\sigma_i\sigma_j + F_{ijk}\sigma_i\sigma_j\sigma_k = 1 \quad (3.43)$$

Die Tensorelemente F stellen mit der Symmetrie des Materials verknüpfte, richtungsabhängige Kennwerte dar, in die Basisfestigkeiten bezüglich der Materialachsen eingehen. Aus Gln. (3.43) wurden zahlreiche Versagenskriterien abgeleitet, wobei jedoch aufgrund der hohen Zahl zu ermittelnder Materialparameter die Reihe meist nach dem zweiten Glied abgebrochen wird. Wichtigster Vertreter ist dabei das TSAI-WU-Kriterium.

Tsai & Wu (1971)

Ansatz als Tensorpolynom mit Festigkeitskoeffizienten³ für 2D-UD-Einzelschichten

$$F = F_1\sigma_1 + F_2\sigma_2 + F_{11}\sigma_1^2 + F_{22}\sigma_2^2 + 2 F_{12}\sigma_1\sigma_2 + F_{66}\sigma_6^2 = 1 \quad (3.44)$$

mit

$$\begin{aligned} F_{11} &= 1/(f_{t,0}f_{c,0}) & F_1 &= 1/f_{t,0} - 1/f_{c,0} \\ F_{22} &= 1/(f_{t,90}f_{c,90}) & F_2 &= 1/f_{t,90} - 1/f_{c,90} \\ F_{66} &= 1/f_{v,90,0}^2 & F_{12} &= 0 \end{aligned}$$

Ansatz als Tensorpolynom mit Festigkeitskoeffizienten für 3D-UD-Einzelschichten

$$\begin{aligned} F &= \frac{D_0}{F_{11}}\sigma_1 + \frac{D_{90}}{F_{22}}\sigma_2 + \frac{D_{90}}{F_{22}}\sigma_3 + \frac{\sigma_1^2}{F_{11}} + \frac{\sigma_2^2}{F_{22}} + \frac{\sigma_3^2}{F_{22}} + F_{12}\sigma_1\sigma_2 + \\ &F_{12}\sigma_1\sigma_3 + 2 F_{23}\sigma_2\sigma_3 + \frac{\tau_{12}^2}{f_{v,90,0}^2} + \frac{\tau_{13}^2}{f_{v,90,0}^2} + \frac{\tau_{23}^2}{f_{v,90,90}^2} = 1 \end{aligned} \quad (3.45)$$

mit

$$\begin{aligned} D_0 &= f_{c,0} - f_{t,0} \\ D_{90} &= f_{c,90} - f_{t,90} \\ 2 F_{23} &= \frac{2}{f_{c,90}f_{t,90}} - \frac{1}{f_{v,90,90}^2} \end{aligned}$$

Für Faserverbundwerkstoffe muss die Gestaltänderungsenergiehypothese (GEH) den diversen Festigkeitsrichtungen Rechnung tragen. Eine solche Modifikation erfolgt z.B. in der TSAI-WU-Hypothese, die eine allgemeine Darstellung der zuvor entwickelten Spezialfälle von TSAI & HILL, HOFFMANN und TSAI & HAHN darstellt (WU 1974). Das TSAI-WU-Kriterium gehört zu den nicht-differenzierenden Versagenskriterien und geht zurück auf S.W. TSAI und E.M. WU, die es 1971 für ebene Spannungszustände veröffentlichten (TSAI & WU 1971). Die Werkstoffsymmetrien sind bei der TSAI-WU-Hypothese in den so genannten Festigkeitskoeffizienten berücksichtigt, da diese in Invarianten überführbar sind. Sie deckt mehrere Bruchtypen ab, jedoch sind die Submodi Faserbruch und Zwischenfaserbruch nicht identifizierbar, falls nicht Modifikationen des verallgemeinerten Ansatzes gewählt werden. Für FVK empfiehlt sich bei einem verallgemeinerten Ansatz die Kombination der TSAI-WU-Hypothese und der Maximalspannungshypothese. Wird nur die TSAI-WU-Hypothese angewandt, können Spannungszustände „zulässig“ sein, die größer als die einachsigen gemessenen Festigkeitswerte sind. In solchen Fällen schneidet die Maximalspannungshypothese vom TSAI-WU-Ellipsoid die Kappen ab und es

³ Der in einem (σ_1, σ_2) -Interaktionsversuch zu bestimmende Festigkeitskoeffizient F_{12} wird öfters zu Null gesetzt (EDLUND 1982). Er streut sehr, da er eine Mischbruchbereichsgröße und damit keinem Bruchmodus zuzuordnen ist. Der Festigkeitskoeffizient F_{12} stellt im Wesentlichen eine probabilistisch und nicht mechanisch bedingte Größe dar.

entsteht die so genannte „Zigarre“ als Versagensraum (Abb. 3-22). Die Versagenskörperhülle repräsentiert die Laminatbeanspruchung von Eins (Bruchkriterium). Für den ebenen orthotropen Fall benötigt man daher mindestens fünf voneinander unabhängige Festigkeitskennwerte ($f_{t,0}$, $f_{c,0}$, $f_{t,90}$, $f_{c,90}$, $f_{v,90,0}$) pro Laminatschicht.

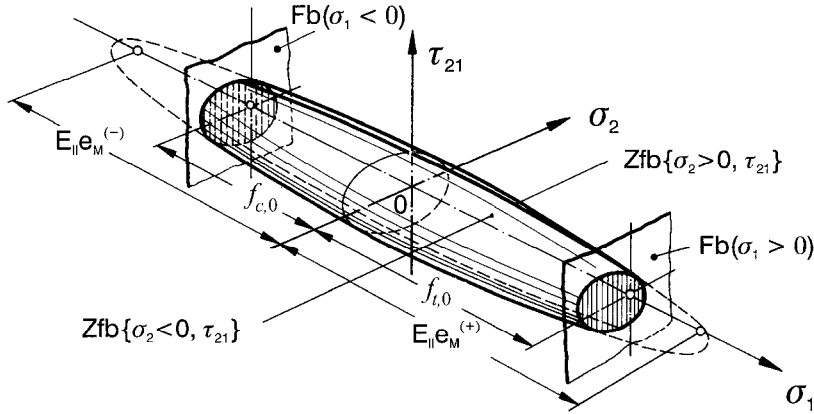


Abb. 3-22 Bruchkörper für ebene (σ_1 , σ_2 , τ_{21})-Spannungszustände (PUCK 1996, S. 67)

Für den ebenen Spannungszustand und linearer Näherung der Bruchbedingung von TSAI & WU erhält man die empirische Gleichung nach HANKINSON für reine Zug- oder Druckbeanspruchung unter einem Winkel α (WESCHE 1988). Nachteilig ist hier, dass die Schubfestigkeit keine Berücksichtigung findet.

$$F(\alpha) = \frac{f_{t,0} f_{t,90}}{f_{t,0} \sin^2 \alpha + f_{t,90} \cos^2 \alpha} \quad \sigma_\alpha > 0 \quad (3.46)$$

$$F(\alpha) = \frac{f_{c,0} f_{c,90}}{f_{c,0} \sin^2 \alpha + f_{c,90} \cos^2 \alpha} \quad \sigma_\alpha < 0 \quad (3.47)$$

Das TSAI-WU-Kriterium ist ein überschaubarer Ansatz, um richtungsabhängige Materialfestigkeiten zu berücksichtigen. Attraktivität gewinnt dieses Kriterium durch die einfache Umsetzbarkeit und Übersichtlichkeit. Im Gegensatz zu anderen Kriterien verfügt es jedoch über keine Auskunft zu den unterschiedlichen Bruchmodi. Verschiedene Autoren haben physikalische Mängel und daraus resultierende Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Koeffizienten des TSAI-WU-Kriteriums diskutiert, das nicht unter allen Spannungszuständen gültige Ergebnisse liefert (BERGMANN 1998, HASHIN 1980). Das Anpassen von Polynomkoeffizienten an Versuchsergebnisse kann kein Ersatz für eine dem realen Materialverhalten wirklich angemessene Betrachtungsweise sein. So wird Zfb, Fb sowie Versagen unter Druck- und Zugbeanspruchungen in einem Kriterium bestimmt. Diese Eigenschaft des Kriteriums wird als Nachteil angesehen, da keine Auskunft über die Bruchart erteilt wird. Dementsprechend erhält man auch keine Information, wie die Auslegung eines Bauteils zu verändern ist, um Versagen zu vermeiden.

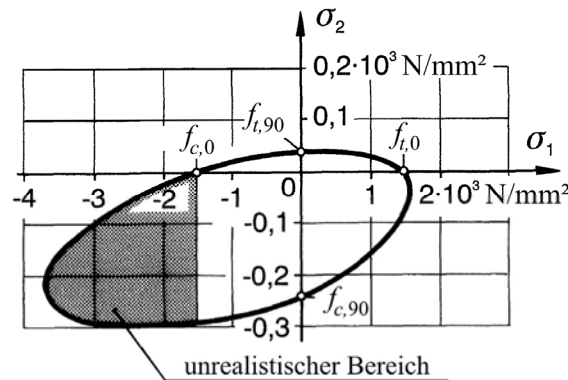


Abb. 3-23 Darstellung der (σ_1, σ_2) -Bruchkurve nach TSAI & WU (1971) für CFK. Die Druckfestigkeit in Faserrichtung ist weit überschritten (MOSER 1992, S. 263).

Aufgrund der unidirektionalen Anordnung von Laminaten bei Bauteilverstärkungen in Richtung der zu erwartenden Zugspannungen spielt der interlaminare Zwischenfaserbruch nur eine nachgeordnete Rolle, da die Festigkeiten in Faserrichtung und somit der Hauptverstärkungseffekt kaum abgemindert werden. Die Schubfestigkeit von UD-FVK ist sehr stark von der Faser-Matrix-Grenzflächenfestigkeit abhängig, sodass Mikrorisse in der Matrix die Gesamtschubsteifigkeit des Laminats nicht wesentlich beeinflussen (NARDONE & PREWOT 1988). Für Bauteilverstärkungen mit UD-FVK Laminaten wird deshalb die Beurteilung der Bauteilsicherheit mithilfe von globalen Festigkeitshypothesen als möglich und ausreichend gewertet und nachfolgend weiter diskutiert. Die geringe interlaminare Schubfestigkeit kann jedoch bei Einleitung hoher Kräfte kritisch werden und sollte problembezogen ein Entscheidungskriterium für die Auswahl der Versagenshypothese sein.

3.4.6 Bewertung der diskutierten Bruchkriterien

Globale Kriterien waren lange Zeit aufgrund ihrer leichten numerischen Handhabung und der mathematischen Eleganz sehr populär, haben sich allerdings zur Beschreibung des Bruchverhaltens von Faserverbundwerkstoffen als weniger brauchbar herausgestellt. Aus der vorangegangenen Diskussion ist ersichtlich, dass die MOHR'sche Bruchhypothese die eindeutig bessere physikalische Basis zur Beurteilung des Versagensverhaltens von Faserverbundwerkstoffen ist. Mit dem darauf basierenden parabolischen Kriterium von PUCK und dem einfachen parabolischen Kriterium von CUNTZE stehen zwei physikalisch fundierte Kriterien für das Versagen von FVK aus unidirektionalen Schichten zur Verfügung, die bei geringem Rechenaufwand eine Ausschöpfung des vollen Potentials des Werkstoffes erlauben. Laut der von CUNTZE et al. (1997) durchgeführten Untersuchungen sind sie unter allen MOHR'schen Kriterien am besten für die Versagensanalyse von FVK aus

unidirektionalen Schichten geeignet und in umfangreichen Tests auch unter zusammengesetzter Beanspruchung experimentell vollständig verifiziert (CUNTZE ebd.).

Im weiteren Verlauf der Arbeit werden deshalb die Bruchkriterien von PUCK nach Gln. (3.20) ff. sowie PUCK-KNAUST Gln. (3.26) als Grundlage für eigene Festigkeitsanalysen und Untersuchungen verwendet. Aufgrund des gleichen mathematischen Aufbaus des parabolischen Kriteriums von PUCK und des TSAI-WU-Kriteriums in Form von Tensorpolynomen wurde das vereinfachte PUCK-KNAUST-Kriterium nach Gln. (3.26) für die Versagensanalyse in ANSYS® implementiert, um die standardmäßig enthaltenen Versagenskriterien

- Maximalspannungskriterium,
- Maximaldehnungskriterium,
- TSAI-WU-Kriterium,

zu erweitern und für die Spezifik des Werkstoffverhaltens von FVW anzupassen. Die vollständige mathematische Darstellung der Anpassung des PUCK-KNAUST-Kriteriums in ANSYS® Rev. 11 ist im Anhang A dargestellt.

3.5 Polymergebundene Reaktionsharzbetone

3.5.1 Eigenschaften von polymergebundenen Reaktionsharzbetonen

Polymergebundene Reaktionsharzbetone entstehen durch die Verbindung von mineralischen Zuschlagstoffen, wie Sand oder Kies mit organischen Polymeren als Bindemittel. Die gebräuchlichen Begriffe „Polymerbeton“ oder „Kunsthharzbeton“ für Reaktionsharzbetone sind für die Stoffbezeichnung insofern ungenau, da nur sehr wenige Kunststoffe den Anforderungen an ein Bindemittel gerecht werden. Die gebräuchliche Abkürzung PC ergibt sich aus dem englischen polymer concrete und soll aufgrund der weiten Verbreitung hier ebenfalls verwendet werden.

Polymerbeton wird heute als Alternativlösung zu Zementbeton in vielen Bereichen des Bauwesens eingesetzt, so z.B. im Brückenbau, für Beschichtungen, für Fertigteile, Fahrbahnbeläge und Abwasserrohre. Durch die hohen Anforderungen an das Bindemittel, wie z.B. gute Verarbeitbarkeit, gute Haftung an der Kornoberfläche, Herstellen der Mischung mit baustellengeeignetem Gerät und eine möglichst breite Temperaturspanne bei der Verarbeitung, ergeben sich starke Einschränkungen bezüglich der Kunststoffauswahl. Nicht jedes Reaktionsharz ist dafür geeignet. Bedeutung als

Bindemittel haben heute folgende Stoffgruppen der Reaktionsharze:

- Phenolharze,
- Furanharze,
- Ungesättigte Polyesterharze (UP),
- Ungesättigte Methacrylatharze (MA),
- Vinylesterharze (VE),
- Polyurethane (PUR),
- Epoxidharze (EP).

Je nach Art der Stoffgruppe kann so eine weitere Differenzierung vorgenommen werden, z.B. MA-Beton oder EP-Beton, woran ersichtlich ist, welches Bindemittel Verwendung fand. Diese Art der Bezeichnung ist exakter und aussagefähiger, da das verwendete Bindemittel den entscheidenden Einfluss auf die Eigenschaften des Reaktionsharz-Systems ausübt. Für die Verwendung von Polymerbetonen zur Balkenergänzung bzw. Tragfähigkeitserhöhung von Holzbalkendecken sind hauptsächlich die letzten beiden Stoffgruppen, die Polyurethane und Epoxidharze, geeignet.

Die Vernetzung der durch Polyaddition härtenden Polyurethan- und Epoxidharze erfolgt durch das Vermischen von Harz und Härter in einem bestimmten, vom Hersteller vorgeschriebenen Mengenverhältnis. Polyurethanharze besitzen eine höhere Dehnung, Epoxidharze weisen dagegen eine hohe Festigkeit und gute Chemikalienbeständigkeit auf. Dem aus Harz und Härter hergestellten Reaktionsharz-System werden im Anschluss die Füllstoffe zugegeben. Dafür werden hauptsächlich feuergetrocknete Quarzsande und Quarzkiese verwendet. Aufgrund der glatten und abgerundeten Oberflächen benötigen sie nur einen vergleichsweise geringen Bindemittelanteil. Da der Lastabtrag im Wesentlichen über das Kornhaufwerk erfolgt, sollte es sinnvoll abgestuft sein. Möglichkeiten in der Füllung von Zwickeln zwischen den Füllstoffkörnern bestehen in der Verwendung von Kalksteinmehl. Um Körnungen mit guten Sieblinien zu erhalten, sollte eine Anlehnung an die Sieblinien für Zementbetone erfolgen. Die Wirtschaftlichkeit und Verarbeitbarkeit hängt in großem Maße vom Füllstoffgehalt ab.

Das Bindemittel hat die Funktion der Verkittung des Füllstoffes. Für die Übertragung von Kräften würde auch partieller Kontakt zwischen mit Bindemittel benetzten Körnern genügen. Dabei ist auf eine ausreichende Menge zur Benetzung der Füllstoffoberflächen zu achten. Um aber eine Gefügedichtheit zu erzielen, müssen auch die Poren mit Bindemittel ausgefüllt werden. Die Mischungsverhältnisse zwischen dem Bindemittel und dem Füllstoff können sehr

individuell eingestellt werden und schwanken massebezogen zwischen 1:4 bis 1:13 (ETTEL 1998, SCHORN 1991, WERSE 1975).

Die Eigenschaften des Reaktionsharzbetons sind sehr stark vom Aufbau des Grundharzes, des Härters, vom Vernetzungsgrad und von der Temperatur abhängig. Der Bindemittelgehalt bzw. der Anteil an Füllstoffen regelt eine Vielzahl wichtiger Parameter, wie z.B. den Elastizitätsmodul, das Temperaturdehnverhalten, das Langzeitverhalten oder die Festigkeitswerte, welche zusätzlich in hohem Maße temperaturabhängig sind. Im Vergleich mit UP- oder MA-Harzen zeigen EP-Harze eine wesentlich geringere Schwindneigung. Reaktionsharzbetone besitzen eine hohe Festigkeit, die sich vor allem dadurch kennzeichnet, dass sie nach sehr kurzer Aushärtezeit erreicht wird. Als grobe Orientierung gilt, dass nach einem Tag ca. 70% der Endfestigkeit und nach sieben Tagen das Maximum erreicht ist. Je höher die Temperatur bei der Aushärtung ist, desto besser erfolgt die Vernetzung. Mit wachsender Temperatur besitzen die Moleküle eine größere Beweglichkeit und Reaktionsfreudigkeit. In Tab. 3-7 sind grundlegende Kennwerte von Epoxidharzbeton im Mischungsverhältnis $MV = 1:5$, Prüfung nach 7d, zusammengestellt.

Für die Verbundkonstruktion mit Holz lassen sich folgende positive Eigenschaften formulieren (DIEDERICHS et al. 2002, ETTTEL 1998, SCHORN 1991):

- sehr effektive Methode zur Tragfähigkeitserhöhung,
- Reduzierung der Durchbiegungen,
- durch nahezu starre Tragwirkung schubfester Verbund,
- geringer Materialaufwand,
- relativ einfache Handhabung,
- sehr schnelle Erhärtung und Wiederbelastung (Zeit- und Kostenersparnis).

Tab. 3-7 Kennwerte von Epoxidharzbeton, $MV = 1:5$, nach 7 Tagen

Eigenschaften	Einheit	Mittelwert	Prüfkörperabmessungen
Rohdichte	g/cm^3	1,90 – 2,20	Prismen nach EN 196/1
Elastizitätsmodul	MPa	18.000 – 22.000	Prismen nach EN 196/1
Biegezugfestigkeit	MPa	18 – 35	Prismen nach EN 196/1
Druckfestigkeit	MPa	60 - 110	Prismen nach EN 196/1
Scherfestigkeit	MPa	ca. 4,0	an Verbundkörpern
Wärmeausdehnungskoeffizient	$10^{-6}/K$	18 - 22	Prismen nach EN 196/1
Wasseraufnahme	%	> 1	Prismen nach EN 196/1
Schrumpfung	%	0,1	Prismen nach EN 196/1

3.5.2 Ausgangsstoffe zur Herstellung von Reaktionsharzbetonen

Epoxidharz und Härter als Matrix

Epoxidharze sind organische, industriell hergestellte Verbindungen mit unterschiedlicher Molekülgröße und Reaktivität. Ein Vorteil für die Anwendung ist in der relativ geringen Molekülgröße der EP-Grundharze zu sehen, wodurch ein gutes Eindringen in den Untergrund und nach der anschließenden Aushärtung eine feste Verankerung gegeben ist. Bei dem hier verwendeten Harz handelte es sich um ein zähflüssiges, transparentes, lösemittelfreies, kristallisationsstabiles und niedermolekulares Epoxidharz mit dem Handelsnamen Compono[®] 100. Nachfolgend sind die chemische Zusammensetzung und die Kennwerte des Harzes angegeben.

Tab. 3-8 Chemische Charakterisierung des Harzes [a]

Inhaltsstoffe	Anteil [%]
Reaktionsprodukt: Bisphenol-A-Epichlorhydrharze mit durchschnittlichem Molekulargewicht 700	50 - 100
Reaktionsprodukt aus Bisphenol F und Epichlorhydrin	10 - 25
1,6-Hexandioldiglycidylether	10 - 25

Tab. 3-9 Harzkennwerte laut Hersteller [b]

Kennwert	Einheit	Größe
Viskosität bei 25°C (DIN 53015)	[mPa·s]	500 - 900
Epoxidäquivalent (DIN 16945)	[g/Äquivalent]	165 - 180
Dichte bei 20°C (DIN EN ISO 2811-2)	[g/cm ³]	ca. 1,13

Die verschiedenen Verarbeitungs- und Endeigenschaften werden vorzugsweise durch den Typ und die Modifikation des Härters bestimmt. Als Härter können Polyamine, cycloaliphatische Amine, Polyaminoamide oder Polyaminaddukte eingesetzt werden. Beeinflusst werden u. a. die Viskosität, die Reaktivität (langsame oder schnellere Erhärtung) oder die chemische Beständigkeit. Der zum Einsatz gelangte Härter ist ein bei Raumtemperatur dünnflüssiges, hellgelbes, nach Ammoniak riechendes Polyaminaddukt mit dem Handelsnamen Compono[®] 100 H. Hierbei handelt es sich um einen Härter mittlerer Reaktivität zur Vernetzung des flüssigen Epoxidharzes Compono[®] 100. Die chemische Zusammensetzung und die Kennwerte sind in den nachfolgenden Tabellen dargestellt.

Tab. 3-10 Chemische Charakterisierung des Härters [c]

Inhaltsstoffe	Anteil [%]
Diethylentriamin	50 - 100
m-Xylylendiamin	10 - 25

Tab. 3-11 Härterkennwerte laut Hersteller [d]

Kennwert	Einheit	Größe
Viskosität bei 25°C (DIN 53015)	[mPa·s]	150 - 250
Aminäquivalentgewicht	[g/Äquivalent]	34
Aminzahl (DIN 16945)	[mg KOH/g]	950 - 1150
Dichte bei 20°C (DIN EN ISO 2811-2)	[g/cm ³]	1,04 ± 0,02
Farbzahl nach Garder (DIN EN ISO 4630-1)	–	< 2

Polyaminaddukte sind Reaktionsprodukte aus Epoxidharzen und Polyaminen. Um bei der Herstellung bereits eine hochmolekulare Vernetzung zu verhindern, muss Amin im Überschuss vorliegen. Der hier eingesetzte Härter bewirkt eine besonders hohe Reaktionsfähigkeit gegenüber den Epoxidharzen sowie die Bildung eher kurzkettiger Moleküle, wodurch recht hohe Festigkeiten erreicht werden. Die wesentlichen Eigenschaften des Harzsystems werden somit vom Härter bestimmt.

Füllstoff

Neben der preissenkenden Wirkung werden Füllstoffe hauptsächlich zur Verbesserung bestimmter Eigenschaften eingesetzt. Dabei werden die Druckfestigkeit erhöht und die Reaktionstemperatur herabgesetzt, wodurch sich eine längere Verarbeitungszeit ergibt. Durch das stark temperaturabhängige Verhalten des Reaktionsharz-Systems nimmt mit steigendem Füllgrad der Wärmeausdehnungskoeffizient ab. Der Füllstoff sollte eine optimale Kornpackung herstellen, um einwirkende Lasten günstig ableiten zu können. So sollten alle Zwickel und Hohlräume mit Körnern des nächstkleineren Durchmessers ausgefüllt sein. Für einen sehr guten Verbund zwischen dem Füllstoff und dem Bindemittel ist es wichtig, dass der Zuschlag keine Oberflächenfeuchte und/oder Verunreinigungen an der Oberfläche aufweist. Der hier verwendete, getrocknete Zuschlag aus quarzitischem Kies, welcher eine abgestufte Kornzusammensetzung von 0-4 mm aufweist, hat den in Tab. 3-12 dargestellten Siebdurchgang. Er weist einen geringen Feinstkornanteil, aber einen erhöhten Grobanteil an Füllstoff auf.

Tab. 3-12 Siebdurchgang des Füllstoffes

Kornverteilung	Masseanteil [%]
< 0,10	5
0,10 - 0,50	30
0,50 - 1,00	22
1,00 - 2,00	12
2,00 - 3,15	30
> 3,15	1
Summe	100%

Durch die glatten und abgerundeten Oberflächen benötigt quarzitischer Füllstoff im Vergleich mit anderen Zuschlägen zur Verkittung den niedrigsten Harzanteil. Die Rohdichte wurde mit dem Pyknometerverfahren nach DIN 4226-3 zu $2,60 \text{ g/cm}^3$ bestimmt.

3.5.3 Experimentelle Bestimmung der Baustoffkennwerte von Compono[®] 100

Einfluss der Verarbeitungstemperatur

Neben der Erhärtungsgeschwindigkeit werden durch die Temperatur auch die Eigenschaften maßgeblich beeinflusst. Bei niedriger Temperatur verläuft die Härtungsreaktion unvollständig und die Vernetzung ist geringer. Aus diesem Grund muss eine Mindesttemperatur eingehalten werden. Laut Ausführungsdatenblatt des Herstellers dürfen bei der gesamten Verarbeitung bis hin zur Aushärtung des Reaktionsharzbetons Umgebungstemperaturen von 10°C nicht unterschritten werden. Die Härtungsreaktion zwischen Grundharz und Härter setzt zwar schon ab 5°C ein, jedoch nur mit sehr geringer Geschwindigkeit. Bei niedrigeren Temperaturen kommt es zum Stillstand der Reaktion und Fortsetzung dieser mit geringerem Vernetzungsgrad bei einer späteren Erwärmung. In der „Instandsetzungsrichtlinie“ (DAfStb 2001) werden als Richtwerte der Grenztemperatur des Betonuntergrundes und der unmittelbar überlagernden Luftschicht für Reaktionsharze und Reaktionsharzbeton als Untergrenze 8°C und als Obergrenze 40°C genannt.

Bei allen baustofflichen Untersuchungen und der Ermittlung von Kennwerten herrschten relativ konstante Umgebungsbedingungen. Die Temperaturen betragen ca. $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ und die relative Luftfeuchte $65\% \pm 10\%$. Die Bestimmung des Temperaturverlaufs fand an je drei Prismen aus den Temperaturbereichen 10°C , 20°C und 40°C statt (Abb. 3-24).

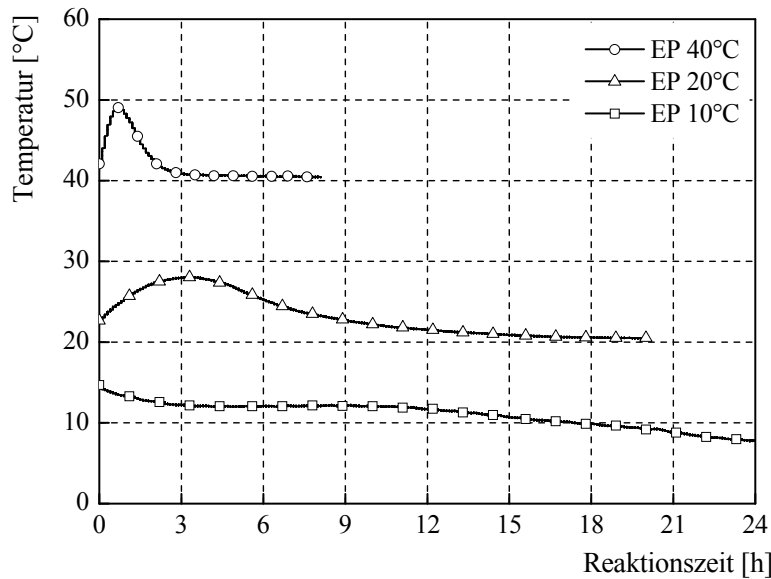


Abb. 3-24 Temperaturverlauf bei der Härtungsreaktion verschiedener Temperaturbereiche

In Abb. 3-24 ist der temperaturabhängige Erhärtungsverlauf der drei untersuchten Temperaturbereiche mit den Mittelwerten der jeweils drei Prismen zusammengestellt. Es zeigte sich, dass es bei schlechten Aushärtungsbedingungen, wie z.B. niedrigen Temperaturen, zu einer langsameren Vernetzung der Polymere kommt. Bei hohen Temperaturen läuft die Erhärtung jedoch sehr schnell ab. Wichtig ist diese Tatsache vor allem beim praktischen Einsatz. Je nach Umgebungs- bzw. Erhärtungsbedingungen ändert sich die Gebindeverarbeitungszeit.

Wärmeausdehnungskoeffizient

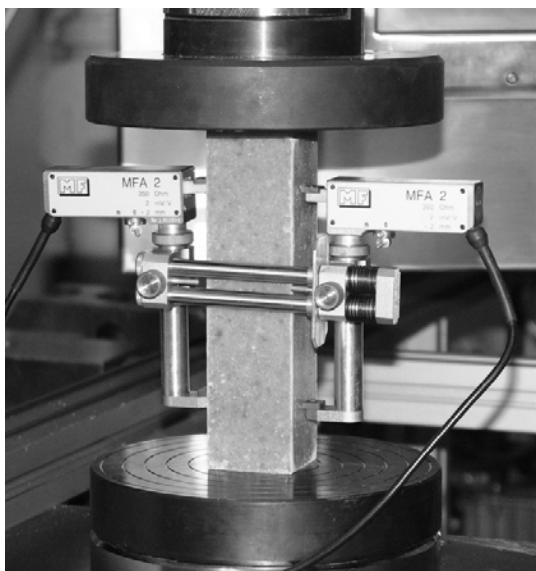
Zur Ermittlung von auftretenden Zwangsspannungen durch eine behinderte Längenänderung bei starken Temperaturschwankungen wurde der Wärmeausdehnungskoeffizient α_m ermittelt. Geprüft wurden die Temperaturbereiche 10°C, 20°C und 40°C mit je drei Prismen. Der Wärmeausdehnungskoeffizient des reinen Bindemittels betrug ca. $90 \cdot 10^{-6}/K$, der des Füllstoffs Quarz ca. $11 \cdot 10^{-6}/K$. So kommt es in Abhängigkeit des Bindemittelgehaltes bzw. des Mischungsverhältnisses zwischen Füllstoff und Reaktionsharz-System zu einer beträchtlichen Verringerung des Wärmeausdehnungskoeffizienten. Bei einheimischem Nadelholz bewegt sich der Kennwert in einer Größenordnung von ca. $12 \cdot 10^{-6}/K$. Damit ist kein zu großer Unterschied zum Epoxidharzbeton vorhanden, was sich günstig auf den Verbundquerschnitt auswirkt. Allerdings ist der Wert für Holz nur bedingt anzusetzen, da bei Vollhölzern ohne allseitige dampfdichte Beschichtungen, wie Deckenbalken, das Temperaturdehnverhalten mit der gleichzeitig stattfindenden Feuchteabgabe durch die Temperaturerhöhung kompensiert wird (SCHULZE 2005).

Tab. 3-13 Mittelwerte des Wärmeausdehnungskoeffizienten

Temperaturbereich bei Herstellung und Lagerung	α_m [$10^{-6}/\text{K}$]
10 °C	17,5
20 °C	20,5
40 °C	19,0

Elastizitätsmodul

Je nach angewandeter Prüfmethode wurde der Elastizitätsmodul als dynamischer Elastizitätsmodul E_{dyn} oder statischer Elastizitätsmodul E_{stat} ermittelt. Die gemessenen Kennwerte unterliegen aufgrund der andersartigen Beanspruchungen beider Prüfmethoden verschiedenen Einflüssen (HOHLBERG 2001). Der dynamische Elastizitätsmodul wurde mithilfe von Ultraschallimpulsen und anschließender Messung der Laufzeit sowie der Eigenschwingzeit, nach DIN EN 12504-4 und den Empfehlungen des DAfStb, Heft 422, ermittelt. Auf diese Weise konnte der Elastizitätsmodul ohne erkennbare Beanspruchung des Prüfkörpers bestimmt werden. Zur Ermittlung des statischen Elastizitätsmoduls wurden die Prüfkörper einem Belastungszyklus in Anlehnung an die DIN EN 13412 unterzogen.

**Abb. 3-25 Ermittlung des statischen Elastizitätsmoduls**

Biegezugfestigkeit

Die Ermittlung der Biegezugfestigkeit fand bei der Vorserie und den Temperaturbereichen 10°C, 20°C sowie 40°C im 3-Punkt-Biegeversuch nach DIN EN 12390-5 statt. Nachdem eine Vorlast von 200 N mit 5 mm/min aufgebracht war, erfolgte die Laststeigerung auf die Prüfkörper mit 0,05 MPa·s bis zum Bruch. Die Berechnung der Biegezugfestigkeit erfolgte aus der Bruchlast und den jeweiligen Prüfkörpergeometrien.

$$R = \frac{1,5 \max F l}{d_1 d_2^2} \quad (3.48)$$

mit: R Biegezugfestigkeit [MPa]
 F in Prüfkörpermitte aufgebrachte Bruchlast [N]
 l Abstand zwischen den Auflagern = 120 mm
 d Breite bzw. Höhe in Prüfkörpermitte

Die Ergebnisse der Mittelwerte sind in Abb. 3-26 dargestellt. Bis auf zwei Ausnahmen bestanden zwischen den Messreihen keine signifikanten Unterschiede. Lediglich bei der Vorserie und dem Temperaturbereich von 20°C war eine geringe Steigerung zwischen der eintägigen und der ca. 100-tägigen Lagerung festzustellen. Die Erhöhungen der Biegezugfestigkeiten betragen bei der Vorserie ca. 18% und beim 20°C-Temperaturbereich knapp 14%. Eine entscheidende Zunahme fand demzufolge nicht statt. Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse kann festgestellt werden, dass sich weder verschiedene Temperaturen bei der Herstellung und den ersten Tagen der Lagerung noch eine längere Lagerungsdauer des Epoxidharzbetons auf die Biegezugfestigkeitswerte auswirkten. Das insgesamt recht hohe Niveau der Werte bestand aber schon einen Tag nach der Herstellung.

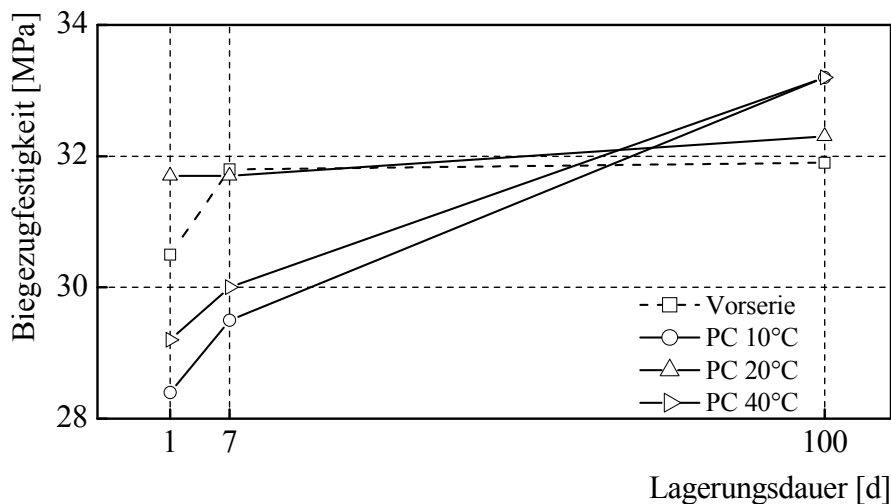


Abb. 3-26 Verlauf der Biegezugfestigkeit bei verschiedenen Lagerungstemperaturen

Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit wurde an Würfeln 40x40x40 mm ermittelt. In Abb. 3-27 sind die erreichten Druckfestigkeiten der Mittelwerte aufgetragen. Mit Ausnahme der Vorserie sind hierbei die Steigerungen mit Zunahme der Lagerungsdauer und Lagerungstemperatur gut zu erkennen. Bei der Vorserie bestanden zwischen allen Werten keine signifikanten Unterschiede.

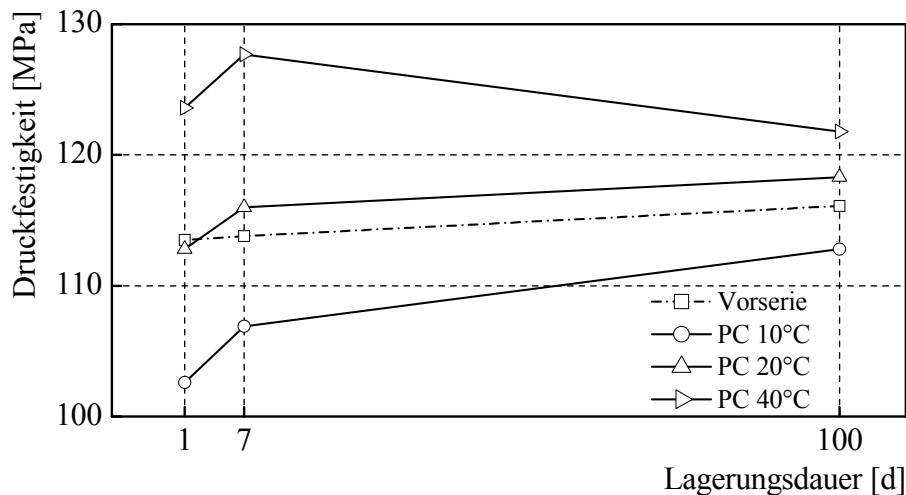


Abb. 3-27 Druckfestigkeit bei verschiedenen Temperaturbereichen (Würfel 40x40x40 mm)

Bei der Druckfestigkeit ist durch die erhaltenen Werte eindeutig bestätigt worden, dass sich bei tieferen Temperaturen die schlechtere Vernetzung der Polymere negativ auf die Druckfestigkeit ausübt. Höhere Aushärtungstemperaturen bewirken eine sehr gute Frühfestigkeit und sorgen so für eine hohe Druckfestigkeit des Epoxidharzbetons bei normalen Umgebungstemperaturen. Zusätzlich erfolgte die Prüfung der Druckfestigkeit an Prismen 40x40x160 mm nach den Vorgaben aus DAfStb (2001) statt. Es wurden keine unterschiedlichen Temperaturbereiche untersucht. Die Herstellung und Lagerung der sieben Prismen, welche hochkant der Belastung bis zum Bruch ausgesetzt wurden, erfolgte bei ca. 20°C. Die Dehnungen wurden an zwei Seiten der Prismen mit 20 mm langen Dehnmessstreifen vom Typ 20/120LY43 mit einer angepassten Temperaturkompensation für Aluminium mit $23 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ermittelt. Der Wärmeausdehnungskoeffizient für den hier verwendeten Epoxidharzbeton betrug ca. $20,5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, eine Beeinflussung der Messwerte durch die geringe Abweichung war nicht zu erwarten. Die Spannungs-Dehnungs-Linien sind in Abb. 3-28 dargestellt.

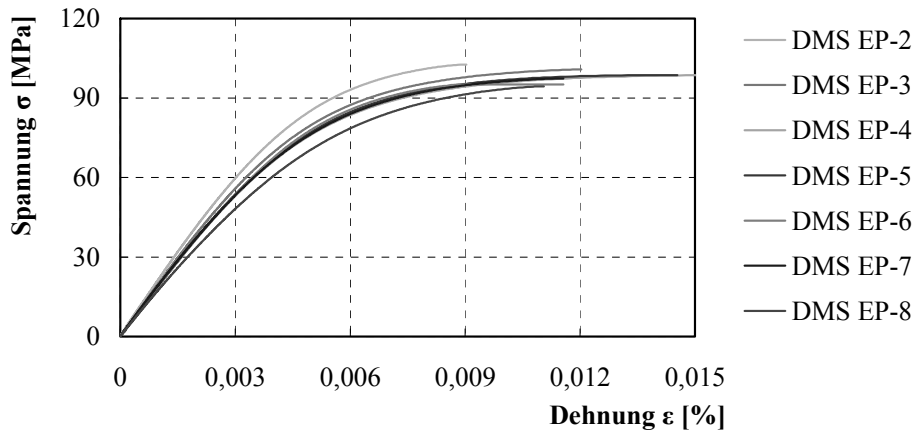


Abb. 3-28 Spannungs-Dehnungs-Linien (Prismen hochkant): DMS

Tab. 3-14 Bruchspannung Prismen hochkant

Prüfkörper	F_u [kN]	σ_u [MPa]
EP/20/D/2	165,28	102,63
EP/20/D/3	160,40	100,78
EP/20/D/4	158,75	98,65
EP/20/D/5	157,49	98,55
EP/20/D/6	153,07	95,08
EP/20/D/7	155,57	97,38
EP/20/D/8	150,71	94,38
Mittelwert	157,32	98,21
s	4,83	2,93
COV [%]	3,07	2,99

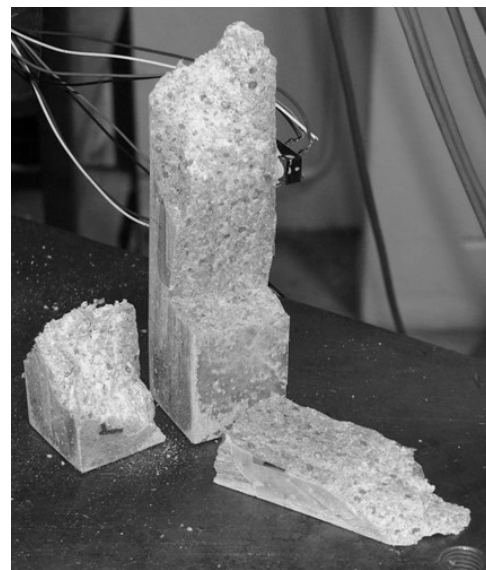


Abb. 3-29 PK nach Druckprüfung

Zugfestigkeit

Die Prüfung der Zugfestigkeit erfolgte mit Prismen bei einer Herstellungs- und Lagerungstemperatur von ca. 20°C. Da weder für Reaktionsharzmörtel und Reaktionsharzbetone noch für zementgebundenen Mörtel oder Beton eine entsprechende Norm für prismatische Prüfkörperabmessungen existiert, erfolgte nach dem Einspannen in die Klemmbacken der Zugvorrichtung das Aufbringen einer Vorlast von 150 N mit 5 mm/min. Danach wurde die Last mit 100 N/s bis zum Bruch gesteigert. Bei der Belastung auf Zug trat bei allen drei Prüfkörpern ein nahezu hundertprozentiger Kohäsionsbruch in der Klebefuge bei Bruchspannungen von ca. 15-16 MPa auf. Nur in sehr geringem Ausmaß (ca. 2%) war Kohäsionsbruch im Polymerbeton zu beobachten.

Vergleich der Festigkeiten mit hochfestem Beton

Grundlegend handelt es sich bei Reaktionsharzmörtel und -betonen sowie zementgebundenem Mörtel und Beton um sehr verschiedene Stoffsysteme. Vor allem das jeweilige Bindemittel zeichnet sich durch große Unterschiede aus. Die einzusetzenden Ausgangsstoffe und die Härtungsreaktionen weisen keinerlei Gemeinsamkeiten auf. Generell kommt bei den erhaltenen Werten nur ein Vergleich mit hochfestem Beton in Betracht. Nach KÖNIG et al. (2001) besteht zwischen zentrischer Zugfestigkeit f_{ct} und der Biegezugfestigkeit $f_{ct,flex}$ bei Hochleistungsbeton ein Verhältnis von $f_{ct} \sim 0,5 f_{ct,flex}$. Wenn als Basis des Vergleichs der Mittelwert der Druckfestigkeit des Epoxidharzbetons bei 20°C Erhärtungstemperatur und siebentägiger Lagerung angesetzt wird, ergeben sich folgende, in Tab. 3-15 zusammengestellte Verhältnisse:

Tab. 3-15 Vergleich der Festigkeitseigenschaften von Epoxidharzbeton mit Zementbeton

Eigenschaft	Einheit	Beton C 100/115	EP-Beton
Lagerungsdauer	d	28	7
Druckfestigkeit	MPa	115	116
Biegezugfestigkeit	MPa	11*	30

* Die Biegezugfestigkeit ergibt sich aus $f_{ct,flex} = 2 f_{ct}$ mit $f_{ct} = 5,50$ MPa, KÖNIG et al. (2001).

Die gegenüber dem Zementbeton viel höhere Biegezugfestigkeit des EP-Polymerbetons ist zum Teil der besonders guten Haftung zwischen dem Füllstoff und dem Bindemittel sowie der sehr hohen Biegezugfestigkeit des reinen Epoxidharz-Systems zu verdanken. Beim hochfesten Beton können sich die Kristallite, die sich bei der Hydratation des Zementes bilden, durch die Kornoberflächen nicht mehr ungehindert ineinander verzahnen. Deshalb entsteht um die Zuschlagkörner ein ca. 50 µm dicker Bereich mit verminderten Festigkeitseigenschaften.

Zusammenfassung und Bewertung

Im Ergebnis der Prüfungen wurde eine Festigkeitssteigerung infolge Nacherhärtung mit zunehmender Lagerungsdauer und Lagerungstemperatur festgestellt. Die wesentliche Ausbildung des Materialgefüges und der Eigenschaften erfolgte in den ersten 24 Stunden. Es konnte eine sehr hohe Frühfestigkeit festgestellt werden. Die untersuchten Prüfkörper hatten nach einem Tag schon über 90% ihrer Endfestigkeit erreicht. Anhand der Vorserie war ersichtlich, dass sich auch geringfügige Abweichungen bei der Herstellung und Lagerung nicht zwangsläufig negativ auf die Eigenschaften ausüben müssen. Erhöhte Temperaturen bei der Erhärtung, wenn auch nur kurzfristig, bewirken

eine bessere Vernetzung der Moleküle durch die größere Beweglichkeit. Dies hat positive Auswirkungen auf die Ausbildung des Materialgefüges und bewirkt eine sehr gute Frühfestigkeit und hohe Druckfestigkeit des Epoxidharzbetons bei normalen Umgebungstemperaturen. Niedrige Baustellentemperaturen führen im Gegensatz zum Normalbeton nur zu einer Unterbrechung der Reaktion. Bei hohen Umgebungs- und Verarbeitungstemperaturen steht nur eine verkürzte Gebindeverarbeitungszeit zur Verfügung. Die Nacherhärtung bei Normalklima führte insgesamt zwischen dem 1-Tage-Wert und 91-Tage-Wert zu einer Druckfestigkeits- und Biegezugfestigkeitssteigerung von bis zu 10%. Generell kommt bei den erhaltenen Festigkeitswerten nur ein Vergleich mit hochfestem Beton in Betracht. Wenn als Basis des Vergleichs der Mittelwert der Druckfestigkeit des Epoxydharzbetons bei 20°C Erhärtungstemperatur und siebentägiger Lagerung angesetzt wird, könnte man die Rezeptierung mit einem hochfesten Beton C100/115 bei gleicher Druckfestigkeit und ca. dreifacher Biegezugfestigkeit vergleichen.

Tab. 3-16 Materialkennwerte Epoxidharzbeton Compono® 100

Prüfung	Norm/Richtlinie	Wert	Einheit
Rohdichte ⁴	DIN EN 12190	1,98	g/cm ³
Dynamischer Elastizitätsmodul	DIN EN 12504-4 DAfStb (1991)	22.800	MPa
Statischer Elastizitätsmodul	DIN EN 13412	19.900	MPa
Schubmodul	-	9.300	MPa
Biegezugfestigkeit	DIN EN 12390-5	30,0	MPa
Druckfestigkeit Würfel 40x40x40 mm	DIN EN 12190	116,0	MPa
Druckfestigkeit Prismen 40x40x160 mm	VRK (1978)	98,2	MPa
Wärmeausdehnungskoeffizient	DIN EN 1770	20,5	10 ⁻⁶ /K

Die Einzelwerte der Versuchsergebnisse sind im Anhang C dargestellt; die vollständige Versuchsdokumentation kann dem Abschlussbericht zum Forschungsprojekt KF0037501PK4 entnommen werden (RAUTENSTRAUCH et al. 2007).

⁴ Die Rohdichte wurde jeweils nach einem und nach sieben Tagen gemäß DIN EN 12190 ermittelt.

Faserverstärkte Kunststoffe und Holz im Verbund

4

4.1 Zielstellung

Aus den vorangegangenen Ausführungen zur Charakteristik von Voll- und Brettschichtholz ergibt sich die Zielstellung, die strukturell bedingten Grenzen des Baustoffes Holz durch den gezielten Einsatz von Hochleistungswerkstoffen zu überwinden. Dies kann durch Kopplung des duktilen Verhaltens des Holzes mit der Erhöhung der Bruchfestigkeit erreicht werden, d.h. Vergrößerung des Verhältnisses von Zug- und Druckfestigkeit η , Verringerung des Einflusses von Holzfehlern auf das Gesamttragverhalten und Erhöhung der Zugfestigkeit durch den Einsatz von FVK in der Zugzone. Durch diese künstliche Vergrößerung von η wird eine höhere Plastizierung der Druckzone induziert und somit eine bessere Ausnutzung des Querschnittspotentials durch duktileres Materialverhalten erreicht (Erreichung des Versagensmodells B3, gleichermaßen für Voll- und Brettschichtholz). Das kontinuierliche Zusammenwirken der einzelnen Komponenten in einem hybriden Gesamtquerschnitt hängt im Wesentlichen von der Übertragung der Beanspruchungen in der Schnittstelle, also von der Qualität der Verbundfuge und des Klebers ab.

4.2 Stand der Forschung

Der Vergleich von unverstärkten Holzquerschnitten mit FVK-verstärkten Biegeträgern ist in den letzten vier Jahrzehnten der am häufigsten untersuchte und in Veröffentlichungen erschienene Bereich der Forschung im Bezug auf Biegeträgerverstärkungen im Holzbau. Dabei war in einer Vielzahl experimenteller und theoretischer Untersuchungen meist eine Entlastung der Zugzone des Holzquerschnitts, aber auch das Entgegenwirken der Anisotropie des Materials Holz oder durch Herstellungstechnik geschuldete Schwachstellen wie Keilzinkenverbindung erklärtes Forschungsziel.

Eine Übersicht der wichtigsten bisherigen Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet, hauptsächlich im Bereich der Brettschichtholzträgerverstärkung, geben BLASS & ROMANI (2000) und LUGGIN (2000). Eine Ausnahme der Zusammenstellung bildet die Dissertation von PÖRTNER (2005), welche sich mit dem Endverankerungsbereich eingeklebter Faserverbundstäbe beschäftigt. Neuere Trends zeigen Forschungsanstrengungen im Bereich der Vorspannung von CFK Lamellen in Kombination mit einer Modifikation von Klebereigenschaften, vor allem in der Schweiz (BRUNNER & ENGELS 2007, BRUNNER & SCHNÜRIGER 2002, 2004, 2007a, 2007b). Ein umfassender Überblick zum Stand der Forschung wurde im Rahmen der COST Action E34 „Bonding of Timber“ unter Mitarbeit des Verfassers in den letzten Jahren erarbeitet. In diesem Zusammenhang wird auf das Core document LIGNOVISIONEN /special issue 18 verwiesen (PIZZO & SCHÖBER 2007, SCHÖBER et al. 2007, NEGRÃO et al. 2007, LEHMANN et al. 2008).

