

# TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion

Einsatz und Berechnung von Schubverstärkungen für Brettschichtholzbauteile

Dipl.-Ing. (Univ.) Philipp Dietsch

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen  
der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger (i.R.)
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß  
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Die Dissertation wurde am 4. Juli 2012 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 17. September 2012 angenommen.



## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2006 bis 2012 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der Technischen Universität München.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, der die wissenschaftliche Betreuung meiner Dissertation übernommen und ihre Entwicklung durch sein großes Interesse, wertvolle Anregungen und neue Denkanstöße wesentlich bereichert hat. Seine offene Art und wohlwollende Förderung trugen in hohem Maße zu meiner fachlichen, beruflichen wie persönlichen Weiterentwicklung bei.

Für die hilfreich-freundschaftliche und stets konstruktive Begleitung meiner Promotion und nicht zuletzt für die Übernahme des Koreferates möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter ganz herzlich danken. Die Kombination aus sehr abwechslungsreichen Tätigkeiten, verbunden mit persönlichen Freiheiten, und einem hohen Maß an Selbstverantwortung prägte in positiver Weise meine noch junge berufliche Entwicklung an seinem Lehrstuhl.

Für sein Interesse an meiner Arbeit, die Übernahme des weiteren Koreferates sowie die angenehmen Gespräche und konstruktiven Diskussionen bedanke ich mich bei Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer danke ich für die Übernahme des Vorsitzes bei der Prüfungskommission sowie die zügige Abwicklung des Promotionsverfahrens.

Danken möchte ich allen Kolleginnen und Kollegen für das positive Arbeitsklima, den offenen Gedankenaustausch sowie die schönen Erfahrungen während unserer gemeinsamen Zeit am Lehrstuhl.

Auch die Studenten, die ich im Rahmen ihrer Bachelor- oder Masterarbeit betreuen durfte, trugen durch ihre Wissbegier und ihr hohes Engagement einen Anteil zu dieser Arbeit bei. Hierfür möchte ich ihnen herzlich danken.

Meiner Partnerin Isabelle danke ich für ihre Unterstützung und Geduld sowie ihre stets motivierende Begleitung meiner Arbeit.

Schließlich möchte ich meinen Eltern danken, die mich auf meinen Wegen immer mit heiterer Gelassenheit und vorbehaltlosem Vertrauen begleitet haben. Ihnen sei diese Arbeit gewidmet.

München, im Oktober 2012

Philipp Dietsch



## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit Brettschichtholzbauteilen, bei denen stiftförmige Verstärkungselemente wie Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen als Schubverstärkungen vorliegen. Die Notwendigkeit, den Einsatz derartiger Verstärkungselemente zu erleichtern, indem ihre Wirkungsweise beschrieben und berechenbar gemacht wird, ergibt sich aus Schadensfällen. Eine im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Auswertung von Schadensfällen an 230 weitgespannten Holztragwerken ergibt, dass Risse in Faserrichtung der am häufigsten erfasste Schadensfall sind. Im Fall von hoch auf Schub- und Querkraft beanspruchten Trägerformen sind sowohl das Ausmaß als auch die Auswirkung dieser Risserscheinungen größer als in Trägern anderer Geometrien. Durch eine Untersuchung der Größe und Ausbreitung dieser Spannungen wird die Schnittmenge der für derartige Verstärkungen in Frage kommenden Formen von Brettschichtholzträgern systematisch eingegrenzt. Es wird ein analytisches Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit von schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen im ungerissenen Zustand vorgestellt. Dieses basiert auf bekannten mechanischen Grundlagen und Werkstoffgesetzen und ermöglicht sowohl die Erfassung des nachgiebigen Verbundes zwischen den Verstärkungselementen und dem Holzquerschnitt als auch die Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querspannungen. Mittels experimenteller Untersuchungen wird die Anwendbarkeit und Richtigkeit des Verfahrens verifiziert. Es zeigt sich, dass der Anteil der Verstärkungselemente an der Abtragung der Schubbeanspruchung im ungerissenen Zustand vergleichsweise gering ist. Berechnungen zu mittels Gewindestangen schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen deuten an, dass unter baupraktischen Bedingungen Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit von bis zu 20 % möglich sind. Im Sinne einer internen Redundanz des verstärkten Holzbauteils gegenüber spröden Versagensmechanismen wie Schub und Querkraft bietet es sich an, zugehörige Verstärkungen so zu entwerfen, dass diese auch die im gerissenen Zustand angreifenden Kräfte übertragen können. Eine Berechnungsmöglichkeit dieser im Versagensfall nachgiebig verbundenen Trägerteile stellt die Schubanalogie dar. Eine in dieser Arbeit durchgeführte Studie zu baupraktisch relevanten, hochbeanspruchten Formen von Brettschichtholzbauteilen unter Ansatz einer Mindestbewehrung zur Übertragung der im Fall des Schubbruches freigesetzten Spannungen zeigt, dass die zwischen dem Ausgangszustand und dem gerissenen Zustand maximal eintretende Erhöhung der Biegespannungen im Bereich von einem Drittel liegt. Die Arbeit schließt mit analytischen Betrachtungen und experimentellen Untersuchungen zum Einfluss stiftförmiger Verstärkungselemente auf die Größe feuchteinduzierter Spannungen im Holzbauteil. Es deutet sich an, dass eine Abnahme der Holzfeuchte um 3–4 % am Ort von senkrecht zur Faserrichtung eingebachten Gewindestangen zu kritischen Spannungszuständen hinsichtlich feuchteinduzierter Risse führen kann. Im Fall von um 45° geneigten Schubverstärkungen reduziert sich die Größe dieser Querkraftspannungen in etwa um die Hälfte.

**Stichworte:** Brettschichtholz, Schadensanalyse, gekrümmte Träger, Satteldachträger, Schubverstärkung, Gewindestange, Schraube, Verbundquerschnitt, Konstruktive Anisotropie, Nachgiebiger Verbund, Schubanalogie, Holzfeuchte, feuchteinduzierte Spannungen

## Abstract

This thesis deals with glued-laminated timber beams which are reinforced against shear stresses by means of threaded rods or screws. The necessity to facilitate the application of such reinforcement, by enabling its design and describing the corresponding mechanisms, is given by structural failures. An introductory analysis of failures in 230 large-span timber structures shows, that the main type of failure is intense cracking along the grain. In the case of geometries, exposed to high shear and tension perpendicular to grain stresses, extent as well as consequence of these cracks is greater than in beams of other geometries. A systematic analysis of relevant stresses and their distribution is used to narrow down the types and shapes of glulam beams which are relevant with respect to such reinforcement. An analytical approach is proposed to determine the load-carrying capacity of glued-laminated timber beams in the uncracked state, featuring shear reinforcements in form of threaded rods or screws. This approach is based on common theoretical concepts and constitutive equations for material properties and enables to incorporate the semi-rigid composite action between the reinforcement and the wood material as well as the interaction of shear stresses and stresses perpendicular to the grain. The applicability and accuracy of the approach is verified by means of laboratory tests. It appears that the redistribution of load from the glulam elements to the shear reinforcement is comparatively low. Considering the uncracked state, comparative calculations on glulam elements which are reinforced by threaded rods indicate, that, under realistic constructive conditions, an increase in shear capacity of up to 20% is feasible. Since timber features very brittle failure mechanisms both in shear and tension perpendicular to the grain, it is beneficial to design corresponding reinforcements so that they are able to carry the full shear or tension perpendicular to grain stresses in the cracked state. The shear analogy represents an applicable approach to calculate the semi-rigid composite action between both sections in the cracked state. A numerical study on highly stressed shapes of glulam beams, featuring the minimum required reinforcement to carry the released stresses, shows that the maximum increase in bending stresses between the uncracked state and the cracked state is in the range of one third. The thesis is concluded by analytical considerations as well as experimental studies on the effect of reinforcements on the magnitude of moisture induced stresses in the glulam element. The results indicate that a reduction of timber moisture content of 3 - 4 % around threaded rods, positioned perpendicular to the grain, can lead to critical stresses with respect to moisture induced cracks. In the case of shear reinforcement with 45° inclination, the magnitude of moisture induced stresses is reduced by half.

**Keywords:** glued laminated timber, failure analysis, curved beam, pitched cambered beam, shear reinforcement, threaded rod, screw, composite section, structural anisotropy, semi-rigid composite, shear analogy, moisture, moisture induced stresses

## Inhaltsverzeichnis

<b>Einleitung und Zielsetzung</b> .....	<b>1</b>
<b>1 Auswertung von Schäden an weitgespannten Holztragwerken</b> .....	<b>3</b>
1.1 Hintergrund.....	3
1.2 Bisherige Untersuchungen zu Schäden an weitgespannten Tragwerken .....	4
1.3 Datenerfassung und Auswertung .....	5
1.4 Bauwerksinformationen.....	7
1.4.1 Lage und Höhe über dem Meeresspiegel .....	7
1.4.2 Alter der Bauwerke .....	8
1.4.3 Nutzung und Umgebungsbedingungen .....	8
1.4.4 Schneelast .....	9
1.4.5 Eigengewicht des Daches .....	12
1.4.6 Verhältnis von Eigengewicht zu Schneelast.....	13
1.5 Bauteilinformationen .....	14
1.5.1 Geschädigtes Bauteil, Spannweiten, Material und Nutzungsklasse.....	14
1.5.2 Ausnutzungsgrade.....	15
1.5.3 Holzfeuchten und Umgebungsbedingungen .....	16
1.6 Schadensinformationen .....	18
1.6.1 Schaden und Auslöser des Schadens .....	18
1.6.2 Verantwortungsbereich des Schadens .....	20
1.6.3 Ausmaß des Schadens, Folgen für das Bauwerk und Ertüchtigungsmaßnahmen .....	21
1.6.4 Ausmaß des Schadens in Abhängigkeit der Schneelast, des Eigengewichtes und der Ausnutzungsgrade .....	23
1.6.5 Rissentstehung – Holzfeuchte und Bauteilabmessungen.....	25
1.6.6 Bauteilgeometrie - Schaden und Schadensausmaß.....	26
1.7 Fazit .....	27
<b>2 Spannungen und Spannungskombinationen in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern</b> .....	<b>29</b>
2.1 Hintergrund.....	29
2.2 Spannungen in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern veränderlicher Höhe .....	31
2.3 Die Interaktion von Schub- und Querspannungen.....	34
2.4 Untersuchung und Parameterstudie zu Schub- und Querspannungen in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern sowie ihrer Interaktion .....	36
2.4.1 Hintergrund.....	36
2.4.2 Spannungsermittlung .....	38
2.4.3 Ergebnisse – Gerader Träger, Pultdachträger und Satteldachträger mit geradem Untergurt .....	41
2.4.4 Ergebnisse – Gekrümmter Träger .....	43

2.4.5	Ergebnisse – Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt.....	47
2.5	Fazit .....	50
<b>3</b>	<b>Berechnung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln schubverstärkter Brettschichtholzbauteile im ungerissenen Zustand .....</b>	<b>55</b>
3.1	Einleitung .....	55
3.2	Der Ansatz der „konstruktiven Anisotropie“ .....	56
3.2.1	Grundlagen und Herleitung des Verfahrens .....	56
3.2.2	Anwendung auf Schubverstärkungen in Brettschichtholz .....	58
3.2.3	Ermittlung der Steifigkeiten im Grundsystem.....	59
3.2.4	Ermittlung der Beanspruchungen.....	61
3.2.5	Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes zwischen Holz und Verstärkungselement .....	62
3.3	Vergleich mit Ergebnissen experimenteller Untersuchungen zu stiftförmigen Schubverstärkungen.....	67
3.3.1	Vergleich mit experimentellen Untersuchungen von [Trautz & Koj 2009] .....	67
3.3.2	Vergleich mit experimentellen Untersuchungen von [Blaß & Krüger 2010].....	68
3.4	Experimentelle Untersuchungen an schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen .....	71
3.5	Experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Schubsteifigkeit.....	71
3.5.1	Ermittlung der anwendbaren Versuchskonfigurationen .....	71
3.5.2	Material und Prüfkörpereigenschaften .....	76
3.5.3	Schwingungsmessung – Versuchsdurchführung und Ergebnisse.....	79
3.5.4	Schwingungsmessung – Auswertung .....	81
3.5.5	Biegeverfahren – Versuchsdurchführung und Ergebnisse .....	85
3.5.6	Biegeverfahren – Auswertung.....	87
3.5.7	Experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Schubsteifigkeit - Anmerkungen.....	90
3.6	Experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Schubfestigkeit .....	91
3.6.1	Ermittlung der anwendbaren Versuchskonfiguration und Prüfkörpergeometrie.....	91
3.6.2	Material und Prüfkörpereigenschaften .....	93
3.6.3	Versuchsdurchführung und Ergebnisse .....	94
3.6.4	Auswertung.....	96
3.7	Vergleichende Berechnungen zu möglichen Verstärkungsgraden .....	101
3.8	Weitere experimentelle Untersuchungen und analytische Überlegungen im Hinblick auf schubverstärkte Brettschichtholzbauteile .....	103
3.8.1	Allgemeine Anmerkung .....	103
3.8.2	Versuche zum Verbundverhalten zwischen Schraube und Brettschichtholz bei mehreren Belastungszyklen.....	103
3.8.3	Finite-Element-Modellierung des teilgerissenen Trägers unter Schub aus Querkraft und Torsion.....	113

3.8.4	Finite-Element-Modellierung schubverstärkter Brettschichtholzbauteile im ungerissenen Zustand .....	121
3.8.5	Vorgespannte Verstärkungselemente .....	122
3.9	Fazit .....	127
<b>4</b>	<b>Berechnung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln schubverstärkter Brettschichtholzbauteile im gerissenen Zustand.....</b>	<b>129</b>
4.1	Hintergrund.....	129
4.2	Ansätze zur Berechnung von nachgiebig verbundenen Querschnitten.....	130
4.3	Das Verfahren der Schubanalogie.....	132
4.4	Anwendung des Verfahrens der Schubanalogie auf gerissene, auf Schub und Querzug verstärkte Brettschichtholzbauteile.....	136
4.5	Berechnungen und Parameterstudie zu gerissenen, auf Schub- und Querzug verstärkten Brettschichtholzbauteilen veränderlichen Querschnitts .....	138
4.5.1	Verbundverhalten der Verstärkungselemente .....	138
4.5.2	Tragfähigkeit der Verstärkungselemente.....	140
4.5.3	Berechnungsannahmen und untersuchte Geometrien .....	142
4.6	Ergebnisse der Parameterstudie.....	143
4.6.1	Einfluss der Fugensteifigkeit und der Länge des verstärkten Bereiches .....	143
4.6.2	Einfluss der Trägergeometrie und der Lage der Verstärkung .....	146
4.7	Validierung der Ergebnisse anhand von Berechnungen mit der Finite-Element-Methode .....	150
4.7.1	Modellierung .....	150
4.7.2	Untersuchte Geometrien und Ergebnisse .....	151
4.8	Fazit .....	155
4.9	Ausblick: Zusatzbeanspruchungen aus dynamischer Einwirkung im Versagensfall .....	156
<b>5</b>	<b>Einfluss von Holzfeuchteänderungen auf verstärkte Brettschichtholzbauteile .....</b>	<b>163</b>
5.1	Feuchtetransport in Holz .....	163
5.1.1	Einleitung .....	163
5.1.2	Diffusionsmechanismen .....	163
5.1.3	Schwinden und Quellen.....	164
5.2	Verteilung der Holzfeuchte und feuchteinduzierte Spannungen .....	165
5.2.1	Holzfeuchtegradienten – Dehnungen und feuchteinduzierte Spannungen .....	165
5.2.2	Relaxationsvorgänge.....	168
5.3	„Feuchteketten“ von Brettschichtholz vom Einschlag bis zum Bauwerk .....	169
5.3.1	Phase 1: Vom Fällen des Baumes bis zum Einbau des Holzbauteils .....	169
5.3.2	Phase 2: Inbetriebnahme des Gebäudes.....	170
5.3.3	Phase 3: Holzfeuchteänderungen im Jahresverlauf.....	171
5.4	Berücksichtigung der Auswirkungen von Feuchteänderungen in Holzbauteilen im Rahmen von Planung und Bauunterhalt .....	178

5.4.1	Berücksichtigung des Einflusses der Holzfeuchte auf Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften in der Bemessung .....	178
5.4.2	Berücksichtigung von feuchteinduzierten Spannungen in der Bemessung .....	179
5.4.3	Berücksichtigung der Auswirkung von Rissen auf das Tragverhalten von Holzbauteilen in der Bemessung .....	180
5.5	Einfluss von Feuchteänderungen auf verstärkte Holzbauteile – Mechanisches Modell .....	180
5.5.1	Spannungsverteilung bei Schwindvorgängen in Holzbauteilen – Sperreffekte .....	180
5.5.2	Sperreffekte durch senkrecht zur Faser angeordnete Verstärkungselemente.....	181
5.6	Rechnerische Abschätzung der Spannungsverteilung bei Schwindvorgängen in verstärkten Holzbauteilen .....	183
5.6.1	Modellierung und Modellannahmen .....	183
5.6.2	Ergebnisse – Senkrecht zur Faser angeordnete stiftförmige und plattenförmige Verstärkungselemente .....	185
5.6.3	Ergebnisse - Senkrecht und schräg zur Faser angeordnete stiftförmige Verstärkungselemente .....	188
5.6.4	Gegenseitige Beeinflussung mehrerer nebeneinander angeordneter stiftförmiger Verstärkungselemente.....	191
5.7	Experimentelle Untersuchungen zum Schädigungspotential von Schwindvorgängen in mit stiftförmigen Verbindungsmitteln verstärkten Brettschichtholzbauteilen .....	195
5.7.1	Rissbildung aufgrund von Sperreffekten durch Verstärkungselemente - Szenarien .....	195
5.7.2	Bisherige Untersuchungen .....	196
5.7.3	Versuchskonfiguration .....	198
5.7.4	Material und Prüfkörpereigenschaften .....	201
5.7.5	Versuchsdurchführung.....	202
5.7.6	Versuchsauswertung mittels eines berührungslosen optischen Messsystems.....	203
5.7.7	Vergleichende Berechnungen.....	204
5.8	Wertung der Ergebnisse und Fazit .....	206
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>213</b>
<b>7</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>217</b>
<b>8</b>	<b>Formelzeichen und Abkürzungen.....</b>	<b>237</b>
<b>Anhang</b>	<b>.....</b>	<b>243</b>
	Anhang zu Abschnitt 1 – Auswertung von Schäden an weitgespannten Holztragwerken .....	243
	Anhang zu Abschnitt 2 – Spannungszustände in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern .....	253
	Anhang zu Abschnitt 3 – Konstruktive Anisotropie .....	257
	Anhang zu Abschnitt 4 – Schubanalogie .....	276
	Anhang zu Abschnitt 5 – Einfluss der Holzfeuchte auf verstärkte Holzbauteile.....	281

## Einleitung und Zielsetzung

Der historische Holzbau ist dadurch gekennzeichnet, dass Holzbauteile sowohl hinsichtlich ihrer Querschnittsabmessungen als auch Längen auf die Abmessungen des in der näheren Umgebung vorhandenen Baumbestandes begrenzt waren. Dementsprechend wurde eine Vielzahl von Tragsystemen entwickelt, die es durch die Kombination mehrerer Tragelemente aus Holz ermöglichten, auch größere Spannweiten zu überbrücken. Mit den Entwicklungen und Patenten von Hetzer begann der Durchbruch der Holzleimbauweise. Durch das Verleimen von einzelnen Brettern zu Endloslamellen und anschließender Verleimung übereinander zu Lamellenpaketen konnte sich der Holzbau sowohl hinsichtlich der Wuchsrichtung als auch von der Größe der aus dem Stamm gewinnbaren Querschnitte lösen. Resultat waren freiere (z.B. gekrümmte) Bauteilgeometrien, unter Einsatz höherwertiger Holzquerschnitte durch gezielte Festigkeitssortierung und Anordnung der zu verleimenden Querschnitte. Zu den in den letzten Jahrzehnten häufig mit Brettschichtholz hergestellten Bauteilformen gehören gekrümmte Träger und Satteldachträger. Diese lassen sich nicht nur fast beliebig an gewünschte Dachformen anpassen, sondern stellen zudem hinsichtlich der Biegespannungen optimierte Bauteile dar. In Abhängigkeit der Geometrie und der Lastanordnung können derartige Bauteile - neben einem hohen Ausnutzungsgrad auf Biegung - Bereiche hoher Schubbeanspruchungen und hoher Querkzugbeanspruchungen aufweisen, zweier Beanspruchungen, denen gegenüber Holz geringe Beanspruchbarkeiten sowie spröde Versagensformen aufweist. Rissbildungen aufgrund abgebauter feuchteinduzierter Spannungen können zudem die zur Abtragung der zugehörigen Beanspruchung vorhandene Querschnittsfläche reduzieren. Schadensfälle an derartigen Trägerformen dokumentieren die Möglichkeit eines Versagens auf Querkzug oder Schub, manchmal in Kombination und teilweise gefolgt von einem Biegezugbruch aufgrund der geänderten Spannungsverteilung. Im Rahmen dieser Arbeit soll aus der Bandbreite aller möglicher Geometrien von geraden Trägern, Pultdachträgern, gekrümmten Trägern und Satteldachträgern systematisch die jeweilige Teilmenge der für diese Fragestellung relevanten, d.h. wirtschaftlichen aber gleichzeitig hoch auf Schub bzw. Querkzug beanspruchten Geometrien herausgefiltert werden.

Querkzugverstärkungen in Form von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen sind Stand der Technik. In Bezug auf ihren Einsatz als Schubverstärkungen sind erst in den letzten Jahren vermehrt Forschungstätigkeiten feststellbar. Hierzu fehlen jedoch noch durch experimentelle Untersuchungen abgesicherte Bemessungsansätze. Für einen wirtschaftlichen Einsatz von Verstärkungselementen ist es dabei von Interesse, ob sich im ungerissenen Zustand eine anteilige Abtragung auftretender Beanspruchungen durch die Verstärkungselemente einstellt. Dies ist vor allem dann relevant, wenn eine hohe Anzahl an Verstärkungselementen notwendig ist, um eine Deckung der zugehörigen Beanspruchbarkeit des Materials zu erreichen. Zielsetzung dieser Arbeit ist es, einen auf diese Fragestellung anwendbaren analytischen Ansatz auszuarbeiten, mit welchem sich die Beanspruchung und anteilige Lastaufteilung in mittels stiftförmiger Verstärkungselemente schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen rechnerisch ermitteln lassen. Anschließend soll dieser Ansatz über einen Vergleich mit experimentellen Untersuchungen validiert werden.