Dieser Überblick verdeutlicht, dass auf dem Gebiet der Verstärkung von Vollholzquerschnitten im direkten Vergleich zum Brettschichtholz nur sehr wenige Untersuchungen durchgeführt wurden, obwohl sich derzeit die hauptsächlichlichen Einsatzgebiete von FVK in der Praxis auf nachträgliche Biegeträgerverstärkungen, Knotenstabilisierungen und Ertüchtigung gesamter Tragwerke im Sanierungsbereich bestehender und erhaltenswerter Substanz ansiedeln. Der Bereich Brettschichtholzverstärkung durch FVK hingegen wurde in Bezug auf Lage der FVK-Verstärkung, ob oberflächlich, eingeschlitzt, eingelegt oder vorgespannt, in Bemessungsverfahren, mit oder ohne Teilplastifizierungen der Holzdruckzone relativ ausführlich untersucht.

In den letzten fünf Jahren verlagerte sich der Forschungsschwerpunkt von FVK im Holz- und auch im Stahlbau mehr in die Untersuchung des Verhaltens der Verbundelemente im Endverankerungsbereich und auf Optimierung des Kraftflusses im benannten Bauteilabschnitt. Resultierend aus diesen Untersuchungen ergeben sich folgende Schlussfolgerungen:

- Die Verbesserung der Trageigenschaften gegenüber dem unbewehrten Querschnitt erfolgt durch Verminderung der Störungen des Holzes.
- Das Versagen des Verbundträgers erfolgt schrittweise.
- Die Ausbildung des Verankerungsbereiches ist entscheidend für die Gesamttragfähigkeit des Querschnitts.
- Mit steigendem E-Modul des Verstärkungsmaterials ist eine Erhöhung der Tragfähigkeit erkennbar (Einsatz von HM-Laminaten empfohlen).
- Es besteht ein vollständiger Verbund durch günstige Verbundeigenschaften von Epoxidharz bis zum Auftreten plastischer Verformungen, teilweise auch bis zum Bruchzustand.

- Es herrscht eine quasi-lineare Dehnungsverteilung über die Trägerhöhe unter Biegebeanspruchung bis zum Versagen des Bauteils.
- Vorspannung von FVK-Verstärkungen steigern die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Systems, sollten aber aus wirtschaftlicher Sicht aufgrund des hohen Herstellungsaufwandes hinterfragt werden.

Oben genannte Aussagen konnten überwiegend durch eigene experimentelle Untersuchungen bestätigt werden (GRUND 2004, SCHOBER & RAUTENSTRAUCH 2005a, 2005b)

4.3 Eigenschaften von Klebern für Holz-FVK-Verbindungen

Für das nachträgliche Verbinden von faserverstärkten Kunststoffen mit Voll- und Brettschichtholz werden üblicherweise duromere Harze, i.d.R. auf Epoxidharz basierende Kleber verwendet, da diese die gleichen chemischen Ausgangsstoffe wie die Matrix in FVK besitzen. Bei Epoxidharzklebern handelt es sich immer um einen Zweikomponentenkleber, bestehend aus Basisharz und Aminhärter. Zur besseren Verarbeitbarkeit und zur Optimierung der mechanischen Eigenschaften werden Zusätze aus Quarzmehl als Füllstoff beigefügt. Bei der Zusammenführung ist sehr genau das exakte Mischungsverhältnis und die Durchmischung der Komponenten A (Harz) und B (Härter) zu beachten, da unvollständig gemischte oder falsch dosierte Komponentenverhältnisse zu erheblichen Verlusten der Klebefestigkeit und somit des Gesamtverbundes führen.

Der Einfluss des Mischungsverhältnisses auf die Klebefestigkeit wurde ausführlich von HABENICHT (2002) dargestellt. Eine Umkehr der abgeschlossenen chemischen Polyadditionsreaktion (Aushärtung), d.h. das Trennen der entstandenen Reaktionsprodukte in die Ausgangsstoffe Harz und Härter, ist allgemein bei einer Duromermatrix ausgeschlossen. Deshalb gibt der Hersteller eine so genannte Topfzeit, die eine Verarbeitungsdauer des Klebers nach dem Mischvorgang beschreibt, von meist ca. 20 Minuten vor. Die Erhärtung erfolgt dann, abhängig von der Umgebungstemperatur, innerhalb weniger Stunden. Positiv für die Montage von Verstärkungen in-situ wirkt sich der geringe Schwindfaktor während der Erhärtung aus. Hierdurch entfällt das Zusammenpressen der Füge-teile, wie dies zum Beispiel bei Polykondensationsklebstoffen notwendig ist. Im Folgenden sind die günstigen Eigenschaften dieser Kleber auf Basis von Epoxidharzsystemen aufgeführt HABENICHT (2002) und verschiedene Harze für den Verbund von Holz und CFK gegenübergestellt (Tab. 4-1).

- Hervorragende Haftung auf konventionellen Baustoffen,
- geringe Feuchteempfindlichkeit, gute Alterungsbeständigkeit,
- vernachlässigbares Schwinden beim Aushärteprozess,
- geringes Kriech- und Relaxationsvermögen.

Tab. 4-1 Technische Daten von verschiedenen Harzen

Kennwert	Thixotropes Harz	Flüssiges Harz	Grundierung
Mischungsverhältnis	A:B = 2:1	A:B = 4:1	A:B = 1:1
Spezifisches Gewicht	1,59 g/cm ³	1,01 g/cm ³	1,08 g/cm ³
BROOKFIELD Viskosität	220 Pas	11400 cPs	9400 – 9600 cPs
Topfzeit bei			
10°C	150 min	60 min	---
23°C	60 min	40 min	30-40 min
30°C	30 min	20 min	---
Reaktionszeit bei			
10°C	14 – 16 h	90 min	---
23°C	4 – 5 h	50 min	4 – 5 h
30°C	2,5 – 3 h	30 min	---
Verarbeitungstemperatur	10°C – 35°C	10°C – 30°C	10°C – 30°C
Vollständige Aushärtung	7 d	7 d	12 – 24 h
Schubfestigkeit			
nach 7 d, 23°C	9 MPa	9 MPa	---
Zugfestigkeit			
nach ASTM D 638	18 MPa	30 MPa	---
Druckfestigkeit			
nach ASTM D 695	45 MPa	70 MPa	---
Biegefestigkeit			
nach ISO 178	30 MPa	60 MPa	---
Biegeelastizitätsmodul			
nach ISO 178	4000 MPa	2000 MPa	---
Druckelastizitätsmodul			
nach ASTM D 695	3000 MPa	5000 MPa	---

Die mechanischen Anforderungen an eine Klebschicht ergeben sich aus den Kräften, die zu übertragen sind. Dabei kommt den an den Rändern auftretenden Spannungsspitzen eine besondere Bedeutung zu. Die Größe der übertragbaren Kräfte wird durch die zur Verfügung stehende Klebefläche, deren Struktur, den

damit verbundenen Adhäsionskräften sowie der inneren Festigkeit des Klebstoffs (Kohäsionsfestigkeit) und der Füge­teile bestimmt. Als vorwiegend klebschichtspezifische Faktoren lassen sich nach HABENICHT der Schubmodul, das Schubspannungs-Gleitungsverhalten, der Elastizitätsmodul und die Klebschicht­homogenität nennen (HABENICHT 2002). Ihre Größen lassen sich durch entsprechende Versuche mit festgelegten Probengeometrien ermitteln.

4.4 Einflussparameter für den Verbund

Die Effizienz geklebter Verbindungen hängt von verschiedenen Faktoren ab. Unter der Annahme, dass die Verbindung ordnungsgemäß ausgeführt wurde, könne diese wie folgt zusammengefasst werden:

a) *Benetzungsfähigkeit des Harzes in Bezug auf die Oberfläche*

Die Benetzungsfähigkeit hängt von der Oberflächenbeschaffenheit des Holzes (hygrothermisches Verhalten, Oberflächenbehandlung, chemische Modifikation, Porosität, etc.) und des Klebers (Viskosität, Dichte, chemische Affinität zum Holz, etc.) ab.

b) *Eigenschaften des erhärteten Harzes in Bezug auf die Schichtdicke*

Besonders bei in-situ Verstärkungen und drucklosem Aufbringen der FVK-Schicht ist die Schichtdicke des Klebers schwer zu kontrollieren. Sie beeinflusst jedoch maßgeblich die Verbundeigenschaften der einzelnen Komponenten und muss deshalb vom Hersteller angegeben werden.

c) *Außerordentliche Umgebungsbedingungen und -einflüsse*

Stark veränderliche Umgebungsbedingungen (Feuchtigkeit, Temperaturschwankungen) beeinflussen maßgeblich das Verbundverhalten, da dadurch vom Kleber nicht absorbierbare Verformungen im Holz und zusätzliche Zwangsbeanspruchungen in der Fuge auftreten.

Diese Aspekte machen deutlich, dass die Verarbeitung des Klebers und die Umgebungsbedingungen eine wichtige Rolle auf die Verbundeigenschaften und Dauerhaftigkeit der Konstruktion besitzen. Im Rahmen dieser Arbeit soll jedoch nicht weiter darauf eingegangen werden, es wird anstatt auf die umfangreichen Empfehlungen des Europäischen Komitees für Normung TC193/SC1: Klebstoffe für Holz und Holzwerkstoffe (CEN 2003a, 2003b, 2003c) verwiesen.

4.5 Versagensformen der Verbundfuge

4.5.1 Überblick

Der EP-Kleber überträgt die Spannungen zwischen den Fügekomponenten Holz und FVK, welche ein grundsätzlich unterschiedliches viskoelastisches Materialverhalten besitzen. Die technische Eignung für den Einsatz in verschiedenen Nutzungsklassen muss deshalb durch entsprechende Tests nachgewiesen werden. Neben den mechanischen Eigenschaften der Harze kann die Affinität zu Holz und FVK aus dem Bruchbild bestimmt werden. Eine Einteilung der Versagensformen gibt DIN EN ISO 10365 wieder:







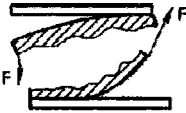
	Bruchbilder	Bezeichnung
Fügeteilwerkstoff	 <p>Bruch eines oder beider Fügeteile (Fügeteilbruch)</p>	SF
	 <p>Bruch eines Fügeteils (kohäsives Fügeteilversagen)</p>	CSF
	 <p>Bruch durch Delaminieren (Delaminierbruch)</p>	DF
Klebstoff	<p>Arten des Kohäsionsbruches</p>  <p>Kohäsionsbruch</p>	CF
	 <p>Substratnaher spezieller Kohäsionsbruch</p>	SCF
	 <p>Adhäsionsbruch</p>	AF
	 <p>Adhäsions- und Kohäsionsbruch mit Schälung</p>	ACFP

Abb. 4-1 Bezeichnung von Bruchbildern nach DIN EN ISO 10365:1995

Für das Verbundverhalten können im Wesentlichen vier Versagensmodi bestimmt werden. Die folgenden Abb. sind dabei eigenen Untersuchungen entnommen (PANZER 2007).

4.5.2 Kohäsionsversagen (CF)

Diese Versagensform entsteht innerhalb eines oder beider Verbundpartner. Bei einem Kohäsionsbruch des Klebers wird ein Versagen innerhalb der Kleberschicht beschrieben, welches z. B. durch Mischungsfehler oder Einschlüsse hervorgerufen werden kann. An beiden Fügeteilen verbleibt flächig Klebermaterial.

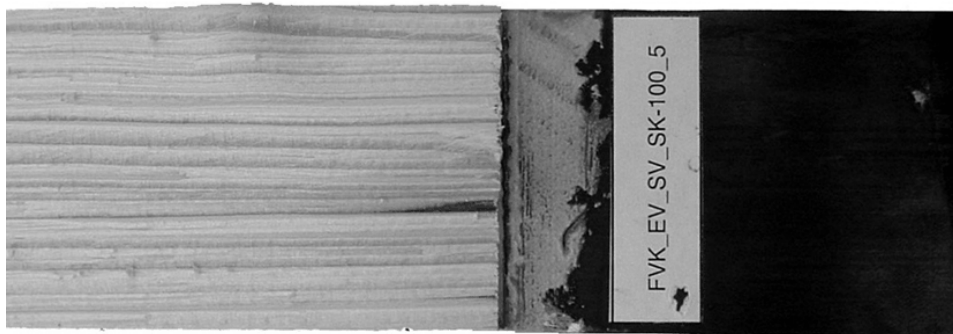


Abb. 4-2 Kohäsionsversagen im Holz

4.5.3 Adhäsionsversagen (AF)

Das reine Versagen der Verbundfuge zwischen Holzoberfläche und Klebeschicht bzw. zwischen Klebeschicht und FVK tritt auf, wenn die vorhandenen Verbundkräfte im Kleber kleiner als die Kohäsionskräfte im Fügeteil sind. Die Bruchflächen sind meistens glatt. AF entsteht, wenn Verarbeitungsfehler aufgetreten sind, z. B. die Topfzeit wurde überschritten oder die Oberflächen besitzen Schmutzablagerungen.

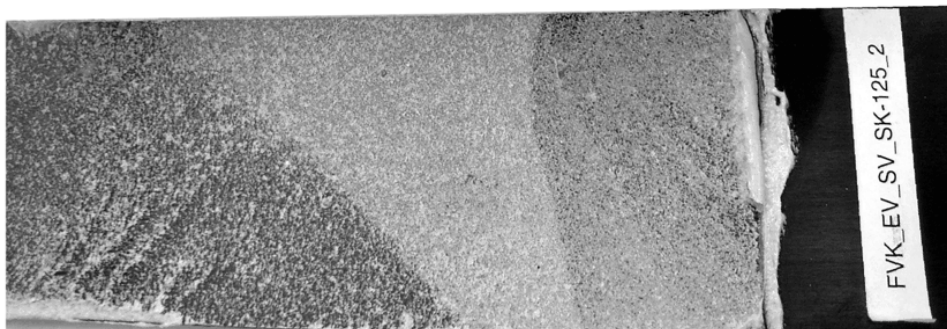


Abb. 4-3 Adhäsionsbruch zwischen Kleber und Holz

4.5.4 Delaminationsversagen (DF)

Tritt in aufgetragenen Schichten, möglich auch Lacke, Primer usw., ein Versagen auf, spricht man vom Bruch durch Delaminieren. Dem Werkstoff Holz kann im weitesten Sinne eine Schichtung orthogonal zur Faser zugewiesen werden, so wird der Verbleib der Grenzfaserschicht des Holzes am Kleber durch Scherversagen als Delaminationsbruch innerhalb der Holzstruktur angesehen.

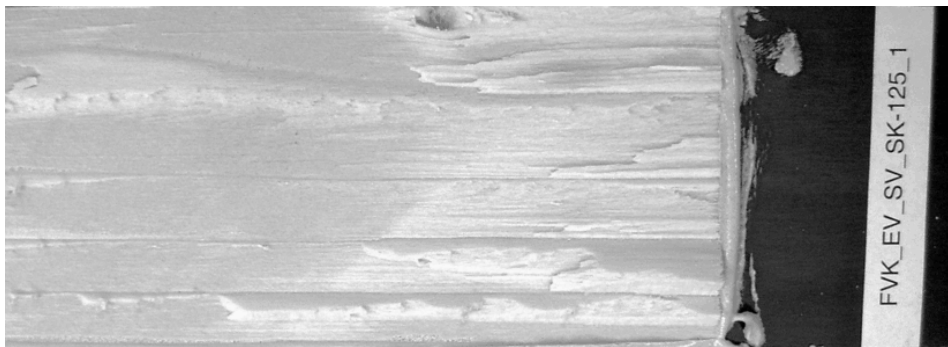


Abb. 4-4 Delaminationsbruch, hier ca. 60% DF und 40% CSF

4.5.5 Gemischtes Versagen (MF)

Ein gemischtes Versagen entsteht durch substratnahe Kohäsionsbruch (SCF), wobei CF im Holz beobachtet werden kann und Kleberrückstände in den angrenzenden Schichten verbleiben.

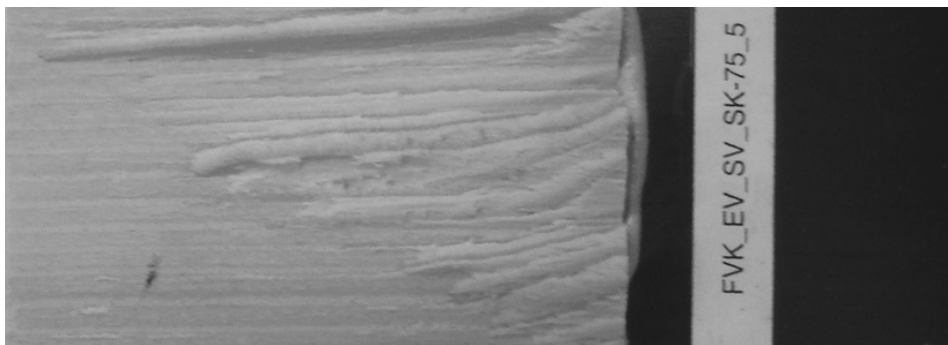


Abb. 4-5 Gemischtes Versagen

Epoxidharzkleber besitzen isotropes Materialverhalten. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten (Abb. 4-6) hängt vom chemischen Aufbau des Harzes und des Mischungsverhältnisses der einzelnen Komponenten ab. Nachteilig sei hier das Verhalten des Klebers unter hoher direkter Temperaturbeanspruchung zu nennen. Bei Überschreitung der Glasübergangstemperatur T_g (GT) des Epoxidharzklebers (meist $< 100^\circ\text{C}$) erfolgt ein schlagartiger Abfall der Festigkeit und des Elastizitätsmoduls.

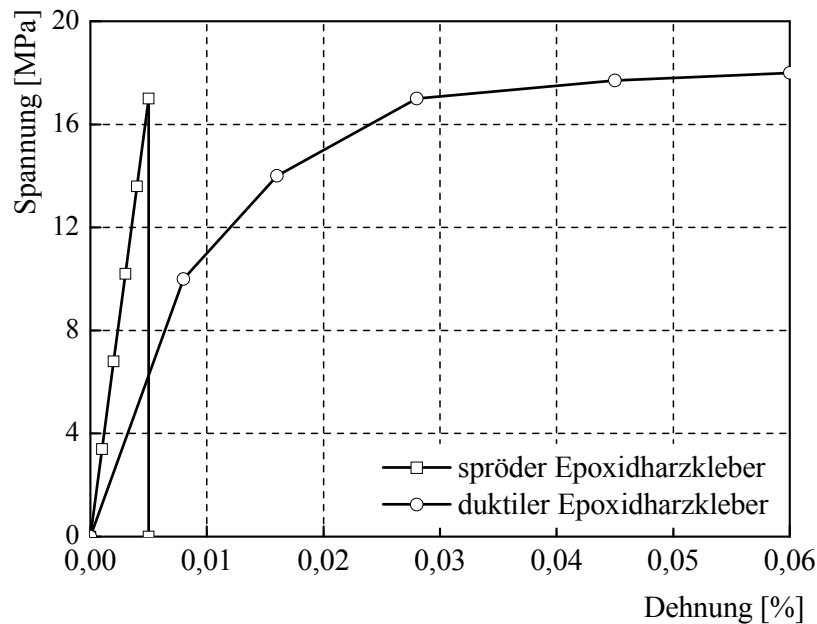


Abb. 4-6 Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines EP-Klebers

4.6 Berechnungsmodelle für Holz und FVK im Verbund

4.6.1 Mechanische Modelle für die Verbundfuge

Am häufigsten werden die Verbundeigenschaften in der Fuge durch die Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes beschrieben, die sich durch Gleichgewicht der Kräfte an einem differentiellen Element aufstellen lässt. Erste Implementierungen dieser Ansätze finden sich in der hergeleiteten Theorie zur Bestimmung der Nietkraftverteilung in schubbeanspruchten Nietverbindungen (VOLKERSEN 1938, 1953a, 1953b, 1953c) durch Ersetzen der Einzelniete mittels einer linear-elastischen Zwischenschicht. BRESSON wandte diese Theorie erstmals 1971 im Bereich geklebter Stahl-Beton-Verbindungen an (BRESSON 1971), ausführlich dargestellt und erweitert durch HOLZENKÄMPFER (1997). Dabei wird die Zulässigkeit folgender Annahmen vorausgesetzt:

- Linear-elastisches Werkstoffverhalten für Holz, faserverstärkten Kunststoff und Klebstoff.
- Vernachlässigung der Fügeteilbiegung, gleichförmige Verteilung der Normalspannungen in den Fügeteilen über den gesamten Querschnitt.
- Reine Schubkraftübertragung in der Klebeschicht und vollständiger Haftverbund.

Ein lineares Verhalten der Lamellenverankerung wird durch die direkte Proportionalität zwischen Beanspruchung und Verformung beschrieben. Mit den Abkürzungen $n = E_L / E_t$, $a = A_L / A_t$ und $\tau_K = f(s)$ ergibt sich für die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes zu

$$s'' - \frac{(1 + na)}{E_L h_L} f(s) = 0 \quad (4.1)$$

mit s Verschiebung
 τ_K Schubspannung in der Klebefuge

Gln. (4.1) besitzt für alle Körper, die den benannten Zulässigkeitsbedingungen entsprechen, Gültigkeit. Die möglichen unterschiedlichen Lösungen der Differentialgleichung können aber erst nach Wahl der Form des Verbundansatzes und Definition der Randbedingungen am Zug-Zug- bzw. Zug-Druck-Körper selbst erstellt werden. Für die durchgeführten eigenen experimentellen Untersuchungen zum Haftverbund ergibt sich die Lösung der Differentialgleichung unter der Annahme, dass die positive Richtung der Verbundlänge mit der tatsächlichen Verklebungslänge korrespondiert zu

$$\varepsilon_L(x) = \frac{F}{E_L A_L} \left[\cosh(\omega x) - \frac{\sinh(\omega x)}{\tanh(\omega l)} \right] \quad (4.2)$$

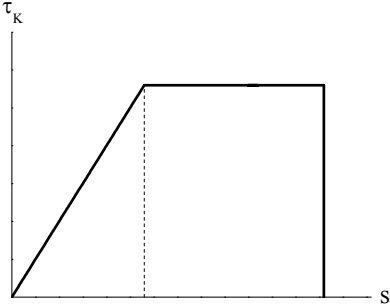
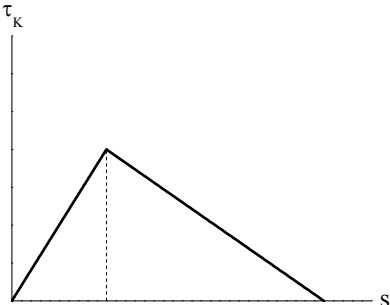
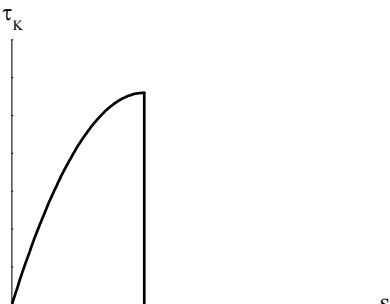
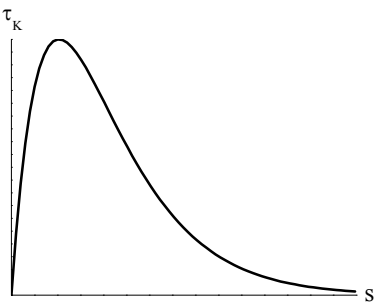
$$\omega = \sqrt{\frac{k}{E_L t_L} \left(1 + \frac{E_L A_L}{E_t A_t} \right)} \quad (4.3)$$

mit l Verbundlänge
 k experimentell bestimmte fiktive Verbundsteifigkeit
 t_L Laminatdicke

Mit dem Verlust des vollständigen Verbundes zwischen Lamelle und Holz verlieren die linearen Stoffgesetze und somit auch die Annahme der Proportionalität zwischen Beanspruchung und Verformung ihre Gültigkeit. Spannungen σ_2 normal zur Klebefläche können durch Vernachlässigung der Fügeteilbiegung rechnerisch nicht erfasst werden und das BRESSON-Modell ist nicht mehr anwendbar. Die auftretenden Beanspruchungszustände können dann nur noch mithilfe der Bruchmechanik oder Kohäsivzonen-Modellen zutreffend beschrieben werden, welche im weiteren Verlauf der Arbeit noch näher erläutert werden.

Nachfolgend sind noch einmal wichtige Verbundansätze gegenübergestellt, welche durch experimentelle Versuche verschiedener Forscher verifiziert wurden. In jüngeren Publikationen bilden einige diese Verbundansätze den Grundstein für Weiterentwicklungen und Optimierung des Verbundansatzes.

Tab. 4-2 Auswahl einiger wichtigen Verbundansätze

Lineares Verbundmodell	
<p>Linear-elastisches BRESSON Modell zur Beschreibung der Relativverschiebung bei konstanter Verbundspannung bis zum Versagen, modifiziert mit teilweise plastischem Reibungsplateau (Anwendung für Metall/Metall-Klebungen)</p>	
Bilineares Verbundmodell	
<p>Bilineares, elastisch-plastisches Modell (RANISCH 1982) zur Abbildung plastischer Verformungen und Entfestigung (Anwendung für Stahl/Beton-Klebungen)</p>	
Nichtlineares Verbundmodell	
<p>Nichtlineares Verbundmodell nach PICHLER & WICKE (1994), basierend auf dem Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe (Endverankerung Stahl/Beton-Verbindungen)</p>	
Exponentiales und polynomiales Materialmodell	
<p>Allgemeiner bruchmechanischer Verbundansatz unter Berücksichtigung von Rissausweitung und Querspannungen bis zum totalen Versagen des Verbundes (BARENBLATT, NEEDLEMAN, XU, u.a.)</p>	

Im weiteren Verlauf der Arbeit sind eigene experimentelle und numerische Untersuchungen zusammengestellt, in denen die Anwendbarkeit des linearen Ansatzes für reine Zugbeanspruchung und die des exponentialen Ansatzes für gemischte Zug-/Biegebeanspruchung unter Berücksichtigung des Querspannungseinflusses auf den Bereich der FVK-Verstärkung im Holzbau geprüft wurde.

4.6.2 Mechanische Modelle für den Verbundquerschnitt

In Tab. 4-3 sind die wichtigsten Materialmodelle für einen FVK-verstärkten Holzträger unter einachsiger Biegung angegeben. Forschungen der letzten Jahre und eigene Untersuchungen haben gezeigt, dass sich insbesondere bei höheren Lasten ein eindeutiges plastisches Niveau in der Druckzone ausbildet. Für die Bemessung von verstärkten Querschnitten bildet dabei das elastisch-plastische Modell aufgrund seiner einfachen Handhabung eine recht gute Abschätzung.

Zur Bemessung von FVK-verstärkten Querschnitten (Ermittlung der erforderlichen Querschnittswerte der Verstärkung) unter Biegung mit Längskraft gibt CNR-DT 201/2005 (2007) einen Algorithmus zur Bestimmung der bezogenen aufnehmbaren inneren Schnittkräfte N_i und M_i , an, der auf folgenden Annahmen beruht:

- Ebenbleiben der Querschnitte,
- vollständiger Verbund zwischen Holz und FVK,
- linear-elastisches Verhalten des Holzes für Zugbeanspruchung parallel zur Faser bis zum Versagen,
- elastisch-plastisches Verhalten des Holzes für Druckbeanspruchung parallel zur Faser,
- linear-elastisches Verhalten der FVK-Verstärkung bis zum Versagen,
- der Verbundpartner Holz versagt unter Biegung immer durch Erreichen der Bruchdehnung in der Zug- und in der Druckzone,
- Stabilitätsversagen wird nicht berücksichtigt und muss gesondert behandelt werden.

Dabei werden folgende Versagensszenarien berücksichtigt und die betreffenden Zonen im Querschnitt definiert:

- (1) Die Zugbruchdehnung im Holz ist erreicht und der gesamte Querschnitt erfährt eine reine Zugbeanspruchung.
- (2) Die Zugbruchdehnung im Holz ist erreicht und die Druckzone befindet sich im elastischen Bereich.
- (3) Die Zugbruchdehnung im Holz ist erreicht und die Druckzone befindet sich im plastischen Bereich.
- (4) Die Druckbruchdehnung im Holz ist erreicht und die FVK-Verstärkung erfährt eine Zugbeanspruchung.
- (5) Die Druckbruchdehnung im Holz ist erreicht und die FVK-Verstärkung erfährt eine Druckbeanspruchung.

Mit den ermittelten aufnehmbaren inneren Schnittgrößen kann nun je nach Beanspruchung in Abhängigkeit von der Lage der Nulllinie eine Abschätzung der Querschnittsbeanspruchung geführt werden.

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \tag{4.4}$$

mit M_{sd} Bemessungsbiegemoment
 M_{Rd} Biege widerstand in Abhängigkeit von der Normalkraft

Tab. 4-3 Auswahl einiger Materialmodelle für den Verbundquerschnitt

Linear-elastischer Spannungs-Dehnungs Verlauf	
Linear-elastisches Modell nach NAVIER, ein eventuell auftretendes Plastifizieren des Querschnitts bleibt dabei unberücksichtigt	
PLEVRIS & TRIANTAFILLOU Modell	
Bilinearer Verlauf der Spannung unter Berücksichtigung des linear angenommenen Spannungsabfalls in der Druckzone nach BUCHANAN UND BAZAN	
Bilinearer Verlauf mit plastischem Plateau	
Elastisch-plastisches Materialmodell mit konstantem plastischen Niveau	
KRUEGER & SANDBERG Modell	
Die gesamte Holzzugzone wirkt im Grenztragzustand nicht mit, dies gilt z.B. für Lamine mit geringer Bruchdehnung, falls das Laminat vor dem Holz versagt kommt es zum Tragfähigkeitsverlust der Querschnitts	

4.7 Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten

4.7.1 Prüfumfang und -durchführung

In sechs Versuchsserien wurde das Tragverhalten von historischen Holzbalken im unverstärkten Zustand und mit einer Verstärkung der Zugzone durch niedrigmodulige Kohlenstofffaserlamellen S&P 150/2000 über die gesamte Querschnittslänge (Serie vs und Serie vv) bzw. innerhalb der lichten Weite der Biegeträger (Serie vh) getestet. Dabei wurden zwei unterschiedliche Verstärkungsarten untersucht:

- FVK-Verstärkung innerhalb des Querschnitts,
- FVK-Verstärkung außerhalb des Querschnitts.

Die technischen Eigenschaften des Verstärkungsmaterials sind in Tab. 4-4 dargestellt, die Lage der untersuchten Verstärkungslagen in Tab. 4-5. Dabei wurden die verwendeten Balkenträger hinsichtlich der vorhandenen Holz- und Wuchsfehler in 20 cm-Abschnitten klassifiziert sowie eine genaue Kartierung der vorhandenen Querschnittsschwächungen vorgenommen, um eine präzisere Vorhersage über die Tragkraftsteigerung zu treffen. Die Reduzierung der Steifigkeit der untersuchten Balken betrug dabei i.M. 17%. (siehe Anhang B).

Tab. 4-4 Materialeigenschaften

Kennwert	Einheit	StoPox SK41	Epoxidharz	Kohlefaser	CFK
Zugfestigkeit	MPa	≥ 30	75	4800	2200
Elastizitätsmodul	GPa	11	2,80	2400	164
Bruchdehnung	%	---	3,50	2,00	1,40
Dichte	g/cm ³	1,75	---	1,73	---

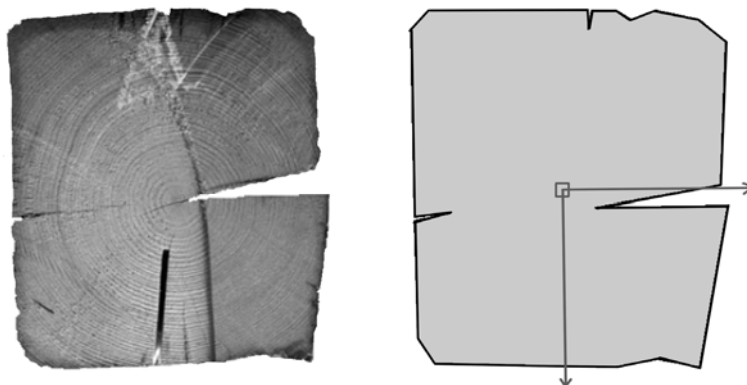

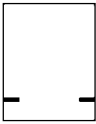
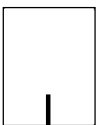


Abb. 4-7 Typischer Querschnitt der untersuchten Altholzbalken

Tab. 4-5 PK Abmessungen und Lage der FVK-Verstärkung

Serie	Höhe [cm]	Breite [cm]	Typ	Verstärkung
vh	15,42...19,33	15,14...20,30		1 Lamelle 1,4 x 50 mm horizontal auf der Balkenunter- seite oberflächlich verklebt
vs	14,64...21,28	15,30...18,28		2 Lamellen 1,4 x 25 mm 3 cm von der Balkenunterseite seitlich eingeschlitzt verklebt
vv	15,74...21,09	15,00...19,33		1 Lamelle 1,4 x 50 mm vertikal mittig eingeschlitzt an der Balkenunterseite verklebt

Das Kleben der Lamellen erfolgte unter praxisüblichen Bedingungen mit dem Epoxidharzkleber StoPox SK41, Grundierung StoJet IHS. Um den Verstärkungseffekt genau zu erfassen, erfolgte in drei ersten Serien die Elastizitätsmodulbestimmung nach DIN EN 408 im 4-Punkt-Biegeversuch. Die horizontalen und vertikalen Verschiebungen wurden dabei mit induktiven Wegaufnehmern in Balkenmitte und am Auflager gemessen (Abb. 4-8), bei der Serie vh zusätzlich die Dehnungen an der Lamellenunterseite (Abb. 4-9). Eine genaue Beschreibung der Versuchsdurchführung und Dokumentation der Ergebnisse ist in GRUND (2004), SCHOBER & RAUTENSTRAUCH (2005a, 2005b, 2006a) nachgewiesen (Einzelwerte der Versuchsserien siehe Anhang B).

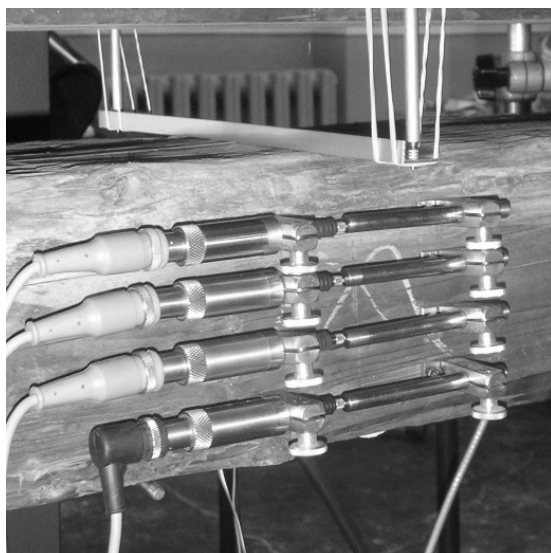


Abb. 4-8 IWT seitlich



Abb. 4-9 DMS Lamelle Serien vh

4.7.2 Bruchverhalten und Vergleich der einzelnen Serien

Der Verlauf der Biegetest zeigte, dass die am häufigsten aufgetretenen Versagensmechanismen der Zugbruch und Schubbruch im Holz mit teilweiser Plastizierung der Druckzone war. Schwerpunktartig war diese Versagensform bei der Serie vh und der Serie vs zu finden. Besonders auffällig war das in mehreren Fällen aufgetretene Aufreißen längs der Balkenachse über den gesamten Querschnitt entlang von vorhandenen tiefen Schwindrissen (S 07/1-vh, S 09/1-vv, S 11/1-vv) aufgrund von Steifigkeitsunterschieden im Querschnitt (Versteifung des unteren Bereichs durch FVK-Verstärkung, Querschnittsreduzierung in Balkenmitte). Der Bruchbereich befand sich hier zwischen Lasteinleitung und Balkenende. Das Auftreten dieser Bruchursache infolge einer starken Querpressung unter der konzentrierten Lasteinleitung war verbunden mit vertikalen Schubrisen direkt unter dem Lasteinleitungspunkt. Die Kraft-Verschiebungskurven dieser Versuchskörper weichen von dem typischen Verlauf der Serie ab, indem ein fast linearer Anstieg ohne oder nur mit geringer Krümmung bis zum Bruch erkennbar ist. Das Gesamtsystem versagte schlagartig durch Sprödbruch.

Ein Bruch des Gesamtsystems infolge Druckversagen trat seltener und nur bei der Serie vh und der Serie vv auf. Dennoch konnte durch die erfolgte Zugzonenverstärkung häufig ein Teilversagen der Druckzone erkannt werden, was durch eine erreichte Steigerung der Tragfähigkeit über den linearen Verformungsbereich hinaus ermöglicht wurde. Das Versagen der Druckzone zeigte sich durch plastische Verformungen in diesem Bereich, welche besonders durch vorhandene Störungen ausgelöst wurden (Abb. 4-11). Allgemein konnte für alle Versuchskörper festgestellt werden, dass der Bruch häufig von vorhandenen Strukturstörungen im Holz, wie Ästen oder Rissen, ausgelöst wurde. Durch ein vorzeitiges Versagen der Verbundquerschnitte konnte teilweise die hohe Steifigkeit der Lamelle nicht vollständig ausgenutzt werden. Die einzelnen Versagensmechanismen sind in Tab. 4-6 dargestellt.

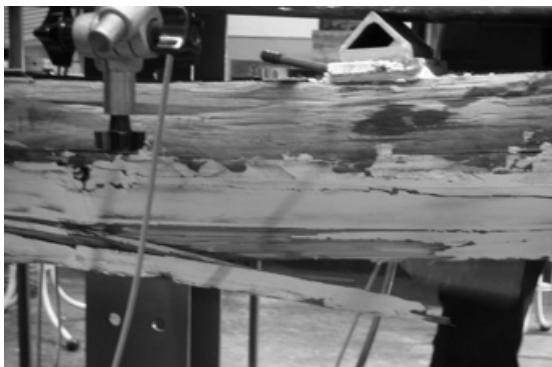


Abb. 4-10 Typischer Zugbruch



Abb. 4-11 Faltenbildung im Druckbereich

Tab. 4-6 Versagensmodi

Prüfkörper	Bruchlast F_u [kN]	Schubversagen im Holz	Druckversagen im Holz	Zugversagen im Holz	Bruch in der Mitte	Durchbiegungsversagen	Verbundversagen	Bruch durch Holzfehler	Abreißen der Lamelle
S03/1-vh	50,46		□	□		□			□
S04/1-vh	44,46	□		□			□		□
S05/1-vh	38,06	□			□	□	□	□	□
S07/1-vh	66,23	□		□	□		□		
S02/2-vs	58,93	□		□		□	□		
S03/2-vs	57,03			□			□		
S05/2-vs	47,03			□		□			
S08/1-vs	35,03				□	□			
S02/1-vv	38,96		□		□			□	
S04/2-vv	41,76	□		□					
S09/1-vv	73,86	□			□				
S11/1-vv	86,13	□			□				

4.7.3 Verstärkungseffekt

Ähnliche Biegeversuche wurden z.B. durch BLASS & ROMANI (2000, 2001) an Brett-schichtholzträgern mit industriell vorgefertigter horizontaler Verstärkungslage aus CFK-Lamellen über die gesamte Balkenbreite durchgeführt. Bei diesen Untersuchungen wurde der Verstärkungseffekt unter Betrachtung der Biegesteifigkeit im linear-elastischen Bereich ermittelt. Plastische Deformationen wurden nicht in Betracht gezogen, da die korrespondierenden Lasten oberhalb des Grenzzustandes der Tragfähigkeit nach deutscher Normung lagen. In Anlehnung an diese Untersuchungen wurde für die eigenen Untersuchungen ein fiktiver Elastizitätsmodul der verstärkten Serien im elastischen Bereich ermittelt, um diesen mit den gemessenen Elastizitätsmoduli der unverstärkten Prüfkörper zu vergleichen.

$$E_{fict} = \frac{a l_1^2 (F_2 - F_1)}{16 I_m (w_2 - w_1)} \quad (4.5)$$

mit	F_2-F_1	Laststeigerung im elastischen Bereich
	w_2-w_1	korrespondierende Durchbiegungen
	a	Abstand des Lasteinleitungspunktes vom Auflager
	l_1	Stützweite

Im Mittel aller Serien konnte somit eine Steigerung der Steifigkeit von 5,86% verzeichnet werden. In Blick auf die aufnehmbare Belastung wird ein Tragfähigkeitserhöhungsfaktor $k_{r,b}$ definiert, welcher das Verhältnis der Biegespannung im linearen Bereich bei gleicher Durchbiegung des verstärkten und unverstärkten Systems repräsentiert.

$$k_{r,b} = \frac{w_0}{w_r} \frac{F_r}{F_0} \frac{(EI)_{ef}}{EI} \quad (4.6)$$

mit	F_r, w_r	Belastung und Durchbiegung am verstärkten System
	F_0, w_0	Belastung und Durchbiegung am unverstärkten System

Für die Bemessung der untersuchten Bauteilverstärkungen ergab sich eine berechnete Tragkraftsteigerung unter maßgeblicher Biegebeanspruchung von $k_{r,b} = 1,07...1,12$, je nach Art und Lage der Verstärkung (siehe Anhang B).

4.7.4 Zusammenfassung und Bewertung

In den durchgeführten Untersuchungen konnte neben dem Ausgleich der negativen Einflüsse aus Ästigkeit, Rissen und Vorschädigungen eine Tragkraftsteigerung und verändertes Bruchverhalten gegenüber unverstärkten Holzträgern beobachtet werden, welche aus der Erhöhung der Zugfestigkeit im Bereich der Verstärkungszone, der daraus resultierenden Schnittkraftumlagerungen und Ausnutzung des plastischen Arbeitsvermögens in der Druckzone resultiert. Als Ergebnis konnte eine Erhöhung der Biegesteifigkeit von ca. 6% und der Biegebruchfestigkeit von bis zu 25% unter Beachtung der Schädigungen und Querschnittsschwächung festgestellt werden.

Die Ergebnisse der Berechnungen im linear-elastischen Verformungsbereich zeigten, dass ein Verstärkungseffekt vorhanden ist, welcher eine Erhöhung der Tragfähigkeit von max. 12% ausdrückt. Die Kraft-Verschiebungskurven der verstärkten Versuchskörper zeigten deutlich Einflüsse von Plastizieren in der Druckzone aufgrund der erhöhten Steifigkeit und Riss-Sicherheit der Zugzone. Folgerichtig kann eine weitere effizientere Ausnutzung der vorhandenen Tragreserven der FVK-Verstärkung nur durch eine zusätzliche Verstärkung im Druckbereich, z.B. durch eine polymergebundene Druckschicht erreicht werden. Bei einer deutlich steigenden Auslastung des Systems kommt jedoch der Endverankerung der Verstärkungslage eine große Bedeutung zu, da ein Bauteilversagen durch Delamination wahrscheinlicher wird.

Polymerbeton und Holz im Verbund

5

5.1 Überblick

Für die Steifigkeit und die Tragfähigkeit von Verbundkonstruktion ist die Ausbildung der Verbundfuge, d.h. die effektive Übertragung der Schubkraft ausschlaggebend. Vorarbeiten zur experimentellen Untersuchung und Berechnung von Verbundkonstruktionen aus Holz mit epoxidharz- und polyesterharzgebundener Deckschicht wurden dabei von ERLER (1992) geleistet. Um weiterreichende, genauere Erkenntnisse zum Verbundverhalten zwischen Holz und polymergebundenen Reaktionsharzbeton wurden verschiedene Versuchsreihen, bestehend aus Haftzug-, Schub- und 4-Punkt-Biegeversuchen durchgeführt. Um der unterschiedlichen Beschaffenheit von Balkendecken in-situ Rechnung zu tragen und die Auswirkung der Herstellung der Verbundkörper auf die Trageigenschaften sowie Qualität des Verbundes zu erfassen, erfolgten zusätzlich verschiedene Modifikationen der Holzstruktur der Oberfläche der einzelnen Versuchskörper. Das folgende Kapitel gibt einen Überblick über die durchgeführten experimentellen Untersuchungen und die wesentlichsten Ergebnisse zum Tragverhalten von Polymerbeton und Holz im Verbund.

5.2 Experimentelle Untersuchungen zum Haftverbund

5.2.1 Prüfumfang und Durchführung

Für die Prüfung der Haftzugfestigkeit des Verbundsystems wurden symmetrischen Holzquader mit den Abmessungen $100 \times 100 \times 100 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ aus neuem Vollholz C24 und Altholz im Zugversuch senkrecht zur Verbundfuge getestet. Die Prüfkörper wurden durch verschiedene Oberflächenbeschaffenheiten der Holzoberseite modifiziert (Tab. 5-1) und die Oberfläche grundiert (Tab. 5-2, Tab. 5-3).

Tab. 5-1 Prüfkörperbezeichnung und Oberflächenmodifikation Haftzugversuche

Bezeichnung	Anzahl	Material	Oberfläche
HZ/VG/1...6	6	Vollholz, NH	gehobelt
HZ/VS/ 1...3	3	Vollholz, NH	sägerau
HZ/AG/1...6	6	Altholz, NH	gefräst
HZ/AH/1...3	3	Altholz, NH	nicht bearbeitet

Tab. 5-2 Chemische Charakterisierung der Grundierung [e],[f]

Beschreibung	Chemische Charakterisierung	Anteil [%]
A Epoxydharz auf Basis von Bisphenol A Flüssigharz	Bisphenol A-Epichlorhydrinharze mit durchschnittlich MG 700	50-100
	Neodecansäure-Oxiranylmethylester	2,5-10
B Epoxidharzhärter, Formulierung auf Basis aliphatischer Polyamine	3-Aminomethyl- Trimethylcyclohexylamin	50-100
	Nonylphenol	10-25
	Saticylsäure	2,5
	Benzylalkohol	2,5

Tab. 5-3 Kennwerte der Grundierung laut Hersteller [g]

Kennwert	Einheit	Größe
Viskosität bei 23°C (DIN 53018-1)	[mPas]	400
Dichte bei 23°C (DIN EN ISO 2811-2)	[g/ml]	1,05
Shore-D-Härte (DIN 53505-D)	Messdauer 15 s	80
Abreißfestigkeit nach 28 d (TP OS)	MPa	1,5

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an den „Stirnabzugstest“ nach DIN EN 582. Der prinzipielle Versuchsaufbau ist in Abb. 5-1 und Abb. 5-2 dargestellt. Durch aufgeklebte Stahlplatten wurde eine konstante Lasteinleitung und Spannungsverteilung im EP-Polymerbeton und im Holzquerschnitt sichergestellt. Für eine detaillierte Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen wird auf STIEF (2006) verwiesen.

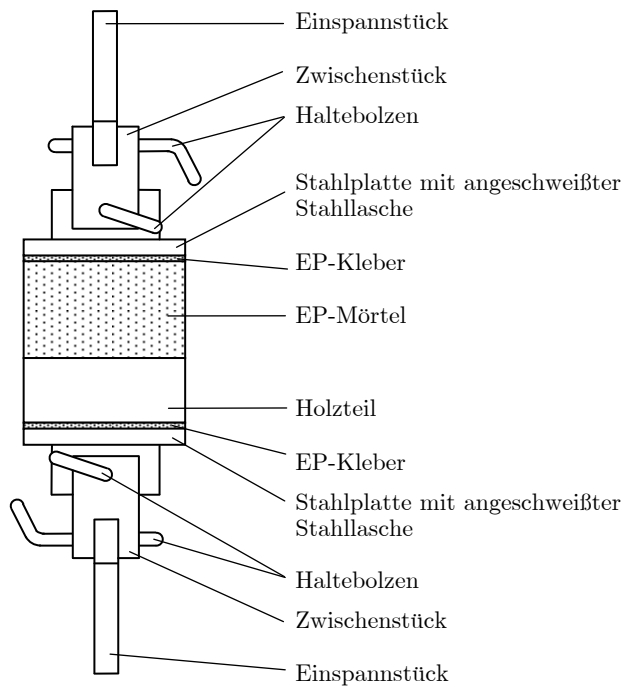


Abb. 5-1 Prinzipieller Versuchsaufbau

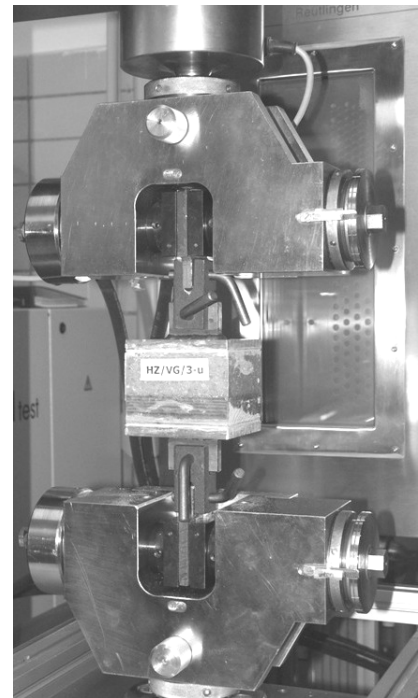


Abb. 5-2 Haftzugprüfung

5.2.2 Ergebnisse der Haftzugversuche

In Tab. 5-5 sind die genaue Beschreibung des Bruches bei jedem Prüfkörper der Haftzugversuche und in Tab. 5-4 die erzielten Mittelwerte je nach Oberflächenbearbeitung des Holzes dargestellt. Der Bruch erfolgte fast ausschließlich als reiner Kohäsionsbruch zu 100% im Holz (Abb. 5-3) bzw. in der grundierten, oberflächennahen Zone des Holzes. Es wurde demzufolge die Zugspannung des Holzes im Bruchzustand ermittelt und es kann von einem starren Verbund mit einer Verbundsteifigkeit geringer als die Querkzugfestigkeit des Holzes ausgegangen werden. Erkenntnisse über Vor- bzw. Nachteile durch die Behandlung mit einer Grundierung konnten bei diesen Ergebnissen kaum gewonnen werden. Warum es teilweise zum sehr oberflächennahen Bruch, zum Kohäsionsbruch in der Grundierung bzw. zum Adhäsionsbruch zwischen dem Polymerbeton und der Grundierung kam, ist schwer zu beurteilen. Bei den Neuholzproben mit sägerauer Oberfläche konnte ein gutes Eindringverhalten in die oberen Holzschichten festgestellt werden.