Werden Schub- oder Querkzugverstärkungen entworfen, um auch die im gerissenen Zustand angreifenden Kräfte zu übertragen, so resultiert dies in einer inneren Redundanz des verstärkten Holzbauteils gegenüber diesen spröden Versagensmechanismen. Im Rahmen dieser Arbeit soll untersucht werden, mit welchem Ansatz die Spannungsverteilung in gerissenen, auf Schub und Querkzug verstärkten Formen von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern angenähert werden kann. Anschließend ist abzuschätzen,

welche Änderungen der Spannungsverteilung zwischen dem ungerissenen und dem gerissenen Zustand zu erwarten sind.

Die Reaktion von Holz gegenüber Feuchtigkeit ist integraler Bestandteil jeder Auseinandersetzung mit diesem natürlichen Rohstoff. Die in der Praxis auftretenden Größen und Verteilungen der Feuchte in Holzbauteilen können in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen stark variieren. Im Hinblick darauf stellt sich die Frage, wie Verstärkungselemente auf die Größe feuchteinduzierter Spannungen aufgrund ihrer Sperrwirkung gegenüber dem freien Schwinden bzw. Quellen des Holzbauteils Einfluss nehmen. Dies gilt auch in Bezug auf die gegenseitige Beeinflussung mehrerer nebeneinander angeordneter Verstärkungselemente. In Form von analytischen Überlegungen, gepaart mit experimentellen Untersuchungen, soll ein Beitrag zur Annäherung an die Beantwortung dieser Fragestellung geleistet werden.

## 1 Auswertung von Schäden an weitgespannten Holztragwerken

### 1.1 Hintergrund

Der Winter 2005/2006 war im süddeutschen Raum einer der schneereichsten der letzten Jahrzehnte. Er war geprägt von z.T. ergiebigen Schneefällen und einer ungewöhnlich langen Kälteperiode ab Ende November bis Ende März. So war südlich von München und im Bayerischen Wald in mittleren Höhenlagen oberhalb von 500 Meter in genannter Periode durchgehend eine geschlossene Schneedecke vorhanden [wetteronline 2011].

Die in Höhenlagen außerhalb der Bergregionen maximal gemessene Schneehöhe lag bei 108 cm (Wetterstation Grainet-Rehberg, HüNN 628 m), wobei sich die dort in gleichem Zeitraum gemessenen Niederschläge auf 155 mm beliefen [Müller-Westermeier 2006]. Während dieser Zeit kam es zu zahlreichen Schäden an weitgespannten Dachtragwerken. Einer der tragischsten und in der Öffentlichkeit meist diskutierten Fälle war der progressive Kollaps des Daches der Eissporthalle in Bad Reichenhall am 2. Januar 2006, bei welchem 15 Menschen starben und 34 weitere verletzt wurden [Winter & Kreuzinger 2008].

Aufgrund dieser Ereignisse begannen Gebäudebesitzer, Verantwortliche und Behörden sich intensiver mit der Fragestellung der Beurteilung der Tragfähigkeit der sich in ihrem Verantwortungsbereich befindenden Bauwerke zu beschäftigen. In den mit dieser Thematik befassten Fachkreisen wurden zusätzlich Fragestellungen hinsichtlich der zugrunde liegenden Schadensursachen und -auslösern sowie notwendiger Maßnahmen zur Vermeidung vergleichbarer Schäden diskutiert.

Der Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der Technischen Universität München war in eine Vielzahl von Untersuchungen in diesem Themenfeld involviert, wobei für die vorliegende Arbeit vor allem zwei umfassendere Projekte von Bedeutung sind. Die Zielsetzung des ersten Projektes war, die Tragsicherheit aller 152 weitgespannter Holztragwerke im Verantwortungsbereich der Stadt München festzustellen und zu beurteilen. Im Rahmen dieses Projektes wurden Leitfäden für die Beurteilung der Tragwerke und zugehörige Intervalle für Bauwerksuntersuchungen vorgestellt, die es ermöglichen auch zukünftig das für das jeweilige Bauwerk geforderte Tragsicherheitsniveau sicherzustellen. Um eine einheitliche Dokumentation zu gewährleisten, wurde für jedes Bauwerk ein sogenanntes Bauwerksbuch erstellt. Dieses beinhaltet alle notwendigen Informationen und sollte von den verantwortlichen Personen und zukünftigen Prüfern im Sinne eines Bauwerkstagebuches fortgeschrieben werden [Dietsch & Winter 2009].

Die Zielsetzung des in den folgenden Abschnitten dargestellten Projektes war, Informationen über schadhafte Holztragwerke zusammenzutragen und statistisch auszuwerten. Denn obwohl die Ergebnisse solcher Untersuchungen grundsätzlich nur für die ausgewertete Stichprobe absolute Gültigkeit besitzen, so können sie doch helfen, bestimmte Tendenzen zu identifizieren. In gegebenem Fall wurde die ursprüngliche Datenbank von 109 Schadensfällen an Tragwerken aller Materialien [Dietsch, Wolfrum & Winter 2008] im Rahmen der im Folgenden vorgestellten Untersuchung hinsichtlich der Breite der zu berücksichtigenden Informationen erweitert, auf Holztragwerke beschränkt und graduell mit neuen Daten erweitert.

## 1.2 Bisherige Untersuchungen zu Schäden an weitgespannten Tragwerken

Eine materialübergreifende Rückschau auf Untersuchungen zu Schäden an weitgespannten Bauwerken kann sich aufgrund der sehr unterschiedlichen Materialeigenschaften und daraus resultierender Einsatzgebiete und Konstruktionsarten nur auf eine Übersicht der Fehlerquellen beschränken. [Ellingwood 1987] führt zwölf umfangreiche, zum Zeitpunkt seiner Forschung vorhandene Untersuchungen in seiner Arbeit zusammen, darunter 800 von [Matousek & Schneider 1976] erfasste Schadensfälle. Die von [Ellingwood 1987] zitierten Untersuchungen zu Schäden an Bauwerken und dahinterliegende Fehlerquellen ordnen diese im Mittel zu 45 % der Planung und Bemessung, zu 38 % der Ausführung und zu 17 % der Nutzung (incl. Wartung) zu. Die in den Bemessungsnormen verankerte stochastische Variabilität im Widerstand der Baustoffe sowie der Belastung des Tragwerks sei nur in sehr geringem Maße Grund für Schäden. Es wird auch verdeutlicht, dass eine konservativere Wahl der Sicherheitsbeiwerte in den meisten Fällen den Schaden nicht verhindert hätte. [Walker 1981] bestätigte diese Aussage für 90 % der von ihm vor diesem Hintergrund untersuchten Schadensfälle. Der häufigste Grund für Fehler in der Planungsphase sind laut [Ellingwood 1987] fehlerhafte Annahmen zum Tragverhalten sowie mangelnde Aufmerksamkeit hinsichtlich der Randbedingungen. Fehler in der Ausführungsphase resultieren zumeist aus der organisatorischen Trennung zwischen Planung und Ausführung sowie diffus definierten Verantwortungsbereichen. Es werden mehrere Maßnahmen zur Reduzierung von menschlichem Versagen angeregt, darunter das Vier-Augen-Prinzip (intern und extern) sowie die schriftliche Dokumentation, um Unklarheiten an den Schnittstellen zwischen den Phasen zu reduzieren.

Für den Bereich der Holztragwerke ist eine Reihe von Veröffentlichungen vorhanden, die unter dem Begriff „Lernen aus Schäden an Holzkonstruktionen“ zusammengefasst werden kann. [Mönck & Erler 2004] legen ein umfassendes Nachschlagewerk für Schadenserfassung, -analyse und Instandsetzung vor, größtenteils im Bereich historischer Holzkonstruktionen und des Holzhausbaus. Einzelne Beispiele aus dem Ingenieurholzbau werden aufgeführt, jedoch nicht statistisch ausgewertet, der in der Quelle gegebene Datenumfang würde dies auch nicht ermöglichen. [Colling 2000] bezieht sich schwerpunktmäßig auf Schäden im Bereich des Holzhausbaus. Sechs der von ihm dargestellten Schadensfälle können dem Ingenieurholzbau zugeordnet werden, darunter mangelhafte Qualität der Keilzinken, Schäden aus Schwindvorgängen (vor allem im Bereich von Verbindungen) und aufgrund mangelnden Holzschutzes (Pilzbildung). Es wird eine umfangreiche statistische Auswertung von Schäden an Wohnhäusern in Holzbauweise vorgelegt, wobei eine Vielzahl den Bauteilanschlüssen, Durchdringungen und Verbindungen zugeordnet wird. In der Gruppe der sicherheitsrelevanten Schäden resultierten ca. 39 % aus Fehlern in der Planung, 45 % konnten Ausführungsfehlern zugeordnet werden.

[Dröge & Dröge 2003] geben eine ausführliche Beschreibung von 31 Schadensfällen an Holzkonstruktionen, von denen 25 in Ingenieurholzbauweise errichtet wurden. Schäden im Bereich von Verbindungen werden am häufigsten aufgeführt, auch die unzureichende Berücksichtigung von klimatischen Umgebungsbedingungen spielt in vielen Fällen eine Rolle. Vielfach werden mehrere Ursachen genannt. Gruppieren man diese, ohne eine Wichtung vorzunehmen, so können sie zu 50 % der Planung und Bemessung, zu 38 % der Ausführung und zu 12 % der Nutzung (incl. Wartung) zugeordnet werden.

Zwölf Schadensfälle aus [Dröge & Dröge 2003] und zehn von [Colling 2000] beschriebene Fälle finden sich auch in [Frühwald et al. 2007] wieder. Insgesamt werden 127 aus Gutachten und Literatur zusammengetragene Schadensfälle mit Schwerpunkt Deutschland und Skandinavien dargestellt, wobei

84 % der Tragwerke Spannweiten über 10 m aufweisen. Vorangestellt ist eine umfangreiche statistische Auswertung der Schadensfälle. Bei 30 % dieser Schadensfälle spielten Stabilitätsprobleme eine Rolle. Querzugspannungen, Holzfeuchte und Verbindungen werden als weitere, zur Vermeidung von Schadensfällen im Holzbau essentielle Themen aufgeführt. Annähernd die Hälfte der Schäden wird der Planung und Bemessung, weitere 25 % der Ausführung zugeschrieben, die restlichen Fälle werden der Produktionsphase zugeordnet. Es wird unterstrichen, dass der Großteil der Schäden auf menschliches Versagen und nicht auf den Baustoff Holz zurückzuführen ist.

Die Veröffentlichung von [Blaß & Frese 2010] verkörpert die momentan umfangreichste und der hier vorgestellten Untersuchung fachlich nächstliegende Schadensanalyse zu weitgespannten Tragwerken aus Holz. Sie enthält 428 Bauwerke mit 550 „Initialschäden“, von denen fast die Hälfte aus Quellen mit mittlerem bis hohem Informationsgehalt stammt. Schließt man nicht zuzuordnende Fehlerquellen wie zu hohe Belastung oder Änderung der Vorschriften aus, so können die restlichen Fehlerquellen zu 73 % der Planung (inkl. Baukonstruktionsplanung), zu 23 % der Ausführung und zu 4 % der Nutzung (inkl. Wartung) zugeordnet werden. Als Konsequenz der festgestellten Schäden (darunter 70 % Risse in Faserrichtung) wird von [Blaß & Frese 2010] unter anderem angeregt, planmäßige Querzugspannungen zu vermeiden und der Holzfeuchte in Verbindung mit den klimatischen Umgebungsbedingungen während des gesamten Planungs- und Bauprozesses mehr Aufmerksamkeit zu widmen. Zu ausgewählten Fragestellungen werden Schlussfolgerungen gezogen, z.B. zu Änderungen der Schneelastnorm. Im Rahmen der im Folgenden vorgestellten Untersuchung werden diese wie auch die Ergebnisse der statistischen Auswertung z.T. in Bezug genommen.

### 1.3 Datenerfassung und Auswertung

Die eigene Datenbank umfasst momentan Schadensfälle an 230 weitgespannten Holztragwerken aus Bayern und benachbarten Ländern. Zwei hintereinandergeschaltete Faktoren dienen zur Begründung der Häufung der Schadensfälle in diesem Gebiet. Ausgangspunkt sind die eingangs erläuterten Witterungsverhältnisse im Winter 2005/06, die den Auslöser einer Vielzahl von Einstürzen weitgespannter Tragwerke darstellten. Dadurch bedingt ordneten Behörden und Betreiber verstärkt die Überprüfung weit gespannter Tragwerke an. Und nur untersuchte bzw. sichtbar geschädigte Tragwerke können in diesem Sinne erfasst werden.

Die Informationen stammen von Sachverständigen, fachlichen Einrichtungen, Behörden und häufig auch aus eigenen Untersuchungen vor Ort. Dadurch bedingt konnten für den Großteil der Tragwerke sehr genaue Informationen ausgewertet werden, z.B. in Form eines Gutachtens (63 %). Für weitere 15 % konnten ausreichend Informationen eingeholt werden, z.B. in Form eines Untersuchungsberichts. Für die übrigen Tragwerke (22 %) lagen Informationen vor, jedoch blieben freie Stellen in der Datenansammlung. Auf eine Aufnahme von in einschlägiger Literatur beschriebenen Schadensfällen wurde verzichtet, da eine mehrmalige, hintereinandergeschaltete Verwendung von Informationen und Analysen im Hinblick auf eine möglichst objektive Auswertung nicht dienlich schien.

Nachdem ein Bauwerk verschiedene schadhafte Bauteile enthalten kann, waren mehrere Einträge pro Bauwerk möglich, jedoch wurden repetitive Schäden an baugleichen Bauteilen nur einfach gezählt. Auf eine Gewichtung mehrerer einem Bauwerk zugeordneter Schäden zum Zweck der Aufrechterhaltung konstanter Gesamtsummen wurde verzichtet, da der Verfasser hierfür (subjektiv) wertend in die Analyse eingreifen müsste. So sind den 230 Tragwerken insgesamt 307 Schäden zugeordnet. Es wurden nur den Grenzzustand der Tragfähigkeit betreffende Schäden in die Auswertung aufgenommen.

Die Klassifizierung der Daten wurde, wenn zweckmäßig, in Anlehnung an die thematisch verwandten Veröffentlichungen von [Blaß & Frese 2010], [Frühwald et al. 2007]) vorgenommen. Die Grundgesamtheit der ausgewerteten Fälle unterscheidet sich jedoch von den genannten Veröffentlichungen.

Hierbei wurde folgende allgemeine Gruppierung verwendet:

- Allgemeine Informationen (z.B. Datenquelle, Qualität der Informationen)
- Bauwerksinformationen (z.B. Lage, Alter, Nutzung, Klima, Haupttragsystem)
- Bauteilinformationen (z.B. Nutzungsklasse, Abmessungen, Holzfeuchten)
- Schadensinformationen (z.B. Schaden, Auslöser, Ausmaß, Folgen, Ertüchtigung)



Abbildung 1: Baumdiagramm (in Anlehnung an [Blaß & Frese 2010]) zur Darstellung der Schadensinformationen und Schlagwörter

Die für ein Objekt vorhandenen Daten wurden innerhalb der vier Gruppen mittels Schlagwörtern eingeordnet. Zum Zweck der ausreichenden Differenzierung wurden zwei Unterebenen eingeführt. Abbildung 1 zeigt exemplarisch die verwendeten Ebenen und Schlagwörter für einen Teil der Schadensinformationen. Die Baumdiagramme aller Gruppen sind im Anhang gegeben (Abbildung A1-Abbildung A5).

Für den Fall, dass zu bestimmten Schlagwörtern keine Angaben gemacht werden konnten, wurde dies in der Datenerfassung mit „nicht definiert“ gekennzeichnet. Zum Zweck der Übersichtlichkeit wurde diese Spalte in den folgenden Auswertungen herausgenommen. Dies begründet die teilweise vorhandenen Variationen der Gesamtsummen, welche in den jeweiligen Auswertungen angegeben sind. Im Folgenden werden nicht alle, sondern nur die für diese Arbeit relevanten Auswertungen dargestellt. Ein Teil der Auswertungen ist im Anhang wiedergegeben (Abbildung A6 - Abbildung A15).

## 1.4 Bauwerksinformationen

### 1.4.1 Lage und Höhe über dem Meeresspiegel

Ein Großteil (75 %) der erfassten Bauwerke befindet sich in Bayern, weitere 19 % in den übrigen Bundesländern und 6 % in Österreich. Diese Häufung ist zum einen dadurch begründbar, dass ein Großteil der erfassten Bauwerke von Mitarbeitern des Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion selbst untersucht wurde und diese Untersuchungen regional begrenzt waren. Zusätzlichen Einfluss hatte der Umstand, dass, bedingt durch den starken Schneefall und die Tragwerkseinstürze im Winter 2005/06, Behörden und Betreiber eine verstärkte Überprüfungstätigkeit an weitgespannten Holztragwerken veranlassten. Denn nur untersuchte (oder sichtbar geschädigte) Tragwerke können auffällig werden. Die Kumulation der erfassten Bauwerke begründet auch die in Abbildung 2 dargestellte Häufigkeitsverteilung der Geländehöhe über dem Meeresniveau. Die Höhen wurden mit Hilfe von digitalen Karten (Google Earth) bestimmt. Sie reichen von einem minimalen Wert von 29 m bis zu 824 m und betragen im Mittel 434 m.

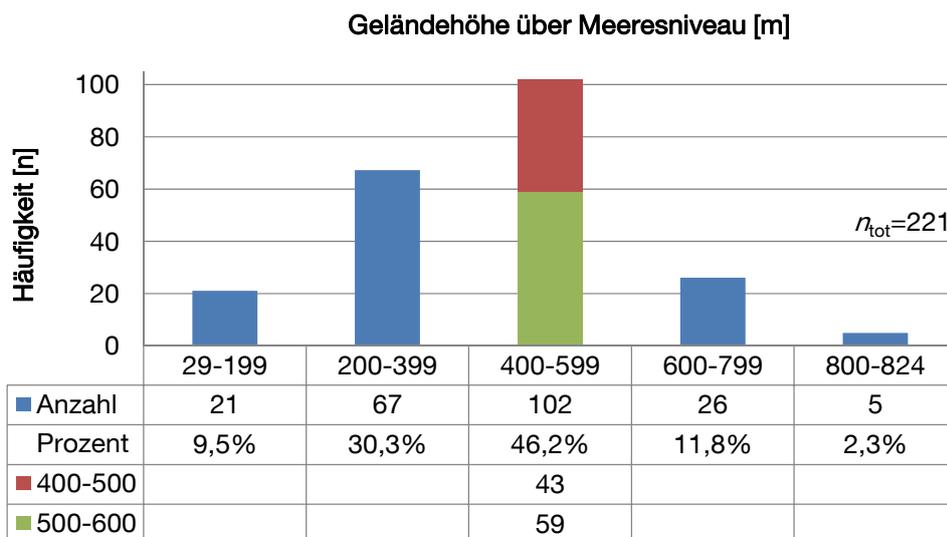


Abbildung 2: Häufigkeitsverteilung Geländehöhe über Meeresniveau

### 1.4.2 Alter der Bauwerke

Ein Großteil der erfassten Bauwerke wurde in den 1970er und 1980er Jahren errichtet. Dies spiegelt sich in der Häufigkeitsverteilung des Alters der Bauwerke wieder, siehe Abbildung 3. Das älteste Bauwerk stammt aus dem Jahr 1900, das Durchschnittsalter beträgt 27.5 Jahre.

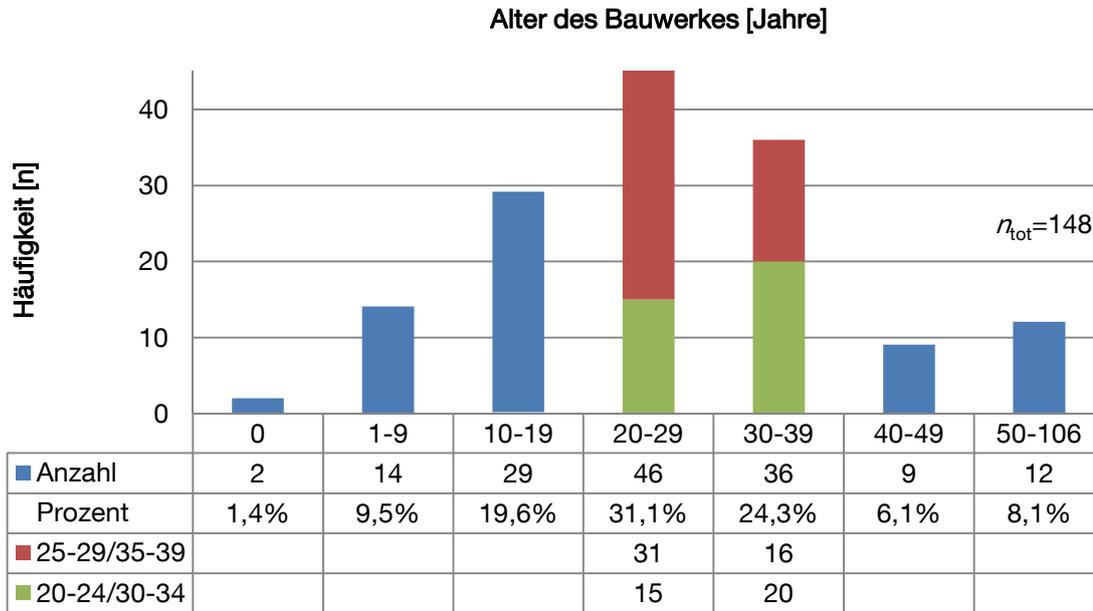


Abbildung 3: Häufigkeitsverteilung des Alters der Bauwerke

### 1.4.3 Nutzung und Umgebungsbedingungen

Die Nutzungen der erfassten Bauwerke sind in Abbildung 4 angegeben. Sie zeigt die vielfältige Verwendung von weitgespannten Holztragwerken z.B. für Sporthallen, Versammlungsstätten und Lagerhallen.

Der große Anteil an Eissporthallen ist durch den Einsturz des Dachtragwerks der Eissporthalle Bad Reichenhall begründet, welcher in Deutschland vermehrt die Überprüfung von Eissporthallen mit Holztragwerken nach sich zog. Ein Vergleich mit der Häufigkeitsverteilung aller ausgeführter Holzbauwerke und ihrer Nutzungen konnte nicht realisiert werden, da trotz intensiver Recherche (u.a. Gütegemeinschaft Holzleimbau, Bund Deutscher Zimmerer, Statistisches Bundesamt) keine Zahlen zur Gesamtheit aller ausgeführten Holzbauwerke ermittelbar waren.