Tab. 5-4 Auswertung Haftzugversuche – Prüfkörperbeschreibung

Prüfkörper	Bruchart
VH, sägerau	Kohäsionsbruch: 85% im Holz, 13% in der Grundierung
VH, gehobelt	Kohäsionsbruch: 100% im Holz
VH, gehobelt, unbeh.	Kohäsionsbruch: 100% im Holz

Tab. 5-4 Auswertung Haftzugversuche – Prüfkörperbeschreibung (Forts.)

Prüfkörper	Bruchart
AH, unbearbeitet	Kohäsionsbruch: 80% im Holz, 7% in Grundierung; Adhäsionsbruch: 13% zwischen EP-Beton und Grundier.
AH, gefräst	Kohäsionsbruch: 100% im Holz
AH, gefräst, unbeh.	Kohäsionsbruch: 100% im Holz

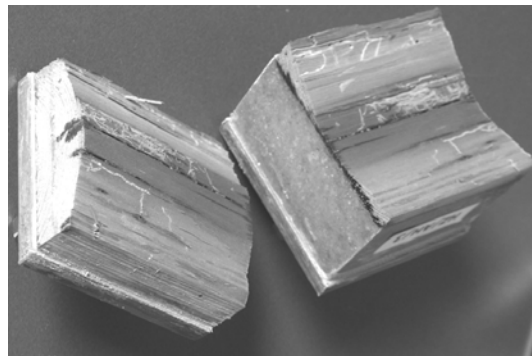
Tab. 5-5 Auswertung Haftzugversuche – Mittelwerte

Prüfkörper	u [%]	Δl [mm]	ε [%]	$max F$ [kN]	$max \sigma_z$ [MPa]
Vollholz, sägerau	10,66	1,52	1,51	31,56	3,14
Vollholz, gehobelt	9,65	1,93	1,70	36,86	3,65
Mittelwert Vollholz C24	10,16	1,79	1,64	34,87	3,46
Altholz, unbearbeitet	12,59	1,07	1,06	21,61	2,23
Altholz, gefräst	11,06	1,23	1,22	24,45	2,53
Mittelwert Altholz	11,83	1,17	1,17	23,50	2,43

Dass sich die Werte des Vollholzes sehr stark von den Werten des Altholzes unterscheiden, liegt ausschließlich am verwendeten Holz. Bei vier Prüfkörpern des Altholzes war außerdem auffällig, dass die Risse bevorzugt an einer Jahrringgrenze entlang verliefen. Gründe dafür sind Vorschädigungen und der Winkel der Jahrringe zur Belastungsrichtung. Aus den vorgenannten Gründen ist die Zugfestigkeit des Altholzes um ca. 30% geringer als beim neuen Vollholz.



Abb. 5-3 Kohäsionsbruch zu 100% im Holz

Abb. 5-4 Bruch entlang eines Jahrrings,
Vorschädigung durch Insekten

In Abb. 5-5 sind die Haftzugspannungen aller untersuchten Prüfkörper dargestellt. Dabei ist ebenfalls erkennbar, dass die Werte des Neuholzes etwas höhere Werte bei den Spannungen erreichen als die Prüfkörper des Altholzes. Bei ungeschädigtem Fichtenholz wurden Querschugfestigkeitswerte von ca. 1,5-4,0 MPa erreicht. Die starke Schwankungsbreite ist auf die Vielzahl der beim

Baustoff Holz vorhandenen Einflüsse zurückzuführen. Da bei dem Altholz als Mittelwert Haftzugspannungen von 2,43 MPa und beim neuen Vollholz in Höhe von 3,46 MPa erreicht wurden, sind die Ergebnisse gut einzuordnen. Vor allem beim Vollholz lagen die ermittelten Werte für die Belastung von Holz senkrecht zur Faser auf einem hohen Niveau. Trotz zum Teil erheblicher Vorschädigungen können die ermittelten Werte als zufriedenstellend beurteilt werden.

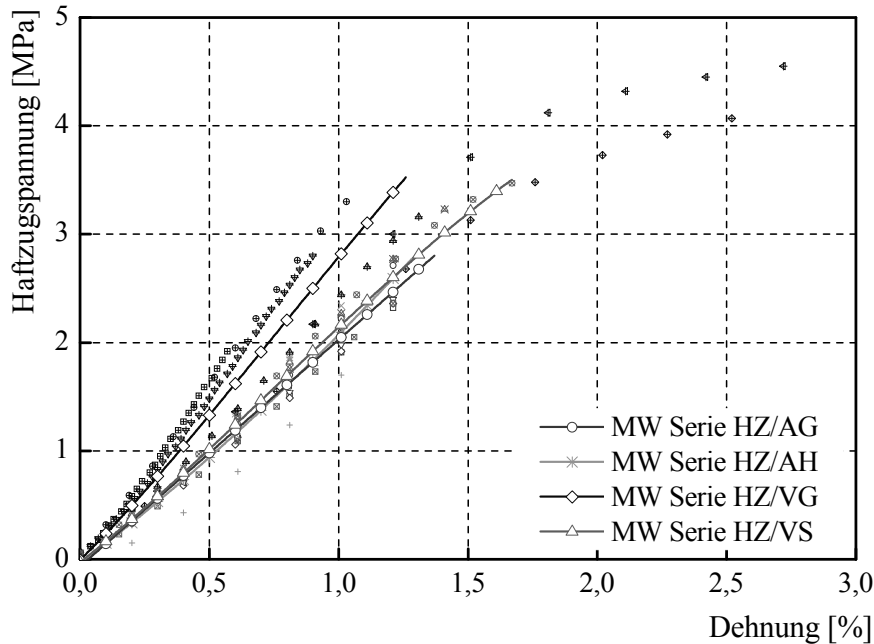


Abb. 5-5 Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Haftzugversuche

5.2.3 Beurteilung der Verbundzone

Zur Beurteilung der Verbundzone zwischen Holzkonstruktion und Deckschicht wurden Aufnahmen mit dem Auflichtmikroskop BH-2 von Olympus bei 12,5-facher und 50-facher Vergrößerung hergestellt. In Verbindung mit dem unterschiedlichen Alter des Holzes und den verschiedenen Oberflächenbehandlungen konnten aus den Untersuchungen zur Eindringtiefe des Harzes beim Erhärten Ableitungen bezüglich der erreichbaren Festigkeitswerte erzielt werden und der Verbund zwischen Epoxydharz und Zuschlag sowie die Packungsdichte des Zuschlages näher beurteilt werden. Bei allen Aufnahmen ist die Kontaktzone zwischen EP-Polymerbeton und Holz durch einen guten Verbund gekennzeichnet, welcher auf der guten Oberflächenverankerung der Molekülketten des Epoxydharzes mit Holz beruht.

Tab. 5-6 Beschreibung der Mikroskopieproben

Probe	Holz	Oberfläche	Jahrringlage	Beschreibung der Proben
VS-1	neues VH	sägerau	45°	gleichmäßige Mörtelmatrix, makroskopisch ebene Verbundzone
VG-2	neues VH	gehobelt	45°	gleichmäßige Mörtelmatrix, größerer Jahrringabstand, sehr scharfe Abgrenzung zwischen Holz und PC
AH-3	Altholz	unbearbeitet	45°	gleichmäßige Mörtelmatrix, durch Insektenfraß stark vorgeschädigt, Holzoberfläche uneben und zerklüftet
AG-4	Altholz	gefräst	45°	Mörtelmatrix mit großen Zuschlagkörnern, Holz ohne Vorschädigung, aber rauere Oberfläche

Im Gegensatz zur sägerauen Oberfläche ist bei den gehobelten Oberflächen eine recht scharfe Abgrenzung zwischen dem Holz und der EP-Polymerbeton-Deckschicht sichtbar. Wenn überhaupt von einer Eindringtiefe gesprochen werden kann, so bewegt sie sich im Bereich von maximal 10 µm (Abb. 5-6, Abb. 5-7). Bei den Abbildungen des Altholzes fällt auf, dass der Bindemittelanteil gegenüber den Abbildungen des neuen Vollholzes geringer ist. Das Korngefüge des Polymerbetons weist eine bessere Packungsdichte auf. Eine Erklärung dafür besteht zum einen in der viel raueren Oberfläche sowie vorhandene Schädigungen, welche vor allem in der Verbundzone von Holz und Polymerbeton-Deckschicht einen gewissen saugenden Effekt hervorrufen.

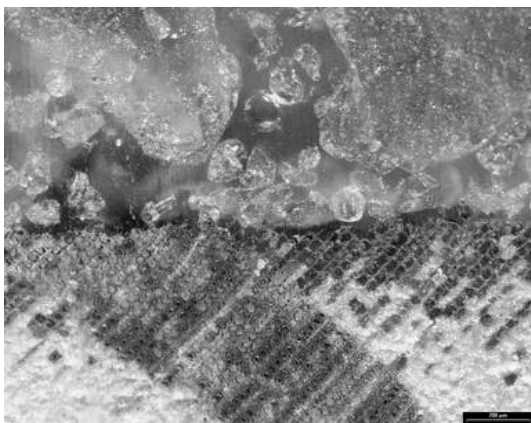


Abb. 5-6 VS-1 - 50-fache Vergrößerung

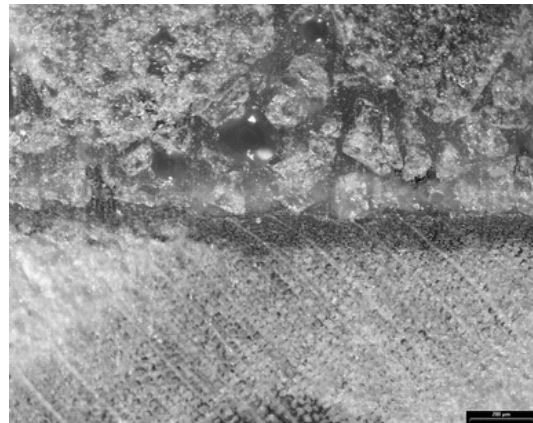


Abb. 5-7 VG-2 - 50-fache Vergrößerung

Abb. 5-8 und Abb. 5-9 zeigen die Verbundzone bei Altholz mit sägerauer Oberfläche. Im Gegensatz zum unbehandelten Altholz sind keine Verschmutzungen zu erkennen. Durch die grobe Bearbeitung mit einer Kettensäge ist die obere Holzschicht gut aufgeraut. Dadurch dringt die Grundierung, aber auch das Reaktionsharz gut in die Holzporen ein und es ergibt sich eine gute Verbundzone.

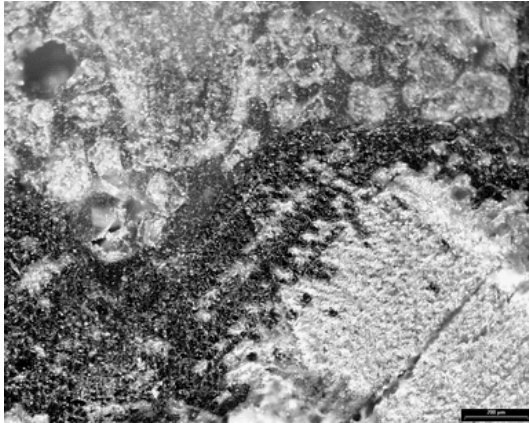


Abb. 5-8 AH-3 - 50-fache Vergrößerung

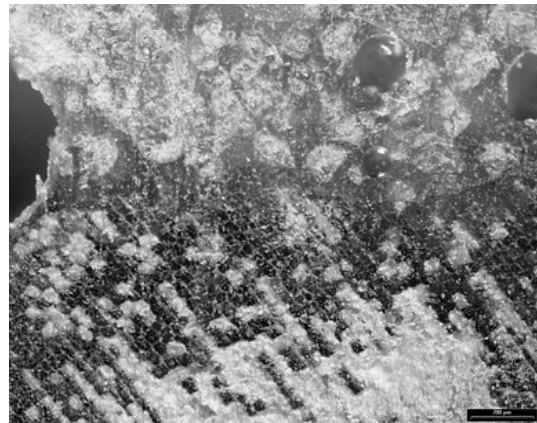


Abb. 5-9 AG-4 - 50-fache Vergrößerung

Die vollständige Versuchsdokumentation kann dem Abschlussbericht zum Forschungsprojekt KF0037501PK4 entnommen werden (RAUTENSTRAUCH et al. 2007).

5.3 Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten

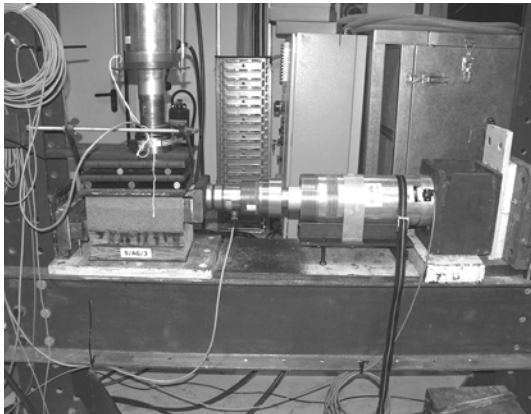
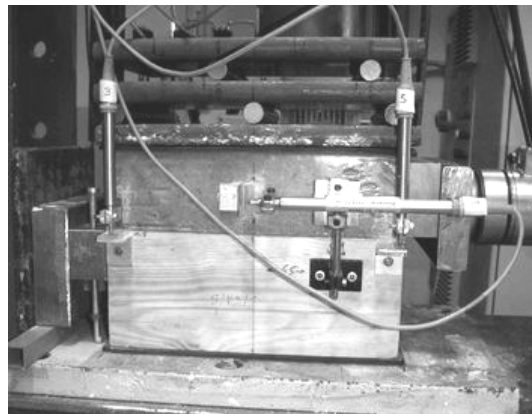
5.3.1 Prüfumfang und -durchführung

Für das Tragverhalten der Verbundkonstruktion sind die Eigenschaften in der Verbundfuge zwischen Holz und polymerer Deckschicht von entscheidender Bedeutung. Mittels kleinformatigen Scherversuchen wurden die aufnehmbaren Haftscherspannungen und die Steifigkeit des Verbundes bestimmt. Die Prüfkörper wurden als Quader mit den Abmessungen 290x190x120 mm hergestellt. Die verwendeten Holzarten sowie die Bearbeitung der Oberflächen war identisch mit dem Vorgehen bei der Herstellung der Prüfkörper für die Haftzugversuche (Tab. 5-7).

Tab. 5-7 Prüfkörperbezeichnung und Oberflächenmodifikation Schubversuche

Bezeichnung	Anzahl	Material	Oberfläche
S/VS/ 1...4	4	Vollholz, NH	sägerau
S/VG/ 1...7	7	Vollholz, NH	gehobelt
S/AH/ 1...4	4	Altholz, NH	nicht bearbeitet
S/AG/ 1...7	7	Altholz, NH	gefräst

Da davon ausgegangen werden konnte, dass sich die Verbundfuge nahezu starr verhält und plötzlich versagt, stand im Vordergrund die Ermittlung der Höchstlasten. Die aufgebrachte Kraft wurde über eine Kraftmessdose bestimmt. Mittels der auf beiden Seiten des Versuchskörpers angebrachten induktiven Wegaufnehmer wurde die Relativverschiebung zwischen dem Holzbalken und der Deckschicht gemessen und der Mittelwert berechnet. Der prinzipielle Versuchsaufbau ist in Abb. 5-10 dargestellt.

**Abb. 5-10 Versuchsaufbau für Scherversuche****Abb. 5-11 Prüfkörper S/VS/1 mit angesetzter Versuchstechnik**

Die horizontale Schubkraft wurde durch eine 400 kN-Kraftmessdose und die vertikale Haltekraft durch eine 300 kN-Kraftmessdose gemessen. Pro Seite wurden drei induktive Wegaufnehmer zur Bestimmung der Verschiebungen der Teilquerschnitte in Schubrichtung sowie Erfassung eines Aufreißens der Verbundfuge angebracht. Die Grundüberlegungen für die Bestimmung der Schubkraft lieferte die Arbeit von LEHMANN (2004) sowie die DIN EN 26891. Das durchgeführte Lastregime ist in Abb. 5-12 dargestellt.

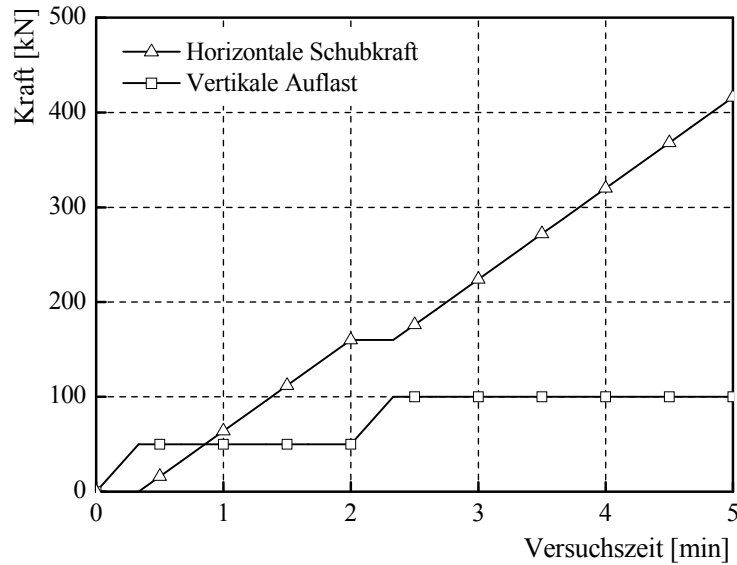


Abb. 5-12 Lastregime

5.3.2 Auswertung der Scherversuche

Bei allen Prüfkörpern kam es zum schlagartigen Versagen des Holzes. Es erfolgte ein sehr gleichmäßiger, oberflächennaher, reiner Kohäsionsbruch im Holz. Begünstigt wurden die Bruchverläufe im Holz durch Inhomogenitäten und natürliche Schwachstellen, wie z.B. große Äste in der Oberfläche oder breite Jahrringe. Der Verbund zwischen Holz und PC kann deshalb als starr angenommen werden. Für die Ermittlung der Beanspruchbarkeiten der Verbundfuge gelten somit die Scherfestigkeiten der verwendeten Holzart. Aufgrund der unterschiedlichen Bruchbilder von Neuholz und vorgeschädigtem Altholz wurde diese als idealisierte Scherfestigkeit $f_{v,ideal}$, bezogen auf die Grundfläche der Prüfkörper, und als reelle Scherfestigkeit $f_{v,reell}$, bezogen auf die tatsächliche aufgetretene Bruchfläche, ermittelt (Tab. 5-8).

Im Vergleich zu den von LEHMANN (2004) durchgeführten Scherversuchen an Holz-Beton-Verbundsystemen aus Normalbeton u.ä. auf gleich hohen, sägerauen Lamellen ist eine mehr als fünffach höhere Verbundsteifigkeit ermittelt worden. Aus der Relation der Werte lässt sich erkennen, dass selbst beim Verbund von EP-Polymerbeton mit geschädigtem Altholz ein so guter Haftverbund erzielt wurde, dass in jedem Fall die Holzscherfestigkeiten maßgebend sind. Die Art der Oberflächenbearbeitung spielte eine untergeordnete Rolle. Die vollständige Versuchsdokumentation kann dem Abschlussbericht zum Forschungsprojekt KF0037501PK4 entnommen werden (RAUTENSTRAUCH et al. 2007).

Tab. 5-8 Auswertung Schubversuche – Mittelwerte

Prüfkörper	u [%]	F_v [kN]	F_h [kN]	$f_{v,ideal}$ [MPa]	$f_{v,reell}$ [MPa]
Vollholz, sägerau	12,73	91,86	337,5	6,16	5,91
Vollholz, gehobelt	12,82	95,01	330,9	6,03	5,60
Mittelwert Vollholz C24	12,84	94,22	332,5	6,06	5,68
Altholz, unbearbeitet	18,57	91,22	242,4	4,42	3,64
Altholz, gefräst	18,64	91,81	254,1	4,64	4,10
Mittelwert Altholz	18,61	91,59	249,7	4,56	3,93

5.4 Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten

5.4.1 Numerische Voruntersuchungen

Ausgehend von den Ergebnissen der Haftzug- und Schubversuche sowie den Veröffentlichungen von ERLER (1992) wurden numerische Voruntersuchungen angestellt. Das Bemessungsmodell gründet auf der linearen Elastizitätstheorie unter Annahme eines starren Verbundes. Bei diesen Berechnungen wurde, ausgehend von dem beschriebenen Grundquerschnitt und der Belastungssituation nach DIN EN 408, die Betonhöhe nach zwei verschiedenen Methoden variiert und die Ergebnisse bezüglich Tragfähigkeit und Steifigkeit mit dem unverstärkten Querschnitt verglichen (HÄDICKE 2006).

1. Methode 1 (Additionsmethode):
Die Polymerbeton-Deckschicht wird auf den Balken aufgebracht, der Querschnitt und das Fußbodenniveau werden erhöht.
2. Methode 2 (Substitutionsmethode):
Der Balken wird auf der ganzen Länge um ein bestimmtes Maß abgefräst und die entfernten Bereiche mit EP-Polymerbeton ersetzt.

Die Ergebnisse dieser Voruntersuchungen sind als Verstärkungseffekt in Abhängigkeit vom Verhältnis der polymeren Deckschicht d_{pc} zur gesamten Querschnittshöhe d in Abb. 5-13 dargestellt. Es zeigt sich hier, dass durch zusätzliche Polymerbeton-Deckschichten und der damit verbundenen Erhöhung des Gesamtquerschnittes auch sehr große Verstärkungseffekte erreicht werden können. Eine Substitution dagegen bewirkt nur geringe Verstärkungseffekte.

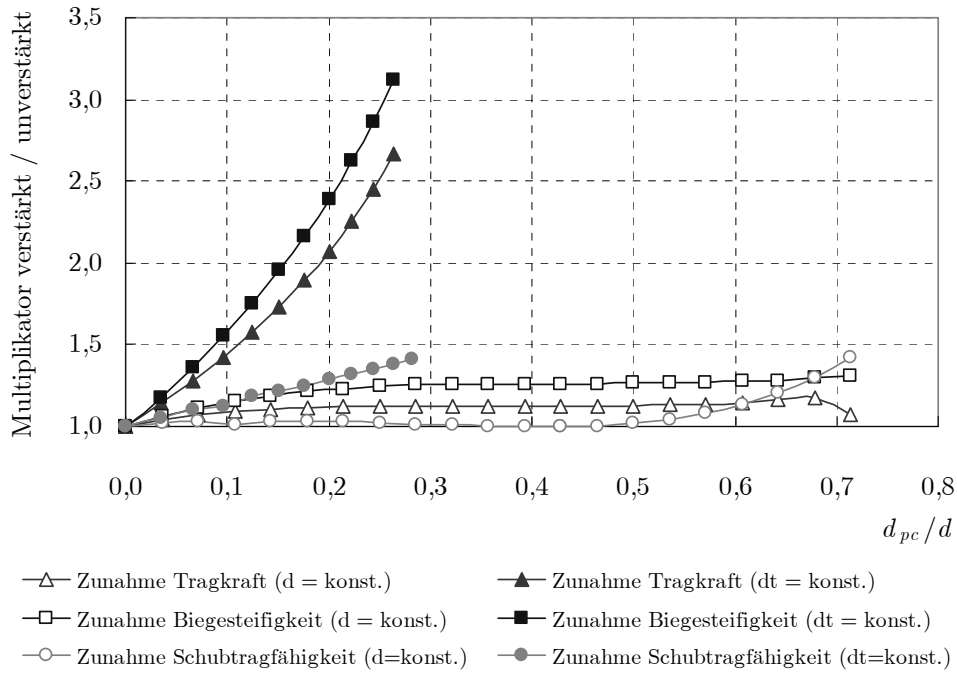


Abb. 5-13 Ergebnisse der Vergleichsrechnung mit starrem Verbund

5.4.2 Prüfumfang und -durchführung

Ausgehend von den vorangegangenen Überlegungen wurde das entsprechende Versuchsprogramm mit relativ kleinen Polymerbeton-Deckschichten sowohl substituierend als auch addierend aufgestellt (Tab. 5-9). Die Prüfungen erfolgten an KVH C24 in Anlehnung an DIN EN 408 als Vierpunkt-Biegeversuch (Abb. 5-14). Die aufgebrachte Belastung wurde mittels KMD 200, die Auflagerverschiebungen und Durchbiegungen mittels IWT bestimmt.

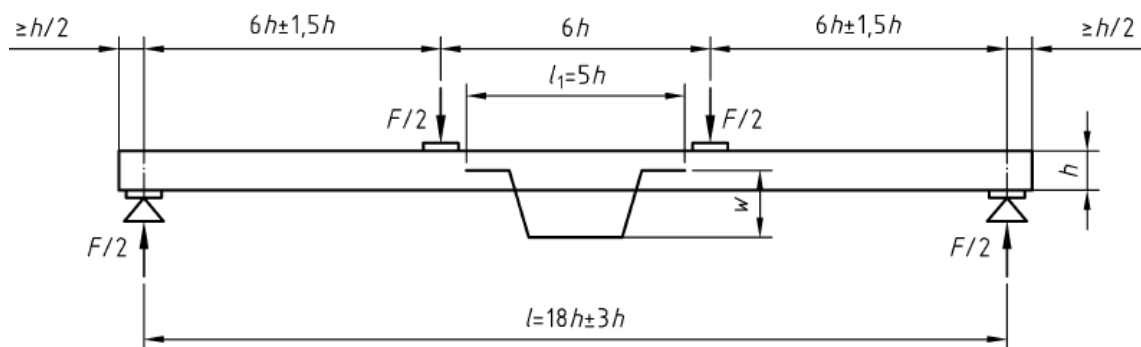


Abb. 5-14 Standard-Biegeversuch nach DIN EN 408

Am Auflager kamen IWT mit Verschiebungswegen von ± 10 mm und in Balkenmitte IWT mit ± 100 mm zum Einsatz (Abb. 5-15). Zusätzlich wurden bei zehn Prüfkörpern der Serien B/10/3-i und B/14/3-i die Dehnungen in Balkenmitte mittels aufgeklebter Dehnmessstreifen (Ober- und Unterseite je

einer; Seitenflächen Polymerbeton je zwei) und seitlich angeschraubter IWT mit Verschiebungswegen von $\pm 1,0$ mm gemessen (Abb. 5-16). Für eine detaillierte Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen wird auf HÄDICKE (2006) verwiesen.

Tab. 5-9 Prüfumfang






Serie	Anzahl	Länge	Breite	Höhe	Querschnitt
B/10/3/ 1...8	8	2,50 m	12 cm	10,5 cm Holz + 3,5 cm PC	
B/11/2/ 1...5	5	2,50 m	12 cm	11,5 cm Holz + 2,5 cm PC	
B/14/0/ 1...6	6	2,50 m	12 cm	14,0 cm Holz, ohne PC	
B/14/2/ 1...6	6	2,50 m	12 cm	14,0 cm Holz + 2,5 cm PC	
B/14/3/ 1...6	6	2,50 m	12 cm	14,0 cm Holz + 3,5 cm PC	



Abb. 5-15 Versuchsaufbau

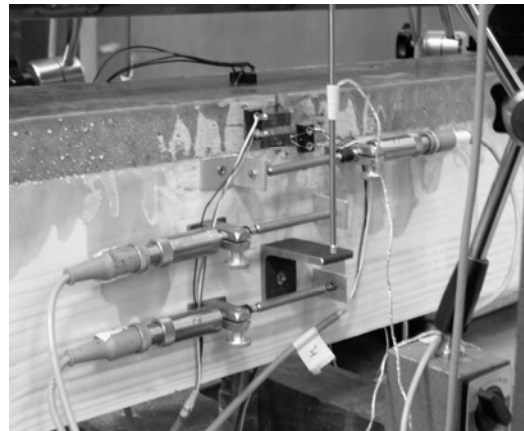


Abb. 5-16 Detail A - Dehnungsmessung

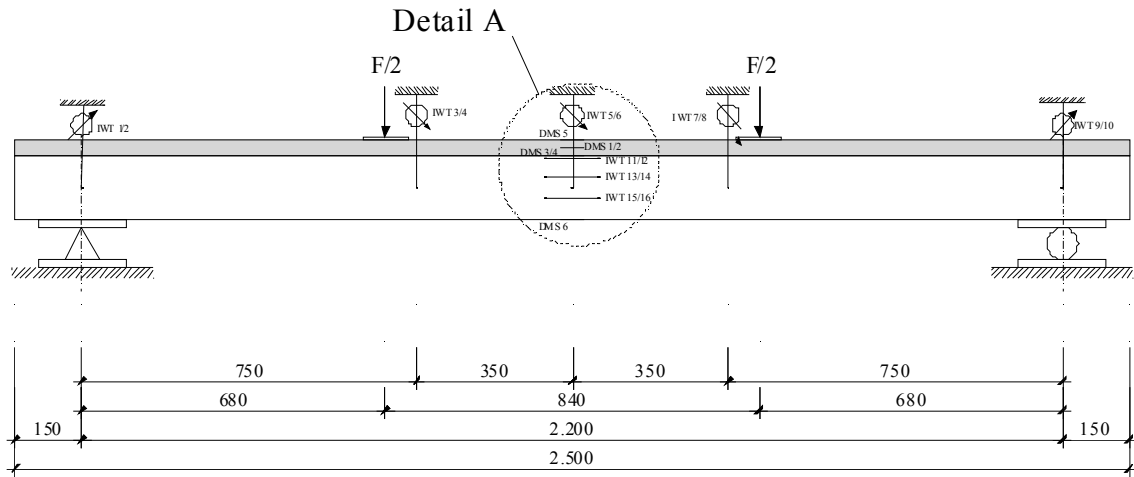


Abb. 5-17 Messstellenplan (Ansicht)

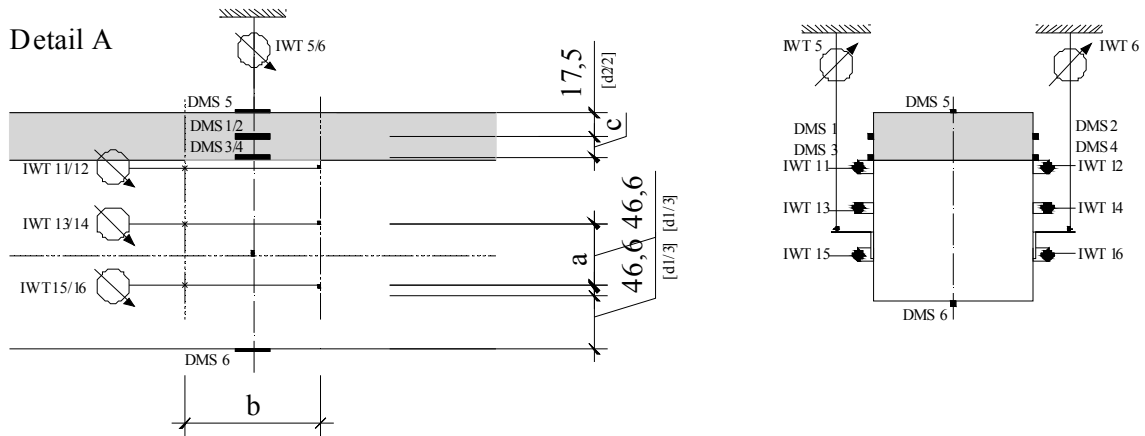


Abb. 5-18 Messstellenplan (Detail A)

5.4.3 Elastizitätsmodul

Da der Elastizitätsmodul des Holzes von der Holzfeuchte abhängt, wurden Holzfeuchte und Rohdichte der Prüfkörper bestimmt. Die Rohdichte wurde nach DIN 52182 und KOLLMANN (1951) auf einen Holzfeuchtwert von 12% über die Trockenrohichte umgerechnet:

$$\rho_o = \frac{100 \rho_u}{(1 - 0,85 \rho_u) u + 100} \quad (5.1)$$

mit: ρ_o Trockenrohichte
 ρ_u Rohdichte bei der Holzfeuchte u
 u Holzfeuchte

Der Gültigkeitsbereich von (5.1) gilt nur im Bereich von 0-25% Holzfeuchte (DIN 52182). Die Änderung des Elastizitätsmoduls je Prozent Feuchtigkeits-

zunahme beträgt nach BECKER (2002) zwischen 1,1% und 1,6% und wurde in eigenen Untersuchungen im Bereich zwischen 6% und 28% Holzfeuchte zu 1,6%/‰ ermittelt (HARTNACK 2004). Die Umrechnung der bestimmten Biege-Elastizitätsmoduli für eine Holzfeuchtigkeit von 12% erfolgte nach:

$$E_2 = E_1 \left[1 - 0,016 (u_2 - u_1) \right] \quad (5.2)$$

Ab ca. 20% Holzfeuchte flachen die Verlaufskurven deutlich ab (KOLLMANN 1951, KUFNER 1978). Aus diesem Grund erfolgte die Abminderung von 1,6%/‰ nur in einem Holzfeuchtebereich von 6-20%. Für die über diesem Bereich hinausgehenden Holzfeuchten wurde eine linearisierte Abminderung von 0,8%/‰, basierend auf den Untersuchungen von KOLLMANN und KUFNER, angenommen.

5.4.4 Bruchverhalten

Bei den Prüfkörpern, die mit DMS ausgerüstet wurden, konnte die Bruchdehnung des Holzes $\varepsilon_{t,u}$ direkt gemessen und die Bruchspannung ermittelt werden:

$$\sigma_{t,u} = \varepsilon_{t,u} E_{m,t,l}(u) \quad (5.3)$$

mit: $\varepsilon_{t,u}$ Bruchdehnung des Holzes
 $E_{m,t,l}$ lokaler Elastizitätsmodul Holz bei der Feuchte u (umgerechnet)

Die gemessenen bzw. ermittelten Werte der Serien sind im Anhang C angegeben. Als vorrangige Versagensart der Prüfkörper konnte ein Biegezugbruch beobachtet werden (Abb. 5-19, Abb. 5-20). Ausgangspunkt für die Rissbildung war i.d.R. ein Ast in oder nahe der Unterseite. Von dort bildeten sich Risse, die meist bis zur Oberseite verliefen. Ein direktes Druckversagen der Deckschicht bzw. ein Schubversagen in der Verbundfuge konnte in keinem Fall beobachtet werden.

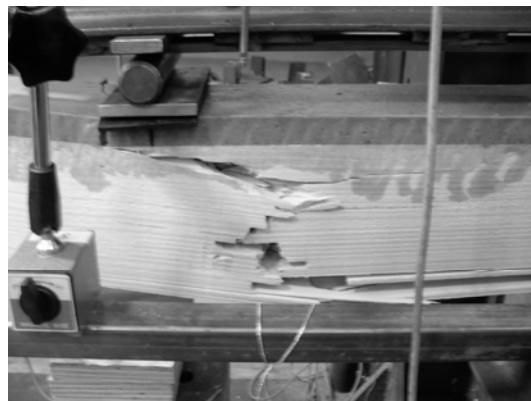


Abb. 5-19 Typische Ausbildung von Biegezugbrüchen (links: B/10/3-2, rechts: B/14/2-4)

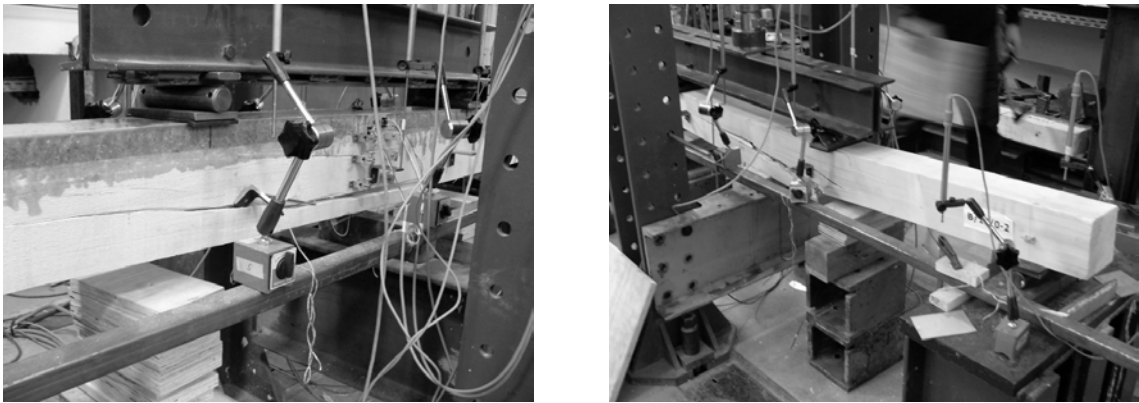


Abb. 5-20 Typische Ausbildung von Biegezugbrüchen (links: B/14/3-2, rechts: B/14/0-2)

Bei einigen Versuchskörpern kam es zu einem Schubversagen durch Verschieben der Balkenober- und Unterseite im Auflagerbereich, d.h. Druck- und Zugzone zueinander (Abb. 5-21) oder kombinierten Schub-/Biegezugbruch im Lasteinleitungsbereich (Abb. 5-22). Die Versagensfuge befand sich jedoch immer im Holzteil der Prüfkörper. Die Verbundfuge blieb bis zum Versagen des Holzes intakt. Bei vielen Prüfkörpern erfolgte der Bruch plötzlich und spröde ohne Vorankündigung, wie z.B. lautes knacken, charakteristisch besonders bei den fehlerarmen Prüfkörpern.

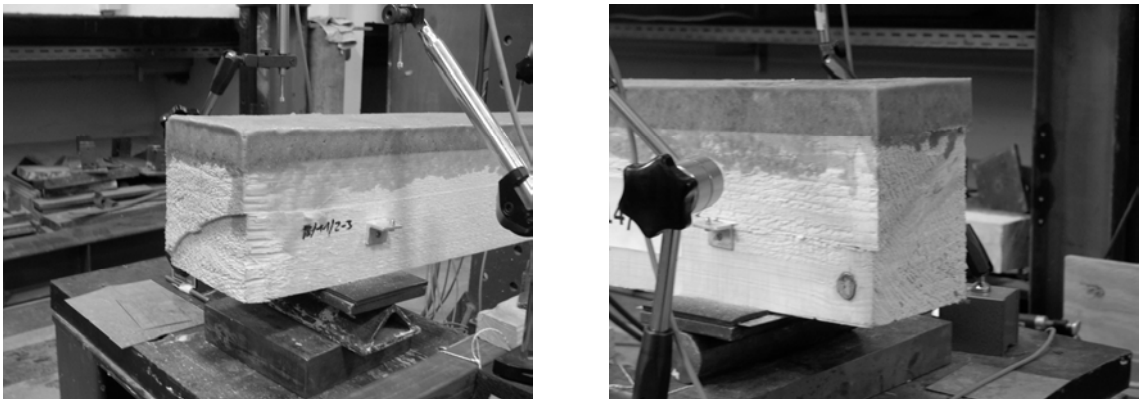


Abb. 5-21 Schubversagen (links: B/11/2-3, rechts: B/14/3-1)



Abb. 5-22 Schubversagen im Lasteinleitungsbereich (PK B/14/3-6)

5.4.5 Vergleich der einzelnen Serien

Im Stahl-Beton-Verbundbau gilt der Verbund als starr, wenn die Verschiebungen in der Verbundfuge so gering sind, dass sie bei der Ermittlung von Teilschnittgrößen, Spannungen, Verformungen und Biegesteifigkeiten nicht berücksichtigt werden müssen. Nach BODE (1987) ist dies gegeben, wenn die Relativverschiebungen in der Verbundfuge kleiner als 0,1-0,2 mm sind. Bei den durchgeführten Schubversuchen konnte überhaupt keine Relativverschiebung zwischen Holz und Polymerbeton-Deckschicht festgestellt werden. Aufgrund dieser Versuche kann von einem starren Verbund zwischen Holz und EP-Polymerbeton ausgegangen werden. Im Sinne der DIN 1052 handelt es sich hier um ein geklebtes Verbundbauteil mit der effektiven Biegesteifigkeit B_{ef}

$$B_{ef} = E^* I_{ef} \quad (5.4)$$

mit: B Biegesteifigkeit
 I_{ef} wirksames Flächenträgheitsmoment 2. Grades
 E^* Bezugs-Elastizitätsmodul

Die Querschnittsmaße wurden vor den Versuchen bestimmt und der Elastizitätsmodul des reinen Holzquerschnittes wurde aus den Ergebnissen für die aktuelle Holzfeuchtigkeit ermittelt. Der so bestimmte Mittelwert der Biegesteifigkeit aller unverstärkten Balken 12/14 cm diente als Vergleichswert, um die Erhöhung der Biegesteifigkeiten zu bestimmen. Abb. 5-23 zeigt die gemessenen Last-Verformungskurven, deren Anstieg proportional zur globalen Steifigkeit der Prüfkörper verläuft. Die in Abb. 5-24 dargestellten Werte ergeben sich aus den Mittelwerten der Division der „wirksamen“ Biegesteifigkeiten der verstärkten Prüfkörper durch den Vergleichswert aller unverstärkten Balken 12/14 cm.

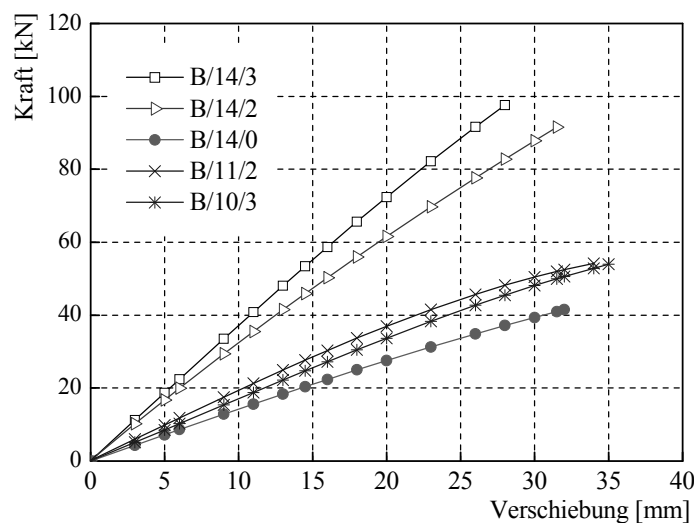


Abb. 5-23 Trendlinien der Last-Verformungskurven

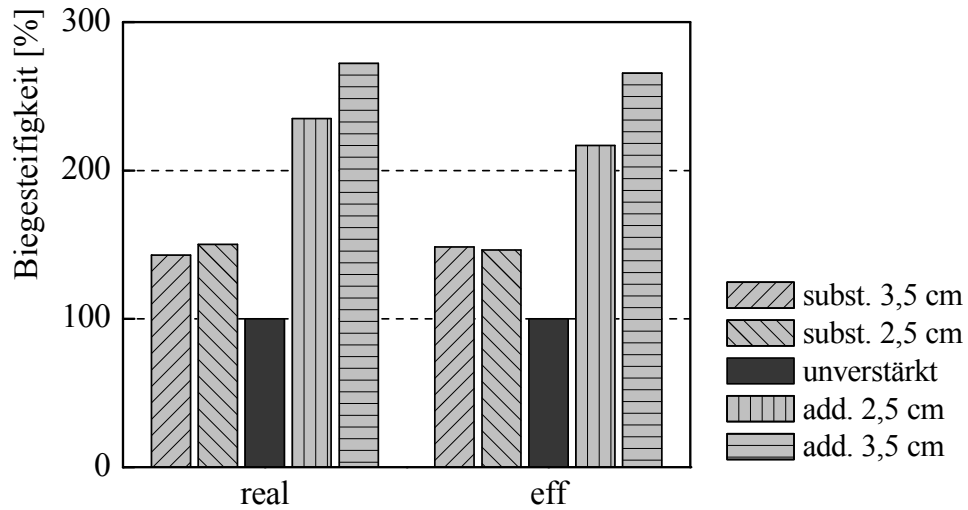


Abb. 5-24 Vergleich der globalen Biegesteifigkeiten zum QS 12/14

Eine weitere Möglichkeit der quantitativen Bewertung des Verstärkungssystems bietet der Vergleich der Bruchlasten bzw. Bruchmomente. Vergleicht man die Werte der unverstärkten Serie B/14/0 mit den verstärkten Serien, so wird deutlich, dass je nachdem, ob die Polymerbeton-Deckschicht addierend oder substituierend verwendet wurde, deutliche bzw. eher unbedeutende Bruchlaststeigerungen möglich sind.

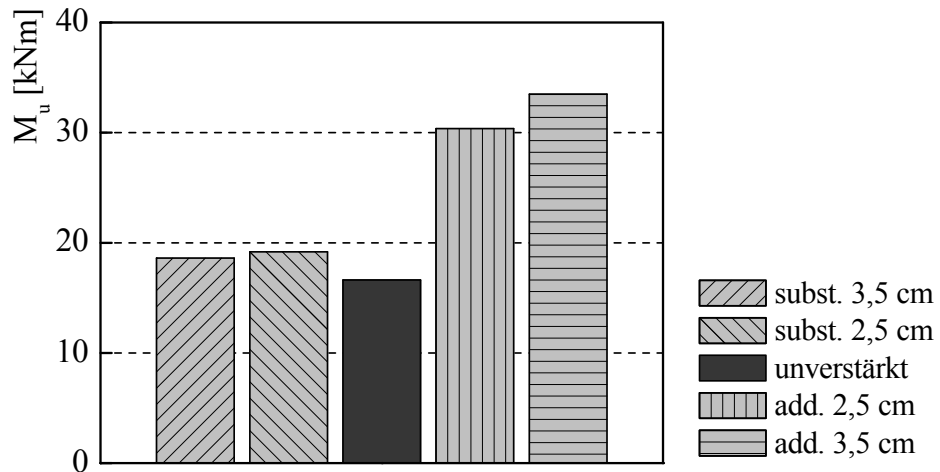


Abb. 5-25 Mittelwerte der Bruchmomente M_u der Serien

Durch Vergleich der aufgebrauchten Last bei gleicher Verformung am unverstärkten und verstärkten Prüfkörper konnte ein Traglastserhöhungsfaktor γ ermittelt werden.

$$\gamma = \frac{(EI)_{14,(u)}}{(EI)_{r(u)}} \frac{F_r(w_{r,lin})}{F(w_{lin})} \tag{5.5}$$

Die Mittelwerte der Serien sind in Abb. 5-26 vergleichend dargestellt.

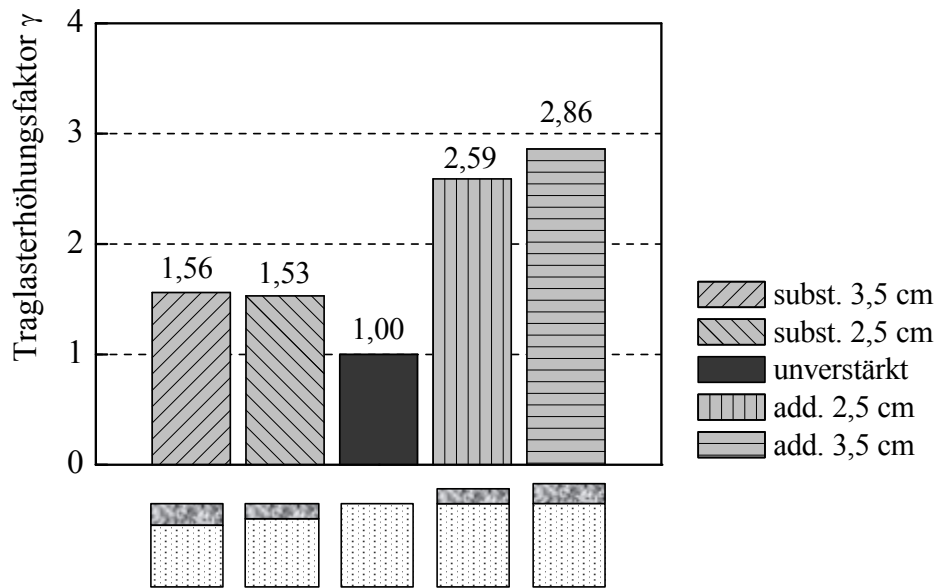


Abb. 5-26 Traglasterhöhungsfaktor γ im Vergleich der Serien-Mittelwerte

5.5 Zusammenfassung und Bewertung

Die Verifizierung des Verbundverhaltens zwischen Holz und polymergebundenen Reaktionsharzbeton hat gezeigt, dass ein außerordentlich guter Haftverbund zwischen beiden Baustoffen erzielt werden kann (SCHÖBER & RAUTENSTRAUCH 2006, SCHÖBER & RAUTENSTRAUCH 2007, SCHÖBER et al. 2007).

Die Durchführung der Haftzugversuche erfolgte durch modifizierte Stirnabzugstests an Prüfkörpern unterschiedlicher Holzqualitäten und Variation der Oberflächenrauigkeiten. Eine Auswirkung der Bearbeitung der Oberflächen auf das Versuchsergebnis konnte nicht festgestellt werden, da es fast ausschließlich zum Kohäsionsbruch im Holz kam. Durch kleinformatige Scherversuche der gleichen Holzqualität und Oberflächenmodifikation wurde das Verbundverhalten von Holz und Polymerbeton-Deckschicht hinsichtlich der Schubtragfähigkeit untersucht. Auch hier war aufgrund des sehr guten Verbundes der Baustoffe die Oberflächenbearbeitung von untergeordneter Bedeutung, da bei fast allen Versuchen ein reiner Kohäsionsbruch im Holz auftrat. Der Verbundpartner Holz hat sich hier ebenfalls als das „schwächste Glied“ erwiesen. Für die Berechnung von derartigen Verbundträgern kann also von einem starren Verbund ausgegangen werden. Die hohe Qualität der Verbundfuge wurde durch die mikroskopischen Aufnahmen bestätigt. Auch nach Erreichen der Bruchkräfte im Holz konnte keine Schädigung der Verbundzone festgestellt werden. Selbst starke Verschmutzungen hatten keine negativen Auswirkungen gezeigt.

Ausgehend von einem Grundquerschnitt der Deckenbalken von 12/14 cm wurden verschiedene Möglichkeiten der Balkenverstärkung mittels Polymerbeton im Biegeversuch bestimmt. Dabei wurde auf baupraktische Erfordernisse Rücksicht genommen und zwei Möglichkeiten der Bauausführung, die Substituierung der obersten Holzschichten durch die Polymerbeton-Deckschicht und das Aufbringen einer zusätzlichen PC-Deckschicht, untersucht. Die Traglastserhöhung wurde über die aufgebrachten Lasten bei konstanter Verformung ein und desselben Balkens im unverstärkten und verstärkten Zustand ermittelt und mit den Werten der unverstärkten Serie verglichen. Die Ergebnisse der Kurzzeitbiegeversuche haben bestätigt, dass der starre Verbund sowie die hohe Steifigkeit und Festigkeit des Polymerbetons eine effektive Verstärkung bewirken. Dabei wurden Traglaststeigerungen bis zu 56% für die substituierende Methode und bis zu 186% für die addierende Methode festgestellt. Verglichen mit herkömmlichen Verstärkungssystemen stellt die untersuchte Lösung also ein konkurrenzfähiges System dar.