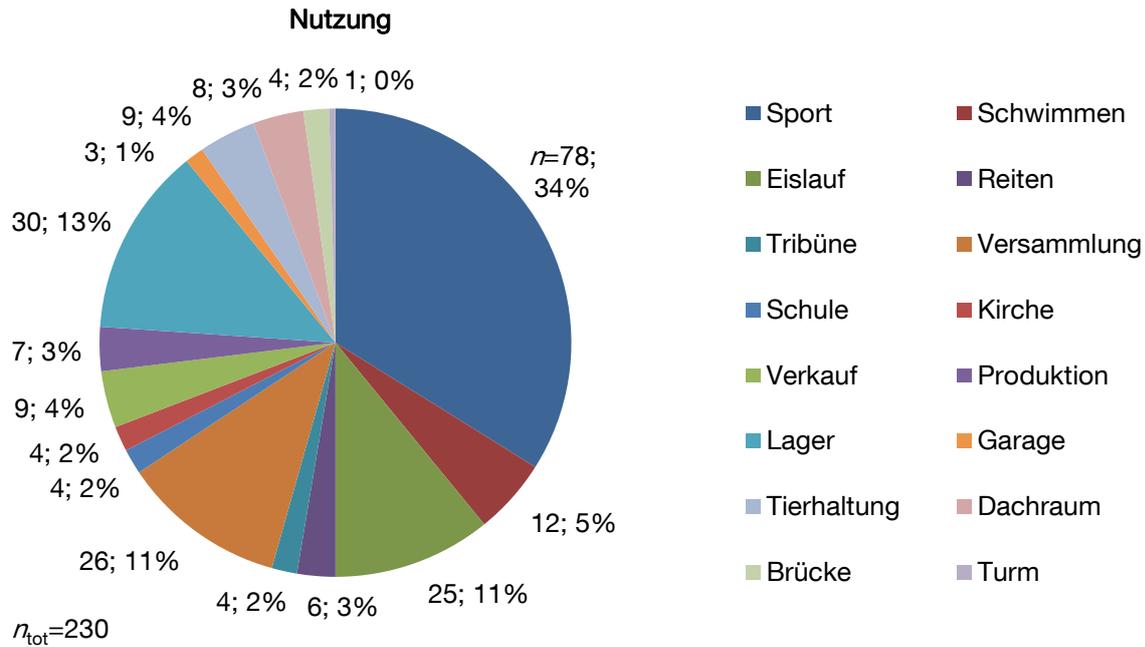


Abbildung 4: Häufigkeitsverteilung der Nutzung der Bauwerke

In enger Korrelation mit den Nutzungen stehen die klimatischen Umgebungsbedingungen innerhalb bzw. um die jeweiligen Bauwerke. Diese sind in Abbildung 5 angegeben. Es zeigt sich, dass sich 87 % der Tragwerke in geschlossenen, davon mehr als zwei Drittel in beheizten Bauwerken befanden.

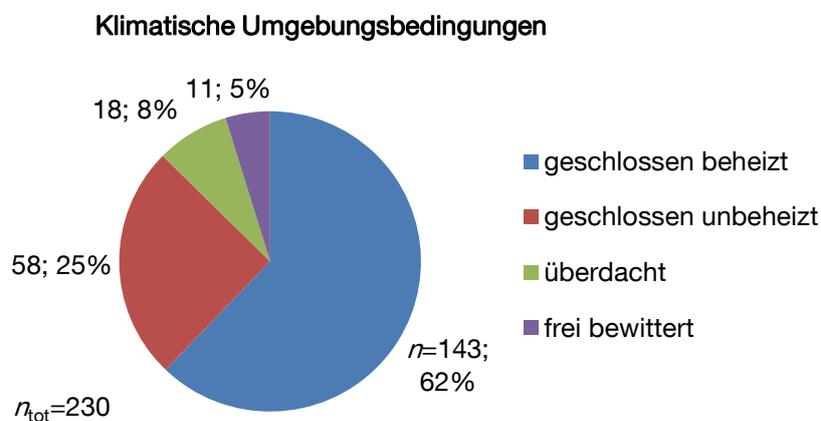


Abbildung 5: Häufigkeitsverteilung der klimatischen Umgebungsbedingungen

#### 1.4.4 Schneelast

Im Rahmen der Diskussion um Einstürze von Dachtragwerken aus Holz war die Schneelast ein häufig erwähnter Faktor. Nicht selten war in der Öffentlichkeit von der Schneelast als Ursache der Einstürze die Rede. Aus ingenieurmäßiger Sicht kommt sie als Ursache jedoch nur in Frage, falls die tatsächlich vorhandene Schneelast die im Rahmen der Bemessung angesetzte Schneelast überschritten hat. In allen anderen Fällen verkörpert sie allenfalls den Auslöser. Um präzisere und differenziertere Aussagen zu ermöglichen, wurde das Thema der Schneelasten und Eigengewichte der untersuchten Tragwerke näher

betrachtet. Die hierzu notwendige Erweiterung des Datenbestandes wurde durch eine vom Verfasser betreute Bachelorarbeit [Rabensteiner 2010] unterstützt.

Die Schneelast stellt eine veränderliche Last dar, die auf ein Naturereignis zurückzuführen ist. Die Einwirkungsgröße und Einwirkungsdauer sind aus diesem Grund nicht genau berechenbar. Vielmehr basieren die in den Schneelastnormen angegebenen Werte auf der statistischen Auswertung der 98 %-Fraktile der gemessenen Jahresmaxima. Dies begründet, warum an der in Deutschland bis dato gültigen DIN 1055-5 einige, zum Teil bedeutende Änderungen vorgenommen wurden. So erfuhr die Schneelastzonenkarte beim Wechsel zwischen der [DIN 1055-5/A1 1994] und [DIN 1055-5 2005] nicht nur eine Ausdifferenzierung von vier auf fünf Schneelastzonen, sondern auch eine Änderung der geographischen Einteilung der Schneelastzonen. Dies zeigt sich auch in der in Abbildung 6 angegebenen Häufigkeitsverteilung der für die erfassten Bauwerke anzusetzenden Schneelastzonen, welche für 209 sich in Deutschland befindende Bauwerke bestimmt werden konnte.

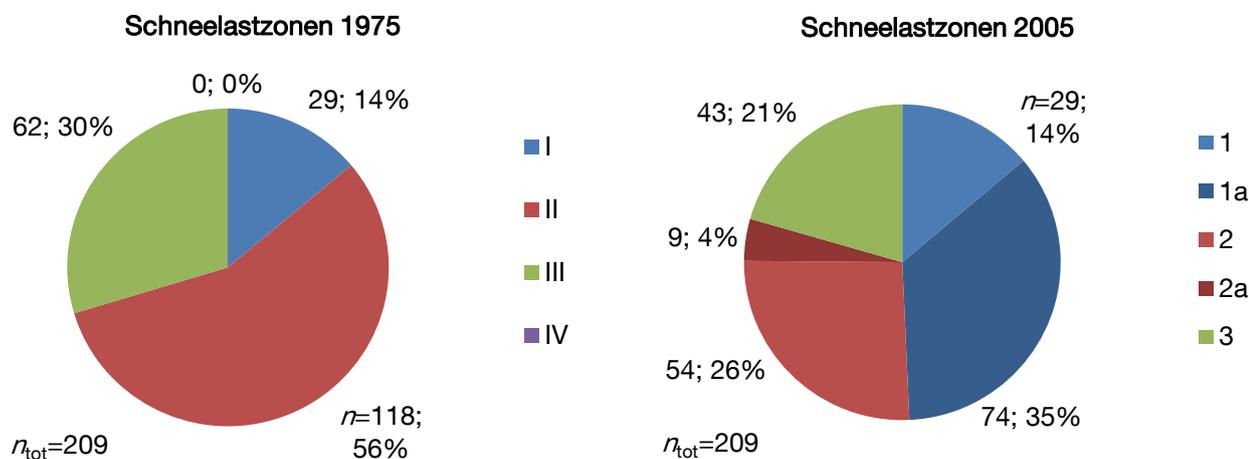


Abbildung 6: Häufigkeitsverteilung der Schneelastzonen nach DIN 1055-5, Ausgaben 1975 und 2005

Für 56 % der erfassten Bauwerke änderte sich die Schneelastzone mit Wechsel von DIN 1055-5:1975 zu DIN 1055-5:2005. Für Gebiete mit geringer Höhe über dem Meeresspiegel in den Zonen 1 (< 456 m ü. NN) und 1a (< 370 m ü. NN) fällt die Regelschneelast nach der aktuellen Ausgabe der DIN 1055-5 geringer aus, wohingegen der Trend für die übrigen Fälle umgekehrt ist. Eine weitere nennenswerte Änderung ergibt sich für Dächer mit Neigungen bis 30° durch die Reduktion des Abminderungsbeiwertes (Formbeiwertes  $k_s$  bzw.  $\mu$ ) von 1.0 auf 0.8.

Für die erfassten Bauwerke ergeben sich nach DIN 1055-5:1975 Rechenschneelasten auf dem Dach zwischen 0.63 und 2.68 kN/m<sup>2</sup>, im Mittel betragen diese 1.02 kN/m<sup>2</sup> (Abbildung A6). Nach DIN 1055-5:2005 ergibt sich eine größere Spanne zwischen 0.48 und 3.99 kN/m<sup>2</sup>. Der Mittelwert liegt mit 1.19 kN/m<sup>2</sup> über dem Wert der alten Norm (Abbildung A7). Für beide Ausgaben der Schneelastnorm kann ein Großteil der erfassten Bauwerke der Lastspanne zwischen 0.5 und 1.0 kN/m<sup>2</sup> zugewiesen werden (72 % bzw. 68 %). Die unteren Grenzen ergeben sich durch zwei Bauwerke mit geringer Regelschneelast und großen Dachneigungen. Die Auswirkung der Änderungen der Schneelastnorm auf die Größe der tatsächlich auf dem Dach anzusetzenden Schneelasten lässt sich auch aus dem in Abbildung 7 gezeigten Diagramm ablesen. Auf der horizontalen Achse in Intervalle von 0.25 kN/m<sup>2</sup> eingeteilt, sind auf der vertikalen Achse zum einen die Mittelwerte der Schneelasten nach DIN 1055-5:1975 innerhalb dieses

Intervalls angetragen. Zum anderen sind die Mittelwerte der entsprechenden Schneelasten nach DIN 1055-5:2005 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich für niedrige und schneearme Regionen nach der aktuellen DIN 1055-5 leicht geringere Schneelasten ergeben. Mit steigender Schneelastzone und Höhe ü. NN ergeben sich steigende Differenzen der resultierenden Schneelasten zueinander.

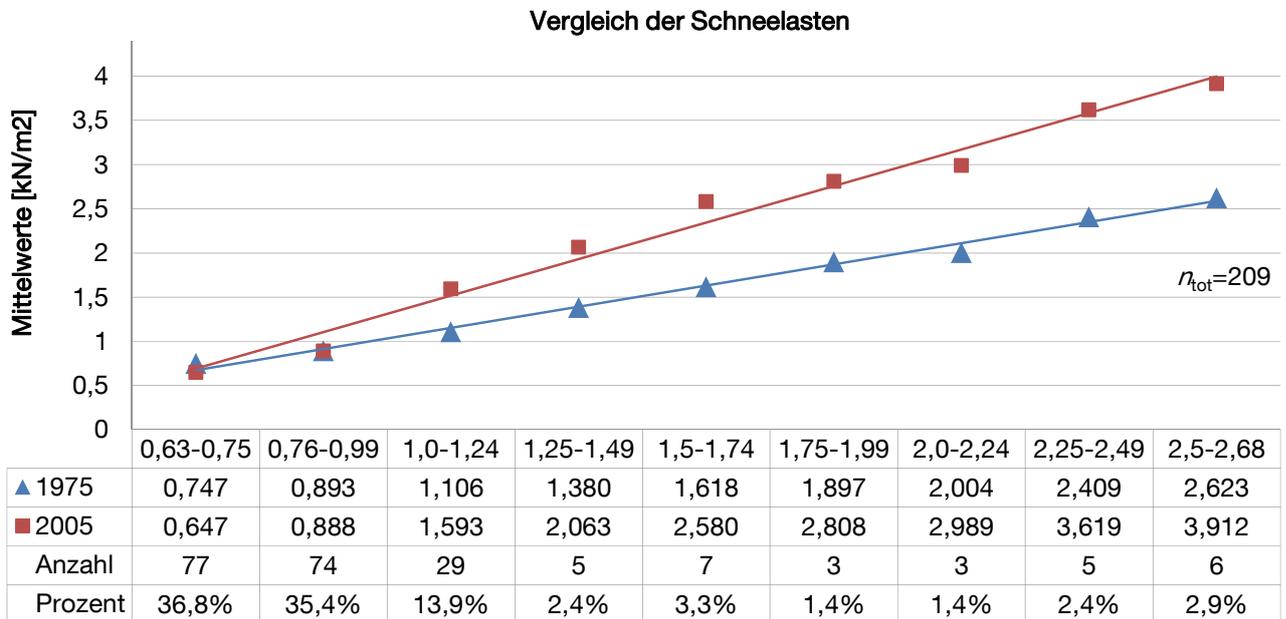


Abbildung 7: Vergleich der Schneelasten nach DIN 1055-5, Ausgaben 1975 und 2005 incl. Trendlinien

Ein Blick auf die Anzahl der Bauwerke in den jeweiligen Lastspannen zeigt, dass nur ein geringer Teil der untersuchten Tragwerke in die Bereiche großer Differenzen fallen. Dies wird durch Tabelle 1 bestätigt, in der für die erfassten Bauwerke die Häufigkeit und die durchschnittliche Abweichung der Verhältnisse der Rechenschneelasten auf dem Dach dargestellt sind. Für 67 % der Tragwerke ist nach neuer Norm eine geringere Schneelast anzusetzen, für die übrigen Fälle ist die durchschnittliche Abweichung mit  $0.69 \text{ kN/m}^2$  jedoch deutlich höher. Für 28 % der Tragwerke ergeben sich nach neuer Schneelastnorm Schneelasten, die um mehr als  $0.25 \text{ kN/m}^2$  über den Werten der alten Norm liegen.

Tabelle 1: Vergleich der Änderung der Schneelasten nach DIN 1055-5, Ausgaben 1975 und 2005

$s_{2005}/s_{1975}$	Anzahl [n]	Anteil [%]	Durchschnittliche Abweichung
$\leq 1$	137	66 %	0.10 [kN/m <sup>2</sup> ]
$> 1$	72	34 %	0.69 [kN/m <sup>2</sup> ]

Anzumerken ist, dass sich der Großteil der erfassten Tragwerke im süddeutschen Raum und damit in schneereichen Regionen befindet. In anderen Regionen Deutschlands würde die Häufigkeit von mit neuer Schneelastnorm geringer anzusetzenden Schneelasten noch größer ausfallen. In Teilen Österreichs, der Schweiz und Südtirols wäre dieser Trend jedoch umgekehrt. Abschnitt 1.6.4 enthält eine Übersicht über das Ausmaß der erfassten Schäden in Abhängigkeit vom Verhältnis der für die jeweiligen Bauwerke anzusetzenden Schneelasten nach DIN 1055-5, Ausgaben 1975 und 2005.

1.4.5 Eigengewicht des Daches

Im Gegensatz zur Schneelast, welche starken physikalischen und zeitlichen Schwankungen unterworfen ist und dadurch einen ausgeprägt stochastischen Charakter besitzt, kann das Eigengewicht eines Bauwerks vergleichsweise exakt ermittelt werden. DIN 1055-1 in der aktuellen Ausgabe vom Juni 2002 [DIN 1055-1 2002] regelt die Berechnung der Eigenlasten von Baustoffen und Bauteilen. Das Eigengewicht eines Daches setzt sich aus dem Gewicht der Konstruktion selbst und dem Gewicht der Dachhaut plus eventuell zusätzlicher Aufbauten zusammen. Dabei finden sowohl für die Tragkonstruktion als auch für den Dachaufbau eine Reihe von verschiedenen Ausführungsvarianten Anwendung. Unterstützt durch die Arbeit von [Rabensteiner 2010] wurden – wo möglich – die Dachaufbauten und anschließend die Eigengewichte der Dächer der erfassten Bauwerke bestimmt und ausgewertet. Die Zusammenstellung geschah getrennt für Dachhaut + Sparren, Tragsystem, zusätzliche Lasten (z.B. Unterdecken) und gegebenenfalls Einzellasten (z.B. Anhängelasten) und wurde anschließend aufsummiert. Die Lasten wurden auf die Grundfläche des Daches bezogen, um sie besser mit den Schneelasten vergleichen zu können. Für 85 Bauwerke ließ sich aus den vorhandenen Informationen das gesamte Dacheigengewicht mit hinreichender Genauigkeit ermitteln.

Die Häufigkeitsverteilung der auf das Dachtragwerk anzusetzenden Eigengewichte ist in Abbildung 8 gegeben. Auf den 85 Dachtragwerken lastet ein mittleres Eigengewicht von 1.26 kN/m<sup>2</sup> mit einem Minimum von 0.38 und einem Maximum von 3.73 kN/m<sup>2</sup>. Geringe Eigengewichte (< 0.5kN/m<sup>2</sup>) resultieren häufig aus einfachen Dachaufbauten kombiniert mit geringen Stützweiten der Träger oder Tragwerken, bei denen nur das Sekundärtragwerk aus Holz gefertigt wurde. Eigengewichte größer 2.0 kN/m<sup>2</sup> hingegen resultieren z.B. aus Dachbegrünungen oder zusätzlich aufgebracht oder angehängten Lasten. Die Dachkonstruktionen ohne Haupttragsystem, jedoch mit Pfetten oder Sparren, weisen ein mittleres Eigengewicht von 0.90 kN/m<sup>2</sup> auf, im Vergleich dazu beträgt das mittlere Eigengewicht des Haupttragsystems selbst 0.26 kN/m<sup>2</sup>. Dies verdeutlicht, dass die Schwankungen des Dacheigengewichtes vor allem durch die Vielfalt an Ausführungsmöglichkeiten des Dachaufbaus zustande kommen. Das Tragsystem selbst trägt nur in sehr geringem Maße zum gesamt anzusetzenden Eigengewicht bei.

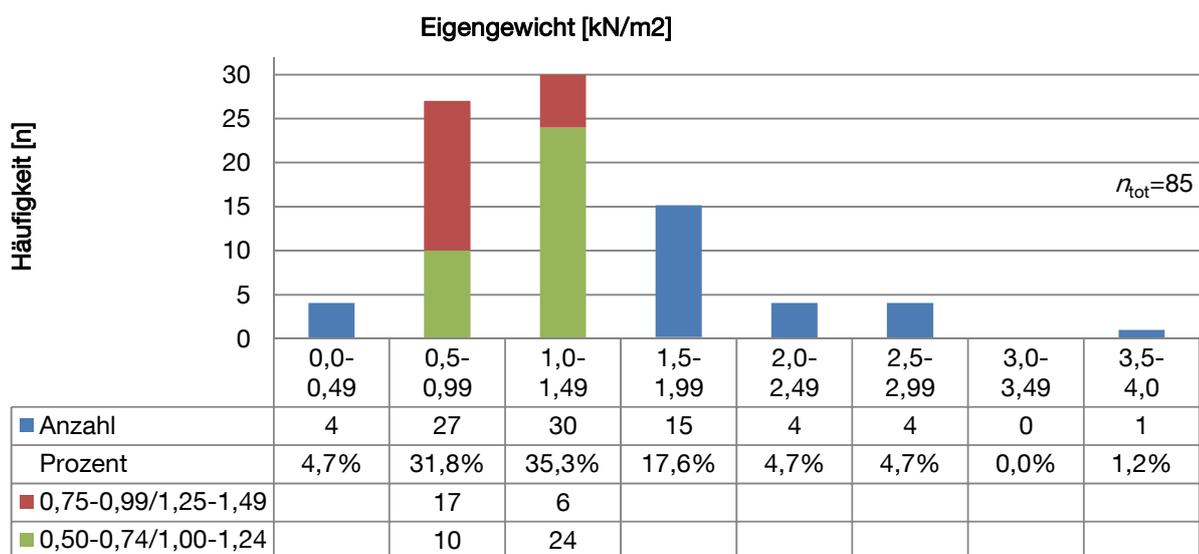


Abbildung 8: Häufigkeitsverteilung des Eigengewichtes des Daches

## 1.4.6 Verhältnis von Eigengewicht zu Schneelast

Der Baustoff Holz ist dafür bekannt, dass sich mit ihm Dachtragwerke realisieren lassen, deren Eigengewicht im Bereich der zusätzlichen, veränderlichen Lasten liegt. Das Verhältnis Dacheigengewicht zu Schneelast (nach DIN 1055-5:2005) liegt im Mittel aller 85 ausgewerteter Bauwerke bei  $g_k/s_k = 1.44$  mit einem Minimum von 0.18 und einem Maximum von 7.18, siehe Abbildung 9.

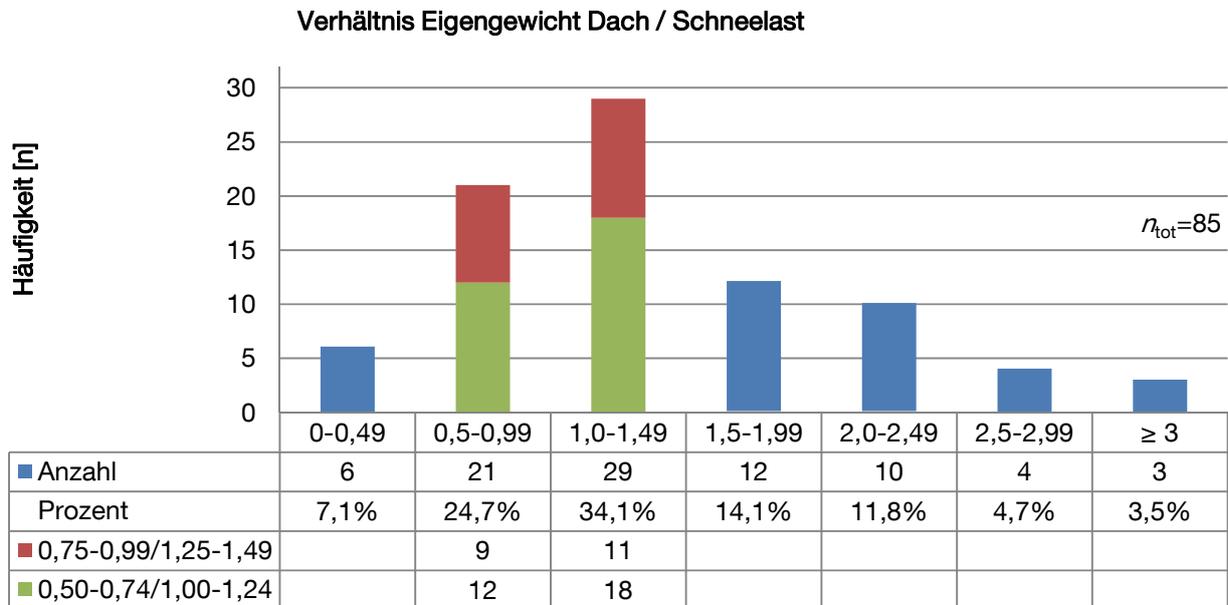


Abbildung 9: Häufigkeitsverteilung des Verhältnisses zwischen Eigengewicht des Daches und Schneelast auf Dach

Die Gegenüberstellung von anzusetzender Schneelast und Eigengewicht des Daches (siehe Abbildung 10) zeigt eine leichte Zunahme des Eigengewichtes mit steigender Schneelast. Dies ist auch aus der Darstellung der Lastverhältnisse in Abhängigkeit der Schneelastzone (siehe Anhang A, Abbildung A8 und Abbildung A9) ersichtlich. Jedoch zeigt das geringe Bestimmtheitsmaß  $R^2 = 0.012$  die weitgehende Unabhängigkeit des Dacheigengewichtes von der Schneelast. Dies erklärt sich durch die vorab gemachte Feststellung, dass das Eigengewicht des Dachtragwerks selbst nur knapp 30 % des Eigengewichtes der gesamten Dachkonstruktion ausmacht.