Tab. 5-10 Prozentualer Vergleich der der Biegeversuche zur unverstärkten Serie (MW)

Serie	Bruchmoment		Biegesteifigkeit			Traglast
	M_u	$B_{\ell,u(real)}$	$B_{g,u(real)}$	$B_{\ell,u,eff}$	$B_{g,u,eff}$	γ
B/10/3	112%	121%	127%	150%	156%	156%
B/11/2	115%	126%	134%	148%	154%	153%
B/14/0	100%	100%	100%	100%	100%	100%
B/14/2	183%	202%	209%	224%	228%	259%
B/14/3	201%	234%	242%	299%	279%	286%

Neben den statischen Aspekten spielen bei der Bewertung eines Verstärkungssystems auch noch andere Faktoren, z.B. Herstellung, Verarbeitbarkeit und Verarbeitungsbedingungen, eine entscheidende Rolle. Dabei hat sich gezeigt, dass Epoxidharze weniger empfindlich als andere Kunststoffe, wie z.B. ungesättigte Polyesterharze, reagieren. Die molekulare Vernetzung des Reaktionsharzes ist stark temperaturabhängig und mit steigender Temperatur zunehmend reaktiv. Sie wird bei sehr niedrigen Temperaturen unterbrochen, jedoch im Gegensatz zu anderen Polymeren bei Temperaturerhöhung fortgesetzt. Dies spricht für den Einsatz solcher Harzsysteme unter baupraktischen Bedingungen.

Ein Einsatz des untersuchten Verstärkungssystems außerhalb der Nutzungsklasse 1, d.h. außerhalb beheizter Innenräume, kann zurzeit noch nicht empfohlen werden, da bisher noch keinerlei Erkenntnisse über das Verhalten bei wechselnden Klimabedingungen vorliegen.

Numerische Modellierung des Tragverhaltens

6

6.1 Grundlagen der Modellbildung

6.1.1 Materialmodellierung von Faserverbundwerkstoffen

Interlaminares und intralaminares Versagen

In den letzten Jahren wurden die unterschiedlichsten Theorien zum Tragverhalten von faserverstärkten Kunststoffen entwickelt. Diese beschränkten sich aufgrund des linear-elastischen Verhaltens der FVW i.A. auf den Verbund mit anderen Materialien, wie Stahl und Beton, oder auf das Bruchverhalten unter räumlichen Beanspruchungszuständen im Leichtbau. Mit fortschreitender Entwicklung der Finiten-Element-Technologie im Softwarebereich stehen immer bessere Modelle zur Verfügung, um das in Bauteilversuchen ermittelte reale Tragverhalten zu beschreiben.

Das Material- und Bruchverhalten von Holz ist hinreichend genau erforscht, in vielen Publikationen veröffentlicht und soll an dieser Stelle nicht noch einmal diskutiert werden. Für das Verbundverhalten von geklebten Bauteilen gibt es ebenfalls eine Vielzahl analytischer Lösungen, welche in Bezug auf FVW in Kapitel 4.6 näher erläutert wurden.

Um das Tragverhalten von FVK in Kombination mit Holz numerisch zu beschreiben, müssen folgende Versagensszenarien dabei berücksichtigt werden:

- a) Intralaminares Versagen (Versagen von Kleber, Matrix oder Fasern).
- b) Interlaminares Versagen (Delamination, Debonding).

Die Modellierung des intralaminaren Versagens wurde ausführlich in Kapitel 3.4 behandelt. In den nachfolgenden Abschnitten werden deshalb Möglichkeiten der Modellbildung von Delaminationsvorgängen dargestellt.

Delamination von Faserverbundwerkstoffen

Wie schon in Kapitel 3.4.4 beschrieben, wird Delamination oder auch Dekohäsion als interlaminares Bruch durch transversale Spannungen verursacht. Auftretende Mikrorisse im Matrixmaterial und zwischen den einzelnen Schichten werden im Gegensatz zu Mikrorissen innerhalb einer Schicht nicht an Elementarfasern gestoppt, sondern können sich ungehindert zwischen den Grenzschichten ausbreiten und führen deshalb wesentlich eher zu Makroschädigungen. Die Schichtentrennung wird von Zugspannungen senkrecht zur Schichtgrenzfläche oder von Schubspannungen in der Grenzfläche der Schichten bewirkt. Beim allgemeinen räumlichen Spannungszustand $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \tau_{21}, \tau_{32}, \tau_{31})$ sind dies die Spannungen σ_3 (positiv) und die interlaminaeren Schubspannungen τ_{31} und τ_{32} .

Delaminationen wachsen sowohl bei monoton ansteigender Belastung als auch bei schwingender Belastung mit konstanter Amplitude. Im Extremfall kann sich durch fortschreitende Delamination die UD-FVK-Schicht vollständig vom übrigen Bauteil ablösen, wie dies auch bei eigenen Versuchen beobachtet wurde. Es handelt sich dabei um Rissausbreitung als ein *typisches Problem der Bruchmechanik*. Ausgangspunkt der Delamination sind äußerst ungleichförmige Spannungsverteilungen, wie sie z.B. am Ende zugbeanspruchter FVK-Lamine auftreten. Zwischenfaserbrüche können dabei wegen ihrer Sprengwirkung Delaminationen begünstigen.

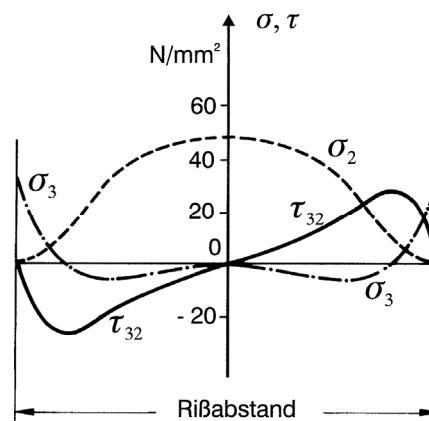


Abb. 6-1 Verlauf der Delaminationsspannungen bei einachsiger Zugbeanspruchung (TALREJA, NAIRN & HU 1994)

Ein Delaminationsbeginn kann mithilfe der schichtenweisen Bruchanalyse nicht annähernd so zuverlässig vorhergesagt werden wie intralaminare Zwischenfaserbrüche. Die Frage, ob intralaminare oder interlaminaere Brüche auftreten, kann naturgemäß nur mithilfe einer kompletten 3D-Bruchanalyse untersucht werden. Für die Beurteilung der Delaminationsgefahr wird von den

meisten Autoren eine wirkebenenbezogene Bruchbedingung angesetzt, d.h. eine solche Bruchbedingung, in der nur die drei in der interlaminaren Grenzfläche wirkenden Spannungen erscheinen. Dabei wird, wie z.B. durch MOSER (1992), ein parabolischer Ansatz gewählt.

$$\frac{\tau_{31}^2 + \tau_{32}^2}{f_{v,z}^2} + \frac{\sigma_3}{f_{t,z}} = 1 \quad (6.1)$$

mit f_v interlaminare Schubfestigkeit
 f_t interlaminare Zugfestigkeit

Die interlaminaren Spannungen sind auf das globale (x, y, z) -Koordinatensystem des Laminates bezogen, d.h. die Bruchbedingung Gln. (6.1) nimmt keine Rücksicht auf die Faserrichtungen in den beiden aneinandergrenzenden Schichten (Laminat, Kleber, Holz etc.). Ihr liegt die MOHR'sche Festigkeits-hypothese zugrunde, die besagt, dass die Bruchgrenze durch die Spannungen der Bruchebene bestimmt wird. Für die numerische Modellierung der durchgeführten Bauteilversuche (vgl. Kapitel 4) wurde deshalb ein bruchmechanisch begründeter Verbundansatz zur Beschreibung der Delamination der Verbundpartner gewählt.

Die Analyse von fortschreitender Delamination zwischen unterschiedlichen Materialien ist im Allgemeinen in die Untersuchung von Rissbeginn und Risswachstum aufgeteilt. Die Beschreibung des Rissbeginns basiert auf Interaktionskriterien der interlaminaren Spannungen in Verbindung mit einer charakteristischen Bezugslänge als Funktion von Geometrie und Materialeigenschaften, die des Rissfortschritts dagegen auf der Basis bruchmechanischer Ansätze. Diese vermeiden auftretende Schwierigkeiten bei Spannungssingularitäten an der Rissspitze, erfordern jedoch das Vorhandensein einer bereits bestehenden Delamination. Jede einzelne Untersuchung für sich ist jedoch nicht ausreichend in der Lage, die Komplexität des gesamten Vorganges der fortschreitenden Delamination zu erfassen. Deshalb müssen Rissbeginn und Risswachstum immer gemeinsam betrachtet werden, z.B. durch die numerische Formulierung und Ausbildung einer kohäsiven Zone zwischen den verbundenen Materialien oder rissgefährdeten Bereichen mithilfe der Finiten-Elemente-Methode.

Die numerische Modellierung kohäsiver Zonen erfolgt durch spezielle Interface-Elemente. Ihre Elementeneigenschaften basieren auf Prinzipien der Bruchmechanik durch Beschreibung von Entfestigungsfunktionen zwischen auftretenden Elementverschiebungen und Rissöffnung innerhalb der kohäsiven Zone. Die kritische Bruchenergie entspricht dabei der aufzubringenden Energie zur Trennung der Interfaceoberflächen durch Kombination von spannungsbasierenden Kriterien und bruchmechanischen Kriterien. Die Größe der

Oberflächentrennung hängt dabei vom verwendeten Materialgesetz der Kohäsionselemente ab, welches mit der Elementbeschreibung der angrenzenden Materialien kompatibel sein muss. Die Oberflächenspannungen in der kohäsiven Zone steigen zunächst mit zunehmender Verschiebung, solange die verbrauchte elastische Energie Ψ kleiner als die kritische Bruchenergie G_c ist, verringern sich dann bei Delaminationsbeginn bis hin zum Verlust der Adhäsion zwischen den Komponenten bei vollständiger Delamination. Vollständige Delamination und somit fortschreitendes Risswachstum erfolgt, wenn $\Psi = G_c$ gilt.

Für unterschiedliche statische und thermodynamische Problemstellungen wurden in den letzten Jahren verschiedene Verbundansätze unter Verwendung linearer, bilinearer, polynomischer oder exponentieller Gesetze entwickelt. Zur Beschreibung des Verbundverhaltens des anisotropen Werkstoffs Holz mit faserverstärkten Kunststoffen muss das Verbundgesetz dabei die Interaktion von Schub- und Normalspannungen berücksichtigen. Aufgrund des nichtlinearen Entfestigungsverhaltens von Holz in der Prozesszone kann bei Verwendung von bilinearen Verbundgesetzen die pfadabhängige Rissfortschrittsanalyse zu numerischen Instabilitäten durch Ausbildung von Diskontinuitäten am Versagenspunkt und sprunghafter Änderung der Systemsteifigkeitsmatrix, führen. An dieser Unstetigkeitsstelle kann dabei die tangentielle Steifigkeit als erste Ableitung des Verbundgesetzes beim Erreichen der maximalen Spannungen nicht eindeutig identifiziert werden (SCHMIDT et al. 2004). Dies kann bei Verwendung von stetig differenzierbaren Spannungs-Rissöffnungs-Verläufen mit polynomialen oder exponentiellen Ansatz vermieden werden (BARENBLATT 1962, NEEDLEMAN 1987, XU & NEEDLEMAN 1993, 1994).

Insbesondere NEEDLEMAN entwickelt in extensiven Untersuchungen Kohäsivzonenmodelle für unterschiedlichste Problemkreise. Er bestätigt eine vorteilhafte Anwendung derartiger Modelle vor allem dann, wenn die Interface-Steifigkeit sehr gering in Bezug auf die angrenzenden Schichten ausfällt, wie es auch im Fall von FVK-verstärkten Holzkonstruktionen der Fall ist. Das von ihm vorgeschlagene exponentielle Verbundgesetz zeichnet sich durch ein durchgängig stetig differenzierbares und robustes Spannungs-Rissöffnung-Verhalten aus, welches sowohl Zugspannungs-, als auch Schubspannungsbeanspruchungen in Betracht zieht. Aufgrund der orthotropen Materialeigenschaften von Holz muss sich das korotationale Elementkoordinatensystem an den Materialhauptachsen des Baustoffs Holz orientieren, d.h., die lokale x -Achse ist orthogonal zur Faserrichtung in der r, t -Ebene für Rissöffnung in Mode I orientiert. Spannungen aus Verschiebungen in y - oder z -Richtung werden durch Mode II und Mode III Belastung hervorgerufen. Das beschriebene Verbundgesetz für kohäsive Materialien berücksichtigt somit gemischte Belastungen aus Querkzug, Längsschub und Rollschub.

Versagensmodellierung kohäsiver Materialien

Das elastische Verbundgesetz für die kohäsive Zone wird mathematisch dahingehend definiert, dass die Spannungen als erste Ableitung eines Oberflächenpotentials nur von den Verschiebungen im Interface abhängen. Positive Verschiebungen korrespondieren mit einer Vergrößerung der Rissöffnung, während negative Verschiebungen im Interface mit einer Risschließung verbunden sind, ohne dass sich die Körper dabei durchdringen, da im Gegensatz zu Kontaktformulierungen der aktuelle Status (offen, geschlossen) nicht berücksichtigt werden muss. Das verwendete Kohäsivzonen-Modell ist durch eine Beziehung der Oberflächenspannungen T (traction) zu den korrespondierenden Interfaceverschiebungen δ gekennzeichnet. Dies wurde erstmals im universellen Verbundgesetz von SMITH & FERRANTE verwendet.

$$T = e \sigma_c \left(-\delta/\bar{\delta} \right) \exp\left(-\delta/\bar{\delta} \right) \quad (6.2)$$

Die Delaminationsenergie wird mithilfe des Oberflächenpotentials $\Phi(\delta)$ als Verhältnis von Interfacespannungen und Relativverschiebung in normaler und tangentialer Richtung beschrieben (XU & NEEDLEMAN 1993). Dabei wird die resultierende Arbeit aus der Rissöffnung in normaler und tangentialer Richtung ins Verhältnis zur kritischen Bruchenergie gesetzt. Das Oberflächenpotential ist definiert zu

$$\Phi(\delta) = e \sigma_c \bar{\delta}_n \left\{ 1 + \exp(-\Delta_n) \left[\begin{array}{l} (1 - r + \Delta_n) \frac{1 - q}{r - 1} \\ - \left(q + \Delta_n \frac{r - q}{r - 1} \right) \exp(-\Delta_t^2) \end{array} \right] \right\} \quad (6.3)$$

$$q = \frac{\Phi_t}{\Phi_n}, r = \frac{\delta_n^*}{\bar{\delta}_n}, \Delta_n = \frac{\delta_n}{\bar{\delta}_n}, \Delta_t = \frac{\delta_t}{\bar{\delta}_t}, e = \exp(1) \quad (6.4)$$

- mit
- σ_c maximale Zugspannung in der kohäsiven Zone
 - $\bar{\delta}_n$ korrespondierende Verschiebung normal zum Interface für $\delta_t = 0$
 - $\bar{\delta}_t$ Interfaceverschiebung infolge Schub bei maximaler Schubspannung für $\Delta_t = \sqrt{2}/2$
 - q Verhältnis der Arbeit aus Rissöffnung normal/tangential
 - δ_n^* δ_n nach vollständiger Interfacetrennung infolge Schub mit $T_n = 0$

Durch Bildung der ersten Ableitung von Gln. (6.3) nach den Verschiebungen ergeben sich die Spannungen für $\delta < \delta_{max}$ in Abhängigkeit von normaler und tangentialer Rissöffnung zu

$$T_n = \frac{\partial \Phi}{\partial \delta_n} = e \sigma_c \exp(-\Delta_n) \left\{ \begin{array}{l} \Delta_n \exp(-\Delta_t^2) \\ + \frac{1 - q}{r - 1} (r - \Delta_n) [1 - \exp(-\Delta_t^2)] \end{array} \right\} \quad (6.5)$$

$$T_t = \frac{\partial \Phi}{\partial \delta_t} = 2 e \sigma_c \left(\bar{\delta}_n / \bar{\delta}_t \right) \Delta_t \left(q + \frac{r - q}{r - 1} \Delta_n \right) \exp(-\Delta_n) \exp(-\Delta_t^2)$$

Mit der Annahme gleicher kohäsiver Eigenschaften in normaler und tangentialer Richtung für die meisten Problemstellungen vereinfachen sich Gln. (6.3) und (6.5) mit $q = 1$ und $r = 0$ zu

$$\Phi(\delta) = e \sigma_c \bar{\delta}_n [1 - (1 + \Delta_n) \exp(-\Delta_n - \Delta_t^2)] \quad (6.6)$$

$$\begin{aligned} T_n &= e \sigma_c \Delta_n \exp(-\Delta_n - \Delta_t^2) \\ T_t &= 2 e \sigma_c \left(\bar{\delta}_n / \bar{\delta}_t \right) \Delta_t (1 + \Delta_n) \exp(-\Delta_n - \Delta_t^2) \end{aligned} \quad (6.7)$$

mit

$$\begin{aligned} \sigma_c &= T_n(\Delta_n = 1) \\ \tau_c &= T_t(\Delta_t = \sqrt{2}/2) \end{aligned} \quad (6.8)$$

Für nichtlineare Materialgesetze stellt das J -Integral von RICE (1968) eine Verbindung zwischen der kritischen Bruchenergie der Rissausweitung und dem Verbundgesetz der kohäsiven Zone her. Abb. 6-2 vergleicht das beschriebene exponentielle Modell mit einem polynomialen Modell mit $\delta_t \equiv 0$ für beide Gesetze, z.B. NEEDLEMAN (1987).

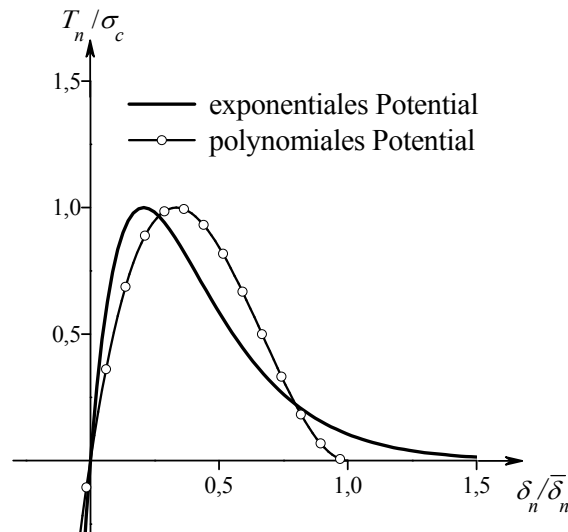


Abb. 6-2 Verlauf der Normalspannung im Interface als Funktion von δ_n mit $\delta_t \equiv 0$

Das polynomiale Potential führt zu einer Rissöffnung bei $\Delta_n = 1$, sodass $T_n \equiv 0$ für $\Delta_n \geq 1$ gilt. Das exponentiale Verbundgesetz besitzt einen kontinuierlichen Abfall der Normalspannung bis $\delta_n \rightarrow \infty$. Beide Modelle zeichnen sich durch einen genau definierten Delaminationsbeginn aus. Das polynomiale Verbundgesetz eignet sich dabei besser für Problemstellungen mit vorherrschender Beanspruchung normal zum Interface und bei geringem Schubeinfluss und linearer Abhängigkeit der Schubspannungen von δ_t und δ_n . Dies ist begründet durch die Annahme klein bleibender Schubverformungen im Interfacebereich und der Beschreibung von σ_c bei Delaminationsbeginn als feste Position innerhalb der charakteristischen Länge. Bei der exponentialen

Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach Gln. (6.7) hingegen verändert sich der aktuelle Ort von σ_c entlang des Interfaces in Abhängigkeit von der Beanspruchung.

$$\sigma_c = \sigma_c(x_1 + \delta_t) \quad (6.9)$$

Damit können im exponentialen Modell nichtlineare Schubspannungsverteilungen im Interface berücksichtigt werden. Dieser Aspekt ist insbesondere für die FVK-Verstärkung von Holzkonstruktionen im Bereich der Endverankerung bei dominierendem Schubeinfluss von Bedeutung. Des Weiteren berücksichtigt dieses Modell den Delaminationsbeginn über das gesamte Interface des Bauteils und verzichtet auf die Definition einer klar definierten kohäsiven Zone im numerischen Modell.

6.1.2 Materialmodellierung von Reaktionsharzbetonen

Materialkennwerte

Grundlage für die Materialbeschreibung und das erarbeitete Bemessungskonzept für hybride Verbundbauteile sind die Regelungen für die Tragwerksplanung von Bauwerken nach DIN 1055-100 (2001-03) unter Beachtung der geltenden Normung für Lastannahmen/Verkehrslasten nach DIN 1055-3 (1971-06). Für den in Kapitel 3.5 beschriebenen Epoxidharz gebundenen Polymerbeton konnten die 5%-Fraktilwerte der Verteilungsfunktion aufgrund des geringen Prüfumfanges nicht mit ausreichender Sicherheit bestimmt werden. Es wurde dabei auf die Regelung in DIN 1055-100 (S. 17) zurückgegriffen: „... muss als Ersatz für den charakteristischen Wert ein auf der sicheren Seite liegender Nennwert festgelegt werden.“

Als Basis für die Festlegung dieser Nennwerte dienten die Versuchsergebnisse der durchgeführten Untersuchungen. Dabei wurde der kleinste Wert aus der jeweiligen Prüfung nach 7 Tagen Aushärtung als Anhaltswert angenommen und auf einen ganzzahligen Wert abgerundet. Da keine Schubfestigkeiten experimentell bestimmt werden konnten, wurde der charakteristische Wert des Verbundpartners Holz als Nennwert angenommen, da die Materialfestigkeitswerte des Holzes für Schubbeanspruchung wesentlich geringer als die der Polymerbetondeckschicht sind. Für den Kennwert des Elastizitätsmoduls wurde der Mittelwert aus der Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls (nach 7d, 20°C) angenommen. Der Schubmodul wurde bei der Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls ermittelt und orientiert sich am Serienmittelwert 7d/20°C. Die gewählten Kennwerte sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt:

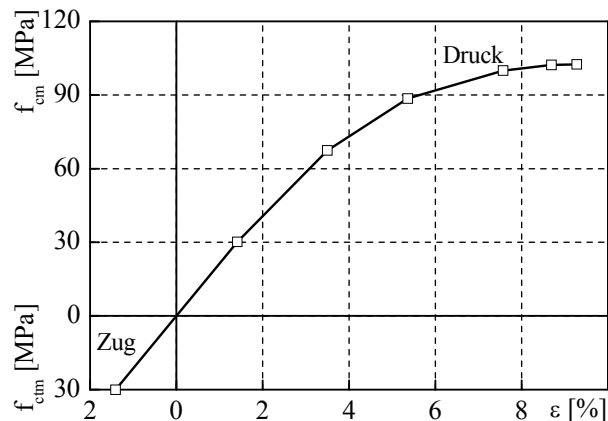
Tab. 6-1 Nennfestigkeits- und Steifigkeitswerte für Polymerbeton

		Rechenwert [MPa]	Kleinstwert [MPa]	Mittelwert [MPa]
Druckfestigkeit	$f_{c,k}$	95,00	105,60 ⁵ /94,38 ⁶	107,30 ⁷ /116,00 ⁸ 127,00 ⁹ /98,21 ²
Zugfestigkeit	$f_{t,k}$	10,00	13,61	15,13
Biegezugfestigkeit	$f_{m,k}$	20,00	24,40	30,40 ³ /30,00 ⁴ /31,80 ⁵
Schubfestigkeit	$f_{v,k}$	2,70	–	–
Elastizitätsmodul	E_{mean}	19.900	18.000	18.700 ³ /19.900 ⁴ /20.600 ⁵
Schubmodul	G_{mean}	9.300	8.740	9.570 ³ /9.340 ⁴ /9.578 ⁵

Arbeitslinie für Kurzzeitbeanspruchung

Um eine nichtlineare Modellierung des Materialverhaltens von Reaktionsharzbetonen durchführen zu können, wurde bei der Ermittlung der baustofflichen Kennwerte auch die Arbeitslinie des verwendeten Materials im Druckbereich experimentell ermittelt. Die ermittelte Arbeitslinie wird in sechs Abschnitten linearisiert (Tab. 6-2). Für den Zugbereich wurde keine Arbeitslinie experimentell ermittelt, da ein ideal-elastisch sprödes Materialverhalten angenommen wird. Die Materialsteifigkeit wird dem ersten Linearisierungsabschnitt des Druckbereiches gleichgesetzt. Die gewählten Linearisierungsabschnitte sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt.

Pkt.	Dehnung [%]	Spannung [MPa]
1	1,41	30,16
2	3,50	67,45
3	5,36	88,56
4	7,57	99,96
5	8,69	102,24
6	9,28	102,50



Tab. 6-2 Linearisierungsabschnitte (Druck)

Abb. 6-3 Linearisierte Arbeitslinie

⁵ Probekörper 40x40x40 mm

⁶ Probekörper 40x40x160 mm

⁷ Aushärtungstemperatur 10°C

⁸ Aushärtungstemperatur 20°C

⁹ Aushärtungstemperatur 40°C

Berücksichtigung von Langzeitbeanspruchungen

Für den beschriebenen PC wurden keine Langzeitversuche durchgeführt. Es musste deshalb auf die Ergebnisse von Langzeitversuchen zurückgegriffen werden, die an ähnlichem Material durchgeführt wurden. Ende der siebziger Jahre wurden am Otto-Graf-Institut in Stuttgart Langzeit- und Kurzzeitversuche an Kunstharzmörteln und Kunstharzbetonen durchgeführt (REHM et al. 1980). Als Bindemittel dienten dort zwei verschiedene ungesättigte Polyesterharze und ein Epoxidharz (Harz Rütapox 0164, Härter Rütapox Teta, Beschleuniger Polyaminoamid). Rütapox ist ein Markenname der Bakelite AG, es handelt sich dabei um „*Epoxidharze (auf Basis Bisphenol-A und -F, cycloaliphatische Harze, bromierte Harze, Phenol Novolak Harze) und Epoxidharzhärter (Basisamine, Addukthärter, Mannichbasenhärter, Polyaminoamid- und Polyaminoimidazolhärter), sowie mono- und multifunktionelle Reaktivverdünner. Schwerpunkte sind die Anwendungsbereiche Lacke, Klebstoffe, Composites/Elektrolamine/Faserverbundwerkstoffe, Elektrogießharzsysteme und Oberflächenschutz*“ (aus baustoffchemie.de [h]). Der verwendete Zuschlag unterscheidet sich, von dem in Compono® 100 enthaltenem, durch einen recht hohen Kiessandanteil der Körnung 2/8 mm. Das Mischungsverhältnis von Reaktionsharz zu Kies betrug 1:7 und 1:8,5. Eine Auswahl der Ergebnisse der Kurzzeitversuche ist in der nachfolgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 6-3 Ergebnisse der Kurzzeitversuche (REHM et al. 1980)

MV	Elastizitätsmodul (RH)	Elastizitätsmodul (PC)	Rohdichte	Druckfestigkeit
	[MPa]	[MPa]	[g/cm ³]	[MPa]
1:7	3800	21500	2,14	106,5
1:8,5	3800	27100	2,16	96,9

Aufgrund dieser Versuchsergebnisse wird deutlich, dass der dort verwendete EP-Beton in seinen Eigenschaften dem in dieser Arbeit beschriebenen Material sehr ähnlich ist. Eine Übertragung der Ergebnisse der Langzeitversuche ist also unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Mischungsverhältnisse durchaus möglich. Diese wurden in Stuttgart in verschiedenen, auf die Bruchspannung bezogenen Laststufen und an zylindrischen Probekörpern mit einem Durchmesser von 7 cm und einer Schlankheit $h/d = 3$ durchgeführt. Die Versuche erstreckten sich über einen Zeitraum von bis zu drei Jahren (ca. $2,6 \cdot 10^4$ h). Die gemessenen Dehnungen über die Zeit sind für die EP-Betone in Abb. 6-4 und Abb. 6-5 im doppelt-logarithmischen Maßstab dargestellt.

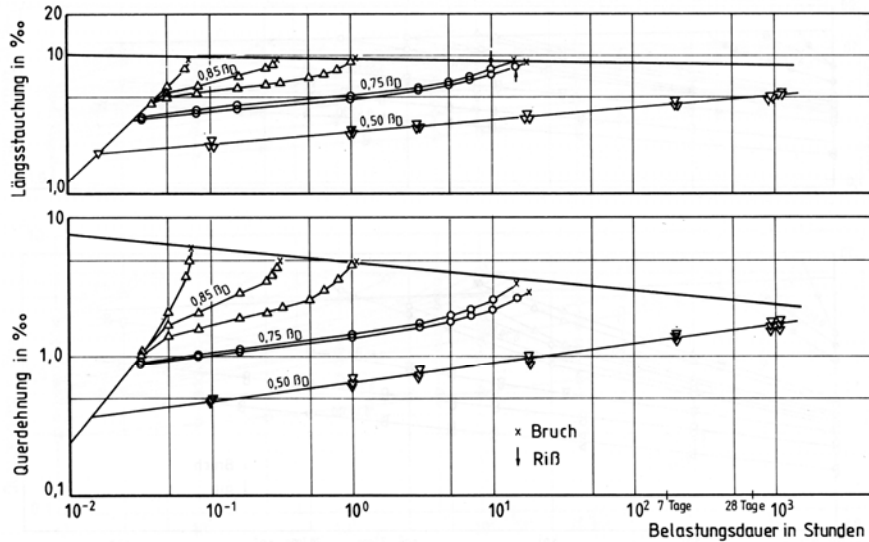


Abb. 6-4 Gemessene Dehnungen bei verschiedenen Belastungsstufen als Funktion der Belastungsdauer MV 1:8,5 (REHM et al. 1980)

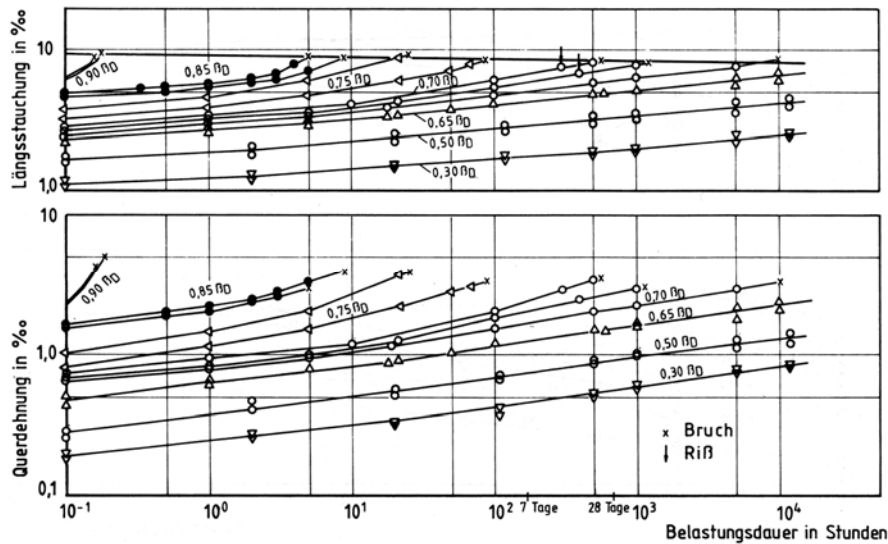


Abb. 6-5 Dehnungen bei verschiedenen Belastungsstufen als Funktion der Belastungsdauer MV 1:8,5 (REHM et al. 1980)

Betrachtet man die Diagramme, so fällt auf, dass Polymerbetone ein ähnliches Kriechverhalten wie Holz haben. Übersteigt die aufgebrachte Spannung ein bestimmtes Niveau, so nehmen die Dehnungen progressiv zu, was letztendlich zum Bruch führt. Diese Grenzspannung wird von REHM mit ca. 65% der Kurzzeitbruchspannung und die Proportionalitätsgrenze mit ca. 50% der Kurzzeitbruchspannung angegeben. Auffallend ist, dass die Kriechkurven unterhalb der Proportionalitätsgrenze im doppelt logarithmischen Maßstab in guter Näherung als Geraden dargestellt werden können. Für einen derartigen Kriechverlauf lässt sich eine relativ einfache mathematische Beschreibung finden.

Die Kriechverformung ergibt sich dann zu

$$\varepsilon_{ctot(t)} = \varepsilon_{c0} (1 + \varphi_{(t)}) = \frac{\sigma_c}{E_{c0}} (1 + \varphi_{(t)}) \quad (6.10)$$

mit der Kriechfunktion $\varphi_{(t)}$ (FRANKE 1976 S. 8)

$$\varphi_{(t)} = (1 + 100 t)^a - 1 \quad (6.11)$$

Der Exponent a entspricht der Steigung im doppelt logarithmischen Maßstab.

$$a = \frac{\lg \varepsilon_{cc(t_1)} - \lg \varepsilon_{cc(t_0)}}{\lg t_1 - \lg t_0} \quad (6.12)$$

Für ε_{c0} kann dabei der über E_{c0} errechnete Wert oder der zu $t = 0,01$ h gehörende Dehnungswert eingesetzt werden.

Ein weiteres Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen war, dass Steifigkeit, Festigkeit und Kriechverhalten vom Mischungsverhältnis von Reaktionsharz zu Zuschlagstoff abhängig sind. Daraufhin wurde ein Strukturmodell entwickelt, mit dem sich Steifigkeit und Kriechverhalten beliebiger Mischungsverhältnisse abschätzen lassen (REHM et al. 1980). Über dieses Modell soll nun auch das Kriechverhalten einer Mischung abgeschätzt werden, die der Verwendeten entspricht. Um die Anwendbarkeit des Modells zu überprüfen, soll aber nicht nur das Kriechverhalten, sondern auch die Steifigkeit rechnerisch ermittelt und mit der tatsächlich gemessenen verglichen werden. Die Steifigkeit einer beliebigen Mischung ergibt sich nach o.a. Modell zu:

$$E_{c0} = f(\mu_z) = E_H K \left[\frac{E_z/E_H K^*}{1 + E_z/E_H r^* K_\nu} + 1 \right] \quad (6.13)$$

$$K = 1 - \mu_z^{2/3}$$

$$K^* = \frac{\sqrt[3]{\mu_z}}{K}$$

$$r^* = \frac{1}{\sqrt[3]{\mu_z}} - 1 \quad (6.14)$$

$$K_\nu = \frac{1}{1 + 0,9 \mu_z^3}$$

mit μ_z volumenbezogener Zuschlaggehalt
 E_H Elastizitätsmodul der Harzmatrix
 E_z Elastizitätsmodul des Zuschlages

Der Zuschlaggehalt bezogen auf das Volumen ergibt sich zu:

$$\mu_z = \left(\frac{G_H}{G_z} \frac{\rho_z}{\rho_H} + 1 \right)^{-1} \quad (6.15)$$

mit G_H Masseanteil des Reaktionsharzes
 G_z Masseanteil des Zuschlages
 ρ_z Kornrohddichte des Zuschlages
 ρ_H Rohddichte der Harzmatrix

Außer dem Mischungsverhältnis hat der Porengehalt der Harzmatrix Einfluss auf die Steifigkeit des Polymerbetons. Dieser wird durch eine Reduzierung des Mischungsverhältnisses und der Matrixsteifigkeit in Gln. (6.14) entsprechend des Porenanteils berücksichtigt. Der Zuschlaggehalt unter Berücksichtigung des Porenvolumens ergibt sich zu:

$$\mu_{z(P)} = \mu_z (1 - \mu_P) \quad (6.16)$$

mit μ_P volumenbezogener Porengehalt
 μ_z volumenbezogener Zuschlaggehalt nach Gln. (6.15)

Der wirksame E-Modul der Matrix ergibt sich somit zu:

$$E_{H(P)} = E_H \frac{\mu_{H(P)}}{\mu_{H(P)} + \mu_P} \quad (6.17)$$

mit $\mu_{H(P)} = 1 - \mu_P - \mu_{z(P)} \quad (6.18)$

Die Kriechverformung einer zweiten Mischung lässt sich aus den Ergebnissen des Langzeitversuchs einer anderen Mischung durch folgende Beziehung abschätzen:

$$\varepsilon_{K2(t)} = \varepsilon_{K1(t)} \frac{f_2}{f_1} \quad (6.19)$$

mit $\varepsilon_{K1(t)}$ gemessene Kriechdehnung der ersten Mischung zum Zeitpunkt t
bei einer Spannung σ_1
 $\varepsilon_{K2(t)}$ Kriechdehnung einer zweiten Mischung zum Zeitpunkt t
bei einer Spannung σ_1

und $f_{(\mu_z, n)} = \frac{1}{K \left[1 + \frac{(n K^* + 1)}{n r^* K_\nu} \right]} \quad (6.20)$

Zur Abschätzung der Steifigkeit und des Kriechverhaltens der verwendeten Mischung wurden die Eingangsparameter für die Modellierung entsprechend der verwendeten Materialien aus den Versuchen von REHM et al. festgelegt. Der Porenanteil wurde dabei mit 1% abgeschätzt. Für die Kriechdehnungs-

abschätzung wurden die Werte des Mischungsverhältnisses 1:8,5 bei einer Zeit von 1000 h mit $\sigma_1 = 48$ MPa (50% der Bruchspannung) als Basis für $\varepsilon_{K1(t)}$ angenommen und nach Gln. (6.10) mit $a = 0,082$ für 0,5 β_D errechnet.

Tab. 6-4 Eingangparameter für die Modellrechnung

Eingangsparameter	Wert
ρ_z	2,64 g/cm ³
ρ_H	1,16 g/cm ³
E_H	3800 MPa
E_z	60000 MPa
μ_P	0,01
σ_1	48 MPa

Gln. (6.13) und (6.19) wurden mit den in Tab. 6-4 festgelegten Eingangsparametern ausgewertet und die Ergebnisse in Tab. 6-5 mit den gemessenen Werten von REHM et al. und den eigenen Versuchen für das MV 1:5 verglichen (REHM et al. 1980, SCHÖBER et al. 2007).

Tab. 6-5 Ergebnisse der Modellrechnung nach REHM im Vergleich mit den Messergebnissen

Kennwert	1:8,5	1:8,5	1:7	1:7	1:5	1:5
	errechnet	gemessen	errechnet	gemessen	errechnet	gemessen
E_{c0}	27981	27100	24861	21500	19703	19900
$\varepsilon_{K(t=0\text{ h})}$	0,0017	0,0017	0,0019	0,0021	0,0024	-
$\varepsilon_{K(t=1000\text{ h})}$	-	0,0044	0,0054	0,0055	0,0080	-
a	-	0,082	0,091	0,092	0,104	-

Mit den errechneten Kriechdehnungen wurde der Exponent für die Kriechfunktion $\varphi_{(t)}$ der anderen Mischungen zu $a = 0,104$ ermittelt. Vergleicht man errechnete und gemessene Werte miteinander, wird deutlich, dass das von REHM et al. entwickelte Strukturmodell zur Abschätzung von Steifigkeit und Kriechverhalten von Kunstharzbetonen und -mörteln gut anwendbar ist. Für ein MV von 1:5 ergibt sich somit die Kriechfunktion für Compono[®] 100 nun zu:

$$\varphi_{(t)} = (1 + 100 t)^{0,104} - 1 \tag{6.21}$$

Setzt man Gln. (6.21) in Gln. (6.10) ein und teilt diese durch σ erhält man eine weitere Möglichkeit, die Kriechfunktion darzustellen und an dieser Stelle mit $J(t)_e$ bezeichnet. Der Index e steht hier für empirisch ermittelt.

$$J(t)_e = \frac{\varepsilon_{ctot}}{\sigma} = \frac{1}{E_{c0}} \left\{ 1 + \left[(1 + 100 t)^{0,104} - 1 \right] \right\} \tag{6.22}$$

Für die numerische Modellierung wurde nun ein rheologisches Kriechmodell auf Basis einer Kelvinkette verwendet (vgl. Abschnitt 6.3.1). Unter Verwendung der in Gln. (6.36) ff. eingeführten Materialparameter ergibt sich die Kriechfunktion für eine Kelvinkette mit n Kelvin-Elementen (BECKER 2002, S. 68) zu:

$$J(t)_K = \frac{1}{E_{c0}} \left[1 + \sum_{i=1}^n \varphi_i (1 - e^{-t/\Theta_i}) \right] \quad (6.23)$$

Die Approximation der Parameter der Kelvinkette ergibt sich durch Gleichsetzen von $J(t)_e$ und $J(t)_K$ und iterative Lösung für einen Wertebereich bis 50.000 h. Die Auswertung zeigt, dass mit einer Kelvinkette, bestehend aus fünf Kelvin-Elementen, eine ausreichend genaue Anpassung des rheologischen Modells an den empirisch gewonnenen Kriechverlauf möglich ist (Abb. 6-6).

Tab. 6-6 Parameter der Kelvin-Kette

Kelvin-Element	Kriechfaktor φ_i [-]	Retardationszeit Θ_i [h]
1	1,103	1
2	0,598	100
3	0,820	1000
4	0,737	10000
5	1,117	50000

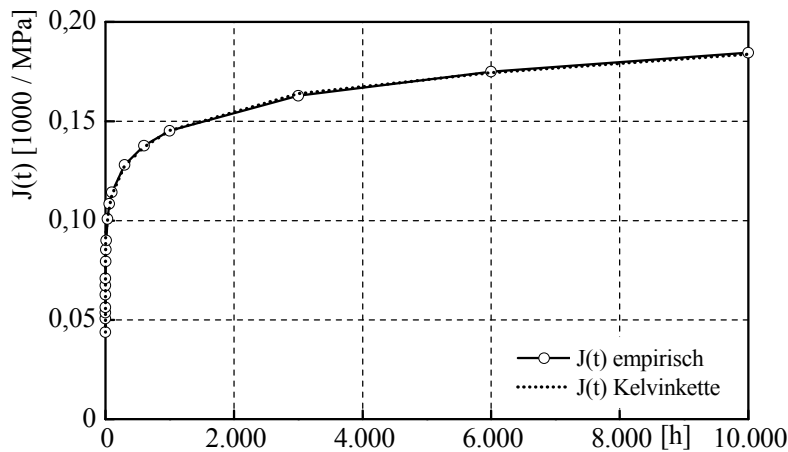


Abb. 6-6 Empirisch ermittelte Kriechfunktion im Vergleich mit der gewählten Kelvinkette

6.2 Faserverstärkte Kunststoffe und Holz im Verbund

6.2.1 Numerische Modellierung Zugversuch

Problemstellung

Um den Einfluss der Verankerungslänge auf den Verbund von kohlenstofffaser-verstärkten Kunststoffen mit Nadelholz zu bestimmen, wurden Scherversuche an kleinformatischen Versuchskörpern als Zug-/Druckversuch durchgeführt. Als CFVK kamen dabei hochmodulige Lamellen S&P 200/2000 mit einer Querschnittsfläche von 50x1,4 mm zum Einsatz, verklebt mit 2 mm StoPox SK41 auf KVH C24 ohne zusätzliche Grundierung. Die Probekörper wurden im Normalklima konditioniert, sodass die Ausgleichsfeuchte beim Versuch $9 \pm 1\%$ betrug. Als Probekörpergeometrie wurde 115x250x50 mm gewählt.

Die Scherversuche wurden in verschiedenen Versuchsserien mit Differenzierung der Verbundlänge und der Art der Endverankerung durchgeführt. An dieser Stelle soll beispielhaft nur die Modellierung der Verbundlänge 100 mm ohne zusätzliche Endverankerung vorgestellt werden, wobei der prinzipielle Versuchsaufbau in Abb. 6-7 und Abb. 6-8 dargestellt ist. Die detaillierte Auswertung aller durchgeführten Untersuchungen zur Optimierung der Verankerung ist umfassend in PANZER (2007) dokumentiert.



Abb. 6-7 Probekörperkonfiguration

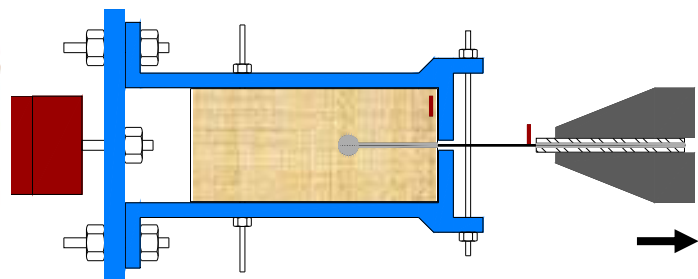


Abb. 6-8 Test set-up mit Versuchsrahmen

Während des Versuches wurden die Verschiebungen von Laminat, Epoxidharzkleber und Holz mittels Nahbereichsphotogrammetrie gemessen. Dabei konnte neben der Verformung im Bereich der Verbundfuge auch das Risswachstum gut beobachtet und aufgezeichnet werden. Der Rissbeginn erfolgte dabei bei allen Probekörpern am Verankerungsende zwischen Kleber und Holz bis auf wenige Millimeter Länge, gefolgt vom schlagartigen Versagen der Verbindung (Abb. 6-9, Abb. 6-10).

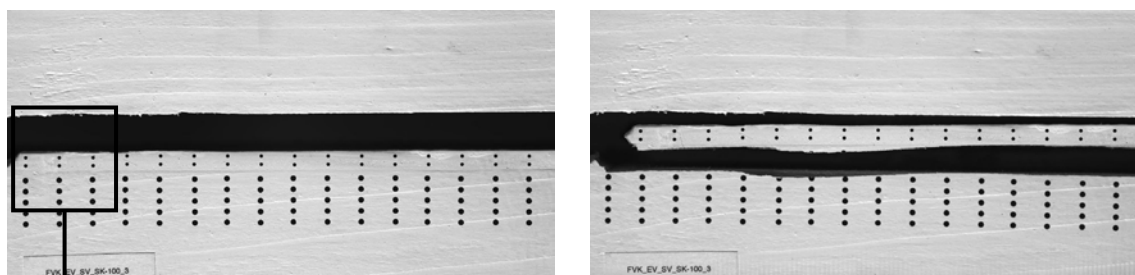
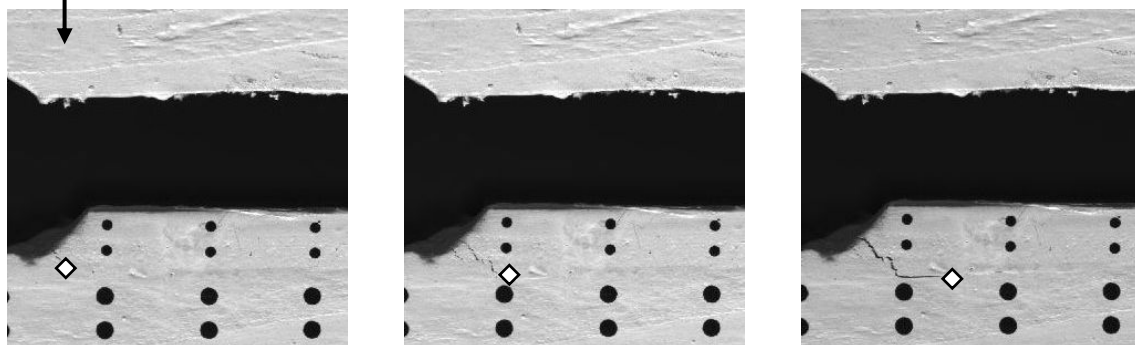


Abb. 6-9 Probekörper vor und nach dem Test

Abb. 6-10 Detail von Abb. 6-9, Risswachstum entlang der Verbundfuge (\diamond = Riss-Spitze)

Numerisches Modell

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen erfolgten mit dem Programmsystem ANSYS® Rev. 11.0-SP1. Die Materialmodellierung von Holz, Laminat und Epoxidharzkleber erfolgte mit isoparametrischen Elementen. Die Eigenschaften der Materialien wurden dabei den Herstellerkennwerten, der Sortierklasse bzw. eigenen Untersuchungen entnommen (Tab. 6-7). Das FE-Modell mit den entsprechenden Randbedingungen ist in den nachfolgenden Abb. dargestellt. Um Einflüsse aus außermittigem Kraftangriff zu erfassen, wurde der Versuchsrahmen mit Shell-Elementen abstrahiert.

Tab. 6-7 Materialkennwerte Modellierung Zugversuch

Modul	Holz	CFVK	EP-Kleber
E_{11} [MPa]	11.000	210.000	11.000
E_{22} [MPa]	370	14.000	11.000
E_{33} [MPa]	780	14.000	11.000
G_{21} [MPa]	680	7.368	4.231
G_{32} [MPa]	40	491	4.231
G_{31} [MPa]	590	491	4.231
Interface			
$\sigma_c = 4,50$ MPa $\tau_c = 8,00$ MPa $\delta_n = 0,53$ mm $\delta_t = 0,70$ mm			

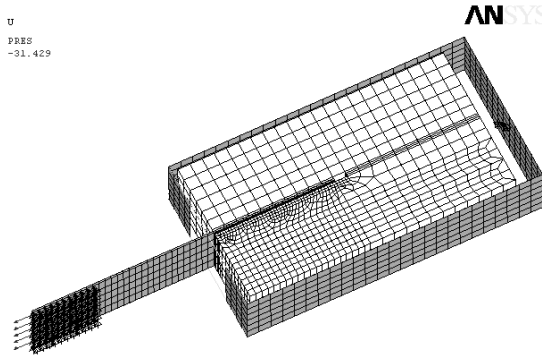


Abb. 6-11 FE-Modell Prüfkörper und Teststrahlen

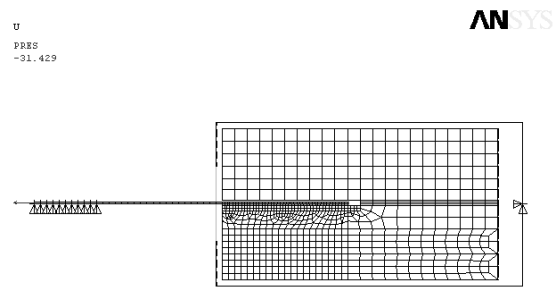


Abb. 6-12 Auflagersituation

Bei der Modellierung von Delaminationsvorgängen kann davon ausgegangen werden, dass das ausgeprägte nichtlineare Materialverhalten auf die Prozesszone beschränkt ist, während die anderen Bereiche linear-elastisches oder weniger ausgeprägtes nichtlineares Verhalten aufweisen. Die Integration einer kohäsiven Zone (vgl. 6.1.1 oben) unter Verwendung von 3D-Interface-Elementen erfolgte deshalb nur für die Grenzschicht zwischen Epoxidharz und Fügepart (SCHÖBER et al. 2008b).

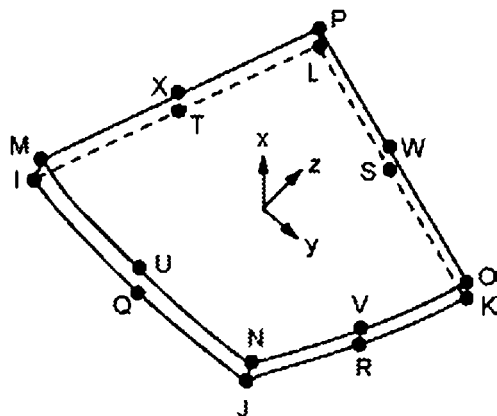


Abb. 6-13 Kohäsives Interface-Element mit korotationalem Element KS (ANSYS 2007)

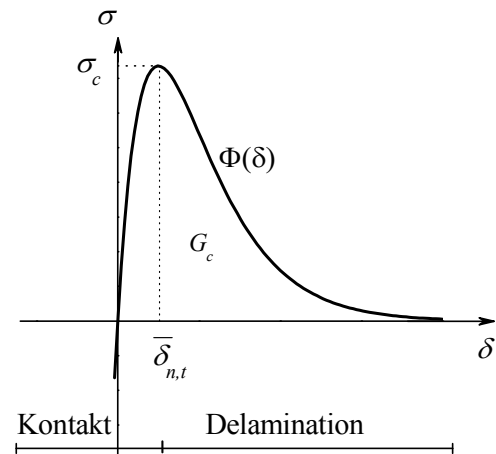


Abb. 6-14 Exponentielles Verbundgesetz der Fuge

Vergleich von Berechnungs- und Testergebnissen

Das in den experimentellen Untersuchungen beobachtete Fehlerszenario des Risswachstums zwischen EP-Kleber und Holz im Verankerungsbereich, beginnend vom Ende der Verklebung, konnte in dem gewählten numerischen Modell für Lasten nahe der Bruchlast bestätigt werden, d.h. Verbundgesetze ohne Delaminationseigenschaften (BRESSON etc.) sind im Bereich kurz vor dem Versagenspunkt nur bedingt anwendbar. Ein Ausschnitt aus der Prozesszone ist dabei in den nachfolgenden Abb. dargestellt.

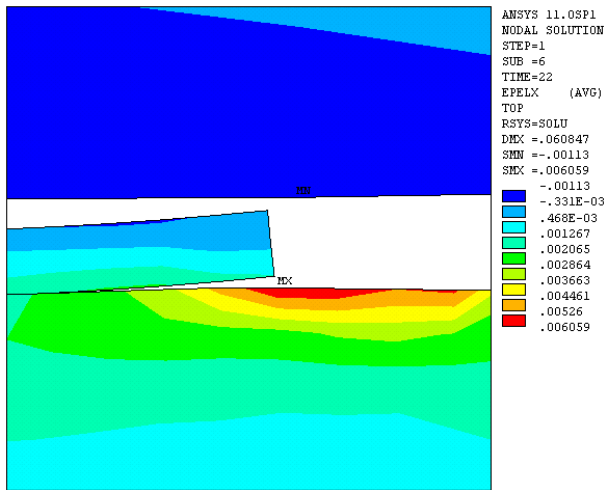


Abb. 6-15 Verlauf der faserparallelen Dehnungen in der Prozesszone

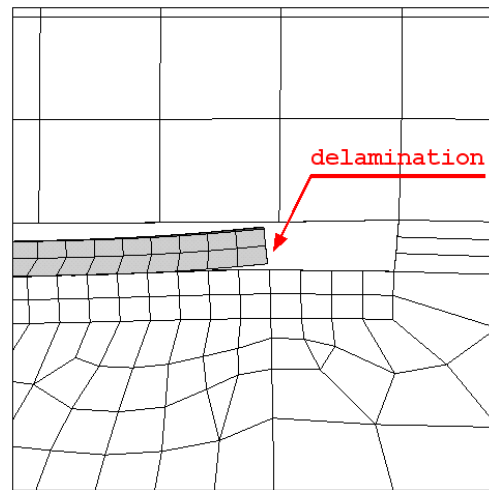


Abb. 6-16 Delamination zwischen Holz und EP-Kleber

Der Vergleich der ermittelten faserparallelen elastischen Dehnungen mit den berechneten Ergebnissen aus der Nahbereichsphotogrammetrie zeigt ebenfalls eine hinreichend genaue Übereinstimmung, insbesondere für höhere Laststufen. Die Qualität des gewählten Modells ist bedingt abhängig vom Verbundgesetz. Bei Verringerung der maximal aufnehmbaren Querspannungen und Verschiebungen in der Fuge sinkt zwar der numerische Aufwand, jedoch führen zu kleine Werte zu unakzeptablen Ergebnissen. Die Gegenüberstellung der aus den Versuchsergebnissen bestimmten Dehnungen mit denen der numerischen Berechnung zeigt hier eine leichte Überschätzung (Abb. 6-17 ff.).

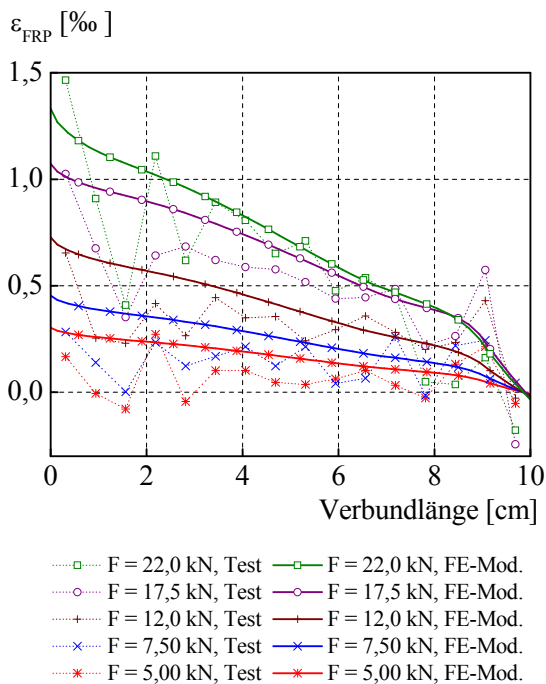


Abb. 6-17 Dehnungsverteilung im Holz

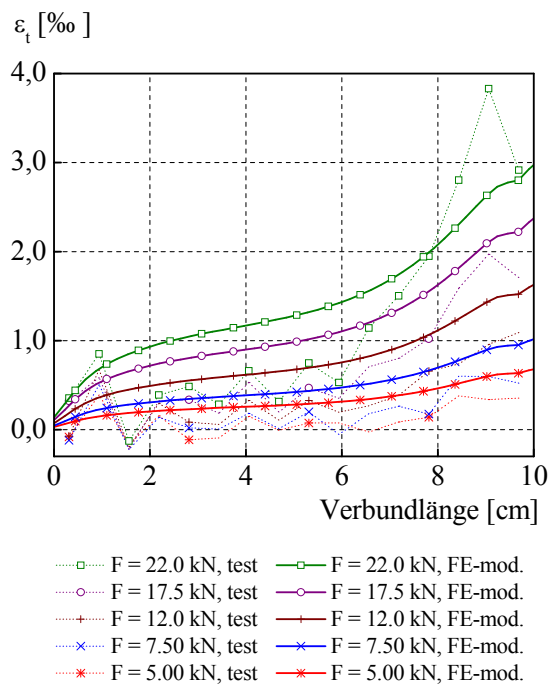


Abb. 6-18 Dehnungsverteilung im FVK

Dies kann in den angenommenen und nicht experimentell bestimmten Materialparametern des Holzes begründet sein. Das vorliegende FE-Modell weist noch eine geringfügig höhere Dehnsteifigkeit als der experimentelle Versuch auf, die durch Abminderung der Scherfestigkeit der kohäsiven Ebene und Anpassung der Materialkennwerte angeglichen werden kann. Weiterhin spielt dabei auch die Vorschubgeschwindigkeit der manuell aufgebrachten Last eine Rolle, insbesondere bei der Messung der Verschiebung im Mikrometerbereich bei geringen Laststufen (maximale Verformung < 1 mm). Bei der Verhältnissbildung von Zugkraft und zugehöriger Relativverschiebung und anschließenden Gegenüberstellung von Simulation und experimentellem Versuch wurde eine Abweichung von 2,3% ermittelt. Im Allgemeinen zeigen die experimentell und numerisch bestimmten Werte eine hinreichend genaue Übereinstimmung.

6.2.2 Numerische Modellierung Biegeversuch

Problemstellung

Im Abschnitt 4.7 wurden die experimentellen Ergebnisse von 4-Punkt-Biegeversuchen Altholzbalken mit einer CFK-Verstärkung in unterschiedlichen Positionen im Querschnitt vorgestellt. Ziel der numerischen Modellierung war die realitätsnahe Abbildung der Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung der vorhandenen Schädigungen.

Numerisches Modell

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen erfolgten mit dem Programmsystem ANSYS® Rev. 11.0-SP1. Die Materialmodellierung erfolgte in Analogie zu Kapitel 6.2.1. Die Materialeigenschaften wurden dabei den Herstellerkennwerten und experimentell bestimmten Werten entnommen (Tab. 6-8).

Tab. 6-8 Materialkennwerte Modellierung Biegeversuch

Modul	CFVK	Holz
E_{11} [MPa]	164.000	10.744 ... 18.747
E_{22} [MPa]	10.933	376 ... 657
E_{33} [MPa]	10.933	735 ... 1.282
G_{21} [MPa]	7.368	740
G_{32} [MPa]	384	42
G_{31} [MPa]	384	620
Interface		
$\sigma_c = 2,20$ MPa	$\tau_c = 4,50$ MPa	$\delta_n = 0,50$ mm $\delta_t = 0,57$ mm

Der Baustoff Holz wurde als orthotroper Werkstoff entsprechend den bestimmten Materialkennwerten abgebildet. Im Druckbereich zwischen den Lasteinleitungspunkten konnte bei einigen Versuchen das Plastizieren der Druckzone kurz vor dem Erreichen der Bruchlast beobachtet werden. Deshalb wurde in diesem Bereich anisotropes Materialverhalten in Form des generalisierten Hill-Fließkriteriums berücksichtigt. Dabei wurden für die drei Materialebenen (l,r,t) die unterschiedlichen Zug-, Druck- und Schubfestigkeiten mit jeweils zugehörigem Tangentenmodul als bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen vorgegeben.

Die Integration einer kohäsiven Zone unter Verwendung von 3D-Interface-Elementen erfolgte jeweils in der Grenzschicht zwischen Laminat und Holz (SCHÖBER & RAUTENSTRAUCH 2008). Zur Überprüfung der im Bauteilversuch beobachteten Schädigungen im Laminat wurden zusätzlich die Fehlerkriterien Bruchspannung, Bruchdehnung und TSAI-WU Form des angepassten PUCK-KNAUST Fehlerkriteriums für die betreffenden Baustoffe ausgewertet.

In den nachfolgenden Abbildungen ist das FE-Modell dargestellt. Aus Symmetriegründen wurde dabei nur ein Viertel-Modell berechnet.

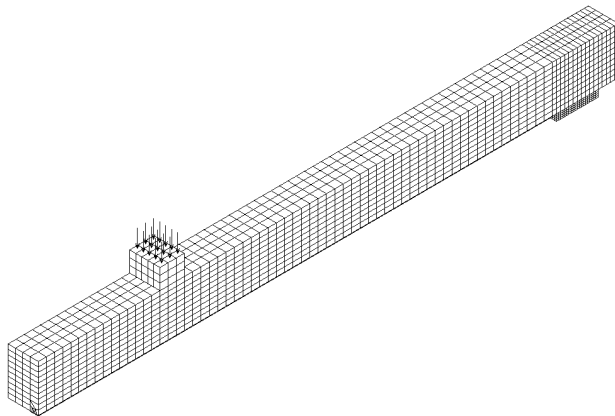


Abb. 6-19 Serie vh – Viertel-Modell mit Last

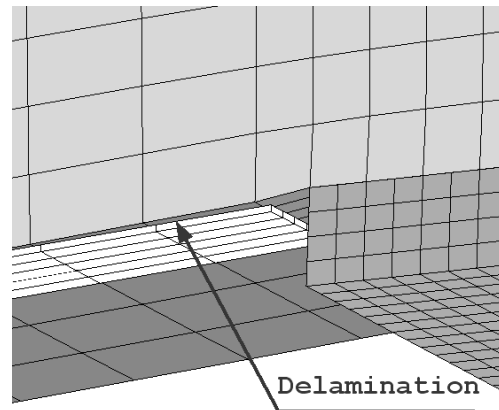


Abb. 6-20 Delaminationsversagen

Vergleich von Berechnungs- und Testergebnissen

Wie schon in Kapitel 4.7 beschrieben, muss eine Abminderung der Querschnittswerte, hervorgerufen durch Begradigungsarbeiten, tiefe Risse im Querschnitt über die gesamte Länge etc. berücksichtigt werden. Die geringeren Steifigkeiten und die daraus resultierenden kleineren Abmessungen wurden dabei vorab aus den tatsächlichen Versuchsdaten gewonnen. Der Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Verläufe für die Serien und ausgewählten Einzelwerte ist in den nachfolgenden Abb. dargestellt. Zusätzlich wurde dabei eine numerische Simulation mit einem konstanten Abminderungsfaktor je Serie durchgeführt.

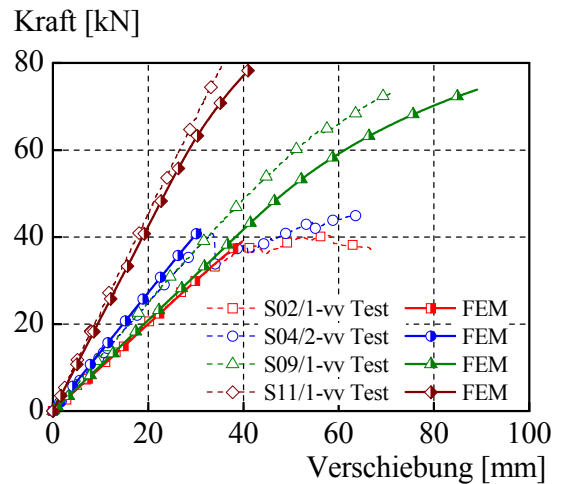
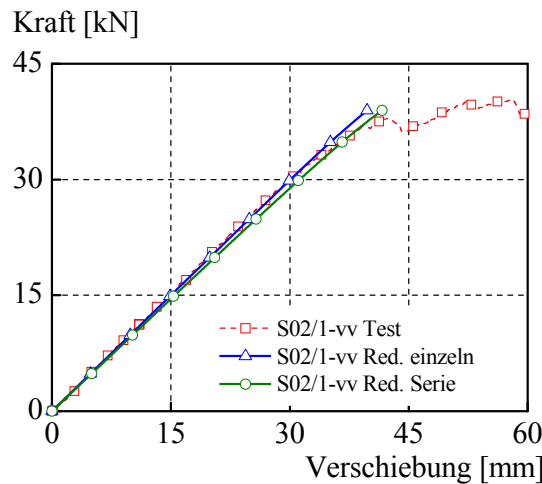
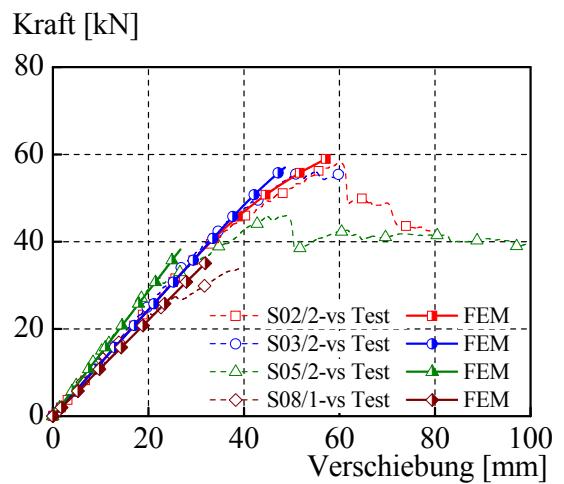
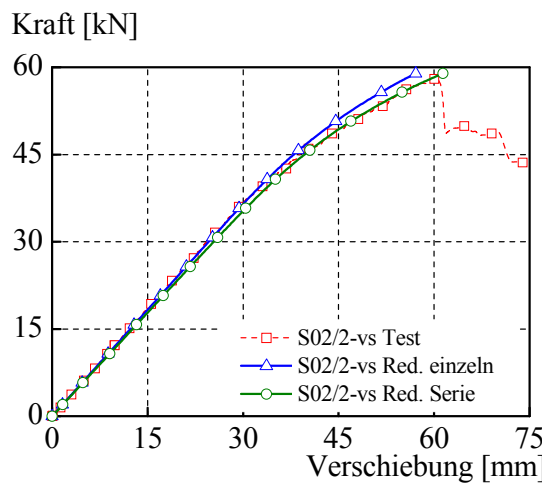
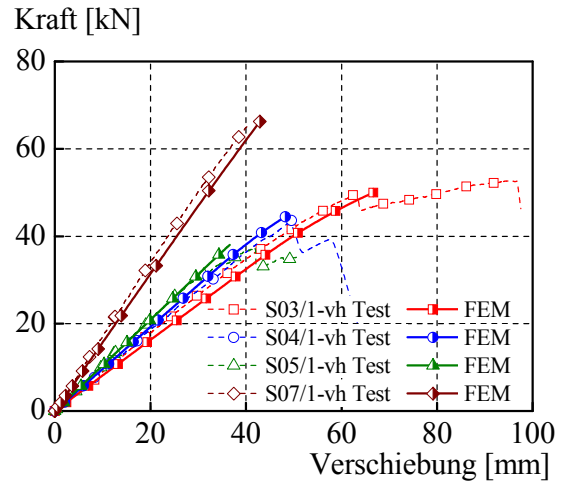
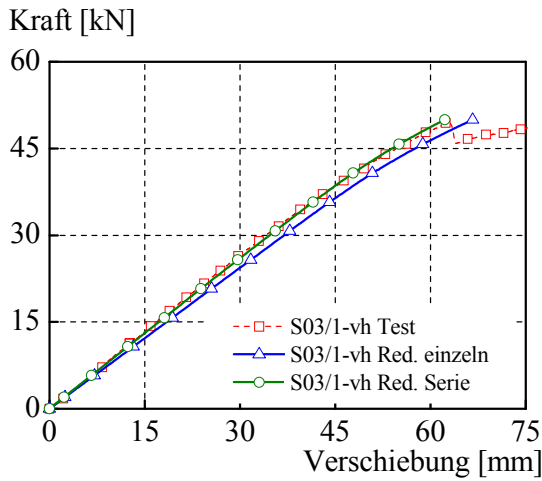


Abb. 6-21 Vergleich Simulation/Versuch (ausgewählte Einzelwerte)

Abb. 6-22 Vergleich Simulation/Versuch (Serienmittelwerte)

Die Berechnung von $ef I$ und $ef d$ erfolgte unter Beibehaltung der gemessenen Balkenbreite, um die Anzahl möglicher Variablen zu verringern. Dabei wurde die aus den Versuchsdaten vorliegende Durchbiegung bei einer Last von

ca. 10 kN benutzt, um mit dem vorhandenen Flächenträgheitsmoment und efI eine reduzierte Querschnittshöhe efd zu bestimmen, welche die gesetzten Anforderungen erfüllt. In Tab. 6-9 sind die entsprechenden Abminderungsfaktoren angegeben. Im Vergleich mit dem experimentell ermittelten Abminderungsfaktor k_a für die Querschnittswerte zeigt sich eine recht gute Übereinstimmung, sodass für gleichartige Untersuchungen mit einer Abminderung der Querschnittshöhe bei Beibehaltung der Balkenbreite von 5%, bzw. einer Abminderung des Trägheitsmomentes von 20% wirklichkeitsnahe Ergebnisse erzielt werden können.

Tab. 6-9 Reduzierte der Querschnittswerte für FEM-Berechnung

Serie	d_{ef}/d	$k_{a,FEM}$	$k_{a,Test}$
vh	0,95	0,77	0,80
vs	0,95	0,81	0,81
vv	0,94	0,80	0,87
mean	0,95	0,80	0,83

6.3 Reaktionsharzbetone und Holz im Verbund

6.3.1 Vorbemerkungen

Die numerischen Untersuchungen zu den beschriebenen Bauteilversuchen von Holzbalken mit Polymerbeton im Verbund wurden mithilfe des auf der Finite-Elemente-Methode basierenden Programmsystems ISOBEAM durchgeführt. Das von RAUTENSTRAUCH entwickelte und von HARTNACK erweiterte Programm basiert auf den Ausführungen von HINTON & OWEN. Für eine genaue Beschreibung des Programmkerns wird deshalb an dieser Stelle auf HINTON & OWEN (1979), RAUTENSTRAUCH (1989) und HARTNACK (2004) verwiesen. Das Programm bietet die Möglichkeit, neben der Berücksichtigung geometrischer und physikalischer Nichtlinearitäten auch Langzeiteffekte abzubilden.

6.3.2 Festlegung der mechanischen Eigenschaften von Holz

Druck- und Zugfestigkeit

Die Festlegung der Materialparameter für Nadelholz erfolgte auf Grundlage der Arbeiten von GLOS (1978), BECKER (2002) und HARTNACK (2004) unter Verwendung der von GLOS entwickelten Arbeitslinie für Nadelholz. Diese Arbeitslinie bildet das in der Druckzone elastisch-plastische und in der Zugzone ideal-

elastisch spröde Materialverhalten des Holzes ab. Für die Druckzone ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\sigma_{cII} = \frac{\varepsilon_c + k_1 \varepsilon_c^7}{k_2 + k_3 \varepsilon_c + k_4 \varepsilon_c^7} \quad (6.24)$$

mit σ_{cII} Druckspannung
 ε Dehnung

Die Parameter k_1 bis k_4 ergeben sich zu:

$$k_1 = \frac{f_{cBA}}{6 E_c \varepsilon_{cB}^7 \left(1 - \frac{f_{cBA}}{f_{cB}}\right)} \quad (6.25)$$

$$k_2 = \frac{1}{E_c} \quad (6.26)$$

$$k_3 = \frac{1}{f_{cB}} - \frac{7}{6 E_c \varepsilon_{cB}} \quad (6.27)$$

$$k_4 = \frac{1}{6 E_c \varepsilon_{cB}^7 \left(1 - \frac{f_{cBA}}{f_{cB}}\right)} \quad (6.28)$$

$$\varepsilon_{cB} = 1,17633 \frac{f_{cB}}{E_c} \quad (6.29)$$

mit E_c Elastizitätsmodul im Druckbereich
 f_{cB} Druckfestigkeit im Bruchzustand
 f_{cBA} asymptotische Enddruckfestigkeit
 ε_{cB} Dehnung beim Erreichen der Druckfestigkeit f_{cB}

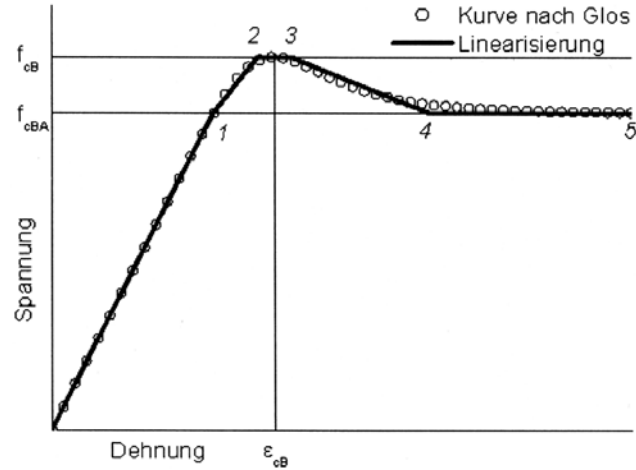
Die Erwartungswerte der mechanischen Eigenschaften des Holzes wurden in den vorgenannten Veröffentlichungen von HARTNACK und BECKER nach Regressionsgleichungen bestimmt, welche im Rahmen des SFB 96 anhand von zahlreichen Druck- und Zugversuchen ermittelt wurden (COLLING 1990). Für die Festigkeiten und Steifigkeiten wurde auf von BECKER nach obigem Ansatz bestimmte Mittelwerte für die Sortierklasse S10 zurückgegriffen (Tab. 6-10).

Tab. 6-10 Verteilung der mechanischen Kenngrößen für NH S10 [MPa] (BECKER 2002, S. 29)

Kennwert	Mittelwert	Standardabweichung	Varianz
E_c	11.970	2.270	0,189
E_t	11.810	2.480	0,210
f_{cB}	39,1	7,9	0,202
f_{tB}	49,0	14,7	0,300

Für den Zugbereich wurde ein ideal-elastisch sprödes Materialverhalten angenommen mit $f_{tB} = 30 \text{ MPa}$ und $\varepsilon_{tB} = 1,41\%$. Die beschriebene Arbeitslinie wurde von HARTNACK für die Computermodellierung wie folgt linearisiert:

Pkt.	Dehnung	Spannung
1	$\varepsilon_1 = \frac{0,85 f_{cB}}{E_c}$	$\sigma_1 = 0,85 f_{cB}$
2	$\varepsilon_2 = 0,925 \varepsilon_{cB}$	$\sigma_2 = f_{cB}$
3	$\varepsilon_3 = 1,075 \varepsilon_{cB}$	$\sigma_3 = f_{cB}$
4	$\varepsilon_4 = 1,700 \varepsilon_{cB}$	$\sigma_4 = 0,85 f_{cB}$
5	$\varepsilon_5 = 0,01$	$\sigma_5 = 0,85 f_{cB}$



Tab. 6-11 Linearisierung der Druckarbeitslinie nach HARTNACK (2004)

Abb. 6-23 Arbeitslinie nach GLOS und Linearisierung nach HARTNACK

Berücksichtigung der Holzfeuchte

Die Berechnung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Holzfeuchte u erfolgt nach dem Exponentialansatz Gln. (6.30) (BECKER 2002):

$$f_{c,u} = f_{c,12} \exp(-u\Psi - 0,12\Psi) \quad (6.30)$$

mit
$$\Psi = 4,21 \frac{f_c}{f_{c,mean}} \quad (6.31)$$

Die Zugfestigkeit hängt in geringerem Maße von der Holzfeuchtigkeit ab.

$$f_{t,u} = f_{t,12} \exp(-u\Psi - 0,12\Psi) \quad (6.32)$$

mit
$$\Psi = 1,51 \frac{f_t}{f_{t,mean}} \quad (6.33)$$

Mit diesem Ansatz wird berücksichtigt, dass der Einfluss der Holzfeuchtigkeit auf die Festigkeiten von der Holzqualität abhängig ist und mit zunehmender Qualität und Ausgangsfestigkeit steigt.

Berücksichtigung von Größeneffekten

Die Materialfestigkeit des Werkstoffes Holz hängt auch von der Bauteilgröße ab. Dieses als Größeneffekt bezeichnete Phänomen ist für die Beanspruchungsarten Druck, Zug und Biegung unterschiedlich ausgeprägt. Die in Tab. 6-10 darge-

stellten Festigkeitswerte beziehen sich aufgrund ihrer Ermittlung auf eine Referenzlänge von 15 cm. In den Simulationsrechnungen werden aber weit größere Abschnitte hoch belastet und es muss dabei berücksichtigt werden, dass das Bauteil oft nicht an der Stelle der größten Beanspruchung versagt. Aus diesem Grund müssen die Festigkeiten entsprechend der Länge des hoch beanspruchten Bauteilabschnittes modifiziert werden. Diese Modifizierung wurde durch folgenden Ausdruck vorgenommen:

$$\frac{f_2}{f_1} = \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^{S_L} \quad (6.34)$$

mit	f_1	Festigkeit, bezogen auf L_1
	f_2	Festigkeit, bezogen auf L_2
	L_1	Referenzlänge, hier 15 cm
	L_2	effektive Ersatzlänge
	S_L	Parameter für Druckbeanspruchung $S_{Lc} = 0,06$ Parameter für Zugbeanspruchung $S_{Lt} = 0,17$

Für den Parameter S_L wurden die Werte gewählt, die auch BECKER für seine Simulationen verwendet hat. Für die Ermittlung der effektiven Ersatzlänge bei Biegeträgern hat BECKER vorgeschlagen, nur den Bereich anzunehmen, „*indem die Druck- bzw. Zugbeanspruchung mindestens 85% des Größtwertes in Feldmitte beträgt*“ (BECKER 2002 S. 37). Bei der Anwendung dieses Vorschlages für die Nachmodellierung ergaben sich allerdings zu geringe Werte, da L_2 auf Grund des relativ großen Bereiches mit konstantem Moment sehr hohe Werte annimmt. Deshalb wurde der Vorschlag von BECKER dahingehend angepasst, dass als effektive Ersatzlänge nur noch der Bereich angenommen wird, in dem die Beanspruchung größer als 85% des Größtwertes, aber kleiner als selbiger ist. Damit wird berücksichtigt, dass Bauteile oft nicht an der Stelle der größten Beanspruchung versagen. Die effektive Länge ergibt sich mit a als Abstand des Lasteinleitungspunktes vom Auflager für einen 4-Punkt-Biegeversuch zu:

$$L_2 = 2 \cdot 0,85 a \quad (6.35)$$

Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens

Das Kriechverhalten des Werkstoffes Holz wird seit vielen Jahren intensiv erforscht. Ein umfassender Überblick über den Stand dieser Forschungen ist in BECKER (2002) gegeben. Von einer umfassenden theoretischen Behandlung dieses Themas soll an dieser Stelle abgesehen werden. Es wird auf die Literatur und besonders auf die genannte Arbeit verwiesen. Die in der Modellierung aufgebrachten Lasten werden so gewählt, dass die Proportionalitätsgrenze bei den Langzeitversuchen nicht überschritten wird. Dadurch kann auf die

Berücksichtigung eines nichtlinearen Kriechanteils verzichtet werden, d.h., das Kriechen kann als linear-viskoelastisch beschrieben werden und die Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung liegt zu jedem Zeitpunkt vor. Die Proportionalitätsgrenze wird von den meisten Forschern bei 40-50% der Kurzzeitfestigkeit angegeben.

Als rheologisches Modell des linear-viskoelastischen Kriechens wurde eine Kelvinkette mit vier Elementen, bestehend aus parallel geschalteten ideal-elastischen Federn mit je einem ideal-viskosem Dämpfer, gewählt (Abb. 6-24). Über die Anzahl der Kelvin-Elemente in der Kette kann die Genauigkeit der Anpassung des Modells an reale Kriechverläufe gesteuert werden. Die Genauigkeit des gewählten Modells reicht aus, „um eine recht genaue Abbildung des Kriechverlaufes zu gewährleisten“ (BECKER 2002, S. 68).

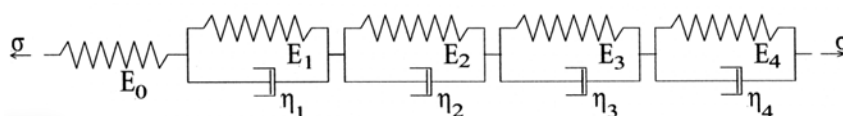


Abb. 6-24 Kelvinkette mit vier Kelvin-Elementen (BECKER 2002, S. 67)

Die Modellparameter E_i und η_i ergeben sich nach folgenden Beziehungen:

$$E_i = \frac{E_0}{\varphi_i} \quad (6.36)$$

$$\eta_i = E_i \Theta_i = \frac{E_0 \Theta_i}{\varphi_i} \quad (6.37)$$

mit φ_i Kriechfaktor
 Θ_i Retardationszeit

Die von BECKER gewählten Parameter sind in Tab. 6-12 angegeben. Sie wurden aufgrund der Ergebnisse von vielen realen Kriechversuchen bestimmt.

Tab. 6-12 Parameter der Kelvin-Kette (BECKER 2002, S. 69)

Kelvin-Element	Kriechfaktor φ_i [-]	Retardationszeit Θ_i [h]
1	0,08	15
2	0,08	400
3	0,22	4000
4	0,22	28000

Die Effekte, die sich aus einer zeitlichen Veränderung der Holzfeuchtigkeit ergeben, blieben unberücksichtigt, die Holzfeuchtigkeit wurde in der Modellierung als konstant angesetzt.

6.3.3 Numerische Simulation zum Kurzzeit-Biegetragverhalten

Geometrische Diskretisierung

Die geometrische Diskretisierung eines Modellstabes besitzt großen Einfluss auf die Genauigkeit der Ergebnisse. In Stablängsrichtung wurden 3-Knoten-Elemente mit Elementlängen von ca. 10 cm gewählt. Bei der Diskretisierung des Querschnitts musste dabei beachtet werden, dass im Programm bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes nur die „Steiner’schen Anteile“ berücksichtigt und die Eigenträgheitsmomente vernachlässigt werden. Die Genauigkeit des Modells und die Konvergenzstabilität in plastischen Bereichen steigen dabei mit geringer werdender Layerdicke. In Vergleichsrechnungen wurde nachgewiesen, dass der Fehler der Berechnung des Flächenträgheitsmomentes ca. 0,03% beträgt (HARTNACK 2004). Die gewählte Diskretisierung ist in Abb. 6-25 dargestellt.

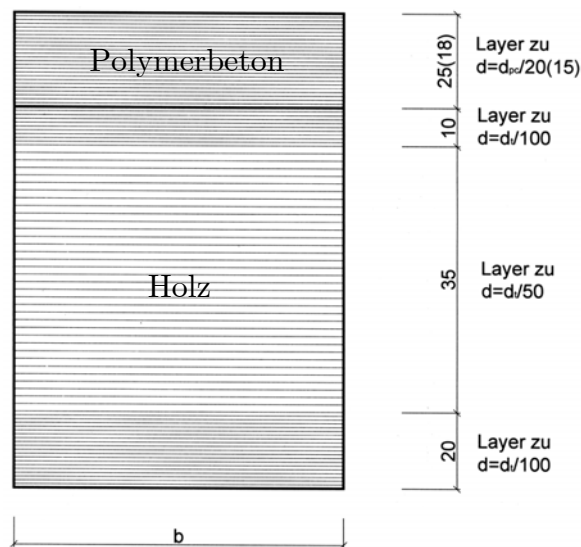


Abb. 6-25 Verwendete Diskretisierung für die Verbundquerschnitte

Verifizierung des gewählten Modells

Die durchgeführten Versuchsserien wurden mit den jeweiligen Mittelwerten der Querschnittsabmessungen und Holzfeuchten mit ISOBEAM numerisch modelliert. Kriecheffekte blieben dabei unberücksichtigt. Als Materialparameter wurden die in Tab. 6-10 aufgeführten Mittelwerte für NH S10 verwendet. Da die mechanischen Eigenschaften des Holzes großen Schwankungen unterliegen, wurden zusätzlich noch die 5%- und 95%-Fraktilwerte ermittelt.

$$x_{5/95} = \mu \pm 1,645 \sigma \tag{6.38}$$

mit μ Erwartungswert
 σ^2 Varianz

Die Lasten wurden inkrementell aufgebracht (zehn Lastinkremente bis 8 kN unter der Bruchlast, zehn Lastinkremente je 0,6 kN, je weitere 0,2 kN bis zum Erreichen der Bruchspannung). Zeiteffekte blieben dabei unberücksichtigt. Der Bruch trat durch ein Zugversagen der untersten Lamellen ein. Das vorherrschende Bruchbild aus den realen Biegeversuchen konnte also bestätigt werden. Der qualitative Vergleich der numerischen Simulation mit den durchgeführten Biegeversuchen zeigt ebenfalls eine recht gute Übereinstimmung der Simulationsergebnisse mit den Versuchsdaten (Abb. 6-26, Abb. 6-27) und bestätigt die Eignung des gewählten Ansatzes für die Modellierung des Kurzzeittragverhaltens von derartigen hybriden Verbundbauteilen. Die vollständige Übersicht ist im Anhang C dargestellt.

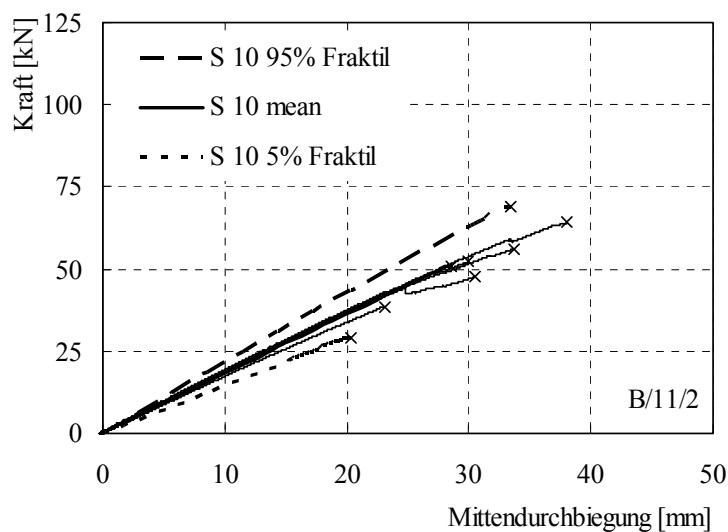


Abb. 6-26 Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/11/2

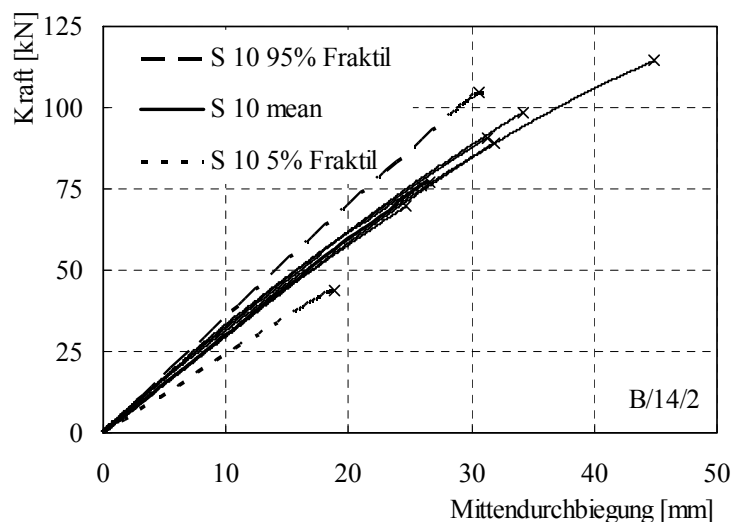


Abb. 6-27 Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/2

Bei der Serie B/10/3 wurden die realen Traglasten leicht überschätzt; die Traglast eines Probekörpers lag sogar etwas unterhalb des 5%-Fraktilwertes. Dadurch wird deutlich, dass dieser Serie eine schlechtere Holzqualität zuzuordnen ist. Dieser Umstand wird auch im Vergleich der Mittelwerte der Bruchmomente und der Biegesteifigkeiten der realen Versuche mit denen aus der Simulation mit „S10 mean“ deutlich.

Serie	Abweichung zwischen Simulation und Versuchsreihe in %
B/10/3	3,8
B/11/2	0,5
B/14/0	1,4
B/14/2	16,0
B/14/3	15,0

Tab. 6-13 Abweichung der Bruchmomente Simulation S10/Versuch

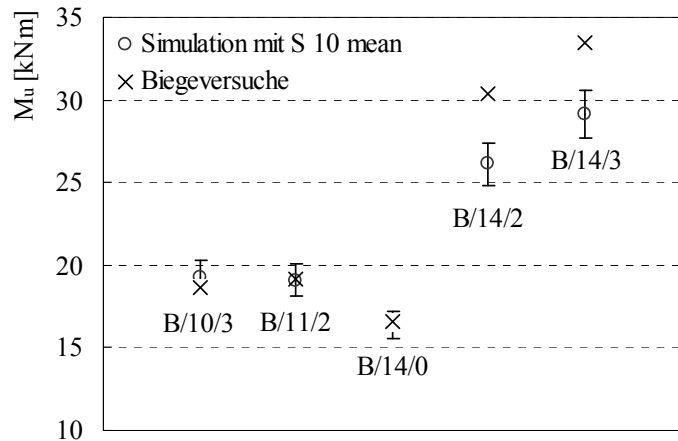


Abb. 6-28 Vergleich der Bruchmomente Simulation S10/Versuch

Serie	Abweichung zwischen Simulation und MW Versuchsreihe in %
B/10/3	9,0
B/11/2	0,8
B/14/0	3,9
B/14/2	2,7
B/14/3	0,5

Tab. 6-14 Abweichung globale Steifigkeit Simulation S10/Versuch

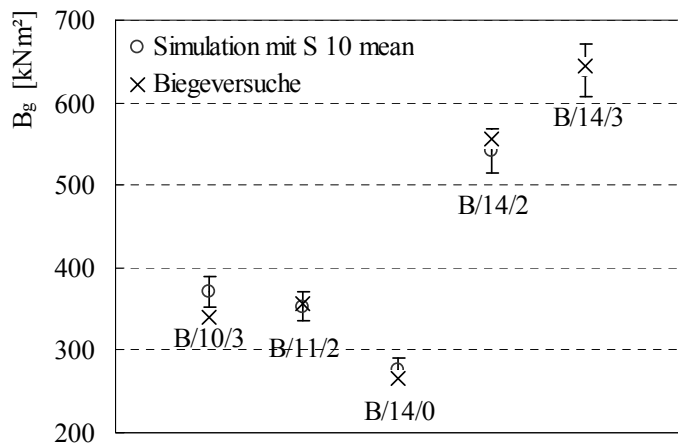


Abb. 6-29 Vergleich globale Steifigkeit Simulation S10/Versuch

6.3.4 Numerische Simulation zum Langzeit-Biegetragverhalten

Abschätzung der kriecherzeugenden Gesamtlast

Mittels Langzeitsimulationen sollte das Langzeittragverhalten der Verbundträger aus EP-Polymerbeton und Nadelholz abgeschätzt werden. Für die Praxisrelevanz einer solchen Simulation ist die gewählte Belastung von großer Bedeutung. Neben den ständigen Lasten, welche aus den Eigenlasten der Deckenkonstruktion und des Fußbodenaufbaus resultieren, ist auch ein quasi-ständiger Anteil der Verkehrslast als kriecherzeugend anzunehmen. Dieser quasi-ständige Anteil kann mit 43% angenommen werden (AKKERMANN 2002). Die kriecherzeugende Belastung ergibt sich zu:

$$S_K = G + 0,43 Q \quad (6.39)$$

mit: S_K kriecherzeugende Gesamtbelastung
 G_K kriecherzeugende Eigenlasten
 Q Verkehrslast

Mit der zulässigen Gesamtbelastung S_z , die sich aus einer Kurzzeitbetrachtung nach dem globalen Sicherheitskonzept ergibt, so ermittelt sich das Verhältnis von kriecherzeugender Gesamtlast zu zulässiger Gesamtlast zu:

$$n_K = \frac{S_K}{S_z} \quad (6.40)$$

Um ein praxisgerechtes Verhältnis n_K zu ermitteln, wurden die Lasten einer möglichen Deckenkonstruktion mit hohen Eigenlasten ermittelt, wie sie nach einer Sanierung denkbar wären.

20 mm Natursteinbelag	0,60 kN/m ²
40 mm Zementestrich	0,88 kN/m ²
19 mm Dielung	0,11 kN/m ²
10 cm Schlacke Füllung	1,40 kN/m ²
Balken 16/26 cm, e = 0,85 m	0,30 kN/m ²
19 mm Schalung	0,11 kN/m ²
20 mm Deckenputz	0,50 kN/m ²
	<u>3,90 kN/m²</u>

Setzt man eine Verkehrslast von 3,50 kN/m² für Gewerberäume an, so ergibt sich ein Verhältnis $n_k = 0,73$. Die zulässige Gesamtlast S_z wurde durch Kurzzeitsimulationen über eine festgelegte zulässige Randspannung ermittelt, in diesem Fall 10 MPa für NH S10 nach DIN 1052 (10/96). Die kriecherzeugende Belastung ergibt sich zu 0,73 S_z (Tab. 6-15). Zusätzlich zu den Simulationen mit gleicher Anfangsauslastung wurden noch Simulationen mit konstanter Momentenbeanspruchung über die Belastungsdauer durchgeführt. Dafür wurde die Belastung der Serie B/10/3 gewählt. Aufgrund der unterschiedlichen

Lastangriffspunkte ergeben sich unterschiedliche Lasten. Diese wurden in zehn Lastinkrementen und zehn Zeitschritten mit einer Gesamtdauer von 0,1 h zur Simulation des Kriechverhaltens schrittweise aufgebracht (Tab. 6-16).

Tab. 6-15 Lasten für die Langzeitsimulation [kN]

Serie	$S_z (\sigma_r = 10 \text{ MPa})$	$S_k = n_k S_z$
B/10/3	11,50	8,400
B/11/2	11,80	8,614
B/14/0	11,20	8,176
B/14/2	17,60	12,840
B/14/3	19,40	14,162

Tab. 6-16 gewählte Zeitschritte bei der Langzeitsimulation der verstärkten Serien

Zeit [h]	Zeitschritt [h]
20	0,1
2000	1,0
20000	2,0
bis Ende	3,0

Simulationsergebnisse

Die Kriechverformungen der verschiedenen Belastungsarten sind in Tab. 6-17 sowie

Tab. 6-18 dargestellt. Die Zeit 44.890 h ist die kürzeste erreichte Simulationszeit. Die Endverformungen bei den verstärkten Serien wurden aufgrund des Kriechverlaufs der Serie B/14/0 abgeschätzt.

Tab. 6-17 Kriechverformungen bei konstantem Moment

Serie	Last [kN]	d_{pc} / d_t [-]	$t = 44.890 \text{ h}$			$t = \infty$	
			$w_0 (M=const)$ [cm]	$w_t (M=const)$ [cm]	Kriechverf. [%]	$w_t (M=const)$ [cm]	Kriechverf. [%]
B/10/3	8,40	0,342	4,459	10,677	139,460	10,900	144,460
B/11/2	8,74	0,224	4,732	9,941	110,097	10,178	115,097
B/14/0	9,70	0,000	6,129	9,353	52,618	9,609	56,796
B/14/2	9,70	0,178	3,184	6,399	100,945	6,558	105,945
B/14/3	9,70	0,245	2,715	5,671	108,866	5,807	113,866

Tab. 6-18 Kriechverformungen bei gleicher Auslastung

Serie	Last [kN]	d_{pc} / d_t [-]	$t = 44.890 h$			$t = \infty$	
			$w_{0 (M=\max)}$ [cm]	$w_{t (M=\max)}$ [cm]	Kriechverf. [%]	$w_{t (M=\max)}$ [cm]	Kriechverf. [%]
B/10/3	8,400	4,459	10,677	139,460	10,900	144,460	8,400
B/11/2	8,614	4,667	9,805	110,097	10,038	115,097	8,614
B/14/0	8,176	5,168	7,888	52,618	8,104	56,796	8,176
B/14/2	12,848	4,215	8,470	100,945	8,681	105,945	12,848
B/14/3	14,162	3,964	8,279	108,866	8,477	113,866	14,162

Der zeitliche Verlauf der Kriechverformungen ist in Abb. 6-30 dargestellt. Beim Vergleich der Ergebnisse zeigt sich, dass die relativen Kriechverformungen bei den verstärkten Balkenserien um das 1,8- bis 2,5fache größer sind als bei der unverstärkten Serie, was in der Materialspezifik des eingesetzten Polymerbetons begründet liegt.

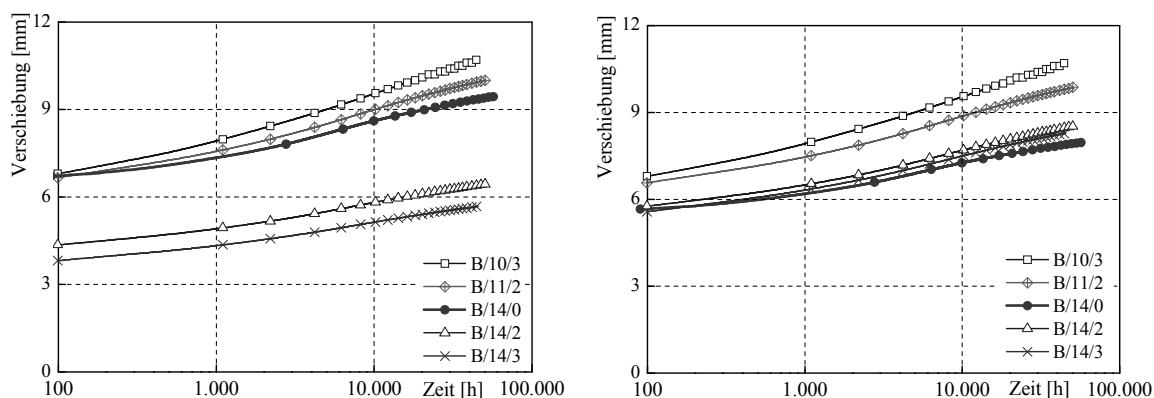


Abb. 6-30 Zeitlicher Verlauf der Kriechverformungen bei gleichem Moment und Auslastung

Weiterhin zeigte sich eine starke Abhängigkeit der Kriechverformungen vom Verhältnis der Polymerbetonstärke zum Holzgrundquerschnitt, welche mit zunehmender Aufbetonstärke anwächst (Abb. 6-31). Mit der dargestellten Regressionsgeraden lässt sich eine Abschätzung der Kriechverformungen bei anderen Querschnittsverhältnissen treffen. Im Vergleich der Durchbiegung der Serien bei gleicher Belastung wird deutlich, dass die Steifigkeitsvorteile der verstärkten Balken durch die größere Kriechneigung ganz oder teilweise aufgebraucht werden. Besonders betrifft das die Serien, bei denen die obere Holzschicht mit PC substituiert wurde (Abb. 6-32). Dort wird aus einem anfänglichen Vorteil sogar ein Nachteil.