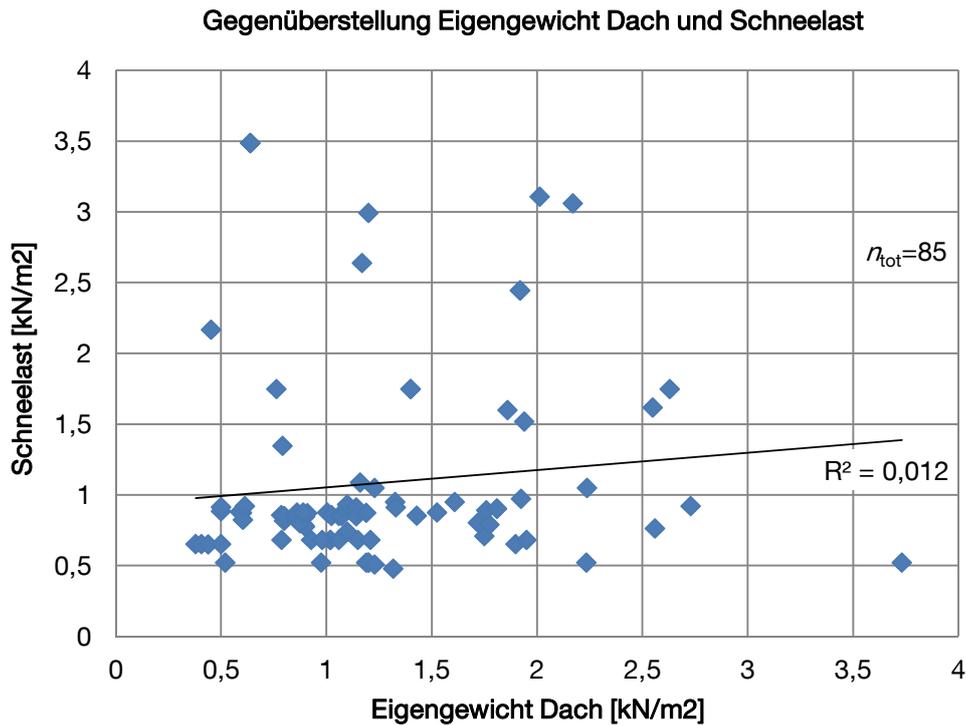


Abbildung 10: Gegenüberstellung von Dacheigengewicht und jeweiliger Schneelast auf Dach

## 1.5 Bauteilinformationen

### 1.5.1 Geschädigtes Bauteil, Spannweiten, Material und Nutzungsklasse

Da die Primärtragwerke weitgespannter Holztragwerke hauptsächlich mit biegebeanspruchten Einfeldträgern (z.T. mit Kragarm) realisiert werden, wurden die Angaben zu den geschädigten Bauteilen hinsichtlich der Trägerform weiter ausdifferenziert (z.B. Satteldachträger), siehe Abbildung 11. Für Tragsysteme aus mehreren zusammengehörigen Bauteilen, darunter Rahmensysteme und Fachwerkträger wurden die betroffenen Bauteile hinsichtlich ihrer Beanspruchung unterschieden. Bauteile der Beanspruchung „Zugstab“ bzw. „Zug und Biegung“ sind dabei hauptsächlich Fachwerkträgern zuzuordnen, wohingegen Bauteile der Beanspruchung „Druck und Biegung“ hauptsächlich Rahmensystemen zuzuordnen sind. Es zeigt sich, dass ein Großteil der erfassten Bauteile den großvolumigen Brett-schichtholzbauteilen zuzuordnen sind. Insgesamt waren 68 % aller Bauteile aus Brett-schichtholz (u.a. Vollholz 21 %).

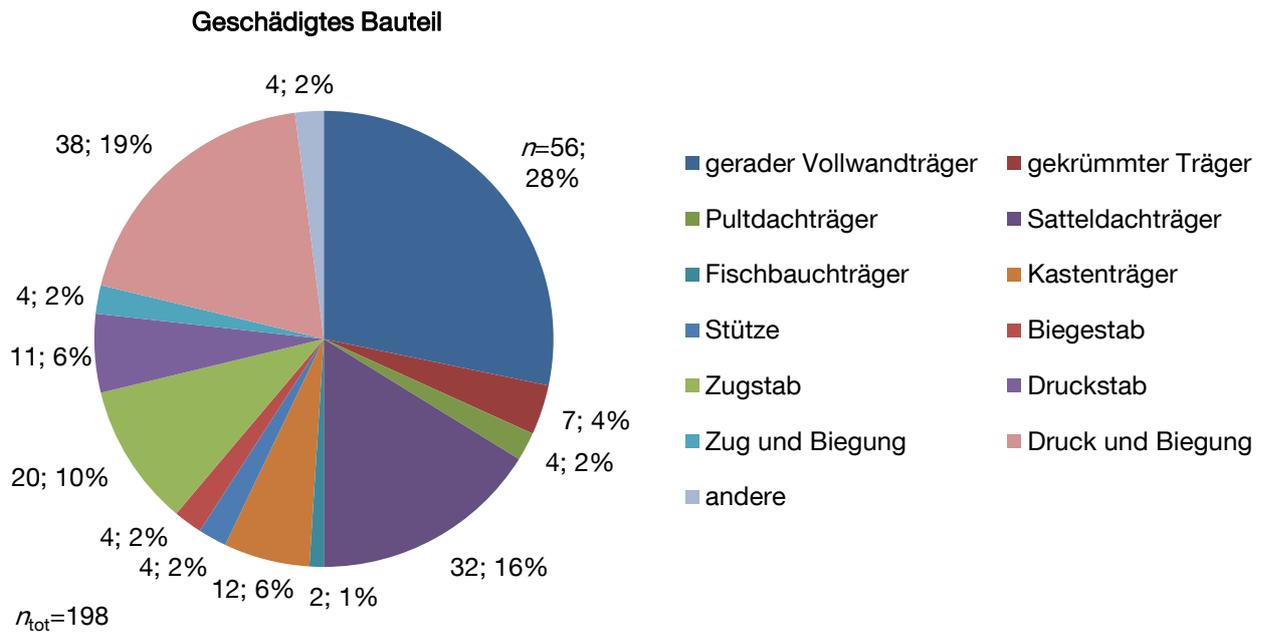


Abbildung 11: Häufigkeitsverteilung des Typs der geschädigten Bauteile

Die Spannweiten lagen größtenteils zwischen 10 m und 30 m, das Mittel lag bei 23.5 m (siehe Anhang, Abbildung A10). Geringe Spannweiten lagen vor, wenn das geschädigte Bauteil dem Nebentragsystem angehörte. 74 % der Bauteile konnten Nutzungsklasse 1 zugeordnet werden (NKL 2: 9 %; NKL 3: 17 %), siehe Abbildung A11.

### 1.5.2 Ausnutzungsgrade

Für insgesamt 60 der erfassten Bauwerke lagen ausreichend Informationen vor, um die Ausnutzungsgrade der geschädigten Bauteile zu bestimmen. In 47 Fällen konnten diese direkt den Gutachten entnommen werden, für 13 Bauwerke gab es genügend Informationen, um daraus die Ausnutzungsgrade zu berechnen [Rabensteiner 2010]. Für den Großteil der Tragwerke wurden die Ausnutzungsgrade nach der Neufassung der DIN 1052 [DIN 1052 2008] bestimmt. Bei vier Tragwerken fand die Vorgängernorm [DIN 1052 1988] Anwendung. Die für die eigenen Berechnungen verwendeten veränderlichen Lasten (Schneelast und Windlast) entsprachen den zum Zeitpunkt der Erstellung des Gutachtens gültigen Lastannahmen. Abbildung 12 zeigt die Verteilung der Ausnutzungsgrade getrennt für die Beanspruchungen Biegung, Schub, Querzug, Druck (und Biegung) sowie Zug (und Biegung). Die beiden letztgenannten Beanspruchungsarten lagen zumeist bei Fachwerkträgern vor und stammen entweder aus den Querschnittsnachweisen der Holzbauteile oder den Nachweisen der Verbindungen. Die Differenz der Gesamtsummen, z.B. zwischen Biegung und Schub, ergibt sich dadurch, dass es nicht für alle Bauteile möglich war beide Nachweise zu führen oder dem Gutachten nur ein Wert zu entnehmen war. Bezeichnend für alle dargestellten Ausnutzungsgrade ist ihre große Streuung. So liegen die Ausnutzungsgrade der Biegespannungen zwischen  $0.40 \leq \eta \leq 1.58$  (Mittelwert = 0.95), der Schubspannungen zwischen  $0.26 \leq \eta \leq 1.33$  (Mittelwert = 0.73) und der Querzugspannungen zwischen  $0.22 \leq \eta \leq 2.92$  (Mittelwert = 0.97). Im Fall sehr hoher Ausnutzungsgrade lagen meist Versäumnisse in der Ursprungsstatik vor, bei Biegung z.B. das Übersehen von Querschnittsschwächungen oder Zusatzbeanspruchungen, bei Querzug im Firstbereich häufig das Fehlen des Nachweises.

Abschnitt 1.6.4 enthält eine Analyse der Ausnutzungsgrade der geschädigten Bauteile in Abhängigkeit der schadensauslösenden Beanspruchung.

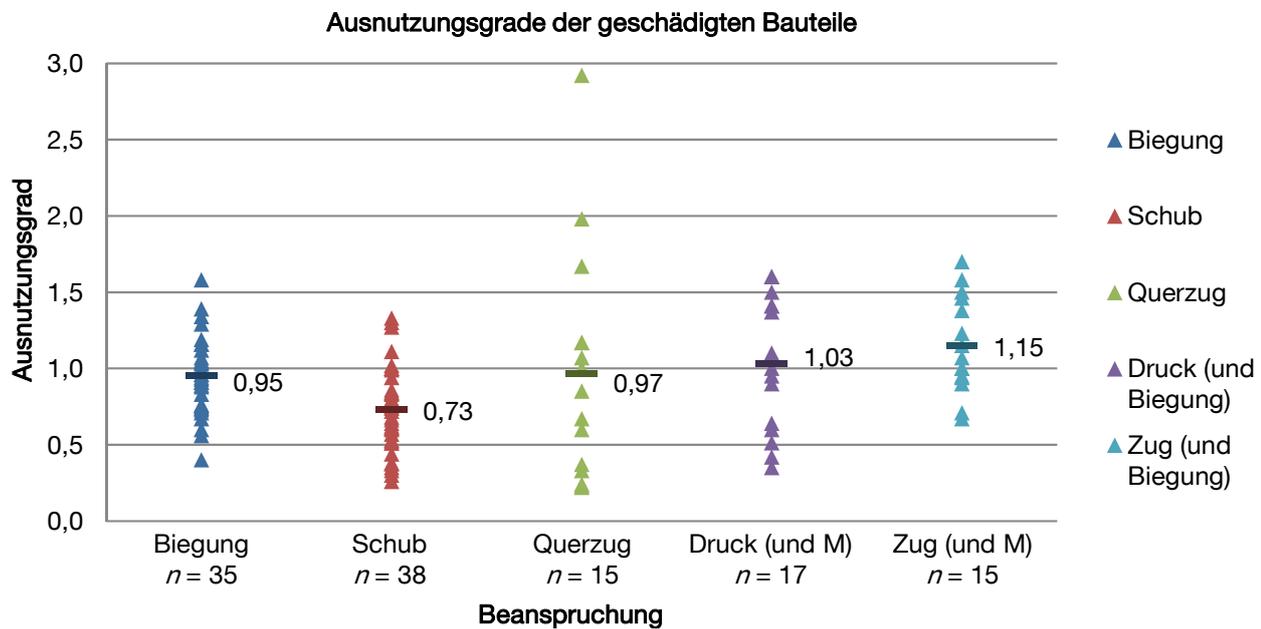


Abbildung 12: Ausnutzungsgrade der geschädigten Bauteile

### 1.5.3 Holzfeuchten und Umgebungsbedingungen

Es ist weithin bekannt, dass fast alle Eigenschaften von Holz und auch einige bei Holzbauteilen häufig vorkommende Schädigungsmechanismen (z.B. Schwindrisse und Fäulnis) von der Holzfeuchte abhängen. Als hygroskopisches Material passt Holz seine Materialfeuchte den Umgebungsbedingungen an, womit diese wiederum direkten Einfluss auf die Eigenschaften von z.B. in Tragwerken verwendetem Holz haben. Dem wird bei der Bemessung von Holzbauteilen nach der neuen Normengeneration [DIN 1052 2008] z.B. über den sog. Modifikationsbeiwert  $k_{mod}$  Rechnung getragen, welcher die Größe der anzusetzenden mechanischen Eigenschaften in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen und damit der zu erwartenden Holzfeuchte anpasst. Die im Rahmen von Untersuchungen an den erfassten Bauwerken gemessenen Holzfeuchten und Umgebungsbedingungen sind, in Abhängigkeit von der Nutzungsklasse, in Abbildung 13 gegeben. Sollten im Rahmen der Untersuchungen an einem Bauteil mehrere Messungen vorgenommen worden sein, so stellt der angegebene Wert das Mittel dieser Messungen dar. Bei Holzfeuchtemessungen in mehreren Tiefen wurde das Mittel aus den oberflächennahen Messungen gebildet. Es ist anzumerken, dass die in Abbildung 13 gegebenen Messwerte Momentaufnahmen darstellen. Sie geben keine Aussage über die Holzfeuchte bei Inbetriebnahme sowie jahreszeitlichen Schwankungen der Holzfeuchte. Diese Thematik wird in Kapitel 5 eingehender betrachtet.

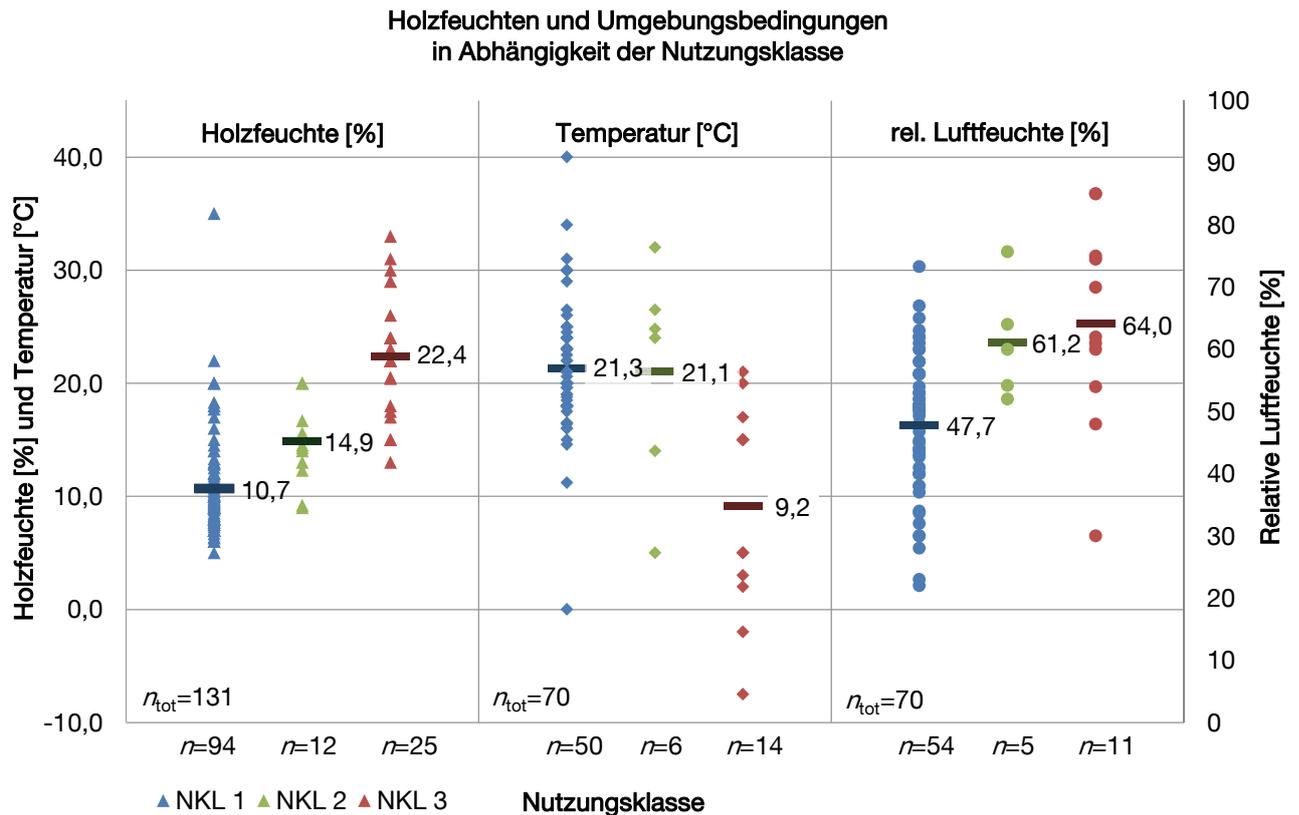


Abbildung 13: Holzfeuchten und Umgebungsbedingungen in Abhängigkeit der Nutzungsklasse

Die Auswertung der gemessenen Holzfeuchten zeigt in der Nutzungsklasse (NKL) 1 eine starke Streuung bei einem Mittel von 10,7 % sowie einem Minimum von 5 % und einem Maximum von 35 %. Die Holzfeuchten der Bauteile in Nutzungsklasse 2 zeigen (bei geringerer Datenmenge) eine kleinere Streuung um ein Mittel von 14,9 %. In Nutzungsklasse 3 zeigt sich erwartungsgemäß das höchste Mittel von 22,4 % bei großer Streuung der Werte. Diese Mittelwerte korrespondieren gut mit den in [Blaß & Frese 2010] gegebenen Werten. Bei den gemessenen Temperaturen zeigen sich auffallend niedrige Werte in Nutzungsklasse 3. Diese sind auf die große Anzahl der erfassten Eissporthallen zurückzuführen, in welchen erwartungsgemäß niedrige Temperaturen vorherrschen. Sowohl bei den Temperaturen, als auch bei den relativen Luftfeuchten zeigen sich bei geschlossenen Gebäuden der Nutzungsklasse 1 ebenso große Schwankungen wie bei Bauteilen in Nutzungsklasse 3. Dies ist auf die Diversität der Nutzungen der in Nutzungsklasse 1 eingruppierten Gebäude zurückzuführen. Aus diesem Grund wurde eine weitere Differenzierung der Holzfeuchten in Abhängigkeit der Nutzung des Bauwerkes vorgenommen, siehe Abbildung 14. Hierbei wurden nur Nutzungen aufgenommen, für die an mindestens drei unterschiedlichen Bauwerken Messwerte der Holzfeuchte vorhanden waren. Auffallend ist, dass die Holzfeuchten von Bauteilen in geschlossenen, beheizten Bauwerken häufig sehr gering sind (Minimum: 5 %). Die Mittelwerte liegen hier bei 10,4 % oder darunter.

Würde man die Bauteile, die aufgrund lokaler Undichtigkeiten bzw. fehlerhafter bauphysikalischer Dachaufbauten sehr hohe Holzfeuchten aufwiesen herausrechnen, lägen die Mittelwerte der Holzfeuchten in geschlossenen, beheizten Bauwerken allesamt unter 10 %. Insgesamt wiesen 47 % der geschädigten Bauteile Holzfeuchten von 10 % und geringer auf (siehe Abbildung A12). Auf diese Feststellungen wird im Rahmen der Untersuchungen der schadensauslösenden Mechanismen in Abschnitt 1.6.1 näher

eingegangen. Die für Reithallen ( $\mu_{MW,Reiten} = 18.2\%$ ) und Eissporthallen ( $\mu_{MW,Eissport} = 21.6\%$ ) ermittelten Werte stützen deren Einstufung in Nutzungsklasse 2 respektive Nutzungsklasse 3 [ERL DIN 1052 2004].