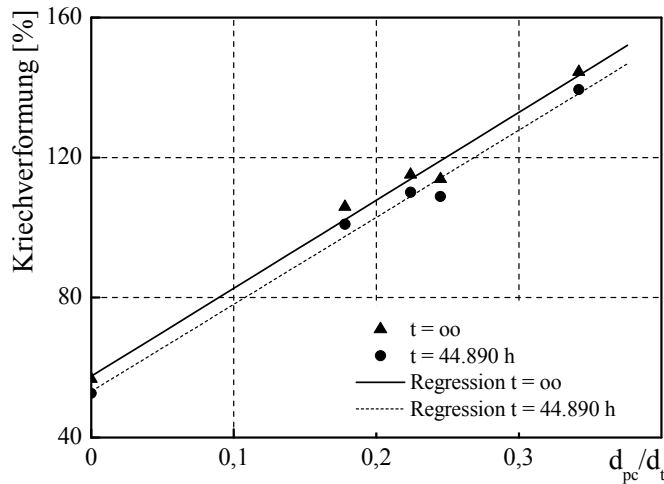


Abb. 6-31 Abhängigkeit der Kriechverformungen vom Verhältnis d_{pc}/d_t

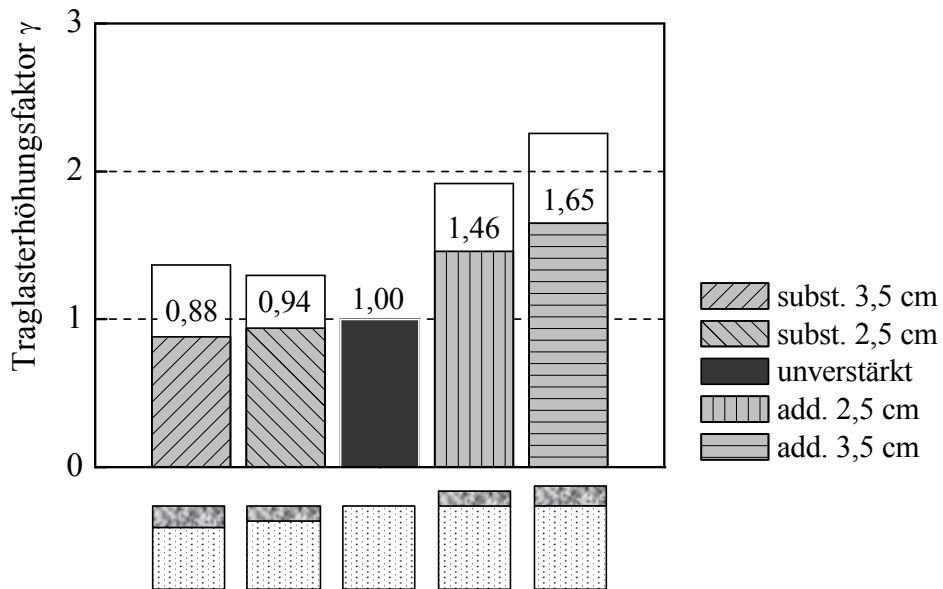


Abb. 6-32 Traglasterhöhungsfaktor γ im Anfangs- und Endzustand

6.4 Hybride Verbundträger aus Holz, CFVK und Polymerbeton

6.4.1 Überblick

Die weltweite Entwicklung von unterschiedlichen Holz-Beton-Verbundbauweisen zeigt, dass hybride Verbundkonstruktionen eine sehr effiziente Lösung zur Aufnahme höherer Belastungen im Ingenieurholzbau darstellen. Jedoch sind die Vorteile solcher Verbundkonstruktionen durch die weit streuenden Holzeigenschaften limitiert. Die vorangegangenen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Tragwerksverstärkung von Holzkonstruktionen mit faserver-

stärkten Kunststoffen oder Polymerbeton je nach gewähltem System zu unterschiedlichen Effekten der Tragkraftherhöhung führt. Die Grenzen des jeweiligen Systems wurden dabei vorwiegend vom Verbundpartner Holz gesetzt, bei der FVK-Verstärkung von Biegeträgern durch Erreichen der Beanspruchungsgrenze im Druckbereich des Holzes und bei der PC-Verstärkung durch Erreichen der Beanspruchungsgrenze im Zugbereich des Verbundträgers. Folgerichtig kann nur die Kombination aller drei Verbundpartner diese Grenzen überwinden und somit eine optimale Auslegung hinsichtlich der Tragfähigkeit garantieren.

In den nachfolgenden Ausführungen soll deshalb das Zusammenwirken der untersuchten Baustoffe in einem hybriden Verbundträger untersucht werden. Da die Wirkungsweise und das Tragprinzip der einzelnen Baustoffkombinationen mit Holz ausführlich dargelegt wurden, kann nun auf die Durchführung kostspieliger Versuchsreihen verzichtet werden. Die in diesem Abschnitt vorgestellten numerischen Studien beziehen sich dabei nur auf das Kurzzeittragverhalten des Verbundquerschnitts. Es wurden dabei zwei unterschiedliche Studien durchgeführt:

- a) Biegeträger mit kurzer Spannweite
(numerische Simulation der untersuchten Konfigurationen aus Kapitel 5.4 und 6.3 in Kombination mit aufgeklebter CFK-Verstärkung System vh).
- b) Biegeträger mit langer Spannweite
(numerische Simulation der untersuchten Konfigurationen aus Kapitel 4.7 in Kombination mit PC-Deckschicht).

6.4.2 Biegeträger mit kurzer Spannweite

Zur ersten Abschätzung des Tragverhaltens eines hybriden Verbundträgers aus Polymerbetondeckschicht, Holzbalken und CFK-Zugzonenverstärkung wurde die Versuchsträger-Konfiguration der Biegeversuche übernommen, mit einer Spannweite von 2,20 m, Querschnitt 12/14 cm. Die Dicke der Polymerbetondeckschicht wurde mit jeweils 2,5/3,5 cm addierend und substituierend gewählt. Als Zugzonenverstärkung kam ein CFK-Laminat S&P 150/2000 mit 50x1,4 mm zum Einsatz. Der Verbund zwischen Laminat und Holz wurde als fehlerfrei ohne Delaminationserscheinungen angesetzt, die Lastkonfiguration und Lasthöhe analog den durchgeführten Versuchsreihen. Die numerische Simulation erfolgte mit dem Programm ISOBEAM. In der nachfolgenden Abb. ist die Tragkraftherhöhung als Vergleich des aufnehmbaren Biegemoments dargestellt.

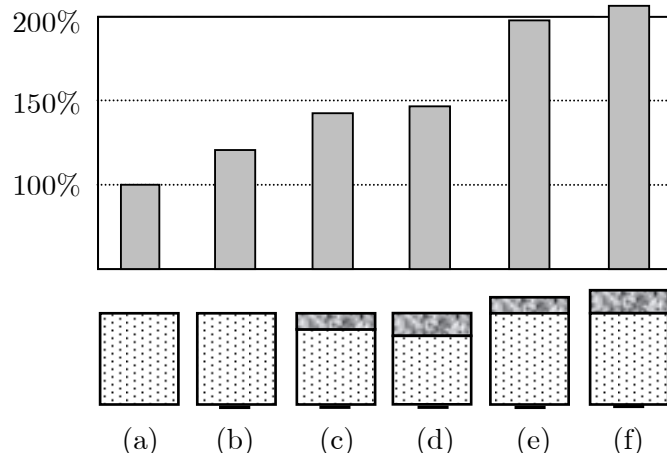


Abb. 6-33 Aufnehmbares Biegemoment im Vergleich zum unverstärkten Balken in Prozent

Die ökonomischste Konfiguration der einzelnen Baustoffe ist Variante (e) mit einer geringen Deckschicht von 25 mm addierend aufgebracht und einer geringen CFK-Zulage in der Zugzone. Die Erhöhung von m_u auf ca. 200% bescheinigt diesem hybriden Verbundträger eine Tragfähigkeitserhöhung um 100%. Bei eingeschränkter Raumhöhe, Fußbodenhöhe oder dergleichen bietet die Konfiguration (c) mit 1,5-facher Tragkraft eine gute Alternative. Die Erkenntnisse aus Abschnitt 6.3.3 konnten tendenziell bestätigt werden.

6.4.3 Biegeträger mit langer Spannweite

Als zweite Variante wurde ein Unterzug NH C24 mit $b/d = 22/26$ cm und einer Spannweite von 7,00 m als statisch bestimmter Einfeldträger gewählt. Die untersuchten Verstärkungslagen im Querschnitt entsprachen dabei den Konfigurationen der in Kap. 4.7 vorgestellten Biegeversuche. Als CFK-Laminat wurde 100x1,4 mm S&P 200/2000 und als Polymerbetondeckschicht 3 cm Compono[®] 100 addierend/substituierend gewählt. Der Verbund zwischen Laminat und Holz wurde als kohäsive Zone entsprechend Kapitel 6.2.2 modelliert. Die numerische Simulation erfolgte mit dem Programmsystem ANSYS[®] unter Annahme der Materialparameter für NH C24 gemäß Tab. 6-7 und anisotropem Materialverhalten. Die Materialkennwerte für das CFK-Laminat und die kohäsive Zone sind in Tab. 6-7 angegeben, die der EP-PC Deckschicht in Tab. 6-1 und Tab. 6-2.

Aufgrund der gewählten Spannweite und Querschnittsgeometrie wird bei einem statischen Nachweis des Grundquerschnittes ohne Verstärkung der Zustand der Gebrauchstauglichkeit bemessungsmaßgebend. Für die quasi-ständige Bemessungssituation ergibt sich mit einer zulässigen Durchbiegung von $l/200 = 3,5$ cm die korrespondierende, gleichmäßig verteilt angenommene Auflast zu $g_k + q_k = 3,97$ kN/m. Diese Auflast wurde im FEM-Modell auf den

Grundquerschnitt aufgebracht. Durch das nichtlineare Materialmodell wird die angestrebte Durchbiegung bereits bei einer geringeren Laststufe von 3,86 kN/m erreicht. Der Abminderungsfaktor κ für den Grundquerschnitt berechnet sich zu

$$\kappa = \frac{(g_k + q_k)_{FEM}}{(g_k + q_k)_{Stab}} = 0,973 \quad (6.41)$$

mit $(g_k + q_k)_{FEM}$ erforderliche Belastung FEM-Modell
 $(g_k + q_k)_{Stab}$ erforderliche Belastung Stabtragwerk (starrer Verbund)

In Tab. 6-19 ist für die möglichen Kombinationsmöglichkeiten der Querschnittsverstärkung der Abminderungsfaktor κ und daraus abgeleitet der Einfluss der Nichtlinearitäten des gewählten Modells gegenübergestellt. Besonders stark ist dieser bei den Modellen mit Polymerbetondeckschicht ausgeprägt.

Tab. 6-19 Abminderungsfaktor κ








κ			
	0,974	0,973	0,963
	0,972	0,966	0,963
	0,967	0,967	0,960
	0,971	0,966	0,960
mean	0,971	0,968	0,962

Abb. 6-34 bis Abb. 6-39 geben einen Überblick über die Spannungsverteilung in Balkenlängsrichtung. Dabei wird der große Steifigkeitsunterschied der einzelnen Verbundpartner besonders deutlich.

Zur Ermittlung der auftretenden Tragfähigkeitserhöhung γ_f bei einer zulässigen Durchbiegung $f = 3,5$ cm wurden für alle 12 Kombinationsmöglichkeiten der Querschnittsverstärkung die Lasten inkrementell bis zum Erreichen der zulässigen Verschiebung in Feldmitte gesteigert. Aufgrund der Normierung der Ergebnisse mit dem Grundquerschnitt kann auf einen Ansatz von Designlasten verzichtet werden. Die erreichten Werte sind in Tab. 6-20 gegenübergestellt.

$$\gamma_{f(l/200)} = \frac{(g_k + q_k)_v}{(g_k + q_k)_{uv}} \quad (6.42)$$

mit $(g_k + q_k)_v$ Gesamlast am verstärkten System
 $(g_k + q_k)_{uv}$ Gesamlast am unverstärkten System

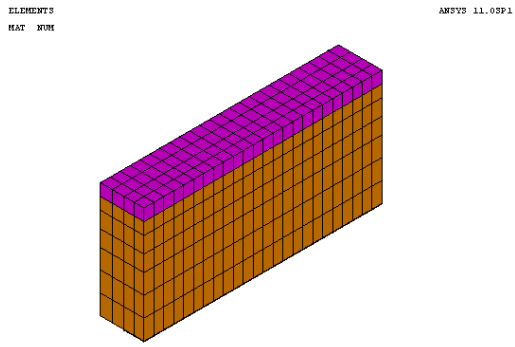


Abb. 6-34 Ausschnitt Modell vh mit PC-Deckschicht

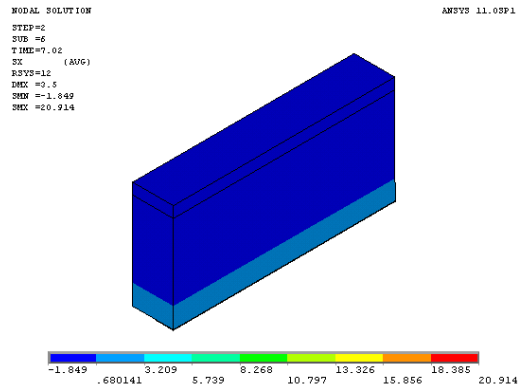


Abb. 6-35 Spannungsverteilung alle Komponenten

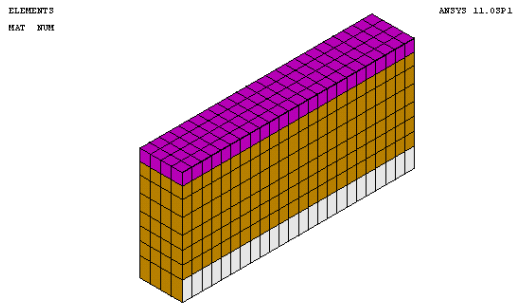


Abb. 6-36 Ausschnitt Modell vv mit PC-Deckschicht

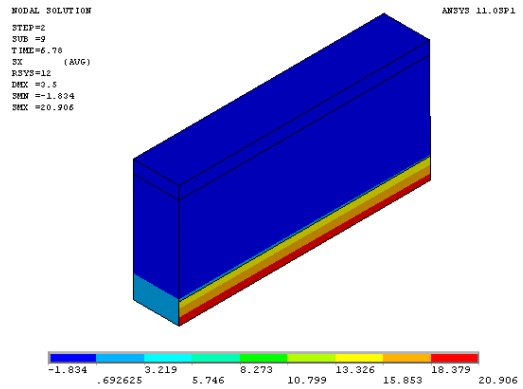


Abb. 6-37 Spannungsverteilung alle Komponenten

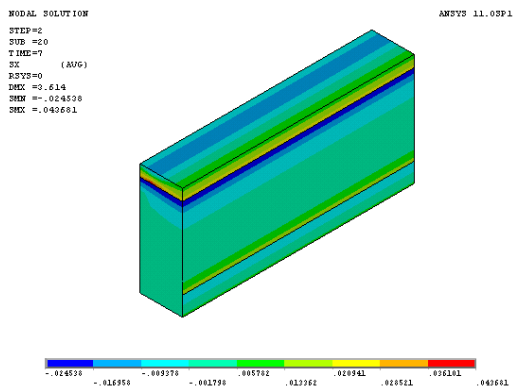


Abb. 6-38 Spannungsverteilung ohne CFK-Laminat

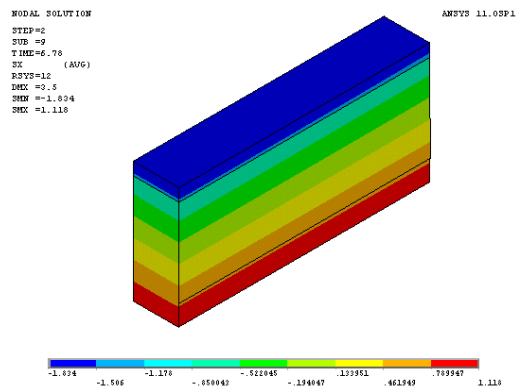









Abb. 6-39 Spannungsverteilung nur Holz

Tab. 6-20 Tragfähigkeitserhöhung bei zulässiger Durchbiegung $l/200$

γ_f			
	1,00	1,20	1,63
	1,13	1,35	1,82
	1,07	1,29	1,75
	1,08	1,30	1,76

Auch hier zeigt sich wieder der eindeutige Vorteil der addierend aufgetragenen Polymerbetonschicht. Der Beitrag der FVK-Verstärkung am Gesamtsystem fällt im Gegensatz zur PC-Deckschicht wesentlich geringer aus, da deren Potential erst bei größeren Belastungen voll aktiviert wird. Insgesamt zeigt sich im Gegensatz zum unverstärkten System eine signifikante Tragfähigkeitssteigerung und macht die Kombination der drei Baustoffe Holz, CFK und PC in einen hybriden Verbundträger aufgrund der einfachen Bauausführung sehr attraktiv.

Projektbeispiel

Begleitend zu den durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen wurden die bisher gewonnenen Erkenntnisse für die beiden Systeme zur Tragwerksertüchtigung im Bestand sowohl einzeln als auch in Kombination beider Varianten unter Baustellenbedingungen erprobt und technologisch bedingte Anwendungsgrenzen ermittelt. Erste Praxisanwendungen zeigten, dass anfängliche Bedenken hinsichtlich Sauberkeit und Ausführbarkeit von diesen speziellen Bauweisen nicht bestätigt wurden und die Arbeiten nach vorheriger Einweisung der Fachunternehmer zügig und fehlerfrei ausgeführt werden konnten. Als Beispiele seien hier folgende, von der Fa. Bennert GmbH und Bennert Restaurierungen GmbH durchgeführte Baumaßnahmen genannt, welche durch die Professur Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar hinsichtlich der Tragwerksplanung und Bauausführung begleitet sowie unterstützt wurden:

- Merseburger Dom, Sanierung Kaiserstiel (CFK-Verstärkung Turm),
- Herzogin Anna-Amalia-Bibliothek Weimar (CFK-Verstärkung Decke),
- Fürstenhaus Weißenfels (Deckenverstärkung mit Polymerbeton),
- Schloss Mansfeld (Tragwerksverstärkung mit CFK und Polymerbeton).

Stellvertretend soll hier die Umsetzung der in dieser Arbeit dargelegten Vorgehensweisen und Erkenntnisse an der Deckensanierung über dem „Blauen Saal“ im Schloss Mansfeld in Sachsen-Anhalt vorgestellt werden. Die Ausführungsplanungen zur Umnutzung und Sanierung Schloss Mansfeld erforderten eine Erhöhung der Eigen- und Verkehrslasten für die Kassettendecke über dem „Blauen Saal“. Aufgrund der hohen Belastung aus den Nebenträgern und der Spezifik der vorgefundenen Decken- und Unterzugausbildung entschied man sich hier für eine kombinierte Anwendung der beiden vorgestellten Bausysteme – Zugzonenverstärkung mit CFK-Lamellen S&P 200/2000 sowie das Aufbringen einer Polymerbetondeckschicht mit Compono[®] 100. Die bauliche Situation ist in den nachfolgenden Abb. dargestellt (Quelle: Bennert GmbH).

Die vorhandenen Unterzüge besaßen eine eingeprägte Vorverformung von 9 cm. Nach dem Entfernen der Verkleidung der Kassettendecke wurden größere Längsrisse und örtliche Schrägrisse (Brüche) in den vorhandenen Deckenunterzügen festgestellt. Die vorhandene Situation wurde aufgrund des baulichen Zustandes der Decke und der sich ergebenden neuen Lastsituation als nicht tragfähig eingeschätzt. Die Erhöhung der Tragfähigkeit der Unterzüge erfolgte deshalb durch Ausbildung eines hybriden Verbundträgers in Abstimmung mit der Unteren Bauaufsichts- und Unteren Denkmal-schutzbehörde.



Abb. 7-1 Schloss Mansfeld - Außenansicht



Abb. 7-2 Decke über dem Blauen Saal nach erfolgter Fertigstellung



Abb. 7-3 Zu verstärkender Unterzug



Abb. 7-4 Unteransicht Decke

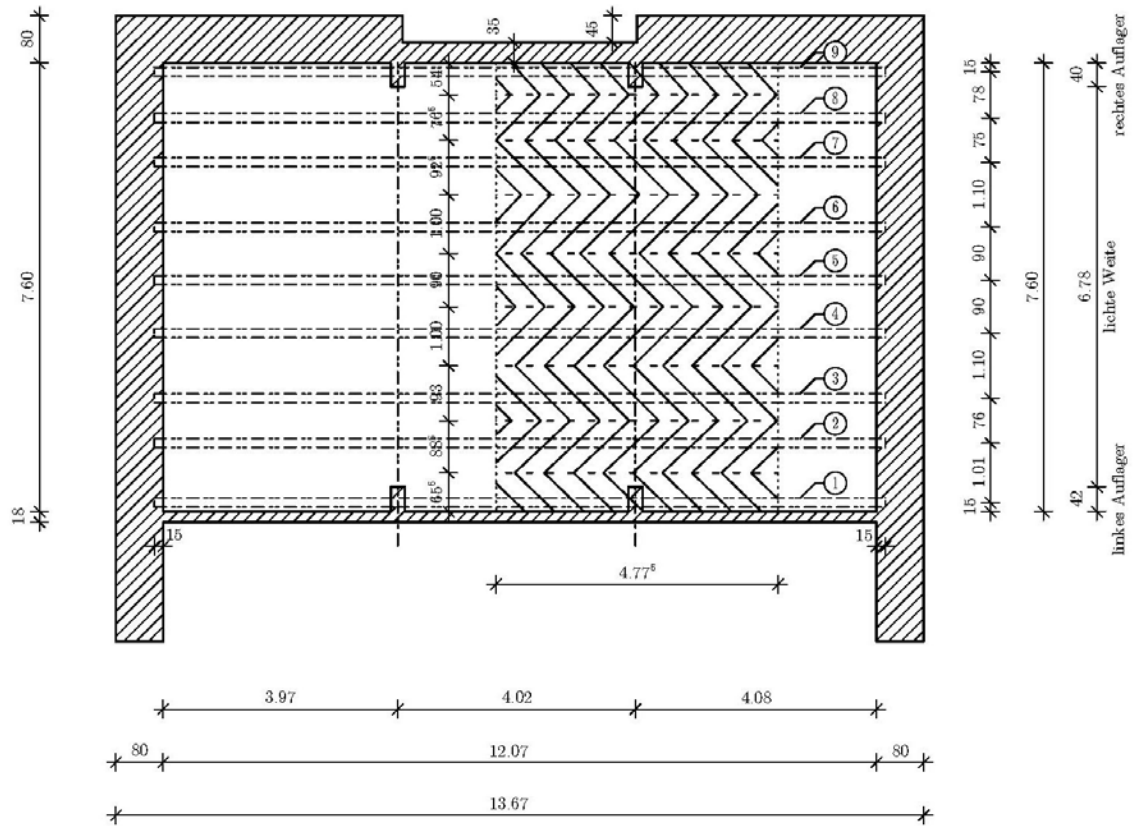


Abb. 7-5 Grundriss 1. OG Bereich Hängewerk

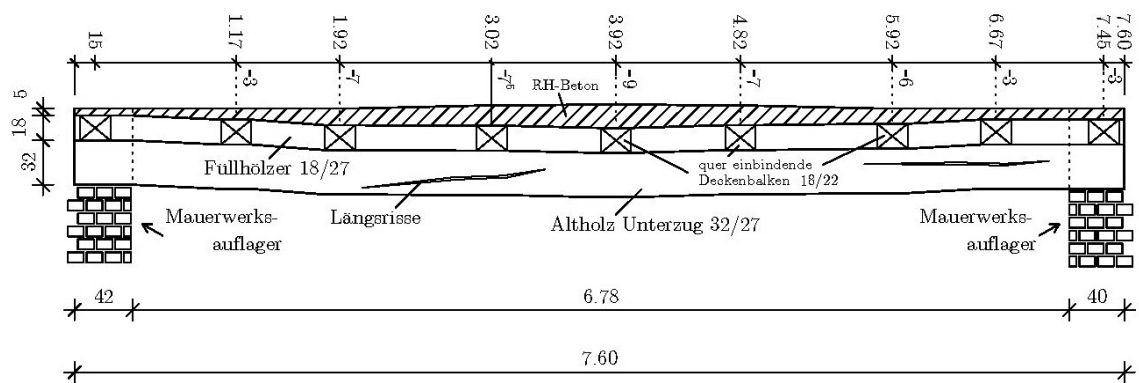


Abb. 7-6 Ansicht Unterzug

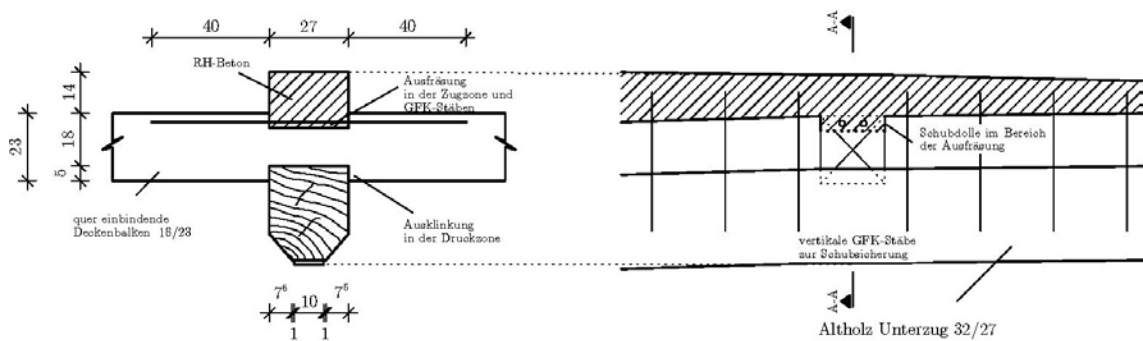


Abb. 7-7 Querschnitt Kreuzungspunkt (links) und Längsdetail (rechts)

Die Sanierungsarbeiten wurden wie folgt ausgeführt:

- 1) Ertüchtigung der Druckzone mit EP PC-Deckschicht Compono[®] 100.
 - a) Entfernen des vorhandenen Deckenaufbaus.
 - b) Ausklinken der Deckenbalken um 5 cm.
 - c) Einkleben von Füllhölzern zwischen die Querträger mit Compono[®] 100L.
 - d) Aufbringen einer 5-8 cm dicken Polymerbeton-Deckschicht zum Ausgleich der vorhandenen Durchbiegungen bis auf OK RFB.
- 2) Ertüchtigung der Zugzone mit faserverstärkten Kunststoffen.
 - a) Verdübelung der Längsrisse und der Füllhölzer zur Schubsicherung des Balkens mit vertikal eingeklebten GFK-Stäben $\varnothing 15$ mm.
 - b) Verpressen der vorhandenen Risse und Fehlstellen mit Compono[®] 100L.
 - c) Aufkleben einer CFK-Lamelle S&P 200/2000, $A = 1,4 \times 100$ mm mit 2 mm StoPox SK41 Epoxidharzkleber.



Abb. 7-8 Kleben der CFK-Lamellen



Abb. 7-9 Polymerbetondeckschicht

Die Untersuchungen zur Standsicherheit wurden mithilfe des Programmsystems ANSYS[®] und den in Abschnitt 6 vorgestellten Modellierungsstrategien durchgeführt. Aufgrund der unterschiedlich eingprägten Verformung und ungleichmäßigen Balkenabständen konnte nur einfache Symmetrie für dieses Modell genutzt werden. Die Beschreibung der Auflagersituationen Längsträger/Endauflager sowie Längsträger/Querträger erfolgte über Kontakt. In der nachfolgenden Tab. sind die angenommenen Materialkennwerte angegeben.

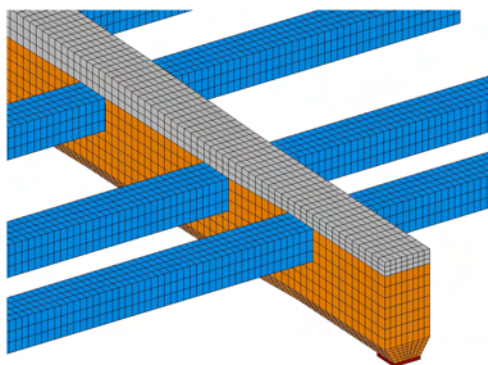
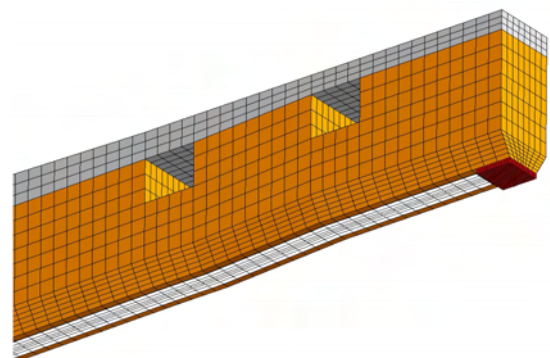
Tab. 7-1 Materialkennwerte Modellierung Unterzug Schloss Mansfeld

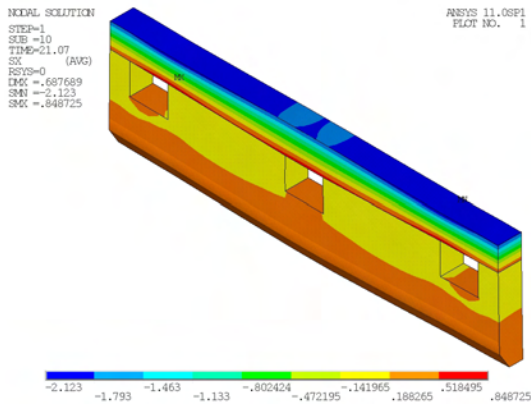
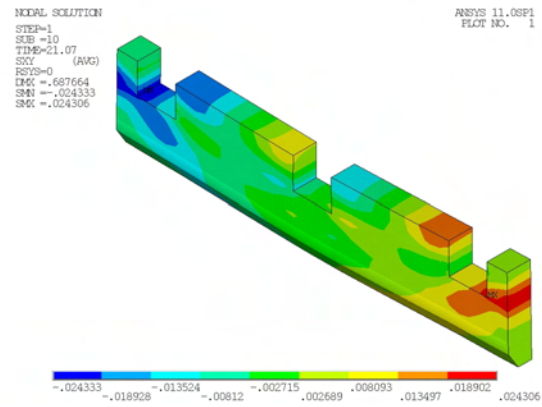
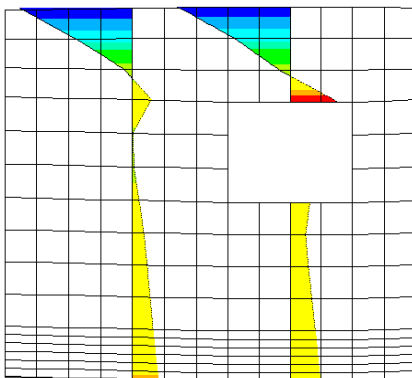
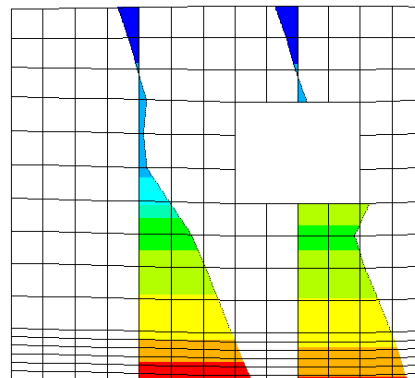
Modul	Holz	CFK	GFK
E_{11} [MPa]	9.000	210.000	38.000
E_{22} [MPa]	315	14.000	11.500
E_{33} [MPa]	616	14.000	11.500
G_{21} [MPa]	740	7.368	4.000
G_{32} [MPa]	42	491	4.000
G_{31} [MPa]	620	491	4.000

Interface			
$\sigma_c = 2,20$ MPa	$\tau_c = 4,50$ MPa	$\delta_n = 0,50$ mm	$\delta_t = 0,57$ mm

Die annähernd senkrecht zur Unterzugspannungsrichtung kreuzenden Deckenbalken erzeugen in unregelmäßigen Abständen Fehlstellen im Unterzugquerschnitt, welche im Modell als Öffnungen erfasst sind. Die zwischen Biegezug- und Biegedruckzone zu übertragenden Schubkräfte werden hier allein durch die verklebten Füllhölzer übertragen. Aufgrund der bisherigen Erkenntnisse und vorheriger Ausführungen in dieser Arbeit kann die Klebeverbindung zwischen Reaktionsharzbeton und Füllholz, Füllholz und Deckenbalken sowie Deckenbalken und CFK-Laminat hinsichtlich der zu übertragenden Schubkräfte als quasi-starr angenommen und modelliert werden.

In den nachfolgenden Abb. sind zur Übersicht Auszüge der Modellierung und Spannungsverteilung im Querschnitt angegeben. Auf die Bemessung und den Nachweis der Tragsicherheit soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden.

**Abb. 7-10** Übersicht Unterzug und Balkenlage**Abb. 7-11** Detailansicht Auflagerbereich

Abb. 7-12 Spannung σ_x (ohne Lamelle)Abb. 7-13 Spannung τ_{xy} (ohne Lamelle)Abb. 7-14 Spannungsverlauf σ_x im Querschnitt (ohne Lamelle)Abb. 7-15 Dehnungsverlauf ϵ_x im Querschnitt (ohne Lamelle)

Beim Vergleich der Spannungsverläufe zeigt sich eine geringe Zugspannung im Bereich der Polymerbetondeckschicht über den Öffnungen der durchgehenden Querträger. Die Höhe der Zugspannung an der Unterseite der Deckschicht lag bei ca. 40% des aufnehmbaren Designwertes $f_{cm,d}$. Zusätzlich wurde jedoch noch eine Bewehrung, bestehend aus 4 GFK-Stäben $\varnothing 15$ mm eingelegt.

Zusammenfassung und Ausblick

8

Die Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise hat gezeigt, dass hybride Holzverbundbauweisen eine sehr effiziente Lösung zur Steigerung der Tragfähigkeit und Steifigkeit von biegebeanspruchten Holzbauteilen darstellen. Bei solchen Holzverbundbauteilen stellt insbesondere die effiziente Gestaltung der Schubkraftübertragung in der Verbundfuge zwischen den Baustoffschichten einen gewissen Schwachpunkt dar. Weiterhin limitieren insbesondere auch die streuenden Festigkeiten und wuchs- bzw. fertigungsbedingte Eigenschaften des in der Zugzone angeordneten Holzes die Leistungsfähigkeit solcher hybrider Verbundbauteile merklich. Ziel der vorliegenden Arbeit war es deshalb, innovative, praktikable Lösungen zu finden, welche sich zum einen durch einen kontinuierlichen und nahezu starren Verbund mit dem Baustoff Holz auszeichnen und zum anderen zu einer Verbesserung der natürlichen Eigenschaften des Holzes hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit führen.

Eine innovative Lösung für diese Problemkreise konnte in der Herstellung von hybriden Verbundkonstruktionen aus Reaktionsharzbeton, faserverstärkten Kunststoffen und der bestehenden Holzkonstruktion gefunden werden. Dabei kommt in der Biegedruckzone ein Hochleistungs-Polymerbeton zum Einsatz. Die Zugzone wird mittels ein- bzw. aufgeklebter Faserverbundwerkstoffe verstärkt und strukturell bedingte Grenzen überwunden, sodass insgesamt damit ein sehr leistungsfähiges, unter Baustellenbedingungen einfach herzustellendes hybrides Verbundbauteil entsteht. Durch Kopplung des duktilen Verhaltens des Holzes mit der Erhöhung der Bruchfestigkeit wird eine bessere Ausnutzung der Druckzone und des Querschnittspotentials erreicht. Die dabei verwendeten Materialien besitzen unterschiedliches richtungsabhängiges und zeitabhängiges physikalisches Verhalten, bei dem sich die mechanischen Eigenschaften stark voneinander unterscheiden. Es wurden deshalb verschiedene Untersuchungen zur Beschreibung des Materialverhaltens von kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen und Polymerbetonen im Verbund mit Holz durchgeführt.

Faserverbundwerkstoffe sind im Vergleich mit homogenen Werkstoffen durch eine strukturelle Anisotropie gekennzeichnet. Zur rechnerischen Beschreibung des Trag- und Bruchverhaltens benötigt man eine schichtenweise Spannungsanalyse, Bruchkriterien für die einzelnen Schichten und Degradationsmodelle zum Erfassen der Auswirkung von Teilbrüchen, die noch nicht zum Bruch oder Ablösen des Laminats führen. Dabei bieten bruchtypbezogene Versagenskriterien wesentliche Vorteile gegenüber Pauschal-kriterien, da die vorherrschenden Bruchmodi mithilfe einzelner Bruchbedingungen unabhängig voneinander beschrieben werden können. Jeder Bruchtyp wird hier durch die Grundbeanspruchungsart charakterisiert. Mit nur einem Bruchfestigkeitskriterium können auch mehrachsige Spannungszustände untersucht und durch die physikalisch begründete Formulierung in Finite-Elemente Programme integriert werden. Zur Analyse des Verbundverhaltens von faserverstärkten Kunststoffen und Holz wurde deshalb das vereinfachte PUCK-KNAUST-Kriterium für die Versagensanalyse in ANSYS[®] implementiert.

Zur Erfassung des Tragverhaltens und Verifizierung von Rechenmodellen wurden Zug- und Biegeversuche an kohlenstofffaserverstärkten Probekörpern durchgeführt. In den Biegeversuchen konnte neben dem Ausgleich der negativen Einflüsse aus Ästigkeit, Rissen und Vorschädigungen eine Tragkraftsteigerung und verändertes Bruchverhalten gegenüber unverstärkten Holzträgern beobachtet werden, welche aus der Erhöhung der Zugfestigkeit im Bereich der Verstärkungszone und Ausnutzung des plastischen Arbeitsvermögens in der Druckzone resultiert. Als Ergebnis konnte eine Erhöhung der Biegesteifigkeit von ca. 6% und der Biegebruchfestigkeit von bis zu 25% unter Beachtung der Schädigungen und Querschnittsschwächung festgestellt werden. Die Ergebnisse der Berechnungen im linear-elastischen Verformungsbereich bestätigten die Erhöhung der Tragfähigkeit von bis zu 12%. Im Vergleich mit dem experimentell ermittelten Abminderungsfaktor für die Querschnittswerte zeigt sich eine recht gute Übereinstimmung, sodass für gleichartige Untersuchungen mit einer Reduzierung der Querschnittshöhe bei Beibehaltung der Balkenbreite von 5%, bzw. einer Abminderung des Trägheitsmomentes von 20% wirklichkeitsnahe Ergebnisse erzielt werden können. Eine weitere effizientere Ausnutzung der vorhandenen Tragreserven kann jedoch nur durch eine zusätzliche Verstärkung im Druckbereich erreicht werden.

Bei einer deutlich steigenden Auslastung des Systems kommt der Endverankerung der Verstärkungslage eine große Bedeutung zu, da ein Bauteilversagen durch Delamination wahrscheinlicher wird. Das kontinuierliche Zusammenwirken der einzelnen Komponenten hängt hier im Wesentlichen von der Übertragung der Beanspruchungen in der Verbundfuge ab. Mit dem Verlust des Verbundes zwischen Lamelle und Holz verlieren die linearen Stoffgesetze und somit auch die Annahme der Proportionalität zwischen Beanspruchung und Verformung ihre Gültigkeit, wobei üblicherweise angewandte Verbundgesetze

kurz vor dem Erreichen der Bruchlast ihre Gültigkeit verlieren. Dies konnte durch eigene Versuche bei einer Abweichung von 2,3% der Last-Verformungs-Beziehung bestätigt werden. Zur Erfassung der auftretenden Beanspruchungszustände haben sich hier auf der Bruchmechanik basierende Kohäsivzonenmodelle als vorteilhaft erwiesen. Das beschriebene Verbundgesetz für kohäsive Materialien berücksichtigt dabei im Gegensatz zu allgemeinen Verbund-Schlupf-Gesetzen gemischte Belastungen aus Querkzug, Längsschub und Rollschub. Im vorgestellten Modell können nichtlineare Schubspannungsverteilungen im Interface bei dominierendem Schubeinfluss berücksichtigt werden. Des Weiteren berücksichtigt dieses Modell den Delaminationsbeginn über das gesamte Interface des Bauteils und verzichtet auf die Definition einer klar definierten kohäsiven Zone im numerischen Modell.

Zur Verstärkung im Druckbereich von stabförmigen Holzbauteilen kam ein epoxidharzgebundener Polymerbeton zum Einsatz. Im Ergebnis der Baustoffprüfungen konnte eine sehr hohe Frühfestigkeit festgestellt werden. Generell kommt bei den erhaltenen Festigkeitswerten nur ein Vergleich mit hochfestem Beton in Betracht. Wenn als Basis des Vergleichs der Mittelwert der Druckfestigkeit des Epoxydharzbetons bei 20°C Erhärtungstemperatur und siebentägiger Lagerung angesetzt wird, ist die Rezeptierung mit einem hochfesten Beton C100/115 bei gleicher Druckfestigkeit und ca. dreifacher Biegezugfestigkeit vergleichbar und damit für hoch beanspruchte Druckzonen prädestiniert.

Bei der Bestimmung des Verbundverhaltens zu Holz wurde den unterschiedlichen Beschaffenheiten von Balkendecken in-situ durch verschiedene Modifikationen der Holzstruktur der Oberfläche Rechnung getragen. Eine Auswirkung der Bearbeitung der Oberflächen auf die Qualität des Verbundes konnte nicht festgestellt werden. Dies wurde in Scher- und Haftzugversuchen bestätigt. Für die Berechnung kann deshalb von einem starren Verbund ausgegangen werden. Die hohe Qualität der Verbundfuge wurde zusätzlich durch die mikroskopischen Aufnahmen bestätigt. In den durchgeführten Biegeversuchen wurde ebenfalls auf baupraktische Erfordernisse Rücksicht genommen und zwei Möglichkeiten der Bauausführung, die Substituierung der obersten Holzschichten durch die Polymerbeton-Deckschicht und das Aufbringen einer zusätzlichen PC-Deckschicht, untersucht. Die Ergebnisse der Kurzzeitbiegeversuche haben bestätigt, dass der starre Verbund sowie die hohe Steifigkeit und Festigkeit des Polymerbetons eine effektive Verstärkung bewirken. Dabei wurden Traglaststeigerungen bis zu 56% für die substituierende Methode und bis zu 186% für die addierende Methode festgestellt. Verglichen mit herkömmlichen Verstärkungssystemen stellt die untersuchte Lösung also ein konkurrenzfähiges System dar.

Für die numerische Untersuchung der Verbundträger wurde ein Strukturmodell für Kunstharzbetone im Verbund mit Holz entwickelt, mit dem sich Steifigkeit und Kriechverhalten beliebiger Mischungsverhältnisse abschätzen lassen. Im Vergleich von errechneten und gemessenen Werten ergab sich, dass das von REHM et al. entwickelte Strukturmodell zur Abschätzung von Steifigkeit und Kriechverhalten von Kunstharzbetonen und -mörteln gut anwendbar ist. Das empirisch bestimmte Kriechgesetz für den verwendeten Polymerbeton wurde dabei mit sehr guter Näherung durch eine Kelvinkette, bestehend aus fünf Kelvin-Elementen, approximiert. Beim Vergleich der Ergebnisse zeigt sich, dass die relativen Kriechverformungen bei den verstärkten Balkenserien um das 1,8- bis 2,5fache größer sind als bei der unverstärkten Serie, was in der Materialspezifik des eingesetzten Polymerbetons begründet liegt. Die Kriechverformung steigt dabei mit zunehmendem Verhältnis von Polymerbetonstärke zum Holzgrundquerschnitt und kann mit der angegebenen Gleichung für beliebige Querschnittsverhältnisse ermittelt werden. Im Vergleich der Durchbiegung der Serien bei gleicher Belastung wird deutlich, dass die Steifigkeitsvorteile der verstärkten Balken durch die größere Kriechneigung ganz oder teilweise aufgebraucht werden. Besonders betrifft das die Serien, bei denen die obere Holzschicht mit PC substituiert wurde. Dort wird aus einem anfänglichen Vorteil sogar ein Nachteil.

In der numerischen Simulation von hybriden Verbundträgern aus faserverstärkten Kunststoffen, Kunstharzbeton und Holz bestätigte sich der eindeutige Vorteil einer zusätzlich aufgetragenen Polymerbetonschicht. Der Beitrag der FVK-Verstärkung am Gesamtsystem fällt im Gegensatz zur PC-Deckschicht jedoch wesentlich geringer aus, da deren Potential erst bei größeren Belastungen voll aktiviert wird. In Hinblick auf Wirtschaftlichkeit und Anwendertauglichkeit insgesamt stellt der Einsatz von faserverstärkten Kunststoffen und Kunstharzbetonen eine wirkliche und praxistaugliche Alternative gegenüber herkömmlichen Baustoffen zur Tragwerksverstärkung dar. Aussagen zu Langzeitverhalten und Reaktionsvermögen auf dynamische Einwirkungen solcher Verbindungen sind jedoch bis zum heutigen Tag nur ansatzweise erfasst und legen Grundsteine für Forschungsschwerpunkte in den kommenden Jahren.

Verzeichnisse

9.1 Eigene Veröffentlichungen

- Balseiro, A., Negrão, J., Faria, J. , Rautenstrauch, K. & Schober, K.U. (2008). „Prestressed Timber – Part 1: Tests on small specimens“, *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2008)*, Miyazaki, Japan.
- Borth, O., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2002). „Load-carrying capacity of perpendicular-to-grain loaded timber joints with multiple fasteners“, *Proceedings of CIB-W18 meeting 35*, paper 35-2-1, Kyoto, Japan.
- Borth, O., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2003a). „Numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Queranschlüssen bei Trägern aus Voll- und Brettschichtholz. Teil 1: Bruchmechanische Untersuchungen“, *Bautechnik*, 80(3):155-161.
- Borth, O., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2003b). „Numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Queranschlüssen bei Trägern aus Voll- und Brettschichtholz. Teil 2: Praxisübliche Anschlußkonfigurationen“, *Bautechnik*, 80(4):222-226.
- Brunner, M., Negrão, J., Rautenstrauch, K. & Schober, K.U. (2008). „Timber Concrete Composites“, *LIGNOVISIONEN Issue 18 / special edition*, Core document of the COST Action E34 - Bonding of Timber, Teischinger (ed.), Universität für Bodenkultur Wien, Vienna, ISSN 1681-2808, 9-15.
- Franke, S., Franke, B., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2006). „Experimental verification of FE-Simulations of wood using photogrammetry“, *Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2006)*, Portland OR, USA, 6-10 August 2006, Bender, Gromala, and Rosowsky (eds.), 176-183.
- Franke, S., Franke, B., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2008) „The strength behavior of wood in experiment and simulations“, *Proceedings 10th World Conf. on Timber Engineering (WCTE 2008)*, Miyazaki, Japan.

- Haedicke, W., Müller, J., Doehrer, A., Schober, K.U., Rautenstrauch, K. (2007). „Long-term behaviour of timber-concrete composite structures“, *Proceedings of VSU 2007*, Sofia, Bulgaria.
- Hartnack, R., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2002). „Computer simulations on the reliability of timber columns regarding hygrothermal effects“, *Proceedings of CIB-W18 meeting 35*, paper 35-2-1, Kyoto, Japan.
- Hartnack, R., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2003). „The reliability of timber columns based on stochastic principles“, *Proceedings of CIB-W18 meeting 36*, Estes Park CO, USA.
- Lehmann, M., Brunner, M., Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2008) „Testing and numerical simulation of FRP prestressed timber structures“, Csiha (ed.), University of West Hungary, Sopron, ISBN 978 963 9364 974, 60-67.
- Pizzo, B. & Schober, K.U. (2008). „On site Interventions on Decayed Beam-ends“, LIGNOVISIONEN Issue 18 / special edition, Core document of the COST Action E34 - Bonding of Timber, Teischinger (ed.), Universität für Bodenkultur Wien, Vienna, ISSN 1681-2808, 40-49.
- Rautenstrauch, K. & Schober, K.U. (2005). „In-situ Verstärkungsmaßnahmen von Holzbauteilen - Zum Tragverhalten hybrider Verbundbauteile aus Holz, CFK und Polymerbeton“, Tagungsband, 8. Informationstag des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar.
- Rautenstrauch, K., Schober, K.U. & Frobel, J. (2007). „Innovative Verstärkung von Holztragwerken mit polymergebundenen Deckschichten im Verbund“, Abschlussbericht, Forschungsprojekt KF0037501PK4 (PRO Inno II), Programm zur Förderung der Erhöhung der Innovationskompetenz mittelständischer Unternehmen des Bundesministeriums für Wirtschaft und Arbeit, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Schober, K.U. (1999). „Numerical Studies of Timber Joints“, Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections, Proceedings of the International Conference Liège, EUR 18854 Luxembourg, ISBN 92 828 6337 9, 507-516.
- Schober, K.U., Brunner, M., Negrão, J., Rautenstrauch, K. & Lavisci, P. (2008) „Timber with Passive Reinforcement“, LIGNOVISIONEN Issue 18 / special edition, Core document of the COST Action E34 - Bonding of Timber, Teischinger (ed.), Universität für Bodenkultur Wien, Vienna, ISSN 1681-2808, 16-22.
- Schober, K.U., Franke, S. & Rautenstrauch, K. (2006). „In-situ Strengthening of Timber Structures with CFRP“, *Proc. CIB-W18-39*, Florence, Italy.

- Schober, K.U., Haedicke, W. & Rautenstrauch, K. (2007). „In-situ strengthening of timber structures with high-performance polymer concrete“, Recent Developments in Structural Engineering, Mechanics and Computation, Proceedings of The Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cape Town, South Africa, Zingoni (ed), Millpress Science Publishers, Rotterdam, ISBN 978 90 5966 054 0, 639-648.
- Schober, K.U., Jahreis, M., Haedicke, W., Rautenstrauch, K. (2008a) „Bonding behavior of near-surface mounted and externally bonded CFRP strips and timber in the end-anchorage zone, Part 1: Small-size specimen testing and NDT measurement“, Enhancing bondline performance, Csiha (ed.), University of West Hungary, Sopron, ISBN 978 963 9364 97 4, 44-50.
- Schober, K.U., Jahreis, M., Haedicke, W., Rautenstrauch, K. (2008b) „Bonding behavior of near-surface mounted and externally bonded CFRP strips and timber in the end-anchorage zone, Part 2: Numerical and analytical aspects of the delamination process“, Enhancing bondline performance, Csiha (ed.), University of West Hungary, Sopron, ISBN 978 963 9364 97 4, 51-59.
- Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2005a). „Experimental investigations on flexural strengthening of timber structures with CFRP“, Bond Behaviour of FRP in Structures - BBFS 2005, Chen and Teng (eds.), The International Institute for FRP in Construction, Hong Kong, 2005, ISBN 962 367 506 2, 465-472.
- Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2005b). „Strengthening of timber structures in-situ with an application of fibre-reinforced polymers“, FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004, Seracino (ed.), Taylor & Francis Group, London, ISBN 90 5809 638 6, 697-704.
- Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2006a) „Post-strengthening of timber structures with CFRP's“, *Materials and Structures*, 40:27-35.
- Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2006b) „Upgrading and repair of timber structures with polymer concrete facing and strengthening“, *Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2006)*, Portland OR, USA., Bender, Gromala & Rosowsky (eds.), 266-273.
- Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2007). „Structural rehabilitation of wooden ceilings using a high-tech composite system“, COST Action E34 Bonding of Timber, *Proceedings of the 4th Workshop „Practical Solutions for Furniture and Structural Bonding”*, Larnaca, Cyprus.
- Schober, K.U. & Rautenstrauch, K. (2008) „On the application of cohesive zone modeling in timber composite structures“, *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2008)*, Miyazaki, Japan.

9.2 Weitere Referenzen

- Alam, P., Ansell, M.P. & Smedley, D. (2004). „Flexural properties of steel and FRP reinforced LVL composites“, *Proceedings of the 8th World Conference of Timber Engineering*, Lathi, Vol. 3:343-346.
- ANSYS, Inc. (2007). „ANSYS Elements Reference 11.0“, Canonsburg, PA, US.
- Akkermann, E. (2002). „Numerische Untersuchungen an Druckgliedern aus Holz“, Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Barenblatt, G.I. (1962). „The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture“, *Advances in Applied Mechanics*, 7:55-129.
- Baur, W. (1992). „HTR-spezifische Rechenmethoden und Prüfverfahren zu CFC Bauteilen“, BMFT-Abschlußbericht, August 1992.
- Becker, P. (2002). „Modellierung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens zur Untersuchung des Langzeittragverhaltens von Druckstäben aus Holz“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Bergmann, H.W. (1998). „Evaluation of Failure Criteria of Thin-Walled Fiber-Reinforced Composites“, German Aerospace Center, Internal Report 131-98/8, Braunschweig.
- Biblis, E.J. (1965). „Analysis of wood-fiberglass composite beams within and beyond the elastic region“, *Forest Products Journal* 25(224):81 ff.
- Blaß, H.J., Eberhard, O., Ehlbeck, J. & Gerold, M. (1996). „Wirkungsweise von eingeleimten Gewindestangen bei der Aufnahme von Querkraften in gekrümmten Biegeträgern und Entwicklung von Bemessungsgrundlagen, Forschungsbericht Teil 3, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Fridericiana Karlsruhe, Karlsruhe.
- Blaß, H.J., Ehlbeck, J., Kreuzinger, H. & Steck, G. (2004). „Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken“, 1. Auflage, DGfH, München.
- Blaß, H.J. & Romani, M. (2000). „Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus Brettschichtholz und faserverstärkten Kunststoffen, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, TU Karlsruhe.
- Blaß, H.J. & Romani, M. (2001). „Tragfähigkeitsuntersuchungen an Verbundträgern aus Brettschichtholz und Faserverbundkunststoff-Lamellen, Holz als Roh- und Werkstoff, 59:364-373
- Blaß, H.J. & Schlager, M. (1996). „Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“, *Bauen mit Holz*, Teil 1, 05/96:392-398, Teil 2, 06/96:472-477.
- Bode, H. (1987). „Verbundbau. Konstruktion und Berechnung“, Werner-Verlag, Düsseldorf.

- Bresson, J. (1971). „Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures“, *Beton plaque*, Annales de l'ITBP, 278 :22.
- Brunner, M. & Engels, I. (2007). „The search for an adhesive to grant glulam ductile behaviour“, *Recent Developments in Structural Engineering, Mechanics and Computation, Proceedings of The Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Cape Town, South Africa, Zingoni (ed), Millpress Science Publishers, Rotterdam, ISBN 978 90 5966 054 0, 1695-1700.
- Brunner, M. & Schnüriger, M. (2002). „Towards a future with ductile timber beams“, *Proceedings of the 7th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2002)*, Sha Alaam, Malaysia.
- Brunner, M. & Schnüriger, M. (2004). „Timber beams strengthened with prestressed fibres: Delamination“, *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2004)*, Lahti, Finland.
- Brunner, M. & Schnüriger, M. (2007a). „FRP-Prestressed Timber“, *Proceedings of the FRPRCS-8 Conference*, Patras, Greece.
- Brunner, M. & Schnüriger, M. (2007b). „Timber prestressed with multilayer FRP-Laminates“, *Recent Developments in Structural Engineering, Mechanics and Computation, Proceedings of The Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Cape Town, South Africa, Zingoni (ed), Millpress Science Publishers, Rotterdam, ISBN 978 90 5966 054 0, 1681-1686.
- Colling, F. (1990). „Tragfähigkeit von Biegeträgern aus Brettschichtholz in Abhängigkeit von den festigkeitsrelevanten Einflußgrößen“, Dissertation, Universität Karlsruhe, Karlsruhe.
- Cuntze, R.G. (1994). „Evaluation and Application of a New, Physically based 2D/3D-Inter-Fibre-Fracture (IFF) Strength Criterion“, *Int. Symposium on Advanced Materials for Lightweight Structures*, Noordwijk, ESTEC, 133.
- Cuntze, R.G. et al. (1997). „Neue Bruchkriterien und Festigkeitsnachweise für unidirektionalen Faserkunststoffverbund unter mehrachsiger Beanspruchung – Modellbildung und Experimente“, *Fortschrittsberichte VDI 5 (506)*, VDI-Verlag, Düsseldorf.
- Diederichs, U., Haroske, G., Krüger, W. & Mertzsch, O. (2002). „Tragelemente aus Polymerbeton“, *Bautechnik*, 79(5), Ernst & Sohn, Berlin.
- Edlund, B. (1982). „Bruchhypothesen für orthotropes Material“, *Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis*, Bruderverlag Karlsruhe, 17-22.
- Erler, K. (1992). „Verbundträger aus Holz und Polymerbeton“, Schlussbericht, Forschungsvorhaben der Arbeitsgemeinschaft industrielle Forschungsvereinigung e.V. (AIF), Technische Hochschule Wismar, Wismar.

- Erler, K. (2004). „Alte Holzbauwerke – Beurteilen und Sanieren“, 3. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin, ISBN:3-345-00864-5.
- Ettel, W.P. (1998). „Kunstharze und Kunststoffdispersionen für Mörtel und Betone: Struktur der Polymere. Planung, Bemessung, Prüfung.“, Beton-Verlag, Düsseldorf, ISBN:3-7640-0374.
- Franke, L. (1976). „Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)“, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 309, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Geissler, G. & Kaliske, M. (2003). „Formulierung und Implementierung eines Interface Elements“, Leipzig Annual Civil Engineering Report, 8:281-296.
- Glos, P. (1978). „Zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens von Brettschichtholz bei Druckbeanspruchung aus Werkstoff- und Einwirkungsgrößen“, Dissertation, Universität München, München.
- Gol'denblat, I.I. & Kopnov, V.A. (1966). „Strength of Glass-reinforced Plastics in the complex stress state“, Polymer Mechanics of Mechanical Polimerov, 1:54-59.
- Grosse, M. (2005). „Zur numerischen Simulation des physikalisch nicht-linearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- Grosse, M., Hartnack, R. & Rautenstrauch, K. (2006). „Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken. Tl.2: Langzeittragverhalten“, *Bautechnik*, 80(10):693-701.
- Grund, K. (2004). „Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeitserhöhung von Biegeträgern aus Altholz mittels faserverstärkten Kunststoffen (FVK)“, Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar.
- Habenicht, G. (2002). „Kleben, Grundlagen-Technologie-Anwendungen“, Springer Verlag, Berlin u. a.
- Hädicke, W. (2006). „Untersuchungen zum Tragverhalten von hybriden Verbundträgern aus Epoxidharz gebundenem Polymerbeton und Holz“, Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Haller, P. & Wehsener, J. (1999). „Neue Holzverbindungen mit technischen Textilien und thermomechanischer Verdichtung“, *Ingenieurbau*, 2(3):16-22.
- Hartnack, R. (2004). „Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Hashin, Z. (1980). „Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites“, *Journal of Applied Mechanics*, 47:329-334.
- Hill, R. (1950). „The Mathematical Theory of Plasticity“, Clarendon, Oxford, 317.

- Hinton, E. & Owen, DRJ. (1979). „An Introduction to Finite Element Computations“, Pineridge Press Lim.
- Hoffmann, O. (1967). „The Brittle Strength of Orthotropic Materials“, *Journal of Composite Materials*, 1:200-206.
- Hoffmeyer, P. (1995). „Holz als Baustoff“, Blass, H.J., Görlacher, R., Steck, G. (Hrsg.). Step 1, Holzbauwerke nach Eurocode 5, Bemessung und Baustoffe, Fachverlag Holz, Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf.
- Hohlberg, R. (2001). „Elastizitätsmodul-Prüfmethodik: Statischer und dynamischer Elastizitätsmodul von Beton“, *Materialprüfung*, 43:404-410.
- Holzenkämpfer, P. (1997). „Ingenieurmodelle des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 473, Beuth Verlag GmbH, Berlin u.a.
- Huybrechts, D. & Michaeli, W. (1994). „A New approach for the Dimensioning of Thick Laminates using Physically Based Strength Criteria“, *Sampe Journal*, 30.
- Knops, M. (2007). „The Puck theory of failure in fiber polymer laminates: Fundamentals, verification and application. Springer.
- Kollmann, F. (1951). „Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe. Band 1: Anatomie und Pathologie, Chemie, Physik Elastizität und Festigkeit“, 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg, München.
- König, G., Tue, N.V. & Zink, M. (2001). „Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung“, Ernst & Sohn, Berlin, ISBN:3-433-01738-7.
- Kufner, M. (1978). „Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit von Holz verschiedener Rohdichten in Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt“, *Holz als Roh- und Werkstoff*, 36:435-439.
- Lehmann, S. (2004). „Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Luggin, W. (2000). „Die Applikation vorgespannter CFK- Lamellen auf Brettschichtholzträgern“, Dissertation, Universität für Bodenkultur Wien.
- Luggin, W. & Bergmeister, K. (2001). „Vorspannung mit karbonfaserverstärkten Kunststoffen im konstruktiven Holzbau. *Bautechnik*, 78(8):556-570.
- Nairn, J.A. & Hu, S. (1994). „Matrix Microcracking“, Talreja (1994):187-243.
- Nardone, V.C. & Prewot, K.M. (1988). „Tensile performance of carbon-fibre-reinforced glass“, *Journal of Materials Science*, 23:168-180.
- Negrão, J., Brunner, M., & Lehmann, M. (2007). „Prestressing of Timber“, LIGNOVISIONEN Issue 18 / special edition, Core document of the COST Action E34 - Bonding of Timber, Teischinger (ed.), Universität für Bodenkultur Wien, Vienna, ISSN 1681-2808, 23-30.

- Meierhofer, U.A. (1994). „Anwendung von Holz-Beton-Verbund im Hochbau“, *Schweizer Ingenieur und Architekt*, 37:9.
- Michaeli, W. & Wegener, M. (1990). „Einführung in die Technologie der Faser-verbundwerkstoffe, Carl Hanser Verlag, München und Wien.
- Möhler, K. (1956). „Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln“, Habilitationsschrift, Universität Karlsruhe, Karlsruhe.
- Mohr, O. (1900). „Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?“, *Civilingenieur*, 44:1524-1530, 1572-1577.
- Moser, K. (1992). „Faser-Kunststoff-Verbund“, VDI-Verlag, Düsseldorf. 314-319
- Natterer, J. & Hoeft, M. (1987). „Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“, *Forschungsbericht CERS Nr. 1345*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Needleman, A. (1987). „A continuum model for void nucleation by inclusion debonding“, *Journal of Applied Mechanics*, 54:525-531.
- Panzer, M. (2007). „Untersuchungen zum Verbundverhalten von faserverstärkten Kunststoffen und Holz im Endverankerungsbereich“, Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Pichler, D. & Wicke, M. (1994). „Verstärken von Betonbauteilen durch angeklebte Stahllamellen mit angespresster Endverankerung“, *Beton- und Stahlbetonbau*, 10:261-264, 11:312-314, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Pörtner, K. (2005). „Untersuchungen zum Verbund zwischen eingeklebten stiftförmigen faserverstärkten Kunststoffen und Holz“, Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, Heft 2, Dissertation Universität Kassel.
- Puck, A. (1969). „Festigkeitsberechnung an Glasfaser / Kunststoff-Laminaten bei zusammengesetzter Beanspruchung“, *Kunststoffe*, 59:780-787.
- Puck, A. (1992a). „Ein Bruchkriterium gibt die Richtung an“, *Kunststoffe*, 82:607-610. („A Failure Criterion shows the Direction – Further Thoughts of the Design of Laminates“, *Kunststoffe German Plastics*, 82:29-32).
- Puck, A. (1992b). „Praxisgerechte Bruchkriterien für hochbeanspruchte Faser-Kunststoffverbunde“, *Kunststoffe*, 82(2):149-155.
- Puck, A. (1996). „Festigkeitsanalyse von Faser-Matrix-Laminaten. Modelle für die Praxis“, Carl Hanser Verlag, München, ISBN: 3-446-18194-6.
- Puck, A., Kopp, J. & Knops, M. (2002). „Guidelines for the determination of the parameters in Puck’s action plane strength criterion“, *Composites Science and Technology*, 58(7):1045-1067.
- Ranisch, E.H. (1982). „Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung, Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 54.

- Rautenstrauch, K. (1989). „Untersuchungen zur Beurteilung des Kriechverhaltens von Holzbiegeträgern“, Dissertation, Universität Hannover, Hannover.
- Rehm, G., Franke, L. & Zeus, K. (1980). „Kunstharmörtel und Kunstharzbetone unter Kurzzeit- und Dauerstandbelastung“, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 309, Ernst & Sohn, Berlin.
- Rice, J.R. (1968). „A Path independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks“, *Journal of Applied Mechanics*, 35:379-386.
- Ritter, R. (1995). „Bruch- und werkstoffmechanisches Verhalten eines kohlefaserverstärkten Exoxidharzes“, Dissertation Univ.Kaiserslautern.
- Rosenbaum, U. (1994). „Kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe: Eigenschaften und Anwendung eines modernen Werkstoffes“, Verlag Moderne Industrie.
- Ruske, W. (1998a). „Holz-Beton-Verbund bei Geschossdecken“, *Deutsche Bauzeitschrift*, 7:75-80.
- Ruske, W. (1998b) „Holz-Beton-Verbund im Deckenbau“, *Bauhandwerk*, 10(98):37-42.
- Schmid, M. (2002). „Anwendung der Bruchmechanik auf Verbindungen mit Holz“, Dissertation, Technische Universität Karlsruhe, Karlsruhe.
- Schmidt, J., Geissler, G. & Kaliske, M. (2004). „Zur Simulation des spröden Versagens von Holz und Holzstrukturen“, Leipzig Annual Civil Engineering Report, 9:399-415.
- Scholz, W. & Hiese, W. (1999). „Baustoff Kenntnis“, 14. Auflage, Werner Verlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf.
- Schorn, H. (1991). „Betone mit Kunststoffen und andere Instandsetzungsbaustoffe“, Ernst & Sohn, Berlin, ISBN:3-433-01204-0.
- Schulze, H. (2005). „Holzbau: Wände, Decken, Bauprodukte, Dächer, Konstruktionen, Bauphysik, Holzschutz“, 3. Auflage, B. G. Teubner Verlag, Wiesbaden, ISBN:3-519-25258-9.
- Seim, W. & Humberg, E. (2003). „Local post-strengthening of masonry walls by use of fiber-reinforced polymers (FRP)“, *Proceedings Composites in Constructions – CCC2003*, Cosenza, Italy, 391-395.
- SIA (1995). „Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen“, Referate und Beiträge zur EMPA/SIA-Studentagung vom 21.09.1995 in Zürich, Dokumentation SIA D 0128.
- Stief, A. (2006). „Untersuchungen zur Charakterisierung von Polymerbeton für die Anwendung im Verbund mit Holzbiegeträgern“, Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Timmermann, K. & Meierhofer, U.A. (1992a). „Faserverstärkte Kunststoffe in Holztragwerken. Untersuchungen und Entwicklungen zur Erweiterung der

- Anwendungsmöglichkeiten“, Teil 1: Ausgangslagen und Betrachtungen über Anwendungs- und Entwicklungsmöglichkeiten, Bericht Nr. 115123, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf.
- Timmermann, K. & Meierhofer, U.A. (1992b). „Faserverstärkte Kunststoffe in Holztragwerken. Untersuchungen und Entwicklungen zur Erweiterung der Anwendungsmöglichkeiten“, Teil 2: Zug- und Biegeversuche mit Brettschichtholz- Balken, Forschungs- und Arbeitsbericht Nr. 115126, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf.
- Timmermann, K. & Meierhofer, U.A. (1992c). „Faserverstärkte Kunststoffe in Holztragwerken. Untersuchungen und Entwicklungen zur Erweiterung der Anwendungsmöglichkeiten“, Teil 3: Zug- und Biegeversuche mit Brettschichtholz- Balken, Forschungs- und Arbeitsbericht Nr. 115132, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf.
- Talreja, R. (1994). „Damage Mechanics of Composite Materials“, Elsevier, Amsterdam, London, New York, Tokyo.
- Tsai, S.W. & Wu, E.M. (1971). „A General Theory of Strength for Anisotropic Materials“, *Journal of Composite Materials*, 5:58-80
- VDI (1997). „Kohlenstoff- und aramidfaserverstärkte Kunststoffe“, Ein Bericht über eine Tagung der VDI Gesellschaft Kunststofftechnik, Schweizer Baublatt, 88(63/64).
- Volkersen, O. (1938). „Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten, *Luftfahrtforschung* 15.
- Volkersen, O. (1953). „Die Schubkraftverteilung in Leim-, Niet- und Bolzenverbindungen, Teil 1-3, *Energie und Technik*, 3:68-71, 5:103-108, 7:150-154.
- Werse, H.P. (1975). „Epoxidharze: Anwendung im Beton- und Stahlbetonbau“, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig.
- Wesche, K. (1988). „Baustoffe für tragende Bauteile, Teil 4: Holz und Kunststoffe“, Bauverlag Wiesbaden.
- Wu, E.M. (1974). „Phenomenological Anisotropic Failure Criteria“, *Mechanics of Composite Materials*, 2:353-431.
- Xu, X.P. & Needleman, A. (1993). „Void nucleation by inclusion debonding in a crystal matrix“, *Modelling and Simulation in Material Science Engineering*, 1:111-132.
- Xu, X.P. & Needleman, A. (1994). „Numerical simulations of fast crack growth in brittle solids“, *Journal of Mech. and Physics of Solids*, 42(9):1397-1434.
- Zapf, G., Hannenbauer, D., & Pasternak, H. (2003), „Untersuchungen zur Verstärkung von Stahlbauten durch kohlenstoffverstärkten Kunststoff (CFK)“, *Kolloquium Gemeinsame Forschung der Klebetechnik*, DECHEMA, DVS-Verlag GmbH, Düsseldorf.

9.3 Datenblätter

- [a] Sicherheitsdatenblatt Compono[®] 100: Polymeres Harz zur Herstellung von Compono[®] 100 L und Compono[®] 100 S. Historische Baustoffe Mitteldeutschland.
- [b] Datenblatt Compono[®] 100: Polymeres Harz zur Herstellung von Compono[®] 100 L und Compono[®] 100 S. Historische Baustoffe Mitteldeutschland GmbH.
- [c] Sicherheitsdatenblatt Compono[®] 100 H: Härter für polymeres Harz zur Herstellung von Compono[®] 100 L und Compono[®] 100 S. Historische Baustoffe Mitteldeutschland GmbH.
- [d] Datenblatt Compono[®] 100 H: Härter für polymeres Harz zur Herstellung von Compono[®] 100 L und Compono[®] 100 S. Historische Baustoffe Mitteldeutschland.
- [e] Sicherheitsdatenblatt der Grundierung StoPox IHS BV: Komponente A. StoCretec GmbH, 2005.
- [f] Sicherheitsdatenblatt der Grundierung StoPox IHS BV: Komponente B. StoCretec GmbH, 2005.
- [g] Technisches Merkblatt der Grundierung StoPox IHS BV. StoCretec, 2005.
- [h] <http://www.baustoffchemie.de/db/R%Ftapox.htm>

9.4 Normen und Richtlinien

- [1] DIN EN 196-1 (1995): Prüfverfahren für Zement, Teil 1: Bestimmung der Festigkeit.
- [2] DIN EN 408 (2004-08): Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz. Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften.
- [3] DIN EN 582 (1994): Ermittlung der Haftzugfestigkeit.
- [4] EN ISO 604 (2002): Kunststoffen – Bestimmung von Druckeigenschaften.
- [5] DIN 1045-1 (2001-07): Tragwerke aus Beton und Stahlbeton. Teil 1. Bemessung und Konstruktion.
- [6] DIN 1052 (2004-08): Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.
- [7] DIN 1055-100 (2001-03): Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.

-
- [8] DIN EN 1770 (1998): Prüfverfahren: Bestimmung des Wärmeausdehnungskoeffizienten.
- [9] DIN EN ISO 2811-2 (2002-02): Beschichtungsstoffe - Bestimmung der Dichte - Teil 2: Tauchkörper-Verfahren.
- [10] DIN 4226-3 (2001): Zuschlag für Beton; Prüfung von Zuschlag mit dichtem oder porigem Gefüge.
- [11] DIN EN ISO 4630-1 (2005-03): Klare Flüssigkeiten - Bestimmung der Farbe nach der Gardner-Farbskala - Teil 1: Visuelles Verfahren.
- [12] DIN EN ISO 10365 (1995-08): Klebstoffe, Bezeichnung der wichtigsten Bruchbilder.
- [13] DIN EN 12190 (1998): Prüfverfahren: Bestimmung der Druckfestigkeit von Reparaturmörteln.
- [14] DIN EN 12390-5 (2000): Prüfung von Festbeton, Teil 5: Biegezugfestigkeit von Prüfkörpern.
- [15] DIN EN 12504-4 (2004): Prüfung von Beton in Bauwerken, Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit.
- [16] DIN EN 13412 (2002): Prüfverfahren: Bestimmung des Elastizitätsmoduls im Druckversuch.
- [17] DIN 16945 (1989): Reaktionsharze, Reaktionsmittel und Reaktionsharzmassen: Prüfverfahren.
- [18] DIN EN 26891 (1991): Holzbauwerke: Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln.
- [19] DIN EN 29971 (1991): Luft- und Raumfahrt: Unidirektionalgelege - Prepreg aus Kohlenstofffasern und Epoxidharz, Technische Lieferbedingungen.
- [20] DIN 52182 (1976-09): Prüfung von Holz. Bestimmung der Rohdichte.
- [21] DIN 53015 (2001-02): Viskosimetrie - Messung der Viskosität mit dem Kugelfallviskosimeter nach Höppler.
- [22] DIN 53018-1 (1976-03): Viskosimetrie; Messung der dynamischen Viskosität newtonscher Flüssigkeiten mit Rotationsviskosimetern, Grundlagen.
- [23] DIN 53505 (2000-08): Prüfung von Kautschuk und Elastomeren. Härteprüfung nach Shore A und Shore D.
- CEN (2003a). „Adhesives for on-site assembling or restoration of timber structures. On-site acceptance testing, Part 1: Sampling and measurement of the adhesives cure schedule”, CEN TC 193/SC1/WG11 Doc. N20.
- CEN (2003b). „Adhesives for on-site assembling or restoration of timber structures. On-site acceptance testing, Part 2: Verification of the shear strength of an adhesive joint”, CEN TC 193/SC1/WG11 Doc. N21.

CEN (2003c). „Adhesives for on-site assembling or restoration of timber structures. On-site acceptance testing, Part 3: Verification of the adhesive bond strength using tensile proof-loading“, CEN TC 193/SC1/WG11 Doc. N22.

CNR-DT201/2005 (2007). „Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, Timber structures“, Preliminary Study, Italian National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction.

DAfStb (1991). „Empfehlungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Heft 422: Prüfung von Beton, Empfehlung und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048“, Beuth Verlag, Berlin, Wien, Zürich.

DAfStb (2001). „DAfStb Betonbauteile, RL SIB:2001-10 Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungsrichtlinie), Teil 1-4“, Beuth Verlag, Berlin, Wien, Zürich.

VRK (1978). „Vorläufige Richtlinien für die Kennwertbestimmung, Zulassungsprüfung und Güteüberwachung von Reaktionsharzmörteln und Reaktionsharzbetonen für zulassungspflichtige Anwendungen“, Institut für Bautechnik Berlin.

9.5 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1 Verstärkung von Biegeträgern im Gebäudebestand.....2

Abb. 2-1 Anwendungsbeispiele der Anordnung von CFK-Lamellen zur Biegezugverstärkung von BSH-Trägern.....8

Abb. 2-2 links: Einfacher Stirnversatz, rechts: Ertüchtigter Anschluss durch eingeklebten GFK-Stab zur Aufnahme von Druck- und Zugkräften.....8

Abb. 2-3 links: Eingeklebte FVW-Platten, rechts: Eingeklebte FVW-Stäbe zur besseren Lastverteilung ankommender Druckkräfte quer zur Holzfaser9

Abb. 2-4 links: Bereiche erhöhter Schub- und Querszugbeanspruchung, rechts: FVW-Verstärkung bei neuen Ingenieurkonstruktionen.....9

Abb. 2-5 Varianten von Holz-Beton-Verbunddecken in der Sanierung 11

Abb. 2-6 Prinzipdarstellung des Verstärkungssystems 12

Abb. 2-7 Mögliche Ausführungsvarianten für Verbundbalken..... 12

Abb. 3-1 Modelle eines Nadel- und Laubholzkeils..... 14

Abb. 3-2 Hauptrichtungen des polarorthotropen Werkstoffs Holz 14

Abb. 3-3 Zylindrische Anisotropie aufgrund des natürlichen Wachstums... 14

Abb. 3-4 Lokal orthotrope Ausrichtung im nahezu homogenen Kontinuum 14

Abb. 3-5	Abhängigkeiten der Festigkeiten und des E-Moduls von der Faserrichtung.....	15
Abb. 3-6	Vereinfachte Spannungsverteilungen im Holz für reine Biegebeanspruchung	17
Abb. 3-7	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für unterschiedliche Fasern ...	21
Abb. 3-8	Sehr gute Haftung zwischen EP und C-Fasern.....	23
Abb. 3-9	Keine Haftung zwischen EP und C-Fasern	23
Abb. 3-10	Vergleich der Werkstoffkennwerte von isotropen und anisotropen Materialien in Abhängigkeit vom Faserorientierungswinkel	25
Abb. 3-11	Steifigkeiten der CFK UD-Schicht in Abhängigkeit vom Faserorientierungswinkel	26
Abb. 3-12	Elastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Faserorientierungswinkel	27
Abb. 3-13	Schubmodul und Querkontraktionszahl in Abhängigkeit von θ ...	27
Abb. 3-14	Definition des Laminat-Koordinatensystems und des Schicht-Koordinatensystems.....	29
Abb. 3-15	Spannungen am UD-Verbund.....	29
Abb. 3-16	Bruchmodi für FVK: Faserbruch bei faserparalleler Beanspruchung	32
Abb. 3-17	Bruchmodi für FVK: Zwischenfaserbruch bei tangentialer Beanspruchung	32
Abb. 3-18	Bruchmodi für FVK: Zwischenfaserbruch bei Schubbeanspruchung	32
Abb. 3-19	Darstellung des Laminatenebene-Spannungszustandes und des Wirkebene-Spannungszustandes	36
Abb. 3-20	Masterbruchkörper, parabolisches Kriterium nach PUCK	39
Abb. 3-21	Delamination im Querschnitt	44
Abb. 3-22	Bruchkörper für ebene ($\sigma_1, \sigma_2, \tau_{21}$)-Spannungszustände	48
Abb. 3-23	Darstellung der (σ_1, σ_2)-Bruchkurve nach TSAI & WU für CFK...	49
Abb. 3-24	Temperaturverlauf bei der Härtingsreaktion verschiedener Temperaturbereiche	56
Abb. 3-25	Ermittlung des statischen Elastizitätsmoduls	57
Abb. 3-26	Verlauf der Biegezugfestigkeit bei verschiedenen Lagerungstemperaturen	58
Abb. 3-27	Druckfestigkeit bei verschiedenen Temperaturbereichen (Würfel 40x40x40 mm)	59
Abb. 3-28	Spannungs-Dehnungs-Linien (Prismen hochkant): DMS	60
Abb. 3-29	PK nach Druckprüfung.....	60
Abb. 4-1	Bezeichnung von Bruchbildern nach DIN EN ISO 10365:1995	68
Abb. 4-2	Kohäsionsversagen im Holz.....	69
Abb. 4-3	Adhäsionsbruch zwischen Kleber und Holz.....	69
Abb. 4-4	Delaminationsbruch, hier ca. 60% DF und 40% CSF	70
Abb. 4-5	Gemischtes Versagen	70

Abb. 4-6	Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines EP-Klebers	71
Abb. 4-7	Typischer Querschnitt der untersuchten Altholzbalken	76
Abb. 4-8	IWT seitlich	77
Abb. 4-9	DMS Lamelle Serien vh.....	77
Abb. 4-10	Typischer Zugbruch	78
Abb. 4-11	Faltenbildung im Druckbereich	78
Abb. 5-1	Prinzipieller Versuchsaufbau	83
Abb. 5-2	Haftzugprüfung	83
Abb. 5-3	Kohäsionsbruch zu 100% im Holz	84
Abb. 5-4	Bruch entlang eines Jahrrings, Vorschädigung durch Insekten ...	84
Abb. 5-5	Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Haftzugversuche.....	85
Abb. 5-6	VS-1 - 50-fache Vergrößerung.....	86
Abb. 5-7	VG-2 - 50-fache Vergrößerung.....	86
Abb. 5-8	AH-3 - 50-fache Vergrößerung.....	87
Abb. 5-9	AG-4 - 50-fache Vergrößerung.....	87
Abb. 5-10	Versuchsaufbau für Scherversuche	88
Abb. 5-11	Prüfkörper S/VS/1 mit angesetzter Versuchstechnik.....	88
Abb. 5-12	Lastregime.....	89
Abb. 5-13	Ergebnisse der Vergleichsrechnung mit starrem Verbund	91
Abb. 5-14	Standard-Biegeversuch nach DIN EN 408.....	91
Abb. 5-15	Versuchsaufbau	92
Abb. 5-16	Detail A - Dehnungsmessung	92
Abb. 5-17	Messstellenplan (Ansicht).....	93
Abb. 5-18	Messstellenplan (Detail A)	93
Abb. 5-19	Typische Ausbildung von Biegezugbrüchen (links: B/10/3-2, rechts: B/14/2-4).....	94
Abb. 5-20	Typische Ausbildung von Biegezugbrüchen (links: B/14/3-2, rechts: B/14/0-2).....	95
Abb. 5-21	Schubversagen (links: B/11/2-3, rechts: B/14/3-1)	95
Abb. 5-22	Schubversagen im Lasteinleitungsbereich (PK B/14/3-6)	95
Abb. 5-23	Trendlinien der Last-Verformungskurven.....	96
Abb. 5-24	Vergleich der globalen Biegesteifigkeiten zum QS 12/14.....	97
Abb. 5-25	Mittelwerte der Bruchmomente M_u der Serien	97
Abb. 5-26	Traglasterhöhungsfaktor γ im Vergleich der Serien-Mittelwerte ..	98
Abb. 6-1	Verlauf der Delaminationsspannungen bei einachsiger Zugbeanspruchung	102
Abb. 6-2	Verlauf der Normalspannung im Interface als Funktion von δ_n mit $\delta_t \equiv 0$	106
Abb. 6-3	Linearisierte Arbeitslinie	108
Abb. 6-4	Gemessene Dehnungen bei verschiedenen Belastungsstufen als Funktion der Belastungsdauer MV 1:8,5.....	110
Abb. 6-5	Dehnungen bei verschiedenen Belastungsstufen als Funktion der Belastungsdauer MV 1:8,5	110

Abb. 6-6	Empirisch ermittelte Kriechfunktion im Vergleich mit der gewählten Kelvinkette	114
Abb. 6-7	Probekörperkonfiguration	115
Abb. 6-8	Test set-up mit Versuchsrahmen	115
Abb. 6-9	Probekörper vor und nach dem Test	116
Abb. 6-10	Detail von Abb. 6-9, Risswachstum entlang der Verbundfuge....	116
Abb. 6-11	FE-Modell Prüfkörper und Testrahmen.....	117
Abb. 6-12	Auflagersituation	117
Abb. 6-13	Kohäsives Interface-Element mit korotationalem Element KS ...	117
Abb. 6-14	Exponentielles Verbundgesetz der Fuge.....	117
Abb. 6-15	Verlauf der faserparallelen Dehnungen in der Prozesszone	118
Abb. 6-16	Delamination zwischen Holz und EP-Kleber	118
Abb. 6-17	Dehnungsverteilung im Holz.....	118
Abb. 6-18	Dehnungsverteilung im FVK	118
Abb. 6-19	Serie vh – Viertel-Modell mit Last.....	120
Abb. 6-20	Delaminationsversagen	120
Abb. 6-21	Vergleich Simulation/Versuch (ausgewählte Einzelwerte)	121
Abb. 6-22	Vergleich Simulation/Versuch (Serienmittelwerte).....	121
Abb. 6-23	Arbeitslinie nach GLOS und Linearisierung nach HARTNACK.....	124
Abb. 6-24	Kelvinkette mit vier Kelvin-Elementen.....	126
Abb. 6-25	Verwendete Diskretisierung für die Verbundquerschnitte.....	127
Abb. 6-26	Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/11/2	128
Abb. 6-27	Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/2	128
Abb. 6-28	Vergleich der Bruchmomente Simulation S10/Versuch	129
Abb. 6-29	Vergleich globale Steifigkeit Simulation S10/Versuch.....	129
Abb. 6-30	Zeitlicher Verlauf der Kriechverformungen bei gleichem Moment und Auslastung.....	132
Abb. 6-31	Abhängigkeit der Kriechverformungen vom Verhältnis d_{pc}/d_t	133
Abb. 6-32	Traglasterhöhungsfaktor γ im Anfangs- und Endzustand	133
Abb. 6-33	Aufnehmbares Biegemoment im Vergleich zum unverstärkten Balken in Prozent	135
Abb. 6-34	Ausschnitt Modell vh mit PC-Deckschicht	137
Abb. 6-35	Spannungsverteilung alle Komponenten	137
Abb. 6-36	Ausschnitt Modell vv mit PC-Deckschicht	137
Abb. 6-37	Spannungsverteilung alle Komponenten	137
Abb. 6-38	Spannungsverteilung ohne CFK-Laminat	137
Abb. 6-39	Spannungsverteilung nur Holz	137
Abb. 7-1	Schloss Mansfeld - Außenansicht	140
Abb. 7-2	Decke über dem Blauen Saal nach erfolgter Fertigstellung.....	140
Abb. 7-3	Zu verstärkender Unterzug.....	140
Abb. 7-4	Unteransicht Decke.....	140
Abb. 7-5	Grundriss 1. OG Bereich Hängewerk.....	141
Abb. 7-6	Ansicht Unterzug.....	141
Abb. 7-7	Querschnitt Kreuzungspunkt und Längsdetail.....	141

Abb. 7-8	Kleben der CFK-Lamellen.....	142
Abb. 7-9	Polymerbetondeckschicht	142
Abb. 7-10	Übersicht Unterzug und Balkenlage	143
Abb. 7-11	Detailansicht Auflagerbereich.....	143
Abb. 7-12	Spannung σ_x (ohne Lamelle).....	144
Abb. 7-13	Spannung τ_{xy} (ohne Lamelle).....	144
Abb. 7-14	Spannungsverlauf σ_x im Querschnitt (ohne Lamelle).....	144
Abb. 7-15	Dehnungsverlauf ε_x im Querschnitt (ohne Lamelle)	144
Abb. B-1	Versuchsaufbau	V
Abb. B-2	Kraft-Verschiebungs-Diagramm Serie vh	VI
Abb. B-3	Kraft-Verschiebungs-Diagramm Serie vs	VI
Abb. B-4	Kraft-Verschiebungs-Diagramm Serie vv.....	VI
Abb. C-1	Kraft-Verformungsverlauf Serie B/14/3 (Balkenmitte)	XI
Abb. C-2	Kraft-Verformungsverlauf Serie B/14/2 (Balkenmitte)	XI
Abb. C-3	Kraft-Verformungsverlauf Serie B/14/0 (Balkenmitte)	XI
Abb. C-4	Kraft-Verformungsverlauf Serie B/11/2 (Balkenmitte)	XII
Abb. C-5	Kraft-Verformungsverlauf Serie B/10/3 (Balkenmitte)	XII
Abb. C-6	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-1	XII
Abb. C-7	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-4.....	XIII
Abb. C-8	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-5.....	XIII
Abb. C-9	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-6.....	XIII
Abb. C-10	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-7.....	XIV
Abb. C-11	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-1.....	XIV
Abb. C-12	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-2.....	XIV
Abb. C-13	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-3.....	XV
Abb. C-14	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-4.....	XV
Abb. C-15	Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-6.....	XV
Abb. C-16	Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/10/3.....	XVIII
Abb. C-17	Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/11/2.....	XVIII
Abb. C-18	Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/0.....	XVIII
Abb. C-19	Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/2.....	XIX
Abb. C-20	Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/3.....	XIX

9.6 Tabellenverzeichnis

Tab. 3-1	Materialmodelle für Voll- und Brettschichtholz.....	17
Tab. 3-2	Versagensmodelle für einachsige Biegung	19
Tab. 3-3	Kennwerte verschiedener Faserarten und Holz	22
Tab. 3-4	Kennwerte verschiedener Kohlenstofffaserarten.....	22
Tab. 3-5	Richtwerte für die mechanischen Eigenschaften von CFK- Laminaten bei $\Phi = 70\%$	28
Tab. 3-6	Empfohlene Zahlenwerte für die Neigungsparameter p	38
Tab. 3-7	Kennwerte von Epoxidharzbeton, MV = 1:5, nach 7 Tagen.....	52
Tab. 3-8	Chemische Charakterisierung des Harzes	53
Tab. 3-9	Harzkennwerte laut Hersteller	53
Tab. 3-10	Chemische Charakterisierung des Härters.....	54
Tab. 3-11	Härterkennwerte laut Hersteller.....	54
Tab. 3-12	Siebdurchgang des Füllstoffes	55
Tab. 3-13	Mittelwerte des Wärmeausdehnungskoeffizienten	57
Tab. 3-14	Bruchspannung Prismen hochkant	60
Tab. 3-15	Vergleich der Festigkeitseigenschaften von Epoxidharzbeton mit Zementbeton	61
Tab. 3-16	Materialkennwerte Epoxidharzbeton Compono [®] 100.....	62
Tab. 4-1	Technische Daten von verschiedenen Harzen.....	66
Tab. 4-2	Auswahl einiger wichtigen Verbundansätze	73
Tab. 4-3	Auswahl einiger Materialmodelle für den Verbundquerschnitt	75
Tab. 4-4	Materialeigenschaften	76
Tab. 4-5	PK Abmessungen und Lage der FVK-Verstärkung	77
Tab. 4-6	Versagensmodi	79
Tab. 5-1	Prüfkörperbezeichnung und Oberflächenmodifikation Haftzugversuche.....	82
Tab. 5-2	Chemische Charakterisierung der Grundierung	82
Tab. 5-3	Kennwerte der Grundierung laut Hersteller.....	82
Tab. 5-4	Auswertung Haftzugversuche – Prüfkörperbeschreibung	83
Tab. 5-5	Auswertung Haftzugversuche – Mittelwerte	84
Tab. 5-6	Beschreibung der Mikroskopieproben	86
Tab. 5-7	Prüfkörperbezeichnung und Oberflächenmodifikation Schubversuche	88
Tab. 5-8	Auswertung Schubversuche – Mittelwerte	90
Tab. 5-9	Prüfumfang.....	92
Tab. 5-10	Prozentualer Vergleich der der Biegeversuche zur unverstärkten Serie (MW)	99
Tab. 6-1	Nennfestigkeits- und Steifigkeitswerte für Polymerbeton.....	108
Tab. 6-2	Linearisierungsabschnitte (Druck)	108
Tab. 6-3	Ergebnisse der Kurzzeitversuche.....	109
Tab. 6-4	Eingangsparameter für die Modellrechnung.....	113

Tab. 6-5	Ergebnisse der Modellrechnung nach REHM im Vergleich mit den Messergebnissen.....	113
Tab. 6-6	Parameter der Kelvin-Kette.....	114
Tab. 6-7	Materialkennwerte Modellierung Zugversuch.....	116
Tab. 6-8	Materialkennwerte Modellierung Biegeversuch.....	119
Tab. 6-9	Reduzierte der Querschnittswerte für FEM-Berechnung.....	122
Tab. 6-10	Verteilung der mechanischen Kenngrößen für NH S10.....	123
Tab. 6-11	Linearisierung der Druckarbeitslinie nach HARTNACK.....	124
Tab. 6-12	Parameter der Kelvin-Kette.....	126
Tab. 6-13	Abweichung der Bruchmomente Simulation S10/Versuch.....	129
Tab. 6-14	Abweichung globale Steifigkeit Simulation S10/Versuch.....	129
Tab. 6-15	Lasten für die Langzeitsimulation.....	131
Tab. 6-16	gewählte Zeitschritte bei der Langzeitsimulation der verstärkten Serien.....	131
Tab. 6-17	Kriechverformungen bei konstantem Moment.....	131
Tab. 6-18	Kriechverformungen bei gleicher Auslastung.....	132
Tab. 6-19	Abminderungsfaktor κ	136
Tab. 6-20	Tragfähigkeitserhöhung bei zulässiger Durchbiegung $l/200$	138
Tab. 7-1	Materialkennwerte Modellierung Unterzug Schloss Mansfeld.....	143
Tab. A-1	PUCK-KNAUST-modifizierte Bruchkennwerte für ANSYS®.....	IV
Tab. B-1	Querschnittswerte der untersuchten Prüfkörper.....	V
Tab. B-2	Vergleich des Tragverhaltens der einzelnen Serien.....	VII
Tab. B-3	Reduzierte der Querschnittswerte für die FEM-Berechnung.....	VII
Tab. C-1	Einzelwerte zur Bestimmung der Druckfestigkeit Compono® 100.....	VIII
Tab. C-2	Einzelwerte zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit Compono® 100.....	IX
Tab. C-3	Einzelwerte zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls Compono® 100.....	X
Tab. C-4	Versuchsergebnisse Biegeversuche (Endwerte).....	XVI
Tab. C-5	Einzelwerte der Bestimmung der Traglastserhöhung.....	XVII

A Versagensanalyse von faserverstärkten Kunststoffen

Für die Berechnung der Laminatbeanspruchung wurde das Puck-Knaust-Fehlerkriterium für die Verwendung im FE-Programm ANSYS® Rev. 11.0-SP1 angepasst. Standardmäßig sind dort das Maximalspannungskriterium, das Maximaldehnungskriterium und das TSAI-WU-Kriterium integriert. Das parabolische Kriterium von PUCK und das TSAI-WU-Kriterium besitzen den gleichen mathematischen Aufbau in Form eines Tensorpolynoms, d.h. für die Implementierung des PUCK-KNAUST-Kriteriums nach Gln. (3.26) in ANSYS® müssen die Festigkeitskoeffizienten des TSAI-WU-Kriteriums und die damit verknüpften Bruchfestigkeiten der UD-FVK-Schicht entsprechend angepasst werden. Allgemeine Empfehlungen für die Umsetzung der Problematik in Finiten-Element-Programmen sind dazu in der VDI-Richtlinie 2014-3 dargelegt.

Das TSAI-WU-Kriterium ist in den folgenden Formen in ANSYS® implementiert:

a) als Festigkeitsindex (strength index)

$$F = A + B \quad (\text{A.1})$$

b) als Festigkeitsverhältnis (strength ratio)

$$F = \frac{1}{-\frac{B}{2A} + \sqrt{\left(\frac{B}{2A}\right)^2 + \frac{1}{A}}} \quad (\text{A.2})$$

mit

$$A = -\frac{\sigma_x^2}{f_{t,x}f_{c,x}} - \frac{\sigma_y^2}{f_{t,y}f_{c,y}} - \frac{\sigma_z^2}{f_{t,z}f_{c,z}} + \frac{\tau_{xy}^2}{f_{v,xy}^2} + \frac{\tau_{yz}^2}{f_{v,yz}^2} + \frac{\tau_{xz}^2}{f_{v,xz}^2}$$

$$+ \frac{C_{xy}\sigma_x\sigma_y}{\sqrt{f_{t,x}f_{c,x}f_{t,y}f_{c,y}}} + \frac{C_{yz}\sigma_y\sigma_z}{\sqrt{f_{t,y}f_{c,y}f_{t,z}f_{c,z}}} + \frac{C_{xz}\sigma_x\sigma_z}{\sqrt{f_{t,x}f_{c,x}f_{t,z}f_{c,z}}}$$

$$B = \left(\frac{1}{f_{t,x}} + \frac{1}{f_{c,x}}\right)\sigma_x + \left(\frac{1}{f_{t,y}} + \frac{1}{f_{c,y}}\right)\sigma_y + \left(\frac{1}{f_{t,z}} + \frac{1}{f_{c,z}}\right)\sigma_z$$

In den weiteren Ausführungen wird aufgrund der mathematisch einfacheren Umsetzung der Festigkeitsindex zur Beschreibung der Kennwerte des Fehlerkriteriums verwendet. Unter Berücksichtigung der MAXWELL-BETTI-Beziehung für UD-FVW, der Tatsache, dass die Festigkeitskoeffizienten für Druckbeanspruchung in ANSYS® mit negativem Vorzeichen definiert sind sowie den Kopplungskoeffizienten C_{ij} mit

$$C_{ij} = 2 F_{ij} \quad (i, j = x, y, z) \quad (\text{A.3})$$

ergeben sich die Festigkeitskoeffizienten des TSAI-WU-Bruchkriteriums in der Notation der ANSYS®-Umsetzung zu

$$F_1 = \frac{1}{f_{t,0}} - \frac{1}{f_{c,0}} \quad (\text{A.4})$$

$$F_2 = F_3 = \frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}} \quad (\text{A.5})$$

$$F_{11} = \frac{1}{f_{t,0}f_{c,0}} \quad (\text{A.6})$$

$$F_{22} = F_{33} = \frac{1}{f_{t,90}f_{c,90}} \quad (\text{A.7})$$

$$F_{44} = \frac{1}{f_{t,90,90}^2} \quad (\text{A.8})$$

$$F_{55} = F_{66} = \frac{1}{f_{v,0,90}^2} \quad (\text{A.9})$$

$$F_{12} = F_{13} = \frac{1}{2\sqrt{f_{t,0}f_{c,0}f_{t,90}f_{c,90}}} \quad (\text{A.10})$$

$$F_{23} = -\frac{1}{2f_{t,90}f_{c,90}} \quad (\text{A.11})$$

Für die Implementierung des PUCK-KNAUST-Kriteriums in ANSYS® werden die Festigkeitskoeffizienten zur Abschätzung der Anstrengung gegen Faserbruch und Zwischenfaserbruch (Index P) aufgrund mathematischer und physikalischer Überlegungen wie folgt modifiziert:

a) *Allgemeingültige Modifikationen*

Die Spannungsterme $\sigma_1\sigma_2$ und $\sigma_1\sigma_3$ bleiben unberücksichtigt.

$$F_{12}^P = F_{13}^P = 0 \quad (\text{A.12})$$

b) *Untersuchung auf Faserbruch*

Die Faserbrüche bestimmenden Festigkeitskennwerte bleiben unverändert. Für die Zwischenfaserbruch bestimmenden Festigkeiten werden unrealistisch hohe Werte eingesetzt.

c) *Untersuchung auf Zwischenfaserbruch*

In den Koeffizienten F_1 und F_{11} werden anstatt der Festigkeiten für Fb die Festigkeiten für Zfb in Richtung der Faserachse verwendet. Damit die Zfb-Analyse auf der sicheren Seite bleibt, ist dies zu empfehlen, wenn Spannungszustände behandelt werden müssen, bei denen σ_1 bei Erreichen der Zfb-Grenze den Wert von etwa 50% der faserparallelen Festigkeit erreicht, bzw. überschreitet. Als Anhaltswert gilt folgende Abschätzung (PUCK 1992b, VDI 2014-3):

$$f_{t,0,IFF} \approx (1,3 \dots 1,5) f_{t,0} \quad (\text{A.13})$$

$$f_{c,0,IFF} \approx (1,3 \dots 1,5) f_{c,0} \quad (\text{A.14})$$

Damit ergeben sich die modifizierten Festigkeitskoeffizienten mit der unteren Schranke von 1,3 zu:

$$F_1^P = \frac{1}{1,3 \cdot f_{t,0}} - \frac{1}{1,3 \cdot f_{c,0}} \quad (\text{A.15})$$

$$F_{11}^P = \frac{1}{1,3^2 f_{t,0} f_{c,0}} \quad (\text{A.16})$$

Für die Anpassung der weiteren Koeffizienten an das PUCK-KNAUST-Kriterium gelten folgende Beziehungen:

$$F_{44}^P = \frac{3}{f_{t,90} f_{c,90}} \quad (\text{A.17})$$

$$F_{23}^P = -\frac{1}{2 f_{t,90} f_{c,90}} \quad (\text{A.18})$$

$$F_2^P = F_3^P = F_2 = F_2 \quad (\text{A.19})$$

$$F_{22}^P = F_{33}^P = F_{22} = F_{33} \quad (\text{A.20})$$

$$F_{55}^P = F_{66}^P = F_{55} = F_{66} \quad (\text{A.21})$$

Aus den vorgenannten Überlegungen ergeben sich nun für die Implementierung des PUCK-KNAUST-Kriteriums in ANSYS[®] als modifiziertes TSAI-WU-Fehlerkriterium die Materialkennwerte zur direkten Eingabe gemäß Tab. A-1. Dabei muss die Ausrichtung der globalen x -Achse entsprechend der x_1 -Achse des Schicht-Koordinatensystems übereinstimmen.