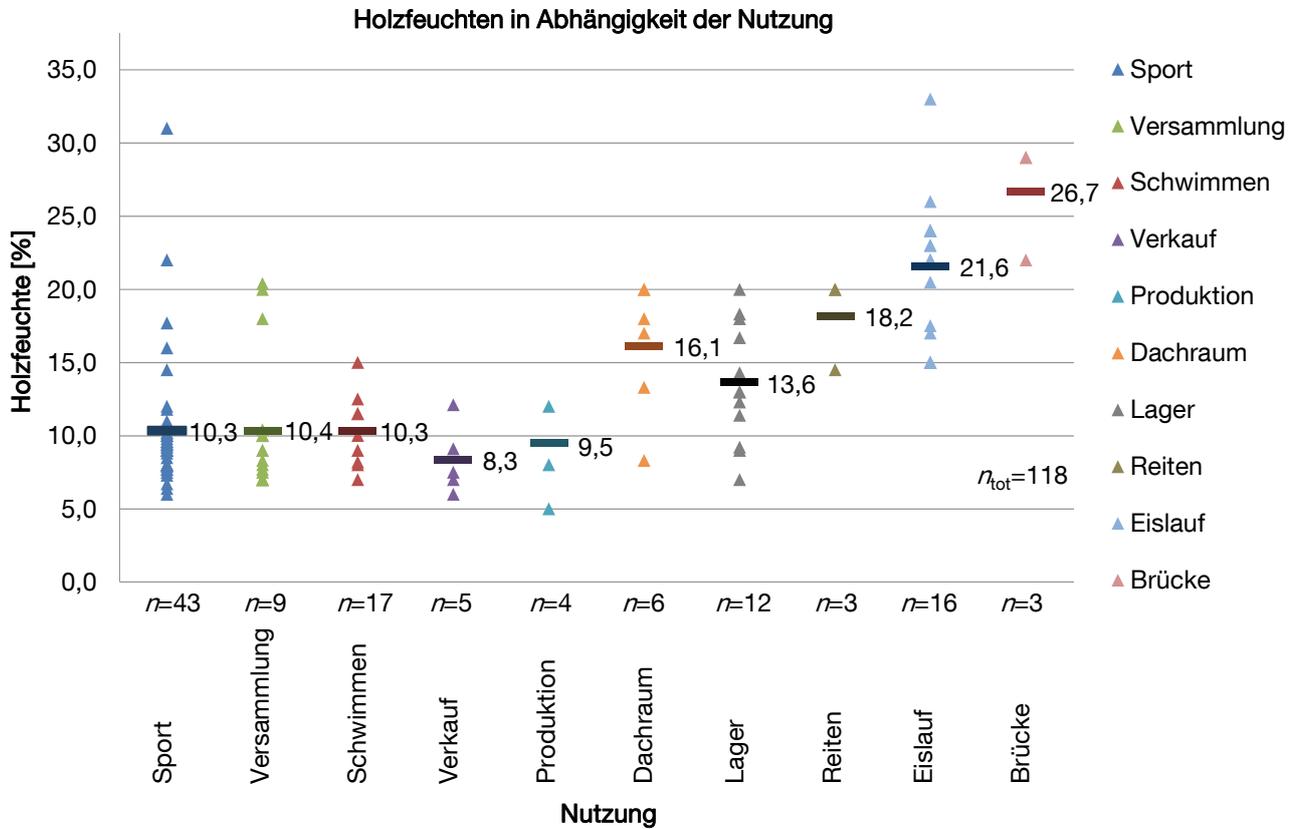


Abbildung 14: Holzfeuchten in Abhängigkeit der Nutzung

### 1.6 Schadensinformationen

Im Rahmen der Erfassung der Schadensinformationen wurden neben dem tatsächlich vor Ort erfassten (erkennbaren) Schaden, der/die zugrunde liegende(n) Auslöser des Schadens, der zugehörige Verantwortungsbereich für den Auslöser sowie das Ausmaß des Schadens kategorisiert.

#### 1.6.1 Schaden und Auslöser des Schadens

Der am häufigsten erfasste Schadensfall sind Risse in Faserrichtung (46 %), siehe Abbildung 15.

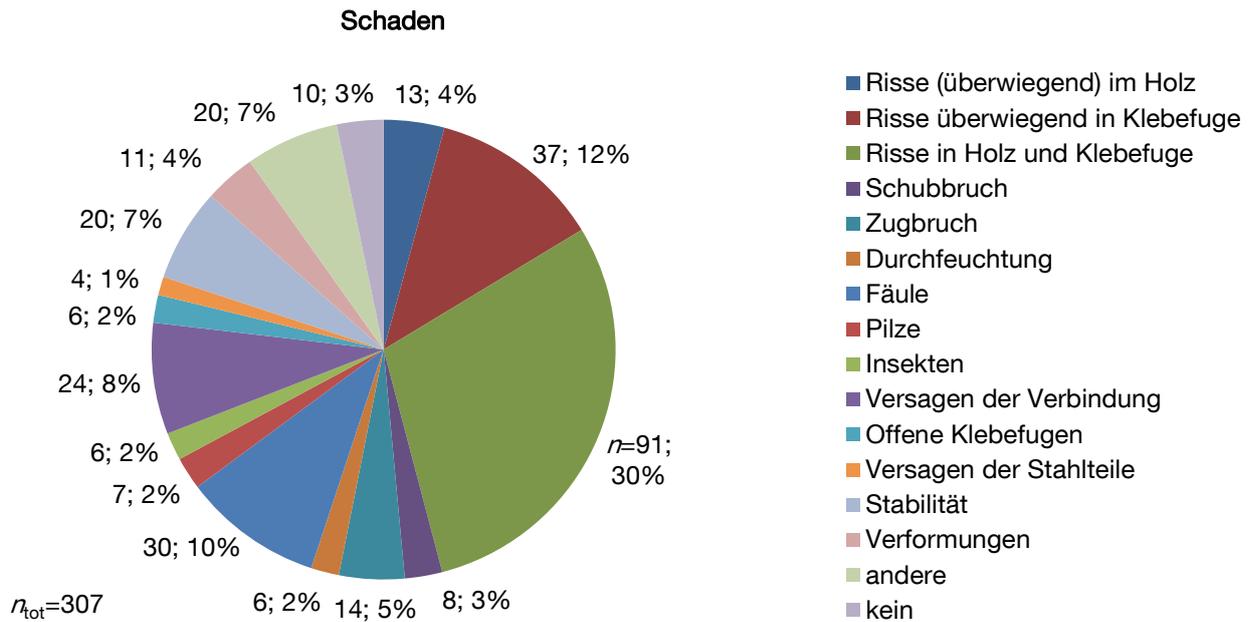


Abbildung 15: Häufigkeitsverteilung der erfassten Schäden

Die im Zusammenhang mit Rissen in Faserrichtung genannten Auslöser sind gemeinhin eine niedrige oder häufig wechselnde Holzfeuchte sowie geometriebedingte Quersugspannungen, zumeist in Form von Umlenkkraften in gekrümmten Trägerbereichen, siehe Abbildung 16. Der große Einfluss der Holzfeuchte, der auch in allen anderen Untersuchungen zu Schäden an Holztragwerken unterstrichen wird, zeigt sich auch durch den erheblichen Anteil von Schäden aufgrund eines zu hohen Holzfeuchtegehaltes, darunter Durchfeuchtung, Fäule oder Pilzbildung. Das Versagen von Verbindungen oder das Versagen von im Bereich der Verbindung geschwächten Holzquerschnitten (zumeist Zugversagen) waren weitere nennenswerte, da häufig schwerwiegende Schäden. Die Kategorie *kein Schaden* weist darauf hin, dass bereits ein Mechanismus vorliegt, der erkennbar zur Ausbildung eines künftigen Schadens führt. Ein Vergleich mit der Arbeit von [Blaß & Frese 2010] zeigt, dass dort Risse in Faserrichtung sogar 70 % der Schäden ausmachen. Dementsprechend geringer sind dort die Anteile der weiteren Schäden wie Zug- und Schubversagen sowie Fäule (jeweils 5 %).

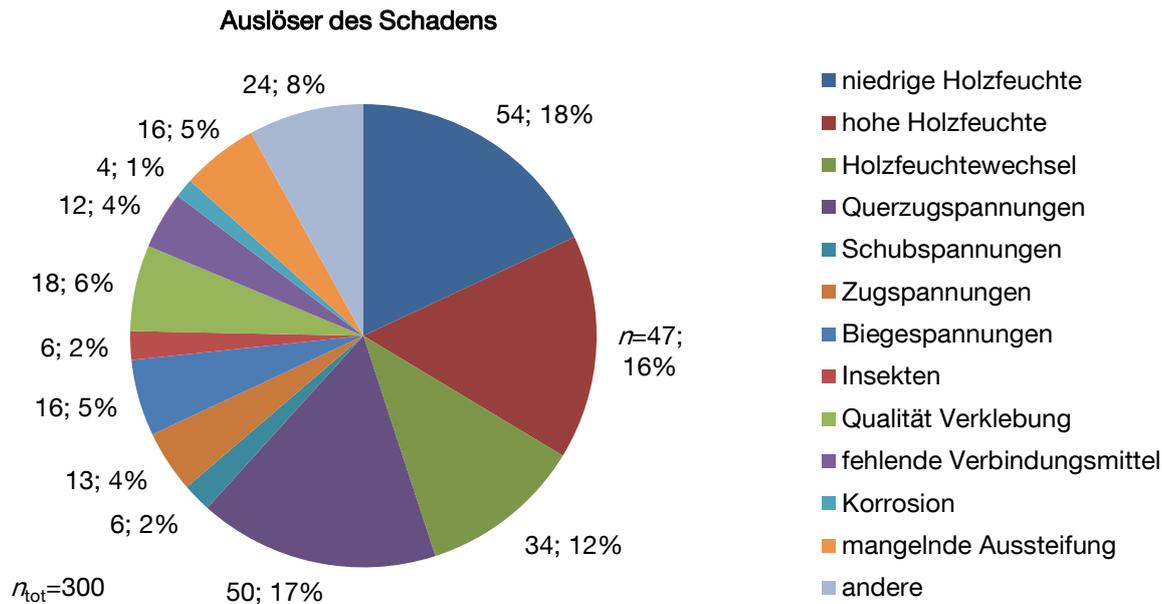


Abbildung 16: Häufigkeitsverteilung der Auslöser der erfassten Schäden

### 1.6.2 Verantwortungsbereich des Schadens

Welchen Verantwortungsbereichen die aufgetretenen Schäden zugeordnet werden konnten, ist in Abbildung 17 dargestellt. Es zeigt sich, dass 58 % der Schäden ihren Ursprung in der Planungsphase (Tragwerksplanung und Baukonstruktionsplanung) haben. Fehler in der Tragwerksplanung konnten oft auf eine Vernachlässigung bzw. fehlendes Wissen bezüglich des Standes der Technik (z.B. Querzugspannungen aus Umlenkkräften in gekrümmten Trägerbereichen) zurückgeführt werden. Im Fall von älteren Tragwerken entsprach der allgemeine Wissensstand zum Planungszeitpunkt z.T. noch nicht dem heutigen Stand der Technik. Darunter fallen das Blockscherversagen in Verbindungen oder der Einsatz von Verstärkungselementen zur Aufnahme von Querzugspannungen in gekrümmten Trägern. Aufgrund der großen Anzahl an Schäden, die durch eine unzureichende Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen auf die Holzfeuchte zurückzuführen sind (28 %), wurden diese in einer eigenen Kategorie geführt. Darunter fallen unter anderem die baukonstruktive Durchbildung von z.B. Dachaufbauten wie auch das Vorhalten und die korrekte Einstellung von Lüftungsanlagen. Produktionsfehler traten zumeist im Rahmen der Verklebung von Holzbauteilen auf (unzureichender Klebstoffauftrag, unzureichender Pressvorgang bzw. fehlerhafte Keilzinkengeometrie). In 15 % der Fälle wich die Ausführung stark von den geprüften Konstruktionsplänen ab. Während der Nutzungszeit waren die Fehlerquellen mehr auf eine fehlende oder ungenügende Instandhaltung als auf spätere bauliche Änderungen (z.B. Schließen eines vormals offenen Bauwerks oder Aufbringen eines Gründachs ohne statischen Nachweis) zurückzuführen.

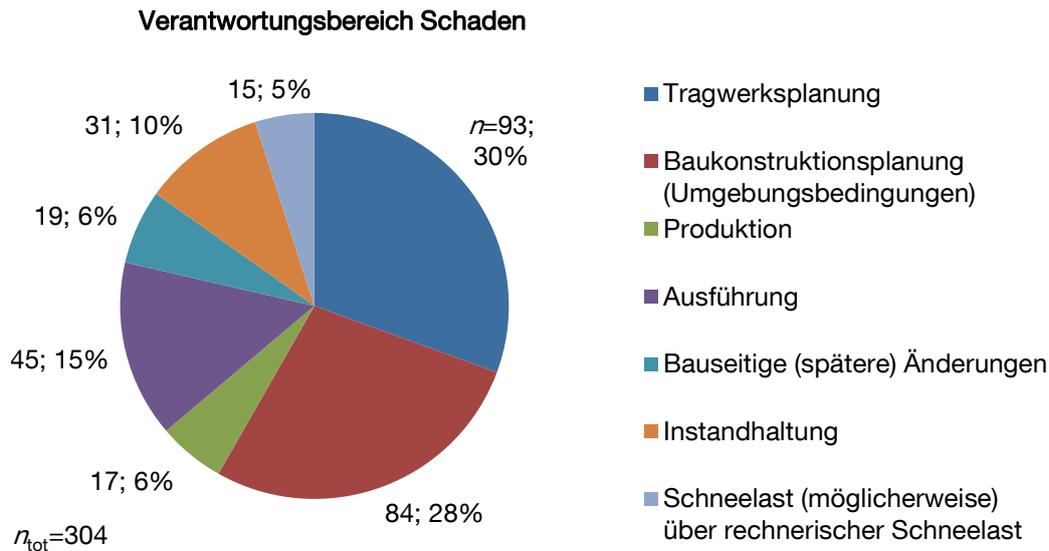


Abbildung 17: Häufigkeitsverteilung der Verantwortungsbereiche für erfasste Schäden

Die Schneelast wurde nur in 5 % der Fälle als mögliche Ursache genannt (was noch nicht bedeutet, dass sie auch tatsächlich über der rechnerischen Schneelast lag). Dies bestätigt die in Abschnitt 1.4.4 getroffene Unterscheidung, dass die Schneelast zwar häufig den Auslöser, in den seltensten Fällen jedoch auch die Ursache für einen Schaden darstellt. Die hier festgestellte Hierarchie der Fehlerquellen stimmt mit denen anderer Untersuchungen, z.B. [Ellingwood 1987] überein.

### 1.6.3 Ausmaß des Schadens, Folgen für das Bauwerk und Ertüchtigungsmaßnahmen

Das Ausmaß eines Schadens wurde in den vier Abstufungen Totaleinsturz, Teileinsturz, Bauteilversagen und Bauteilschaden erfasst. Bauteilversagen lag vor, wenn der Tragwiderstand eines Bauteils gegenüber einer oder mehrerer Beanspruchungen nicht mehr gegeben war. War der Tragwiderstand eines Bauteils gegenüber einer oder mehrerer Beanspruchungen aufgrund des Schadens reduziert oder nicht mehr eindeutig definierbar, so wurde dies als Bauteilschaden erfasst. Abbildung 18 ist zu entnehmen, dass 10 % der Schäden zu einem kompletten oder partiellen Einsturz des Tragwerks führten. In über der Hälfte (52 %) der Fälle lag ein Bauteilschaden vor. Die im Vergleich zur Häufigkeitsverteilung der Schäden (Abbildung 15) höhere Gesamtsumme ist darauf zurückzuführen, dass in manchen Fällen zwar das Ausmaß (z.B. Totaleinsturz), jedoch nicht der zugrundeliegende Schaden identifiziert werden konnte.

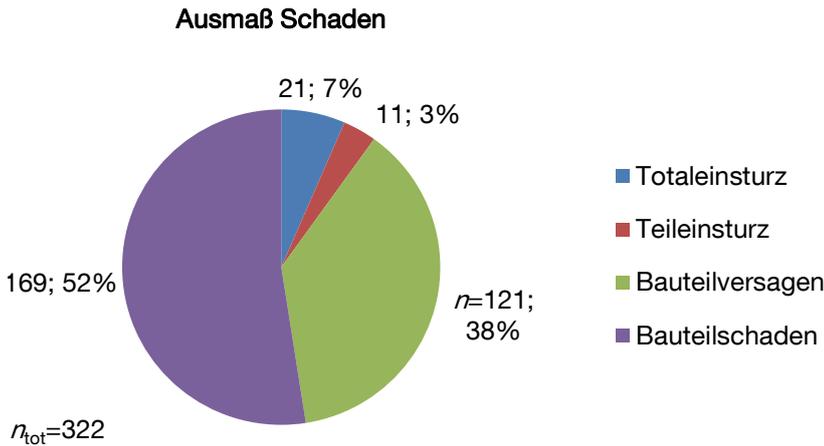


Abbildung 18: Häufigkeitsverteilung des Ausmaßes der erfassten Schäden

Die vorab gemachten Feststellungen signalisieren, dass ein Großteil der Bauwerke nach Abschluss von Ertüchtigungsmaßnahmen bzw. nach Festlegung von Sicherheitsmaßnahmen weiter betrieben werden konnte. Die Folge des Schadens bzw. der Schäden für das Bauwerk sind in Abbildung 19 dargestellt. In 76 % der Fälle konnte die Tragsicherheit durch Ertüchtigungsmaßnahmen wiederhergestellt werden, wobei bei 48 % der Fälle dazu die Schließung des Bauwerks oder die örtliche bzw. zeitliche Einschränkung des Betriebs notwendig war.

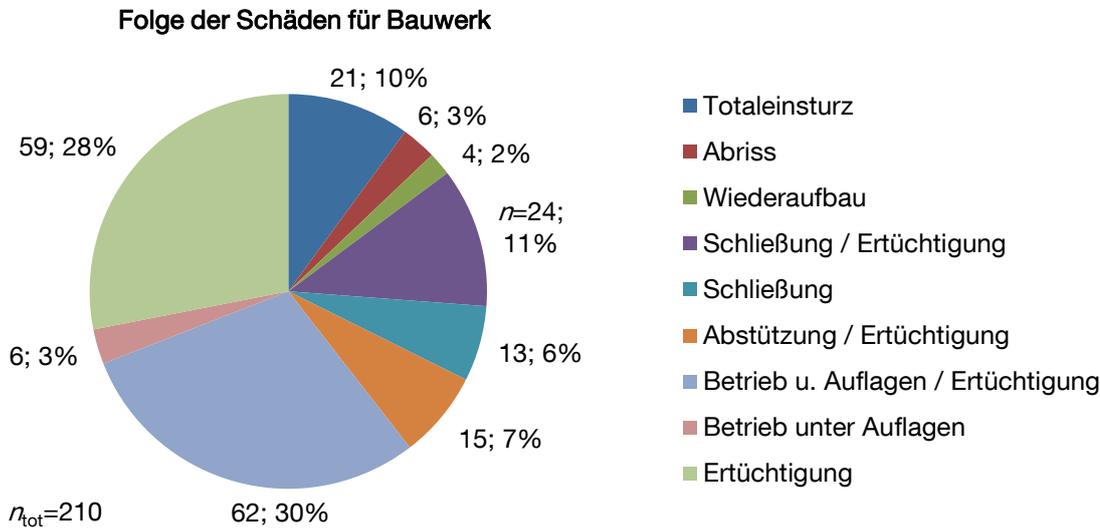


Abbildung 19: Häufigkeitsverteilung der Folge der Schäden für das Bauwerk

In Fällen, in denen das Tragwerk ertüchtigt werden musste, zählten die Rissverpressung mittels Injektion von Epoxidharz, das Einbringen von innen liegenden Verstärkungselementen (Schrauben, Gewindestangen) und das Aufkleben von flächenförmigen Verstärkungselementen (z.B. Furnierschichtholz) zu den am häufigsten angewendeten Maßnahmen, siehe Abbildung 20. Häufig kam auch eine Kombination der dargestellten Maßnahmen zum Einsatz, was sich an der Differenz zwischen den Summen der Maßnahmen und ertüchtigten Bauwerke ablesen lässt.

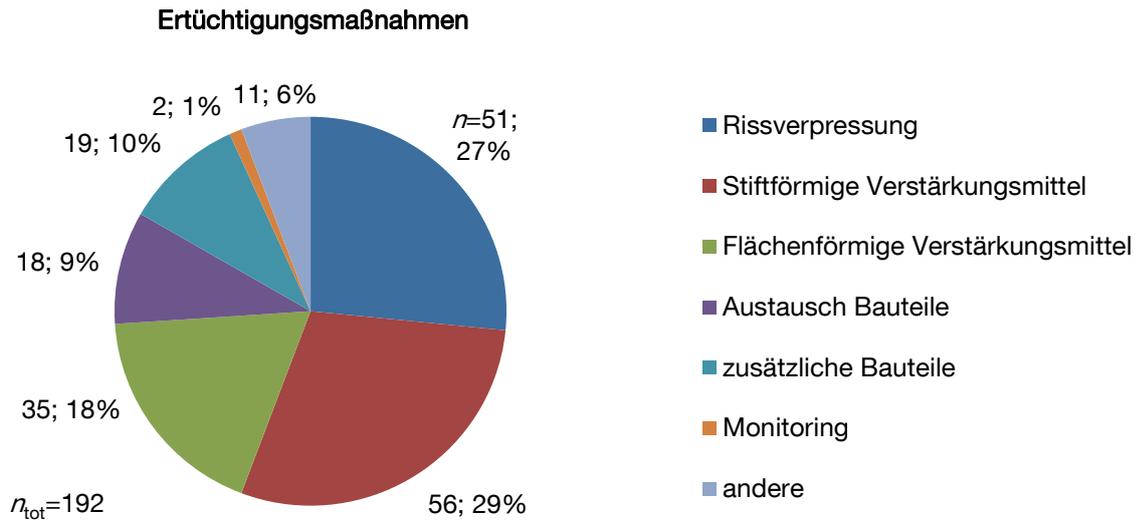


Abbildung 20: Häufigkeitsverteilung der durchgeführten Ertüchtigungsmaßnahmen

#### 1.6.4 Ausmaß des Schadens in Abhängigkeit der Schneelast, des Eigengewichtes und der Ausnutzungsgrade

In Abschnitt 1.4.4 wird aufgezeigt, dass sich für einen großen Teil der erfassten Bauwerke sowohl die Schneelastzonen als auch die anzusetzenden Schneelasten mit der Neufassung der [DIN 1055-5 2005] geändert haben. Für zwei Drittel der erfassten Bauwerke verringert sich die anzusetzende Schneelast leicht, für das verbleibende Drittel erhöht sich diese im Schnitt jedoch um  $0.69 \text{ kN/m}^2$ . Abbildung 21 zeigt das Ausmaß der erfassten Schäden in Abhängigkeit von der Änderung der Schneelasten nach DIN 1055-5, Ausgaben 1975 und 2005. Zwar fällt in allen untersuchten Bereichen die Mehrheit der Schäden unter die Ausmaße *Bauteilschaden und Bauteilversagen*. Es wird jedoch auch ersichtlich, dass mit steigendem Verhältnis zwischen der nach DIN 1055-5:2005 im Vergleich zur Vorgängernorm anzusetzenden Schneelast der Anteil der Einstürze zunimmt. Daraus lässt sich zwar nicht folgern, dass in Gebieten, in denen höhere Schneelasten als früher anzusetzen sind, häufiger Schäden an Dachtragwerken auftreten. Ein Zusammenhang zwischen dem Schadensausmaß und der Änderung der Schneelasten lässt sich jedoch auch nicht widerlegen. Diese Feststellung deckt sich mit den Ergebnissen von [Blaß & Frese 2010], die für Bauwerke bei denen sich mit [DIN 1055-5 2005] die Schneelasten um mehr als 25 % erhöhen, eine Verdoppelung der Schadensfälle mit Folge Einsturz oder Versagen feststellen.

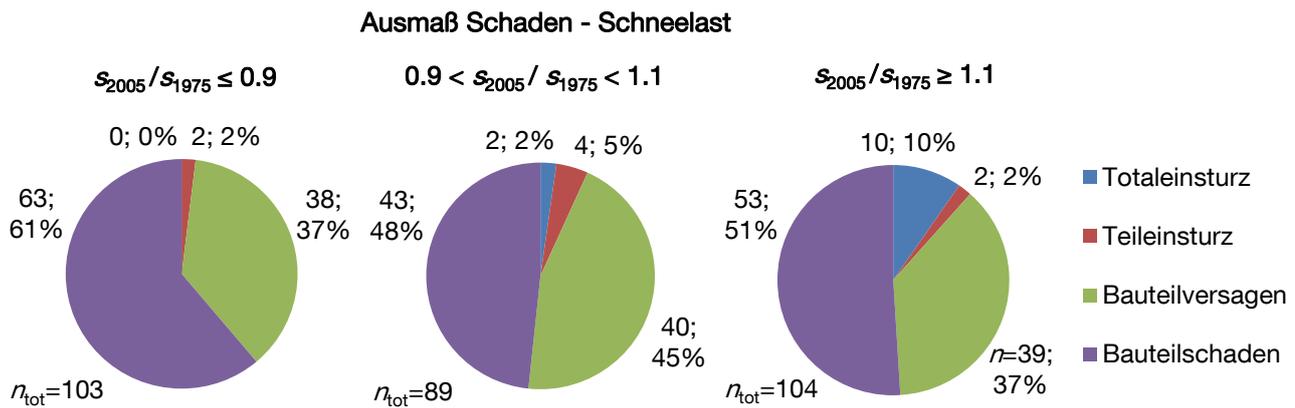


Abbildung 21: Häufigkeitsverteilung des Ausmaßes der erfassten Schäden in Abhängigkeit von der Änderung der Schneelasten nach DIN 1055-5, Ausgaben 1975 und 2005

Eine Auswertung hinsichtlich des Ausmaßes der erfassten Schäden und dem Verhältnis zwischen Eigengewicht und Schneelast kommt zu keinem eindeutigen Ergebnis (siehe Abbildung A13). Es ist zwar eine leichte Zunahme der Schäden mit dem Ausmaß *Bauteilversagen* feststellbar, jedoch fehlen den Diagrammen ausreichend Daten zu Schäden mit der Folge *Einsturz*. Grund ist, dass nur in 12 % dieser Fälle Informationen zum Eigengewicht der Dachkonstruktion ermittelt werden konnten.

Ein eindeutigeres, jedoch zu erwartendes Bild ergibt sich bei einer Betrachtung des Ausmaßes der erfassten Schäden in Abhängigkeit der ermittelten Ausnutzungsgrade (siehe Abbildung A14). Hier zeigt sich eine Zunahme der Schäden mit folgenschwerem Ausmaß für Bauteile mit einem maximalen Ausnutzungsgrad  $\eta \geq 1.0$ . Es ist anzumerken, dass bei 55 % der für diesen Vergleich erfassten Bauteile mindestens ein Nachweis nicht eingehalten war ( $\eta \geq 1.0$ ). Aus oben genannten Gründen fehlen auch für diese Auswertung ausreichend Daten zu Schäden mit der Folge *Einsturz*.

Für Schäden aus Biegespannungen und Querzugspannungen konnte aufgrund der größeren Datenmenge zusätzlich eine Analyse der Ausnutzungsgrade der geschädigten Bauteile in Abhängigkeit der schadensauslösenden Beanspruchung durchgeführt werden. Hierbei wurde differenziert zwischen Bauteilen, bei denen die gleiche Beanspruchung auch als Auslöser des Schadens in Frage kommt (z.T. jedoch in Kombination mit zusätzlichen Beanspruchungen), oder bei denen andere Auslöser für die Schädigung vorlagen, siehe Abbildung 22.

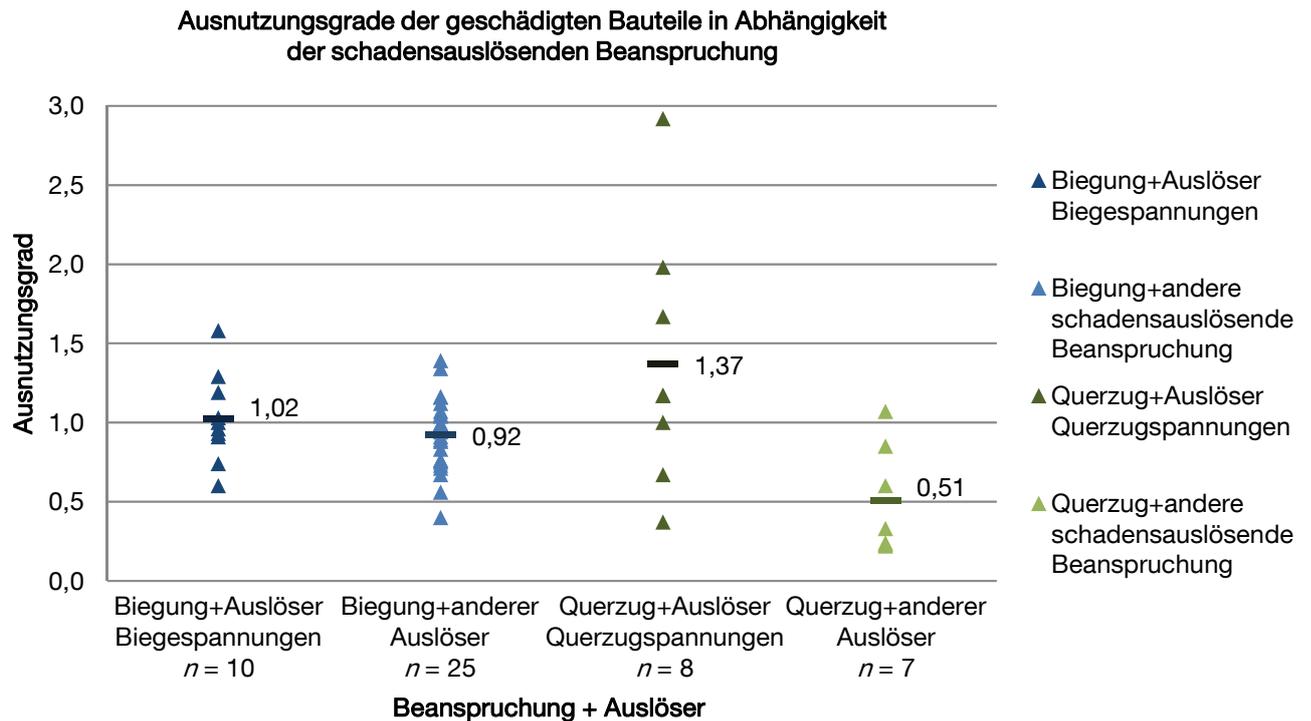


Abbildung 22: Ausnutzungsgrade der geschädigten Bauteile in Abhängigkeit der schadensauslösenden Beanspruchung

Vor allem bei Querzugspannungen zeigt sich eine deutliche Differenz zwischen den Mittelwerten der Ausnutzungsgrade (Querzugschaden  $\eta_{\sigma,t,90} = 1.37$ ; anderer Schaden  $\eta_{\sigma,t,90} = 0.51$ ). Im Fall von Querzugschäden bei gleichzeitig sehr geringen Querzugspannungen lagen zusätzlich meist stark schwankende Umgebungsbedingungen und daraus entstehende Schwindrissbildung vor.

#### 1.6.5 Rissentstehung – Holzfeuchte und Bauteilabmessungen

In Abschnitt 1.6.1 wird die Feststellung gemacht, dass Risse in Faserrichtung mit 46 % den größten Anteil an der Gesamtsumme der erfassten Schäden repräsentieren. Die dort getroffene Annahme, dass die Entstehung von Risschäden häufig auf eine niedrige Bauteilfeuchte zurückgeführt werden kann, wird durch Abbildung 23 bestätigt. Bei Bauteilen mit Holzfeuchten  $u < 10$  % war der Anteil der Risschäden an der Gesamtsumme der Schäden mit 62 % knapp doppelt so hoch wie bei Bauteilen mit höheren Holzfeuchten (37 % bzw. 33 %). Zum Zweck der Übersichtlichkeit wurden die Schäden in *Risschäden* (Risse parallel zur Faser) und *andere Schäden* zusammengefasst.

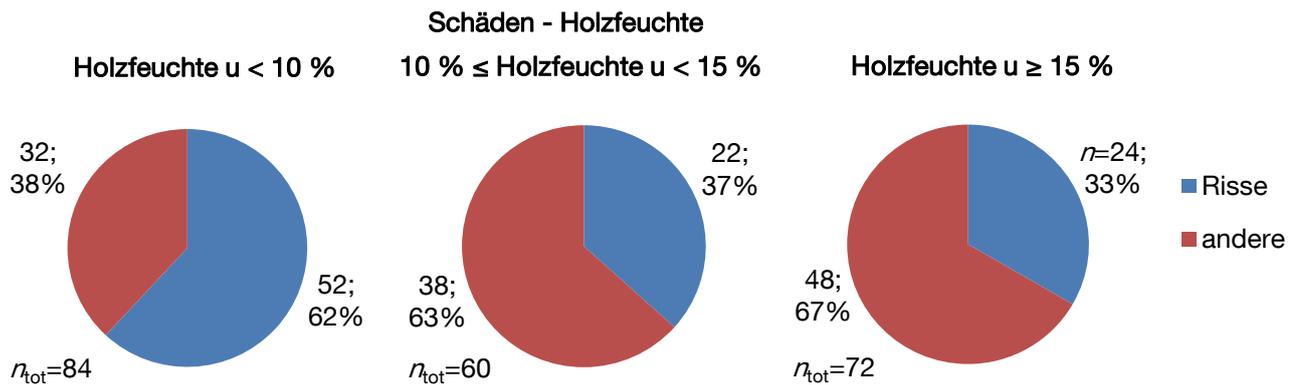


Abbildung 23: Häufigkeitsverteilung der erfassten Schäden in Abhängigkeit von der Holzfeuchte

Die These, dass Bauteile mit größeren Bauteilbreiten anfälliger für Rissentstehung aus Holzfeuchteänderungen sind, da ihr langsames Anpassungsverhalten höhere Holzfeuchtegradienten ermöglicht, wird durch Abbildung 24 bestätigt. Bei Bauteilbreiten  $b \geq 200$  mm beträgt der Anteil der Risschäden 56 %, wohingegen bei geringeren Bauteilbreiten die Anteile der Risschäden an der Gesamtsumme der erfassten Schäden bei 37 % bzw. 40 % liegen. Gleiche Feststellung kann bei einer Betrachtung der Bauteilhöhe gemacht werden (siehe Abbildung A15). Hier nehmen die Risschäden ab einer Höhe  $h \geq 400$  mm deutlich zu. Hierbei ist anzumerken, dass die Bauteilbreite und Bauteilhöhe häufig eng zueinander in Bezug stehen.

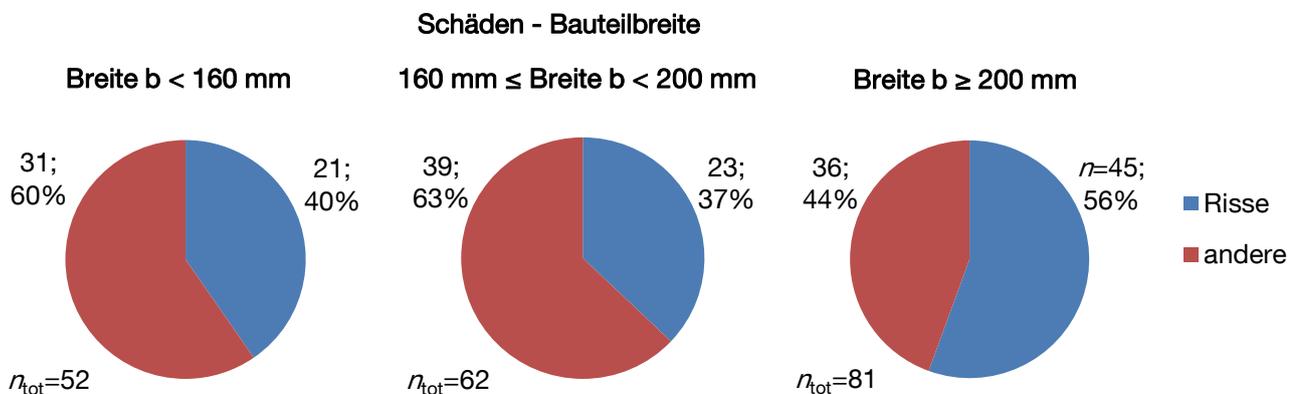


Abbildung 24: Häufigkeitsverteilung der erfassten Schäden in Abhängigkeit von der Bauteilbreite

### 1.6.6 Bauteilgeometrie - Schaden und Schadensausmaß

Großvolumige Holzbauteile, entsprechend den Feststellungen des vorherigen Abschnitts tendenziell anfälliger für Rissbildung aus Holzfeuchteänderungen, werden im Ingenieurholzbau häufig in Form von Biegeträgern eingesetzt. Neben den geraden Vollwandträgern, befindet sich unter den erfassten Bauteilen auch eine hohe Anzahl an Satteldachträgern, siehe Abbildung 11. Im Folgenden sollen diese Trägerformen hinsichtlich der aufgetretenen Schäden und des Ausmaßes der Schäden verglichen werden. Bei geraden Vollwandträgern entfallen 57 % der Schäden auf Risse in Faserrichtung, siehe Abbildung 25. Dies entspricht der im vorherigen Abschnitt dargestellten Verteilung der Schäden bei großvolumigen

Holzbauteilen. Bei Satteldachträgern liegt der Anteil der Risssschäden mit 70 % deutlich über den Werten der geraden Vollwandträger bzw. der Grundgesamtheit.

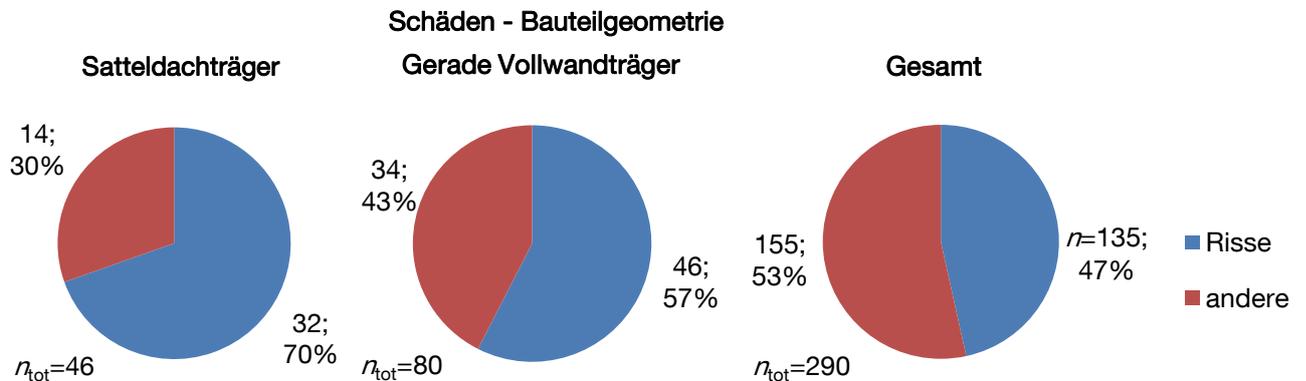


Abbildung 25: Häufigkeitsverteilung der erfassten Schäden in Abhängigkeit von der Bauteilgeometrie.

Eine Auswertung des Schadensausmaßes in Abhängigkeit der Bauteilgeometrie (siehe Abbildung 26) zeigt für Satteldachträger - im Vergleich mit der Grundgesamtheit der erfassten Bauteile - einen deutlich höheren Anteil an Schäden, die zu Bauteilversagen führten (68 %).

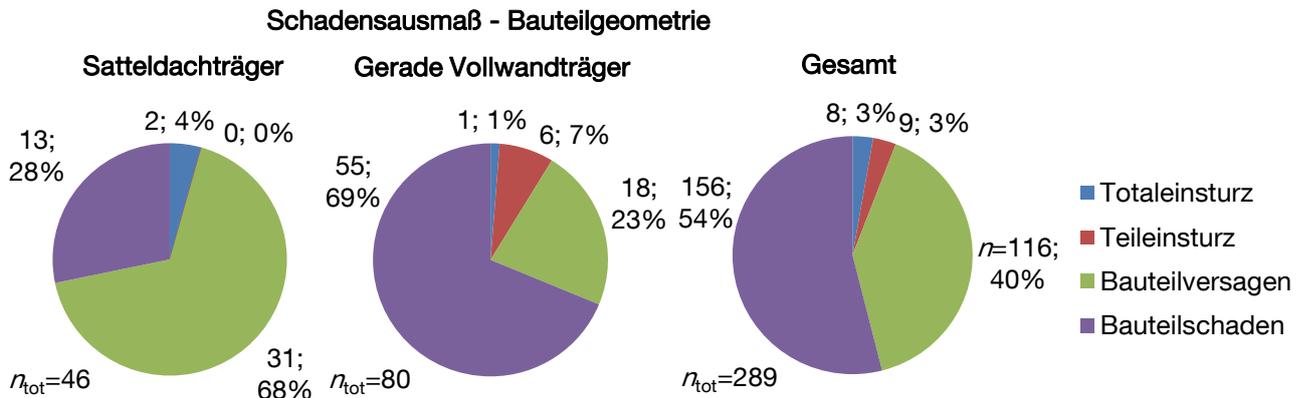


Abbildung 26: Häufigkeitsverteilung des Ausmaßes der Schäden in Abhängigkeit von der Bauteilgeometrie

Bei geraden Vollwandträgern ist dieser Trend umgekehrt (23 %). Die Anteile an Teileinstürzen und Totaleinstürzen zeigen keinen eindeutigen Trend. Der Datenumfang zu den Einstürzen ist jedoch auch zu gering, um einen Trend belegen zu können.

### 1.7 Fazit

Obwohl sowohl Satteldachträger als auch gerade Vollwandträger die gleiche Tendenz hinsichtlich des Anteils von Risssschäden an der Gesamtsumme aller Schäden aufweisen, sind die Tendenzen hinsichtlich des Schadensausmaßes gegenläufig. Daraus lässt sich schließen, dass in Satteldachträgern sowohl Ausmaß als auch Auswirkung der Risserscheinungen größer sind als in Trägern anderer Geometrien.

Risse in Faserrichtung verkörpern zumeist abgebaute Querkzugspannungen, in manchen Fällen auch abgebaute Schubspannungen. Ein Grund für Querkzugspannungen sind Schwindvorgänge aufgrund trockener Umgebungsbedingungen, vor allem in großvolumigen Holzbauteilen, siehe Abschnitt 1.5.5. Ein weiterer häufiger Fall sind geometriebedingte Querkzugspannungen, z.B. aus Umlenkkraften in gekrümmten Trägerbereichen. Hohe Schubspannungen ergeben sich häufig bei Trägerformen, welche hinsichtlich des Verlaufes der Biegemomente optimiert sind. Im Fall von Satteldachträgern liegen fast immer alle drei Fälle gleichzeitig vor. Die Überlagerung und Kombination dieser Spannungen könnte die zuvor gemachte Feststellung begründen. Dies stellt den Ausgangspunkt und die Begründung für die nun folgenden Teile dieser Arbeit dar. Dabei soll ein Beitrag zur Beantwortung der Fragestellung geliefert werden, ob Satteldachträger und gekrümmte Träger aufgrund o.g. Feststellungen hinsichtlich der Beurteilung ihrer Tragsicherheit eingehender betrachtet werden sollten und welchen Einfluss Verstärkungsmaßnahmen auf diese Gegebenheiten haben können.

## 2 Spannungen und Spannungskombinationen in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern

### 2.1 Hintergrund

Der historische Holzbau ist dadurch gekennzeichnet, dass Holzbauteile sowohl in ihren Querschnittsabmessungen als auch Längen auf die Abmessungen des in der näheren Umgebung vorhandenen Baumbestandes begrenzt waren. Dementsprechend wurde eine Vielzahl von Tragsystemen entwickelt, welche es durch die Kombination mehrerer Tragelemente aus Holz ermöglichten auch größere Spannweiten zu überbrücken, siehe Abbildung 27. Die einzelnen Elemente wurden hierbei über Holz-zu-Holz-Verbindungen oder mechanische Verbindungsmittel miteinander verbunden.

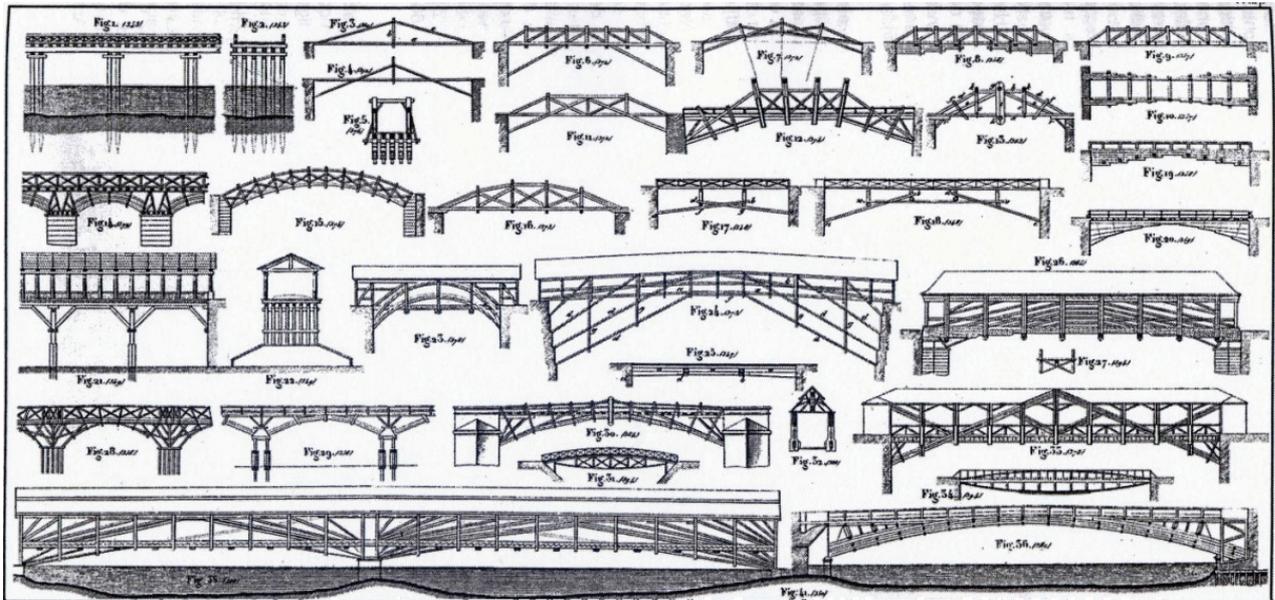


Abbildung 27: Beispielhafte Tragsysteme für historische, weitgespannte Holztragwerke [Emy 1837]

Mit den Entwicklungen und Patenten von Hetzer (Abbildung 28) begann der Durchbruch der Holzleimbauweise. Durch das Verleimen von einzelnen Brettern zu Endloslamellen und anschließender Verleimung übereinander zu Lamellenpaketen konnte sich der Holzbau sowohl hinsichtlich der Wuchsrichtung als auch von der Größe der aus dem Stamm gewinnbaren Querschnitte lösen. Resultat waren freiere (z.B. gekrümmte) Bauteilgeometrien, vgl. Abbildung 29, unter Einsatz höherwertiger Holzquerschnitte durch gezielte Festigkeitssortierung und Anordnung der zu verleimenden Querschnitte. Zu den in den letzten Jahrzehnten am häufigsten mit Brettschichtholz hergestellten Bauteilformen gehören gekrümmte Träger und Satteldachträger. Diese lassen sich nicht nur fast beliebig an gewünschte Dachformen anpassen, sondern stellen zudem bezüglich der Biegespannungen optimierte Bauteile dar.