Tab. A-1 PUCK-KNAUST-modifizierte Bruchkennwerte für ANSYS®

Festigkeitsindex	Modifikation für Fb	Modifikation für Zfb
$f_{t,x}$	$f_{t,0}$	$1,3 f_{t,0}$
$f_{c,x}$	$f_{c,0}$	$1,3 f_{c,0}$
$f_{t,y}$	$> 10^4 \text{ MPa}$	$f_{t,90}$
$f_{c,y}$	$> 10^4 \text{ MPa}$	$f_{c,90}$
$f_{t,z}$	$> 10^4 \text{ MPa}$	$f_{t,90}$
$f_{c,z}$	$> 10^4 \text{ MPa}$	$f_{c,90}$
$f_{v,xy}$	$> 10^4 \text{ MPa}$	$f_{v,0,90}$
$f_{v,yz}$	$> 10^4 \text{ MPa}$	$\sqrt{-\frac{1}{3} f_{t,90} f_{c,90}}$
$f_{v,zx}$	$> 10^4 \text{ MPa}$	$f_{v,90,90}$
C_{xy}	0	0
C_{yz}	0	-1
C_{zx}	0	0

B Faserverstärkte Kunststoffe und Holz im Verbund

Tab. B-1 Querschnittswerte der untersuchten Prüfkörper

Prüfkörper Nr.	Höhe [cm]	Breite [cm]	$I_{y,mean}$ [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	$I_y/I_{y,mean}$ [%]
S02/1-uv	16,62	15,39	5049	3916	77,57
S02/2-uv	18,76	15,30	5599	4411	78,77
S03/1-uv	19,33	14,59	5003	4158	83,10
S03/2-uv	21,28	15,76	6942	5517	79,48
S04/1-uv	17,67	15,14	5110	4187	81,83
S04/2-uv	21,09	15,00	5932	4545	76,62
S05/1-uv	18,07	16,00	6168	5280	85,60
S05/2-uv	20,11	16,11	7007	5444	77,69
S07/1-uv	15,42	20,30	10.750	9788	91,05
S08/1-uv	14,64	18,28	7452	6573	88,20
S09/1-uv	15,74	17,74	7323	6758	92,28
S11/1-uv	15,56	19,33	9365	7410	79,12
Mittelwert	17,86	16,58	6808,33	5665,58	82,61
s	2,29	1,87	1775,82	1722,15	5,46
COV [%]	12,85	11,28	26,08	30,40	6,61

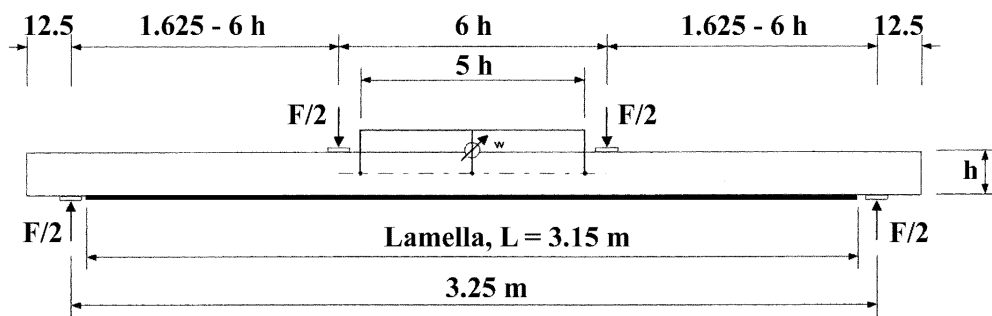


Abb. B-1 Versuchsaufbau

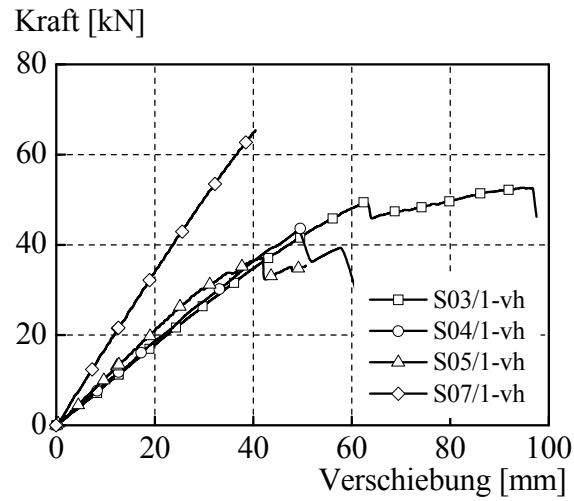


Abb. B-2 Kraft-Verschiebungs-Diagramm Serie vh

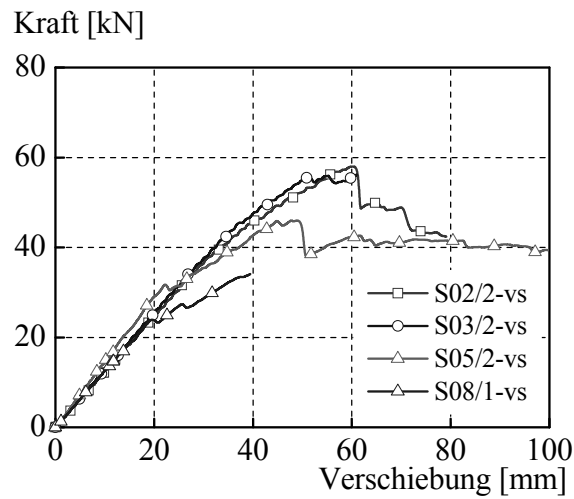


Abb. B-3 Kraft-Verschiebungs-Diagramm Serie vs

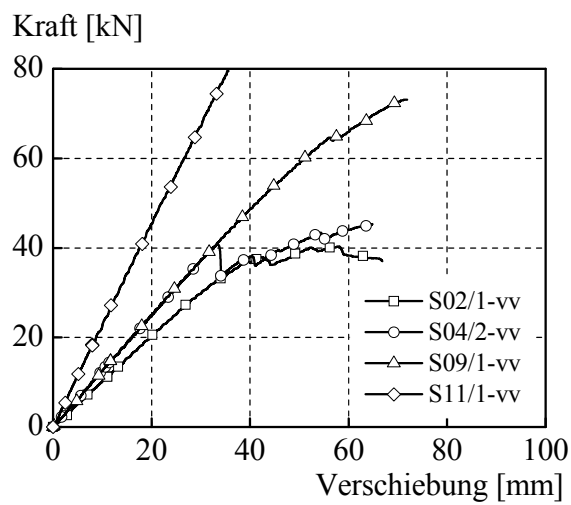


Abb. B-4 Kraft-Verschiebungs-Diagramm Serie vv

Tab. B-2 Vergleich des Tragverhaltens der einzelnen Serien

Prüfkörper	F_s [kN]	F_u [kN]	F_m [kN]	MOR [MPa]	MOE [MPa]	MOE _{fict} [MPa]	E_{fict}/E [%]	k_a ---	$k_{r,b}$ Serie
S03/1-vh	22,00	50,46	53,46	53,52	12.622	14.390	113,99	0,78	1,12
S04/1-vh	18,00	44,46	44,46	48,14	14.900	15.546	104,34	0,79	
S05/1-vh	21,00	38,06	38,06	35,68	13.229	14.875	112,45	0,83	
S07/1-vh	39,00	66,23	66,23	39,01	10.744	12.163	113,20	0,80	
S02/2-vs	22,00	58,93	58,93	43,49	17.675	17.891	101,22	0,82	1,07
S03/2-vs	25,00	57,03	57,03	38,13	13.954	14.762	105,79	0,77	
S05/2-vs	21,00	47,03	47,03	52,77	16.373	16.982	103,72	0,86	
S08/1-vs	18,00	35,03	35,03	55,07	11.156	11.642	104,36	0,78	
S02/1-vv	22,00	38,96	41,06	58,17	15.837	16.742	105,71	0,91	1,09
S04/2-vv	27,00	41,76	46,16	44,75	18.747	17.823	095,07	0,88	
S09/1-vv	32,00	73,86	73,86	37,57	10.837	11.427	105,45	0,92	
S11/1-vv	49,00	86,13	86,13	25,07	17.770	18.604	104,96	0,79	
						Mean	105,86	0,83	1,09
						COV	5,03	6,38	2,61

$$E_{fict}/E = EI_{reinf}/EI$$

Tab. B-3 Reduzierte der Querschnittswerte für die FEM-Berechnung

Prüfkörper	b [cm]	d [cm]	d_{ef} [cm]	d_{ef}/d einzel	d_{ef}/d Serie	I_{ef} [cm ⁴]	$k_{a,FEM}$ einzel	$k_{a,FEM}$ Serie
S03/1-vh	19,33	14,59	14,01	0,96	0,95	4.178	0,84	0,77
S04/1-vh	17,67	15,14	13,94	0,92		3.725	0,73	
S05/1-vh	18,07	16,00	15,05	0,94		4.553	0,74	
S07/1-vh	15,42	20,30	19,61	0,97		8.398	0,78	
S02/2-vs	18,76	15,30	14,23	0,93	0,95	4.315	0,77	0,81
S03/2-vs	21,28	15,76	14,87	0,94		5.586	0,80	
S05/2-vs	20,11	16,11	15,11	0,94		5.513	0,79	
S08/1-vs	14,64	18,28	17,72	0,97		6.535	0,88	
S02/1-vv	16,62	15,39	14,37	0,93	0,94	3.897	0,77	0,80
S04/2-vv	21,09	15,00	13,50	0,90		4.234	0,71	
S09/1-vv	15,74	17,74	17,56	0,99		6.768	0,92	
S11/1-vv	15,56	19,33	18,75	0,97		7.250	0,77	

C Polymerbeton und Holz im Verbund

Tab. C-1 Einzelwerte zur Bestimmung der Druckfestigkeit Compono® 100

Prüfkörper	Vorserie		10°C		20°C		40°C	
EP/ .. /1d/1	113,9	114,1	102,3	101,5	114,4	112,9	126,4	126,1
EP/ .. /1d/2	113,1	112,8	101,1	103,6	114,9	112,7	127,9	125,4
EP/ .. /1d/3	114,4	115,5	103,5	103,7	115,1	117,8	123,8	125,1
EP/ .. /1d/4	111,4	113,4			112,8	114,0	120,6	120,3
EP/ .. /1d/5	112,3	113,7			109,6	109,7	122,6	122,4
EP/ .. /1d/6	127,6*	128,4*			110,0	110,0	121,4	121,4
mean (1d)	113,5		102,6		112,8		123,6	
s	1,15		1,15		2,60		2,53	
COV [%]	1,01		1,12		2,31		2,04	
EP/ .. /7d/1	114,6	113,5	109,5	108,6	114,7	115,0	129,1	128,8
EP/ .. /7d/2	112,0	103,0*	105,9	105,8	114,9	114,6	129,9	132,1
EP/ .. /7d/3	117,9	113,7	106,1	105,6	115,1	115,2	126,8	129,9
EP/ .. /7d/4	114,4	114,8			120,2	119,3	127,3	125,8
EP/ .. /7d/5	112,6	114,4			113,2	113,9	127,8	126,1
EP/ .. /7d/6	110,2	113,2			117,4	118,3	123,9	124,6
mean (7d)	113,8		106,9		116,0		127,7	
s	1,93		1,68		2,23		2,41	
COV [%]	1,70		1,58		1,92		1,89	
EP/ .. /8d/1			107,8	107,6				
EP/ .. /8d/2			108,5	107,9				
EP/ .. /8d/3			107,8	106,8				
mean (8d)			107,7					
s			0,55					
COV [%]			0,51					
EP/ .. /100d/1	119,4	119,9	110,7	116,0	117,5	118,7	118,0	125,0
EP/ .. /100d/2	112,5	114,9	108,9	114,5	119,6	117,6	117,9	124,6
EP/ .. /100d/3	114,9	114,7	110,8	115,6	118,2	117,9	118,7	126,5
mean (100d)	116,1		112,8		118,3		121,8	
s	2,94		2,99		0,79		3,98	
COV [%]	2,53		2,65		0,67		3,27	

*) nicht gewertet

Tab. C-2 Einzelwerte zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit Compono® 100

Prüfkörper	Vorserie	10 °C	20 °C	40 °C
EP/ .. /1d/1	27,7	31,8	31,3	29,6
EP/ .. /1d/2	26,5	31,1	28,6	29,1
EP/ .. /1d/3	28,5	32,1	29,4	30,7
EP/ .. /1d/4	28,9		26,2	31,1
EP/ .. /1d/5	28,8		28,6	31,0
EP/ .. /1d/6	30,0		31,1	31,3
mean (1d)	28,4	31,7	29,2	30,5
s	1,20	0,53	1,89	0,89
COV [%]	4,21	1,67	6,48	2,91
EP/ .. /7d/1	28,7	29,7	29,2	32,0
EP/ .. /7d/2	21,2*	29,6	29,0	32,0
EP/ .. /7d/3	30,3	31,9	30,7	33,8
EP/ .. /7d/4	31,4		24,4*	30,4
EP/ .. /7d/5	27,0		32,5	31,5
EP/ .. /7d/6	30,2		28,6	30,9
mean (7d)	29,5	30,4	30,0	31,8
s	3,72	1,34	2,71	1,20
COV [%]	12,60	4,42	9,03	3,77
EP/ .. /8d/1		31,8		
EP/ .. /8d/2		31,3		
EP/ .. /8d/3		31,9		
mean (8d)		31,7		
s		0,33		
COV [%]		1,04		
EP/ .. /100d/1	32,4	31,5	34,8	32,0
EP/ .. /100d/2	32,8	32,1	33,5	31,2
EP/ .. /100d/3	34,3	33,2	31,2	32,4
mean (100d)	33,2	32,3	33,2	31,9
s	1,04	0,85	1,84	0,58
COV [%]	3,13	2,62	5,55	1,81

*) nicht gewertet

Tab. C-3 Einzelwerte zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls Compono® 100

Prüfkörper	Vorserie	10 °C	20 °C	40 °C
EP/ .. /1d/1	16.400	19.500	20.000	16.400
EP/ .. /1d/2	15.700	19.200	20.700	15.700
EP/ .. /1d/3	16.100	19.200	20.300	16.100
EP/ .. /1d/4		17.700	20.500	
EP/ .. /1d/5		18.900	20.000	
EP/ .. /1d/6		19.200	19.700	
mean (1d)	16.067	18.950	20.200	16.067
s	351,19	641,09	368,78	351,19
COV [%]	2,19	3,38	1,83	2,19
EP/ .. /7d/1	18.000	18.100	20.000	18.000
EP/ .. /7d/2	19.200	19.100	21.100	19.200
EP/ .. /7d/3	18.800	19.600	21.600	18.800
EP/ .. /7d/4		20.700	20.100	
EP/ .. /7d/5		21.300	20.700	
EP/ .. /7d/6		20.300	20.300	
mean (7d)	18.667	19.850	20.633	18.667
s	611,01	1158,88	625,03	611,01
COV [%]	3,27	5,84	3,03	3,27
EP/ .. /8d/1	18.800			18.800
EP/ .. /8d/2	18.900			18.900
EP/ .. /8d/3	18.700			18.700
mean (8d)	18.800			18.800
s	100,00			100,00
COV [%]	0,53			0,53
EP/ .. /100d/1	16.400	19.500	20.000	16.400
EP/ .. /100d/2	15.700	19.200	20.700	15.700
EP/ .. /100d/3	16.100	19.200	20.300	16.100
mean (100d)	16.067	19.300	20.333	16.067
s	351,19	173,21	351,19	351,19
COV [%]	2,19	0,90	1,73	2,19

*) nicht gewertet

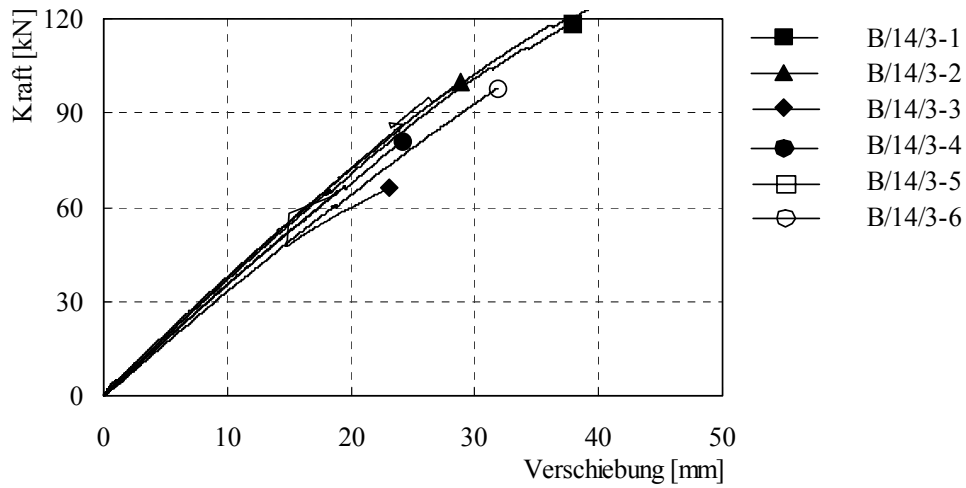


Abb. C-1 Kraft-Verformungsverlauf Serie B/14/3 (Balkenmitte)

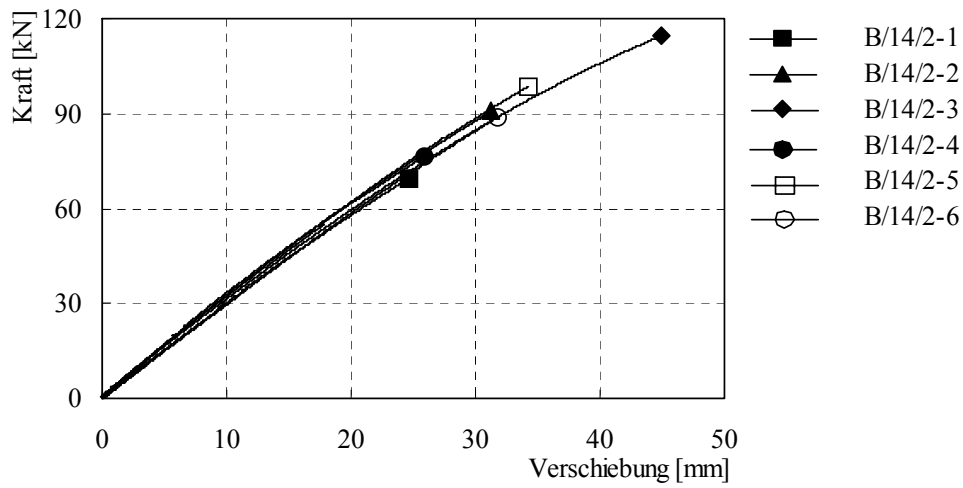


Abb. C-2 Kraft-Verformungsverlauf Serie B/14/2 (Balkenmitte)

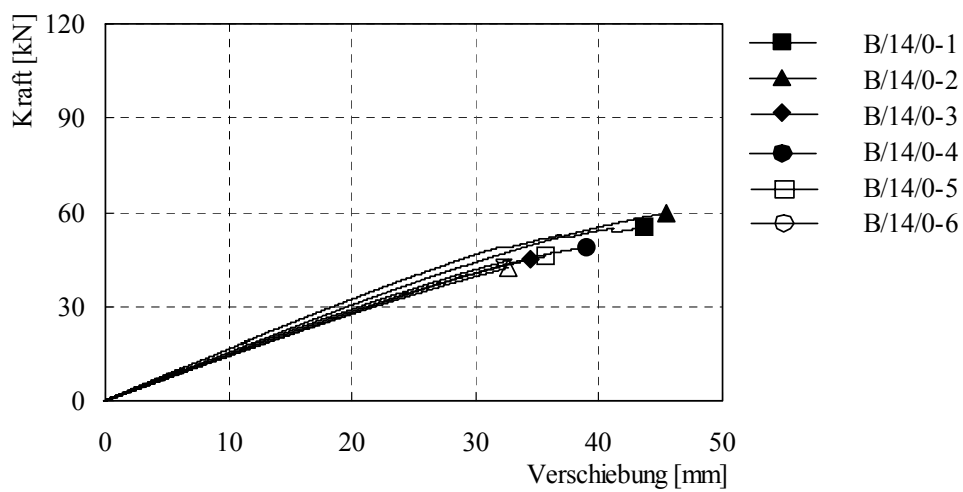


Abb. C-3 Kraft-Verformungsverlauf Serie B/14/0 (Balkenmitte)

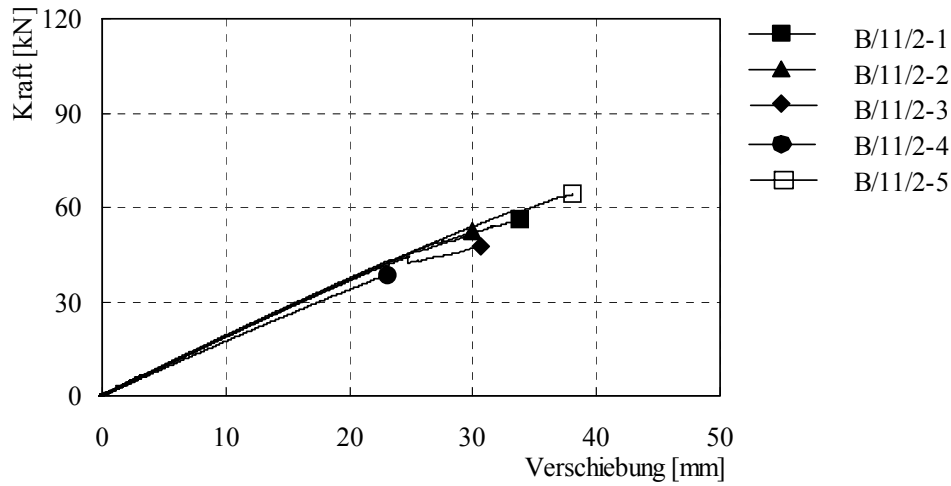


Abb. C-4 Kraft-Verformungsverlauf Serie B/11/2 (Balkenmitte)

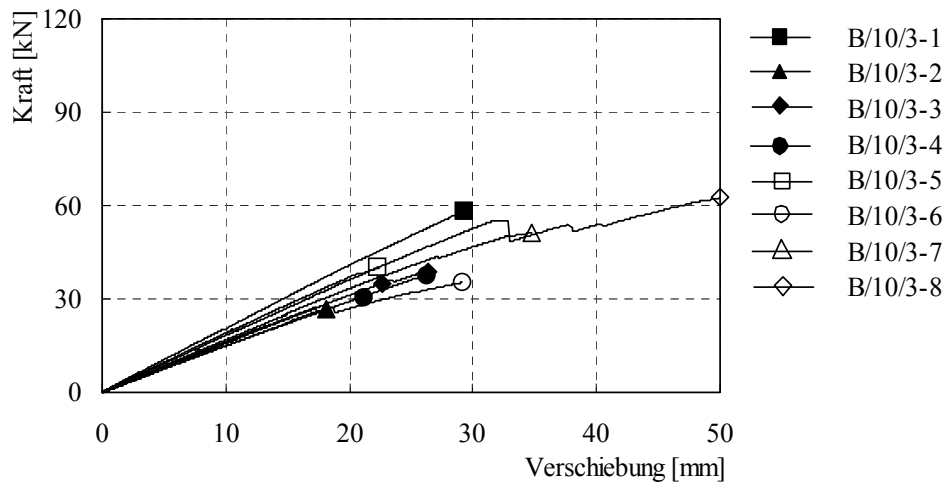


Abb. C-5 Kraft-Verformungsverlauf Serie B/10/3 (Balkenmitte)

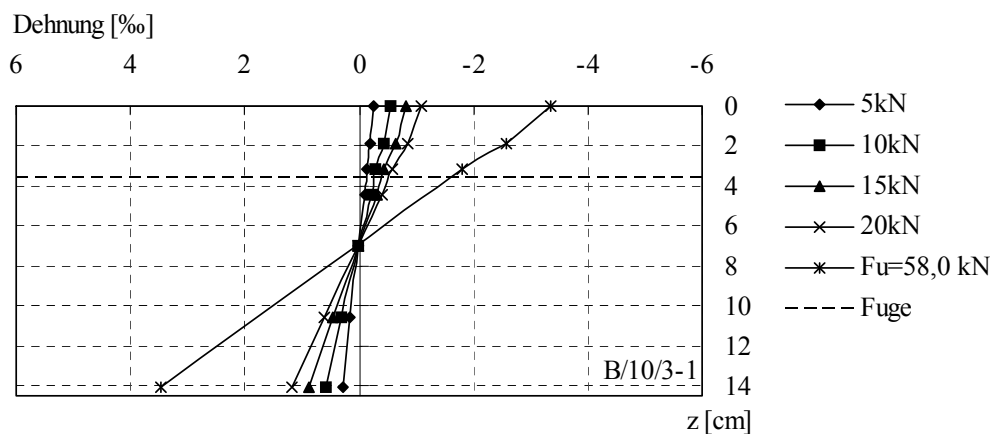


Abb. C-6 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-1

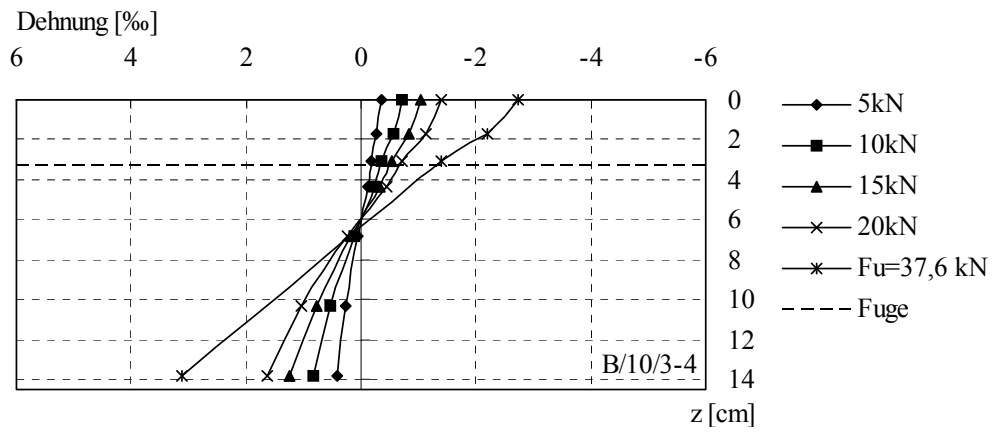


Abb. C-7 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-4

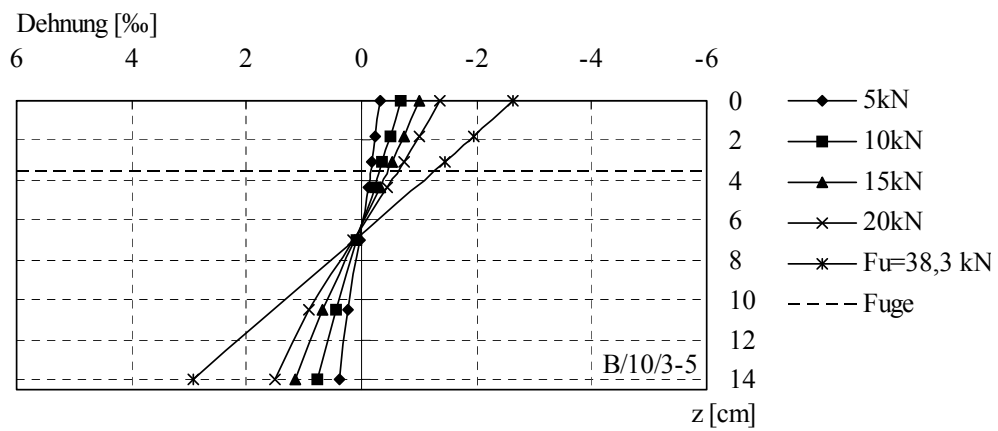


Abb. C-8 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-5

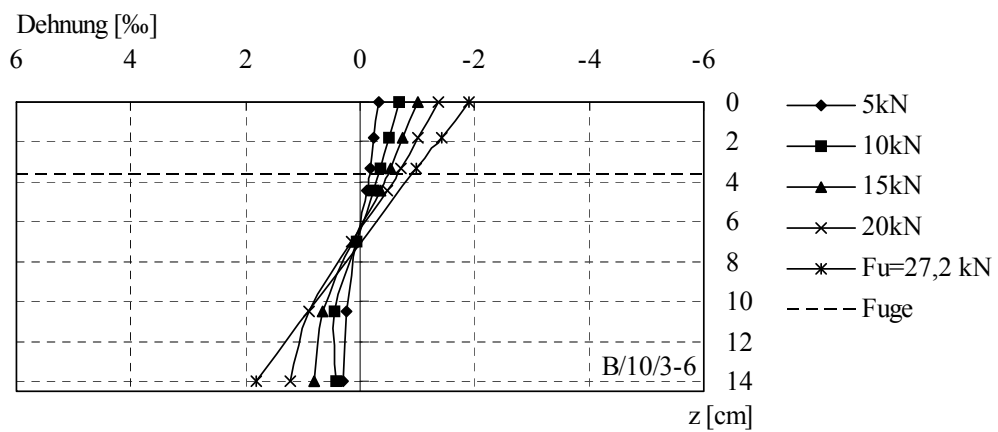


Abb. C-9 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-6

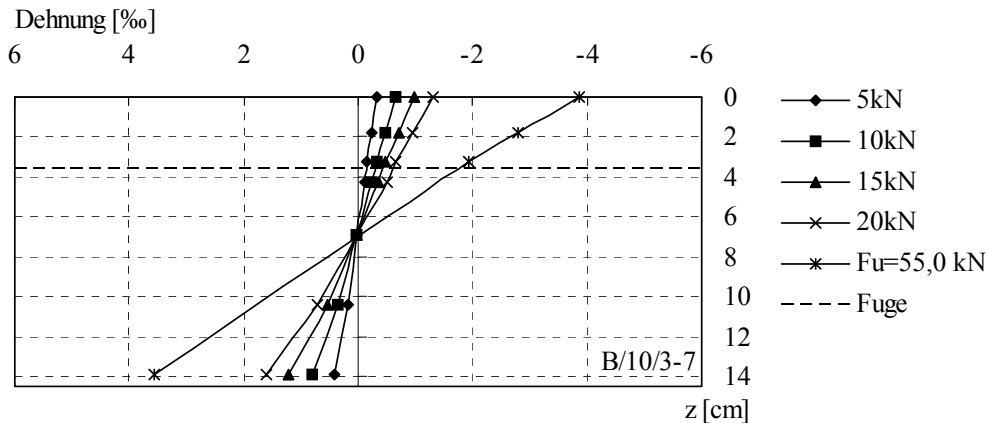


Abb. C-10 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/10/3-7

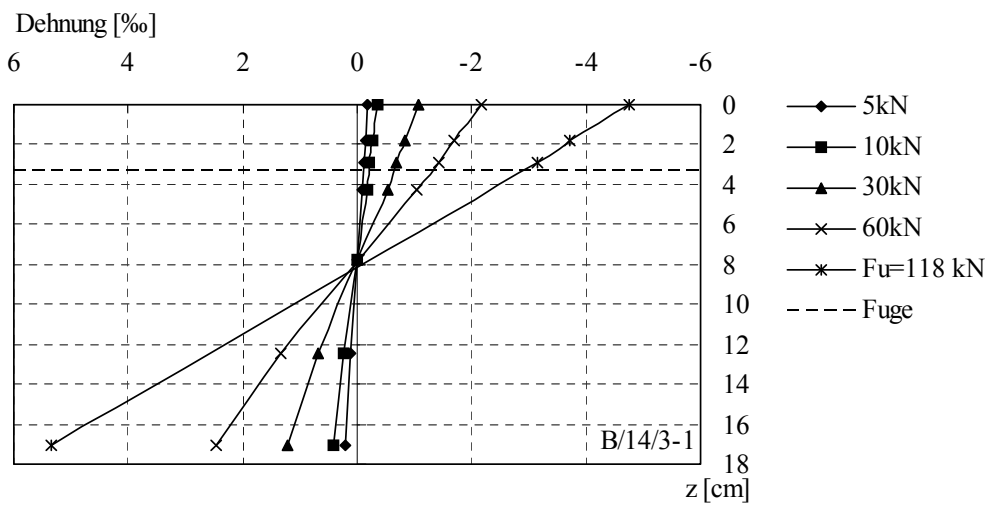


Abb. C-11 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-1

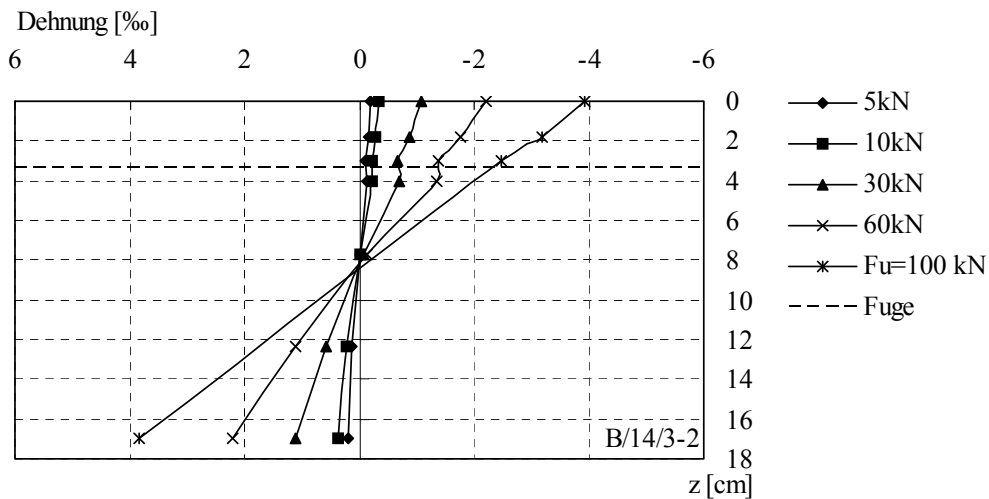


Abb. C-12 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-2

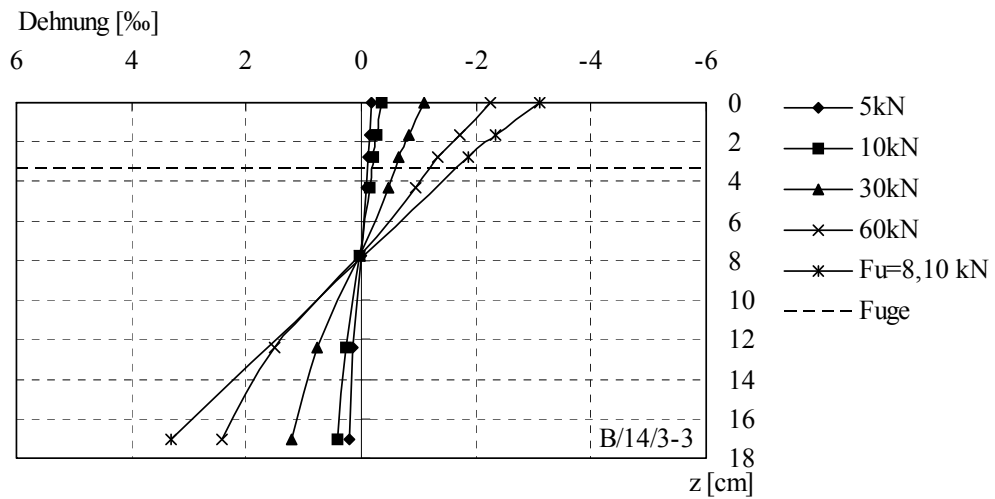


Abb. C-13 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-3

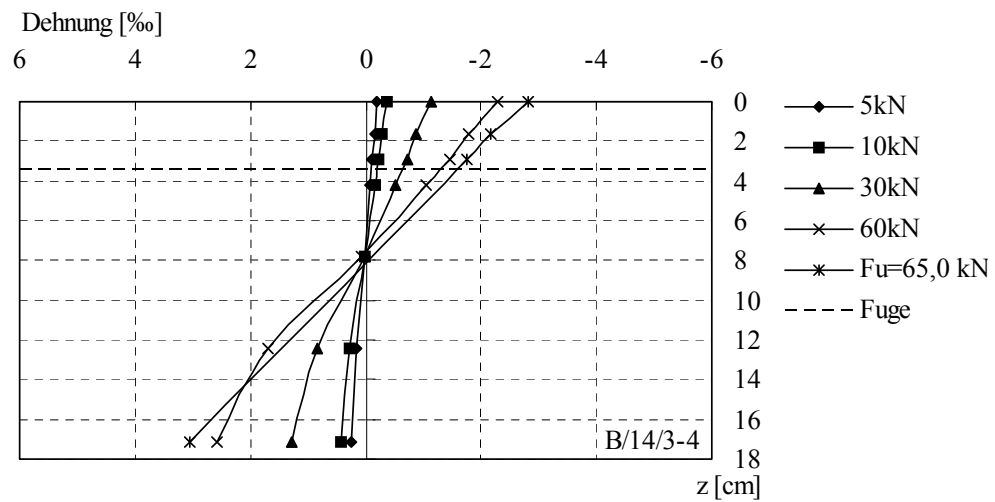


Abb. C-14 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-4

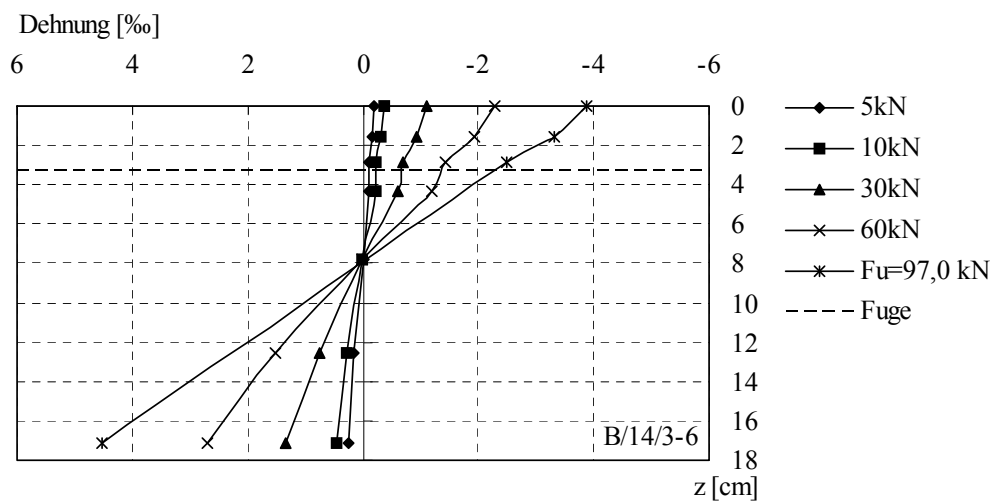


Abb. C-15 Dehnungsverlauf im Querschnitt, PK B/14/3-6

Tab. C-4 Versuchsergebnisse Biegeversuche (Endwerte)

Prüfkörper	ρ_0 [g/cm ³]	u [%]	F_u [kN]	F_{max} [kN]	M_u [kNm]	M_{max} [kNm]	$\varepsilon_{t,u}$ [%]	$\sigma_{t,u}$ [MPa]
B/14/0-1	0,43	12,70	49,69	55,82	16,94	19,02	n. a.	n. a.
B/14/0-2	0,42	14,00	60,27	60,27	20,53	20,53	n. a.	n. a.
B/14/0-3	0,44	14,80	47,26	49,48	16,11	16,87	n. a.	n. a.
B/14/0-4	0,40	13,90	45,70	45,70	15,58	15,58	n. a.	n. a.
B/14/0-5	0,44	13,50	46,68	46,68	15,92	15,92	n. a.	n. a.
B/14/0-6	0,39	13,80	43,00	43,00	14,66	14,66	n. a.	n. a.
mean	0,42	13,78	48,77	50,16	16,62	17,10	n. a.	n. a.
s	0,02	0,69	6,04	6,60	2,05	2,25	n. a.	n. a.
COV [%]	5,61	4,97	12,39	13,16	12,36	13,13	n. a.	n. a.
B/14/2-1	0,38	15,50	70,17	70,17	23,94	23,94	n. a.	n. a.
B/14/2-2	0,42	13,60	91,35	91,35	31,14	31,14	n. a.	n. a.
B/14/2-3	0,42	14,10	68,81	76,87	23,47	26,21	n. a.	n. a.
B/14/2-4	0,43	13,30	115,09	115,09	39,21	39,21	n. a.	n. a.
B/14/2-5	0,39	15,60	99,26	99,26	33,82	33,82	n. a.	n. a.
B/14/2-6	0,37	12,70	89,62	89,62	30,55	30,55	n. a.	n. a.
mean	0,40	14,13	89,05	90,39	30,35	30,81	n. a.	n. a.
s	0,02	1,19	17,63	16,01	5,99	5,44	n. a.	n. a.
COV [%]	5,43	8,40	19,80	17,71	19,75	17,67	n. a.	n. a.
B/14/3-1	0,38	15,50	119,03	119,03	40,56	40,56	5,36	65,44
B/14/3-2	0,42	13,60	100,70	100,70	34,33	34,33	3,85	40,51
B/14/3-3	0,42	14,10	81,72	81,72	27,87	27,87	3,30	32,82
B/14/3-4	0,43	13,30	64,94	66,59	22,17	22,73	3,07	26,68
B/14/3-5	0,39	15,60	124,63	124,72	42,46	42,49	n. a.	n. a.
B/14/3-6	0,37	12,70	98,51	98,51	33,58	33,58	4,52	72,98
mean	0,40	14,13	98,25	98,54	33,49	33,59	4,02	47,69
s	0,02	1,19	22,43	21,97	7,63	7,47	0,93	20,42
COV [%]	5,43	8,40	22,83	22,30	22,77	22,23	23,25	42,83
B/11/2-1	0,38	13,60	56,88	56,88	21,54	21,54	n. a.	n. a.
B/11/2-2	0,37	13,90	52,78	52,78	19,99	19,99	n. a.	n. a.
B/11/2-3	0,38	13,90	45,02	48,35	17,06	18,32	n. a.	n. a.
B/11/2-4	0,36	14,10	39,17	39,17	14,85	14,85	n. a.	n. a.
B/11/2-5	0,38	12,60	59,52	64,72	22,54	24,50	n. a.	n. a.
mean	0,37	13,62	50,67	52,38	19,20	19,84	n. a.	n. a.
s	0,01	0,60	8,45	9,53	3,19	3,60	n. a.	n. a.
COV [%]	1,90	4,39	16,67	18,19	16,61	18,13	n. a.	n. a.
B/10/3-1	0,44	15,30	58,90	58,90	23,20	23,20	3,47	53,17
B/10/3-2	0,34	14,90	27,66	27,66	10,93	10,93	n. a.	n. a.
B/10/3-3	0,34	14,30	39,26	39,26	15,48	15,48	n. a.	n. a.
B/10/3-4	0,35	15,20	38,28	38,28	15,10	15,10	3,12	26,16
B/10/3-5	0,43	15,40	38,88	40,75	15,34	16,08	2,92	30,38
B/10/3-6	0,38	13,70	27,81	35,88	11,00	14,16	1,82	18,45
B/10/3-7	0,38	12,70	52,04	52,04	20,51	20,51	3,57	37,62
B/10/3-8	0,39	13,40	55,79	63,14	21,98	24,86	n. a.	n. a.
mean	0,39	14,38	47,19	48,73	18,60	19,21	3,27	36,83
s	0,04	1,13	9,44	10,81	3,71	4,25	0,30	11,88
COV [%]	10,81	7,83	20,01	22,19	19,94	22,11	9,26	32,25

Tab. C-5 Einzelwerte der Bestimmung der Traglasterhöhung

Prüfkörper	h_t [cm]	h_c [cm]	h_t / h_c	γ
B/14/2-1	13,64	2,46	5,55	2,33
B/14/2-2	13,76	2,45	5,62	2,57
B/14/2-3	13,77	2,50	5,51	2,73
B/14/2-4	13,76	2,55	5,40	2,78
B/14/2-5	13,69	2,38	5,75	2,78
B/14/2-6	14,00	2,37	5,92	2,36
mean	13,77	2,45	5,62	2,59
s	0,12	0,07	0,19	0,21
COV [%]	0,91	2,85	3,30	7,98
B/14/3-1	13,73	3,36	4,08	2,68
B/14/3-2	13,63	3,37	4,04	3,09
B/14/3-3	13,74	3,32	4,14	2,76
B/14/3-4	13,71	3,41	4,02	3,17
B/14/3-5	13,76	3,41	4,04	2,92
B/14/3-6	13,78	3,31	4,16	2,51
mean	13,72	3,36	4,08	2,86
s	0,05	0,04	0,06	0,25
COV [%]	0,37	1,23	1,41	8,89
B/11/2-1	11,37	2,48	4,58	1,59
B/11/2-2	11,28	2,49	4,53	1,55
B/11/2-3	11,31	2,55	4,43	1,60
B/11/2-4	11,30	2,54	4,45	1,54
B/11/2-5	11,34	2,65	4,28	1,36
mean	11,32	2,54	4,45	1,53
s	0,04	0,07	0,11	0,10
COV [%]	0,33	2,64	2,58	6,28
B/10/3-1	10,44	3,62	2,89	1,26
B/10/3-2	10,41	3,57	2,92	1,66
B/10/3-3	10,48	3,59	2,92	1,72
B/10/3-4	10,49	3,36	3,12	1,76
B/10/3-5	10,45	3,57	2,93	1,63
B/10/3-6	10,33	3,63	2,85	1,58
B/10/3-7	10,27	3,55	2,90	1,47
B/10/3-8	10,31	3,59	2,88	1,40
mean	10,40	3,56	2,92	1,56
s	0,08	0,08	0,08	0,17
COV [%]	0,80	2,38	2,90	10,87

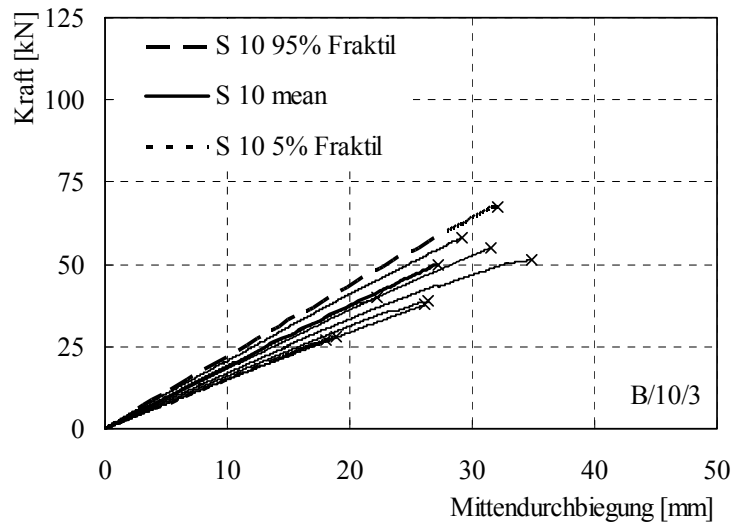


Abb. C-16 Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/10/3

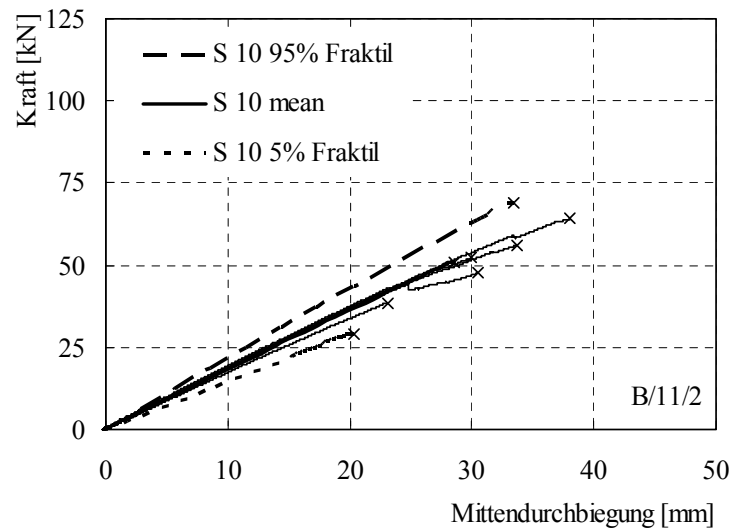


Abb. C-17 Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/11/2

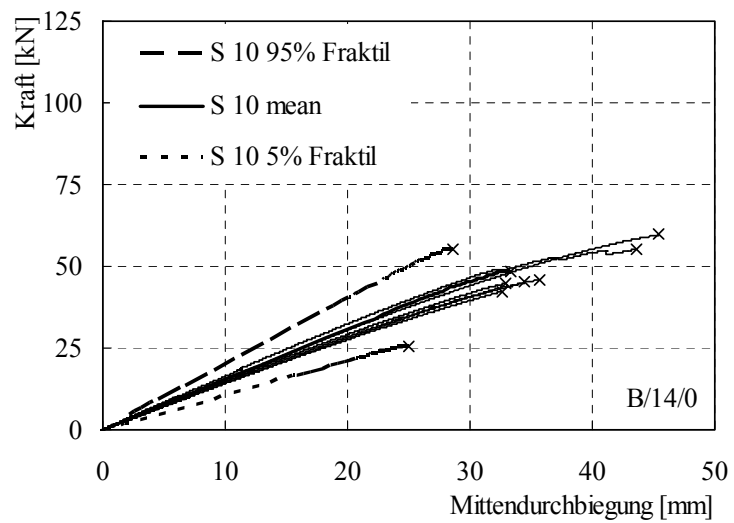


Abb. C-18 Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/0

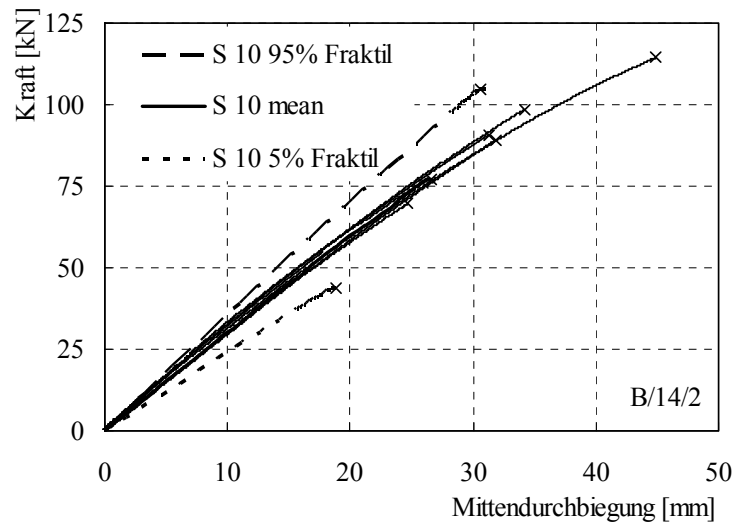


Abb. C-19 Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/2

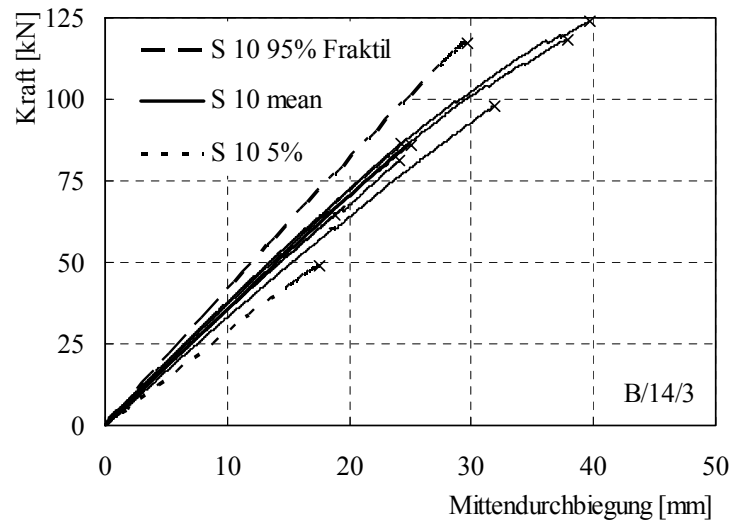


Abb. C-20 Vergleich numerische Simulation/Versuch Serie B/14/3

Lebenslauf

- 1969 Geboren in Lichtenstein
- 1985-89 Bau Union Süd GmbH, Abteilung Industriebau
Hochbaufacharbeiter
- 1989-94 Technische Universität Dresden
Studium des Bauingenieurwesens, Vertiefungsrichtung
Konstruktiver Ingenieurbau
- 1991-94 Dataconstruct Ingenieurgesellschaft mbH Dresden
Freier Mitarbeiter bei Prof. Dipl.-Ing. O. Kempe
- 1994-95 Europäisches Institut für postgraduale Bildung
Ausbildung zum „Geprüften Sachverständigen für Holzschutz“
- 1994-99 Schober + Partner, Planungsgesellschaft im Bauwesen
- 1999-01 Technische Universität Dortmund
Assistent am Lehrstuhl für Tragkonstruktionen
- Seit 1999 Inhaber Planungsbüro Schober – Architektur- und
Tragwerksplanung, Lichtenstein/Dortmund/Weimar
- Seit 2002 Bauhaus-Universität Weimar
Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Professur für Holz- und
Mauerwerksbau

IMPRESSUM

Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
der Bauhaus-Universität Weimar

HERAUSGEBER

© Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen,
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau

Alle Rechte vorbehalten

BEZUGSMÖGLICHKEIT

Verlag der Bauhaus-Universität Weimar, Marienstraße 5,
99423 Weimar, Fon +49 (0) 3643 58 11 52,
Fax +49 (0) 3643 58 11 56, E-Mail verlag@uni-weimar.de

DRUCK

docupoint Magdeburg GmbH

UMSCHLAGGESTALTUNG

Ulrike Mönnig

ISBN 978-3-86068-368-2

Diese Veröffentlichung steht online als Volltext im Publikations-
portal der Bauhaus-Universität Weimar unter folgender URL zur
Verfügung:

<http://e-pub.uni-weimar.de/volltexte/2008/1453/>