Diese Einschätzung hinsichtlich des verbesserten Materialverbrauchs bestätigt tendenziell auch eine Auswertung des notwendigen Holzverbrauches je  $m^2$  überspannter Grundfläche, bei welcher Satteldachträger etwas besser abschneiden als gerade Träger (Vollwandträger sowie Fachwerksysteme), siehe Abbildung 30. Die gleiche Auswertung offenbart jedoch auch, dass Einfeldträger im Vergleich zu anderen statischen Systemen hinsichtlich des Materialverbrauches keine optimalen Systeme darstellen.

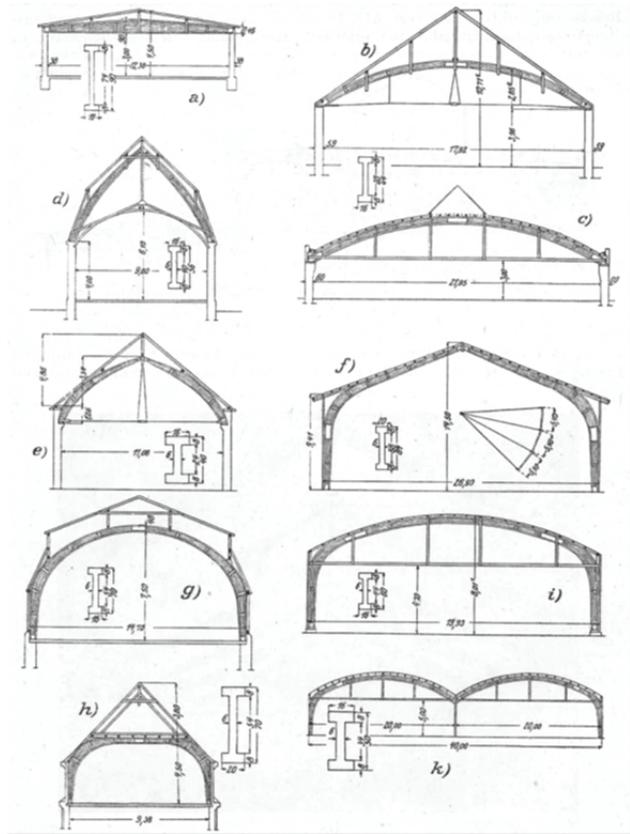
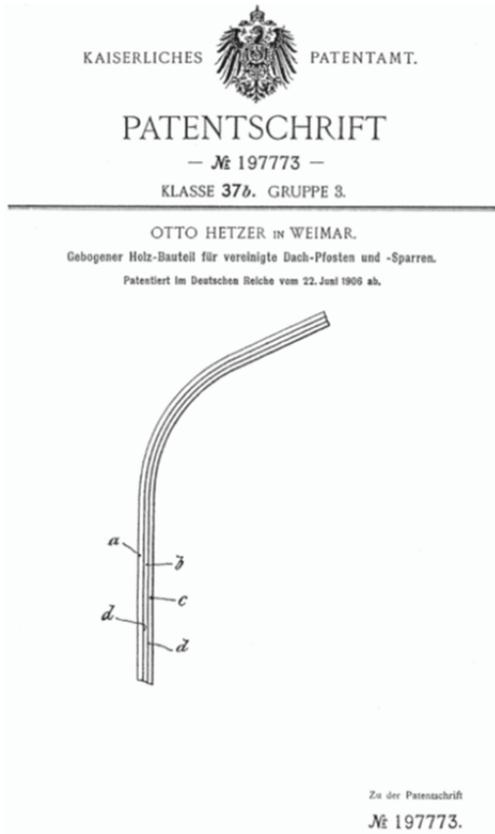


Abbildung 28: Deutsches Reichspatent Nr. 197773 für gebogene, verleimte Brettschichtträger (1906)

Abbildung 29: Die „Bauweise Hetzer“: Ausschnitt möglicher Tragwerksformen [Kersten 1921]

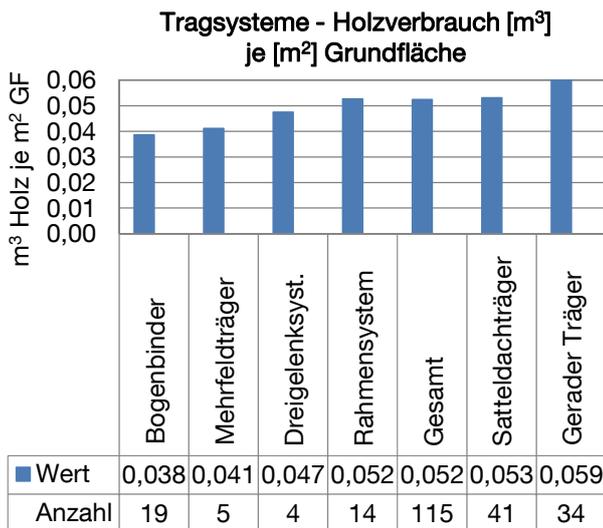


Abbildung 30: Holzverbrauch in m³ je m² Grundfläche in Abhängigkeit vom verwendeten Tragsystem, basierend auf Daten von [Hofbauer 2011]

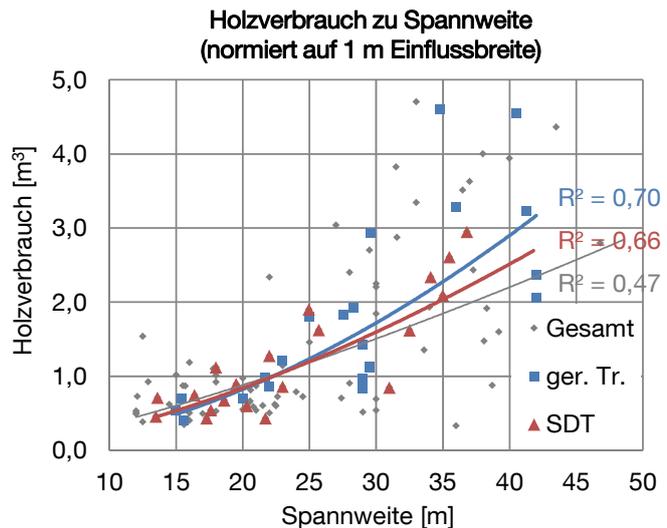


Abbildung 31: Holzverbrauch von geraden Trägern und Satteldachträgern (Vollwandträgern) im Vergleich zur Spannweite (normiert auf 1 m Einflussbreite), basierend auf Daten von [Hofbauer 2011]

Eine Auswertung des Holzverbrauchs in Bezug auf die zu überbrückende Spannweite und reduziert auf die vollwandigen Träger zeigt, dass Satteldachträger tendenziell ab Spannweiten von 20–25 m gegenüber geraden Trägern Vorteile hinsichtlich des Materialverbrauchs aufweisen, siehe Abbildung 31. Es ist anzumerken, dass die für die Auswertung zur Verfügung stehende Grundgesamtheit ( $n = 115$ ), zum großen Teil basierend auf der in Abschnitt 1 vorgestellten Datensammlung, nicht umfangreich war. Dementsprechend können Einzelwerte merkbare Auswirkungen auf den zugehörigen Verlauf der Trendlinie haben. Detailliertere Informationen zur Auswertung von Bestandstragwerken in Bezug auf den Holzverbrauch sind [Hofbauer 2011] zu entnehmen.

## 2.2 Spannungen in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern veränderlicher Höhe

Die Verwendung von Brettschichtholzträgern mit über die Länge veränderlicher Höhe eröffnet die Möglichkeit, dem in Trägerlängsrichtung veränderlichen Biegemoment ein in Trägerlängsrichtung veränderliches Widerstandsmoment gegenüberzustellen. Im Vergleich zum geraden Vollwandträger können Träger veränderlicher Höhe demnach über größere Bereiche der Trägerlänge hoch auf Biegung ausgenutzt werden. Für den Einfeldträger unter Gleichlast führt dies im Fall der Schubspannungen zu einem gegenteiligen Effekt, da der Verlauf der Querschnittshöhe gegenläufig zum Verlauf der Querkraft ist. Resultat sind hohe Schubspannungen im Bereich der Auflager, siehe Abbildung 32. Häufig werden derartige Querschnitte satteldachförmig ausgebildet, was im Bereich des Firstes zu geometriebedingten Querkzugspannungen aus Umlenkkraften führt. Diese erhöhen sich, wenn durch Anheben und Krümmen des unteren Trägerrandes eine steilere Satteldachform realisiert wird. Derartige Träger weisen neben einer hohen Ausnutzung auf Biegung Bereiche hoher Schubbeanspruchungen und hoher Querkzugbeanspruchungen auf, zweier Beanspruchungen, denen gegenüber Holz geringe Beanspruchbarkeiten sowie spröde Versagensformen aufweist. Zudem stellt sich bereichsweise eine Kombination dieser beiden Spannungen ein.

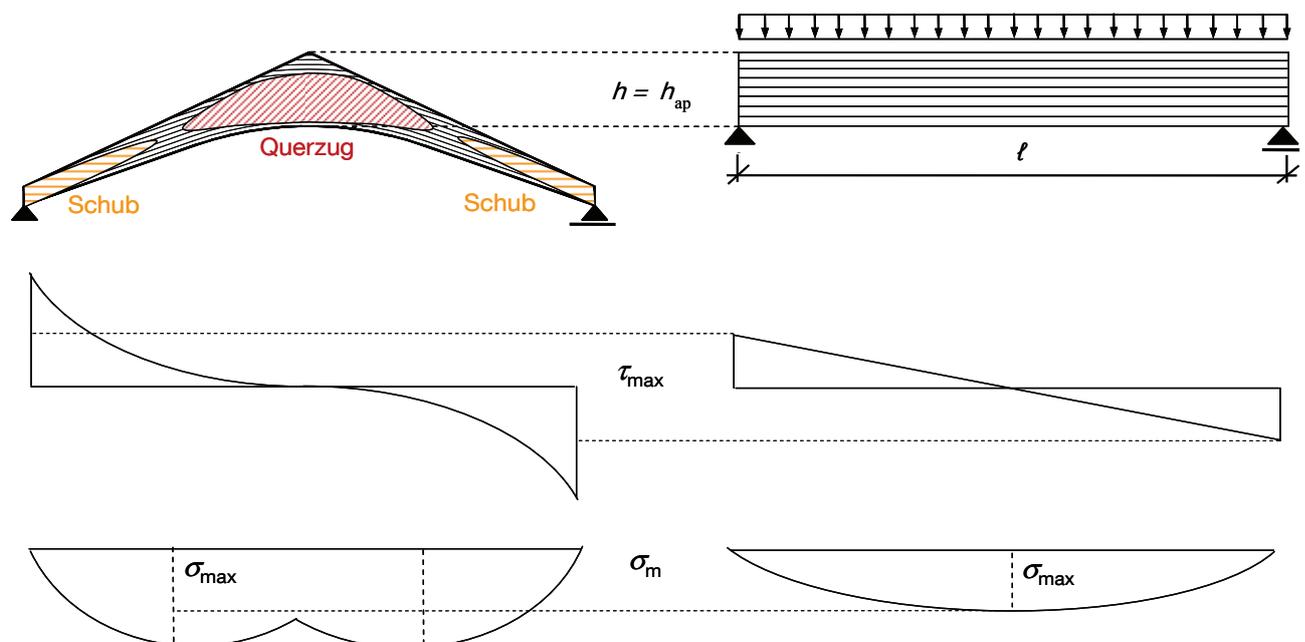


Abbildung 32: Schematischer Verlauf von Schub- und Biegespannungen in geradem Träger und Satteldachträger und sowie Bereiche hoher Schub- und Querkzugbeanspruchung im Satteldachträger

Für die Berechnung der Längsspannungen in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern mit veränderlicher Höhe sind die Träger gedanklich in drei Teile einzuteilen: die Bereiche mit linear veränderlicher Trägerhöhe, vergleichbar dem Pultdachträger (Bereich 1 und 3) und den Firstbereich bzw. den gekrümmten Bereich (Bereich 2), siehe Abbildung 33.

In Bereichen veränderlicher Trägerhöhe liegt eine nicht geradlinige Verteilung der Biegespannungen über den Querschnitt vor. Der heutzutage in den Bemessungsnormen ([DIN 1052 2008], [EN 1995-1-1 2008]) verankerte Ansatz zur Bestimmung der Längsspannungen in Pultdachträgern aus Brettschichtholz beruht auf [Riberholt 1979], der für seine Berechnungen auf die allgemeinen Ansätze von [Lekhnitskii 1968] zu anisotropen Materialien zurückgreift. Am angeschnittenen Rand, welcher zumeist an der Trägeroberseite angeordnet wird, tritt zudem eine Kombination aus Längs-, Quer- und Schubspannungen auf, die unter Berücksichtigung der orthotropen Eigenschaften des Baustoffs Holz nachzuweisen ist. Die heutzutage europäisch eingeführten Nachweisgleichungen reduzieren dies auf einen Nachweis der Biegespannungen, wobei die Auswirkung der zugleich wirkenden Spannungsinteraktion in Form einer Reduzierung der Biegebeanspruchbarkeit berücksichtigt wird. Dieser Ansatz geht auf Arbeiten von [Möhler & Hemmer 1978] zurück, die sich im Rahmen der Auswertung ihrer Versuchsergebnisse an das Kriterium von [Norris 1962] anlehnen. Die aus dieser Spannungskombination resultierenden Schubspannungen überlagern sich mit den Schubspannungen aus Querkraft. Der Verlauf der Schubspannungen über die Querschnittshöhe ist damit sowohl abhängig von der Größe der Querkraft als auch der Längsspannungen im jeweiligen Querschnitt, siehe Abbildung 33.

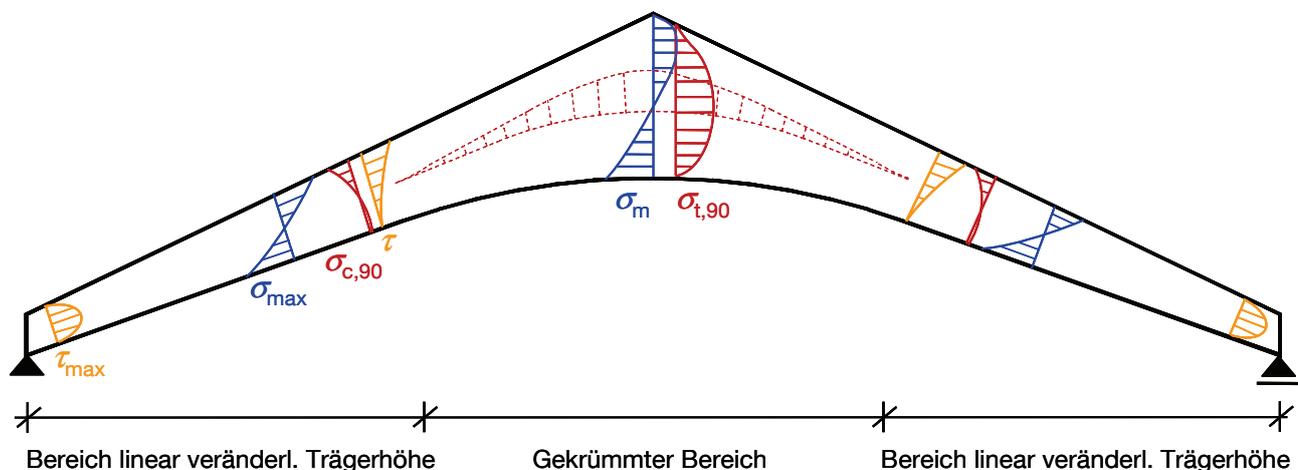


Abbildung 33: Schematischer Verlauf von Längs-, Schub- und Querspannungen in Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt an verschiedenen Querschnitten, Faserverlauf parallel zum unteren Rand

Auch im Firstbereich liegt eine nicht geradlinige Verteilung der Längsspannungen vor, was sich unter der Voraussetzung der Hypothese von [Bernoulli 1697] (Ebenbleiben der Querschnitte) in Verbindung mit dem Gesetz von [Hooke 1678] (die elastische Verformung verhält sich proportional zur einwirkenden Belastung) bei Betrachtung der unterschiedlichen Längen der Fasern an beiden Rändern erklären lässt. Der Verlauf der Längsspannungen über den Querschnitt ist dabei hyperbolisch mit einem Maximum an der Trägerinnenseite. Ein allgemeiner Ansatz zur Berechnung der Längsspannungen gekrümmter Träger wird von [Winkler 1858] vorgestellt. In direktem Zusammenhang mit der Geometrie des gekrümmten Bereiches und der Größe der dort vorhandenen Längsspannungen stehen die in diesem Bereich auftretenden

Querspannungen aus Umlenkkraften. Ein erster Ansatz zur Ermittlung der Querspannungen in gekrümmten Trägern unter Momentenbeanspruchung wird von [Pfleiderer 1907] gegeben. Die Entwicklung möglicher Ansätze zur Bestimmung der Längs- und Querspannungen in gekrümmten Bauteilen aus Brettschichtholz begann in den USA mit Arbeiten von [Wilson 1939], gefolgt von mehreren theoretischen Arbeiten und experimentellen Untersuchungen von Foschi und Fox (u.a. [Foschi 1970], [Foschi & Fox 1970]), welche von Gopu (u.a. [Gopu 1976]) unter Verwendung der Finite-Element-Methode weiterentwickelt wurden. Im deutschsprachigen Raum ist zu dieser Thematik ab den 60er-Jahren eine vermehrte Veröffentlichungstätigkeit feststellbar ([Hempel 1965], [Heimeshoff 1967], [Schelling 1967], [Buchmann 1967], [Kolb 1969]). Die in [DIN 1052 2008] und [EN 1995-1-1 2008] verankerten Ansätze zur Bestimmung von Längs- und Querspannungen in gekrümmten Trägern und Satteldachträgern beruhen auf [Blumer 1972/1979], welcher die Tangential- und Radialspannungen einer polarorthotropen Kreisbogenscheibe unter Verwendung der Steifigkeitskennwerte von Brettschichtholz herleitet und diese mittels Versuchen verifiziert. Für eine ausführliche Beschreibung der Entwicklung der Spannungsberechnung in gekrümmten Trägern und Satteldachträgern aus Brettschichtholz wird auf [Ehlbeck & Kürth 1990] verwiesen.

Der in [EN 1995-1-1 2008] verankerte Ansatz zur Bestimmung der Querspannungsbeanspruchbarkeit von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern aus Brettschichtholz basiert auf der Feststellung, dass diese von der Größe des beanspruchten Volumens abhängig ist. Die zugehörige Theorie wurde von [Weibull 1939] für homogenes, isotropes Material mit sprödem Bruchverhalten entwickelt, [Barrett 1974]) und [Barrett, Foschi & Fox 1975] weisen ihre Anwendbarkeit auf Holz unter Querspannungsbeanspruchung nach. Für eine ausführliche Beschreibung der Entwicklung der sog. „Theorie des schwächsten Gliedes“ und ihrer Anwendung auf Holz wird auf [Rouger & Barrett 1995] verwiesen, einen umfassenden Überblick über die Forschungstätigkeiten im Themenfeld querspannungsbeanspruchter Holzkonstruktionen gibt [Gustafsson 2003]. Im Hinblick auf eine vereinfachte Anwendung u.a. für in diesem Abschnitt behandelte Brettschichtholzbauteile gibt [Colling 1986-2] Ansätze und Diagramme für verschiedene Beanspruchungsarten, [Larsen 1986] stellt einen Bemessungsvorschlag für den Eurocode 5 unter Berücksichtigung des querspannungsbeanspruchten Volumens und der Verteilung der Querspannungen in diesem Volumen vor. [Ehlbeck & Kürth 1990] führen experimentelle Untersuchungen und Vergleichsrechnungen mithilfe der Finite-Element-Methode durch, aus denen sie Angaben zu Volumen- und Verteilungsfaktoren sowie anzusetzenden Querspannungsfestigkeiten ableiten. Die in [DIN 1052 2008] enthaltenen Angaben stellen eine Vereinfachung des oben beschriebenen Ansatzes in der Form dar, dass die Bestimmung der Querspannungsbeanspruchbarkeit von einem Volumeneffekt auf einen Höheneffekt reduziert wird. Dieser Ansatz beruht auf Arbeiten von ([Mistler 1979], [Mistler 1998]), welcher die Querspannungsfestigkeit von Holzquerschnitten nicht über ein Volumen-Modell, sondern über ein Seil-Ketten-Modell beschreibt.

Auch gegenüber Schubbeanspruchungen weist Holz sowohl einen spröden Versagensmechanismus als auch eine vom beanspruchten Volumen abhängige Schubbeanspruchbarkeit auf. Letztere Erkenntnis wurde durch eine Vielzahl von Untersuchungen untermauert (u.a. [Foschi & Barrett 1976], [Longworth 1977], [Foschi & Barrett 1977], [Colling 1986-1]), für eine aktuelle Zusammenstellung der Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet wird auf [Lackner 2011] verwiesen. Die experimentellen Untersuchungen zum Größeneffekt bei Schubbeanspruchung, weisen diesen sowohl in Form eines Volumen- als auch eines Höhen- und Breiteneffektes nach, jeweils in Form von abnehmender Schubbeanspruchbarkeit bei zunehmender Dimension. Aufgrund versuchstechnischer Beschränkungen liegen experimentelle Untersuchungen nur für Bauteile bis zu maximalen Abmessungen  $h < 770$  mm und  $l < 6100$  mm vor. [Klapp & Brüninghoff 2005] erweitern die Bandbreite auf Bauteilhöhen  $h = 2500$  mm

unter Verwendung eines Simulationsmodells, welches mögliche Verteilungen der Bretter und zugehöriger Schubfestigkeiten im Brettschichtholzträger abbilden kann. In dieses Modell integrieren sie die von [Glos & Denzler 2004] ermittelte Normalverteilung der Schubfestigkeiten von Vollholzelementen und validieren es anhand von Ergebnissen experimenteller Untersuchungen von [Schickhofer 2001]. Aus ihren Ergebnissen leiten sie einen Vorschlag für die Berücksichtigung des Größeneffektes bei Schubbeanspruchung in Abhängigkeit der beanspruchten Höhe und Länge sowie der Beanspruchungsart her. Einen vergleichbaren Ansatz führt schon das Vorgängerdokument zur ersten Fassung des Eurocode 5 [Report EUR 9887 1987] auf, in der anschließend veröffentlichten ENV Fassung [ENV 1995-1-1 1993] ist dieser Ansatz jedoch nicht mehr enthalten. Aufgrund von Schadensfällen, zu denen auch Schubversagen an hohen Brettschichtholzbauteilen gehörten, wurde im Jahre 2005 ein Warnhinweis [CEN TC 250 N681 2005] zur Anwendung von [ENV 1995-1-1 1993] und [EN 1995-1-1 2004] veröffentlicht. Im daraufhin entwickelten Änderungspapier [EN 1995-1-1/A1 2008] wurde der Einfluss von Rissen auf die Schubbeanspruchbarkeit von Brettschichtholz mittels eines Rissfaktors  $k_{cr}$  zur Reduzierung der anzusetzenden Querschnittsbreite berücksichtigt. Auf eine normative Einführung des Größeneffektes bei Schubbeanspruchung wurde weiterhin verzichtet.

Sowohl die Querkzugfestigkeit als auch die Schubfestigkeit sind von der vorhandenen Holzfeuchte abhängig. Beide Festigkeitskennwerte sinken mit zunehmender Holzfeuchte. [Hoffmeyer 1995] quantifiziert diese Reduktion für die Schubfestigkeit mit 2.5% je Prozentpunkt Holzfeuchteänderung und für die Querkzugfestigkeit mit 2%/ % $\Delta u$ . Hierbei darf zwischen Feuchtegehalten  $8\% < u < 20\%$  ein linearer Zusammenhang angenommen werden.

### 2.3 Die Interaktion von Schub- und Querspannungen

Wie in Abschnitt 2.2 erläutert, tritt bei biegebeanspruchten Trägern mit veränderlicher Trägerhöhe am angeschnittenen Rand eine Kombination aus Längs-, Quer- und Schubspannungen auf, welche in den Bemessungsnormen über eine Reduktion der Biegebeanspruchbarkeit berücksichtigt wird. Ein weiteres baupraktisches Beispiel einer derartigen Spannungsinteraktion findet sich im Fall direkter Auflagerung, d. h. Auflagerung am unteren Trägerrand bei Lastangriff am oberen Trägerrand. Hier ergibt sich aufgrund der sich zum Auflager hin ausbildenden Druckstreben eine Querdruckbeanspruchung und damit eine erhöhte Schubbeanspruchbarkeit des Holzbauteils. Deshalb darf in solchen Fällen die Querkraft im Abstand  $h$  vom Auflager für den Nachweis der Schubtragfähigkeit angesetzt werden [ERL DIN 1052 2004]. In Bereichen von Ausklinkungen bewirken die lokal hohen Querkzugspannungen eine Reduzierung der Schubbeanspruchbarkeit des Holzbauteils.

[Spengler 1982] untersuchte das Verhalten der Schubfestigkeit von Fichtenholz unter kombinierter Schub- und Querbeanspruchung. Die für die experimentellen Untersuchungen verwendeten Scherprüfkörper sind in Abbildung 34 dargestellt. Die Lasteinleitung in die Brett lamellen erfolgte über flächig verklebte Laschen, mittels Ausrundungen auf Höhe der Wirkungslinie im Bereich der Enden sollte das Auftreten von Spannungsspitzen vermieden werden. [Hemmer 1984] untersuchte unterschiedliche Spannungskombinationen an röhrenförmigen Prüfkörpern aus Weißtanne, siehe Abbildung 35. Querspannungen wurden durch Aufbringen eines Innendruckes in der Röhre bzw. eines Außendruckes auf die Röhre, die Schubbeanspruchung über ein Torsionsmoment aufgebracht.

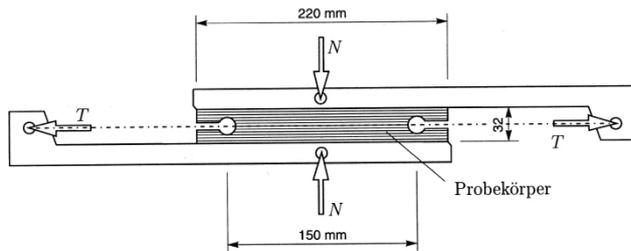


Abbildung 34: Versuchsanordnung nach [Spengler 1982], aus [Eberhardsteiner 2002]

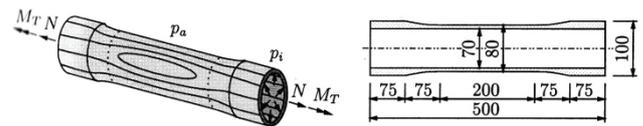


Abbildung 35: Versuchsanordnung nach [Hemmer 1984], aus [Eberhardsteiner 2002]

Die Ergebnisse der Untersuchungen von [Spengler 1982] und [Hemmer 1984] sind in Abbildung 36 dargestellt. Für die zugehörige Darstellung des von [Spengler 1982] durch etwa 740 Versuche ermittelten Interaktionsverhaltens wurde folgende, von [Blaß & Krüger 2010] mittels einer multiplen Regressionsanalyse entwickelte Gleichung verwendet:

$$\tau = 4.75 \text{ N/mm}^2 - 1.15 \cdot \sigma_{\perp} - 0.13 \cdot \sigma_{\perp}^2 \quad (2-1)$$

[Hemmer 1984] ermittelte aus den Ergebnissen seiner experimentellen Untersuchungen eine Bruchfunktion über das Kriterium von [Tsai & Wu 1971], welche neben den jeweils aus drei Versuchen gefundenen Mittelwerten angegeben wird. Beide Untersuchungen unterscheiden sich hinsichtlich der jeweils erreichten Bruchspannungen deutlich. Dies ist zum einen durch den sehr unterschiedlichen Versuchsaufbau zu erklären. Zum anderen waren die von [Hemmer 1984] verwendeten Prüfkörper aus dem vollen Stammquerschnitt gedreht, wobei besonderes Augenmerk auf Kriterien wie Astigkeit, Faserverlauf und Vermeidung von Schwindrissen gelegt wurde. Die Prüfkörper von [Spengler 1982] waren zufällig aus verschiedenen Produktionsstätten für Brettschichtholz entnommen worden. Eine Betrachtung der baupraktisch relevanten Bereiche der Querspannungen ( $-2 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{90} \leq 1 \text{ N/mm}^2$ ) zeigt jedoch annähernd gleiche Steigungen der Verläufe. Für eine ausführliche Darstellung von Bruchhypothesen für biaxial beanspruchte, orthotrope Werkstoffe wird auf [Eberhardsteiner 2002] verwiesen.

Die normative Verankerung der Interaktion von Schub- und Querspannungen ist heterogen. Für den Nachweis der Querspannungen in gekrümmten Trägern oder Trägern veränderlicher Höhe wird in [EN 1995-1-1 2008] eine lineare Interaktion zwischen Schub- und Querspannungen angesetzt, vgl. Gleichung (2-2), in [DIN 1052 2008] wird der Anteil aus Schub quadriert, vgl. Gleichung (2-3). Zudem ist in beiden Normen der vorab angesprochene Fall der Spannungsinteraktion am angeschnittenen Rand berücksichtigt. Die [SIA 265 2003] berücksichtigt sowohl den positiven Einfluss von Querdruckspannungen als auch den negativen Einfluss von Querspannungen auf die Schubbeanspruchbarkeit von Holzbauteilen, vgl. Gleichung (2-4). Diese Gleichung basiert auf einer Interpolation zwischen den beiden bekannten Stützstellen der reinen Querspannung- und Schubbeanspruchung sowie einer Extrapolation für den Querdruckbereich. Abbildung 37 enthält einen Vergleich der Interaktionsansätze der drei Normen. Hierbei wurden die in [DIN 1052 2008] angegebenen Festigkeitskennwerte für Brettschichtholz GL28c angesetzt.

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} + \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad [\text{EN 1995-1-1 2008}] \quad (2-2)$$

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot (h_0/h_{ap})^{0.3} \cdot f_{t,90,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad [\text{DIN 1052 2008}] \quad (2-3)$$

$$\left(\frac{f_{c,90,d} + \sigma_{90,d}}{f_{c,90,d} + f_{t,90,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{c,90,d}}{f_{c,90,d} + f_{t,90,d}}\right)^2\right] \leq 1 \quad [\text{SIA 265 2003}] \quad (2-4)$$

mit:  $\sigma_{90,d} = \sigma_{t,90,d}$  bei Querkzugbeanspruchung  
 $\sigma_{90,d} = -\sigma_{t,90,d}$  bei Querkdruckbeanspruchung

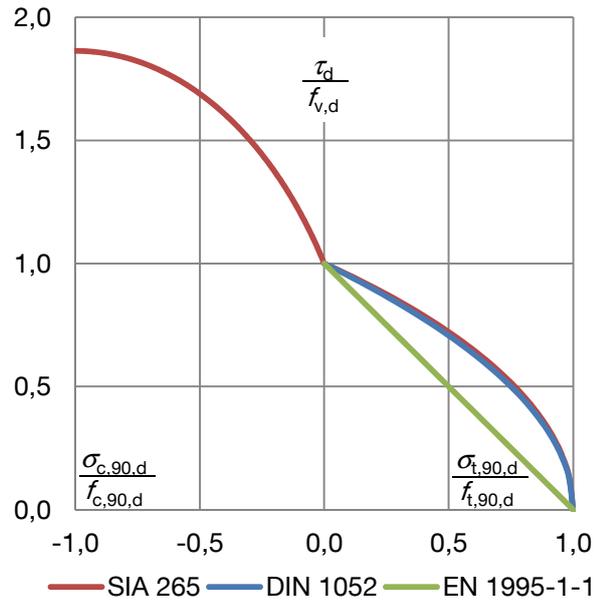
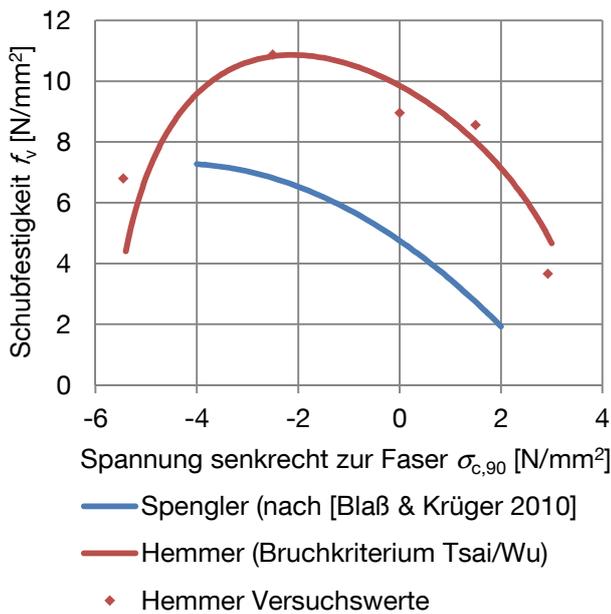


Abbildung 36: Vergleich der Regressionskurven der Versuchsergebnisse von [Spengler 1982] und [Hemmer 1984]

Abbildung 37: Vergleich der Interaktionsansätze nach [SIA 265 2003], [DIN 1052 2008] und [EN 1995-1-1 2008] in Abhängigkeit der Ausnutzungsgrade

Im folgenden Abschnitt soll demnach untersucht werden, welchen Einfluss die zusätzliche Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querkzugspannungen auf die Ausdehnung der hochbeanspruchten Bereiche in gekrümmten Trägern und Satteldachträgern hat.

## 2.4 Untersuchung und Parameterstudie zu Schub- und Querkzugspannungen in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern sowie ihrer Interaktion

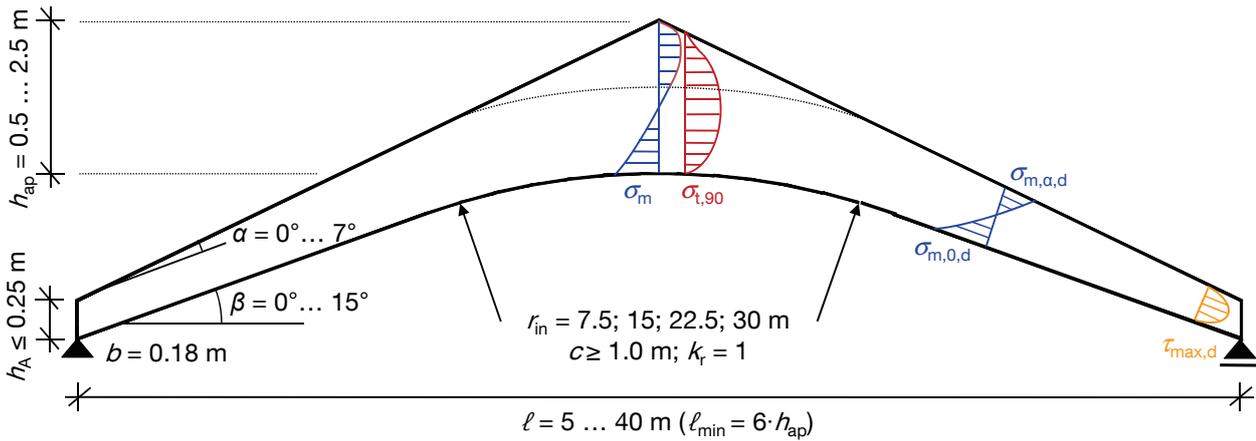
### 2.4.1 Hintergrund

In Abschnitt 1 wird dargestellt, dass statisch bestimmte, vollwandige Einfeldträger aus Brettschichtholz in etwa die Hälfte der Grundgesamtheit der statistischen Auswertungen zu Schadensfällen an weitgespannten Holzbauteilen repräsentieren. Innerhalb dieser Gruppe machen Risse in Faserrichtung einen Großteil der registrierten Schäden aus. Meistgenannter Auslöser waren feuchteinduzierte Spannungen aus Holzfeuchteänderungen, gefolgt von geometriebedingten Querkzugspannungen. Ein

Vergleich der geraden Vollwandträger und der Satteldachträger (incl. gekrümmte Träger mit lose aufgesatteltem First) zeigt, dass beide die gleiche Tendenz hinsichtlich des Anteils von Risschäden an der Gesamtsumme aller Schäden aufweisen. Die Auswirkung dieser Risserscheinungen ist in Satteldachträgern jedoch deutlich größer. Der Grund wird darin vermutet, dass diese Trägerarten hinsichtlich ihres Materialeinsatzes optimierte Bauteile darstellen, in denen sowohl geometriebedingte Querkzugspannungen als auch hohe Schubspannungen auftreten. Ein zusätzliches Charakteristikum dieser Geometrien ist, dass bereichsweise Kombinationen dieser beiden Spannungen auftreten. Häufig wiesen derartige Träger Querkzugschäden im Firstbereich auf, in mehreren Fällen wurde auch ein kombiniertes Versagen auf Querkzug im First, übergehend in ein Schubversagen in Auflagernähe festgestellt. Ein derartiges Versagen resultierte in einem faserparallelen Durchreißen über die gesamte Trägerlänge.

Dementsprechend ist es von Interesse, welche Geometrien von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern über größere Bereiche hoch auf Querkzug und Schub ausgelastet sind und ob sich bei Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querkzugspannungen diese Bereiche signifikant vergrößern. Diese Fragestellung sollte im Rahmen dieser Arbeit, unter Anwendung des bekannten und in Abs. 2.2 und Abs. 2.3 beschriebenen Wissensstandes zu Spannungen und Spannungsinteraktionen in derartigen Trägerformen, untersucht werden. Um die gesamte Bandbreite realistischer Geometrien in dieser Untersuchung abzudecken, wurde folgender Ansatz gewählt. Jede Trägergeometrie wird einerseits durch bestimmte Randbedingungen definiert, andererseits sind für sie bestimmte Nachweise vorgeschrieben. Über eine Kombination beider Seiten können die Randbedingungen in gleichmäßigen Schrittweiten durchlaufen und für jede Kombination die entsprechenden Nachweise geführt werden. Die relevanten Teilmengen können bestimmt werden, indem man für jeden Nachweis Untergrenzen (Wirtschaftlichkeitsgrenzen) und Obergrenzen (Versagensgrenzen) festlegt. Wenn ein Nachweis einen Ausnutzungsgrad innerhalb dieser Grenzen ergibt, so kann die untersuchte Geometrie für weitere Betrachtungen gespeichert werden. Führt man die Teilmengen gespeicherter Geometrien aus Einzelnachweisen zusammen, ergibt sich eine Schnittmenge der für o.g. Zielsetzung relevanten Geometrien. Für eine derartige Untersuchung bietet sich ein Tabellenkalkulationsprogramm [Excel] an, in welches die notwendigen Ansätze implementiert werden und die zu untersuchenden Geometrieparameter über Schleifen in konstanten Schrittweiten variiert werden. Die so in unterschiedlichen Arbeitsblättern gespeicherten Ergebnisse können anschließend in Verbindung gebracht und aus der Gesamtheit der untersuchten Geometrien die Schnittmenge der relevanten Geometrien bestimmt werden.

Es sollten alle Trägerformen, vom geraden Träger bis zum gekrümmten Satteldachträger untersucht werden. Innerhalb dieser wurden nur symmetrische Systeme untersucht, Stabilitätsversagen wurde ausgeschlossen. Die zugehörigen Randbedingungen und die gewählten Grenzen sind in Abbildung 38 dargestellt. In gleicher Abbildung sind die für die einzelnen Nachweise festgelegten Ober- und Untergrenzen angegeben. Im Fall der Nachweise auf Schub und Querkzug wurde ein Ausnutzungsgrad  $\eta \leq 1.25$  unter der Prämisse zugelassen, dass die Träger gegenüber diesen spröden Versagensmechanismen verstärkt werden können. Dementsprechend wurden für diese beiden Beanspruchungen zusätzlich Verstärkungsgrenzen festgelegt. Diese wurden unter Berücksichtigung des potentiellen Einflusses von Risserscheinungen und feuchteinduzierten Querspannungen zu  $\eta = 0.75$  gewählt. Hinsichtlich der zu führenden Nachweise und Materialkennwerte wurde auf [DIN 1052 2008] zurückgegriffen, einzelne gesondert gewählte Ansätze zur Spannungsermittlung werden nachfolgend beschrieben. Die Implementierung dieser Untersuchung und die erstmalige Auswertung wurde im Rahmen einer vom Verfasser betreuten Masterarbeit [Danzer 2011] durchgeführt.



Trägerformen:

- Gerader Träger; Pultdachträger
- Gerader Satteldachträger (symmetrisch)
- Gekrümmter Träger (symmetrisch)
- Gekrümmte Satteldachträger (symmetrisch)

Randbedingungen:

- BSH GL28c (DIN 1052)
- NKL 1, 2; KLED „kurz“
- $g_k = 5 \text{ kN/m}$ ;  $q_k = 6 \text{ kN/m}$

Verwendete Grenzen:

$\eta$	Wirtsch.	Verst.	Vers.
$\sigma_m$	0.60		1.0
$\sigma_{m,\alpha,d}$	0.75		1.0
$\sigma_{m,0,d}$	0.75		1.0
$\sigma_{t,90,d}$	0	0.75	1.25
$\tau_{max,d}$	0.6 (ger. Tr. 0.5)	0.75	1.25

Abbildung 38: Untersuchte Trägerformen und ihre Randbedingungen sowie zu den einzelnen Nachweisen festgelegte Grenzen

2.4.2 Spannungsermittlung

Da eine realitätsnahe Abbildung, vor allem der Querzug- und Schubspannungen, für die vorab vorgestellte Untersuchung großen Stellenwert hat, war es teilweise notwendig, von den vereinfachenden Angaben der [DIN 1052 2008] abzuweichen oder Annahmen für Zustände zu treffen, die nicht normativ geregelt sind. Beides soll folgend in Kürze vorgestellt werden.

Für mehrere in vorliegender Untersuchung zu betrachtende Trägerformen würde eine Ermittlung der Schubspannungen allein aus dem Verlauf der Querkraft eine höchstens befriedigende Näherung darstellen. Wie in Abschnitt 2.2 erläutert, ist in Bereichen veränderlicher Trägerhöhe neben dem Anteil Schub aus Querkraft auch der Anteil der Schubspannungen infolge Längsspannungen am angeschnittenen Rand zu berücksichtigen. Nach [Blumer 1972/1979] stellt sich für letzteren ein über die Trägerhöhe durchschlagender Verlauf ein. Dieser wurde über eine Aufteilung der Schubspannungen in einen linearen und einen quadratischen Anteil angenähert. Für die Ermittlung der Größe der Längsspannungen am angeschnittenen Rand wurde der Ansatz von [Blumer 1972/1979] herangezogen. Auch für den Verlauf der Schubspannung in den gekrümmten Bereichen konnte auf Angaben aus gleicher Quelle zurückgegriffen werden. Im Fall des Satteldachträgers ist zu berücksichtigen, dass der First eine Unstetigkeitsstelle darstellt, in der die Längsspannungen am Trägerrand, welcher die Firstspitze beinhaltet, auf Null abfallen. Dementsprechend wurde ein Ansatz implementiert, bei dem die Längsspannungen am angeschnittenen Rand ab einem Abstand  $h_{ap}$  bis zum First in Form einer kubischen Parabel abnehmen. Eine von [Danzer 2011] durchgeführte Finite-Element-Berechnung zeigte gute Übereinstimmung mit den gewählten Ansätzen, wobei darauf geachtet wurde, dass die gewählten Ansätze Ergebnisse liefern, welche tendenziell leicht auf der sicheren Seite liegen.

In den Bemessungsnormen wird ein Nachweis der Querkzugspannungen im Firstquerschnitt gefordert. Hinsichtlich der Zielsetzung der vorliegenden Untersuchung z.B. hinsichtlich der Interaktion von Schub- und Querkzugspannungen ist es jedoch notwendig, den Verlauf der Querkzugspannungen in Trägerlängsrichtung über den gesamten querkzugbeanspruchten Bereich abzubilden. In der Literatur sind dazu nur wenige Angaben zu finden. Laut [DIN 1052 2008] darf von einem gestuften Verlauf der Querkzugspannungen (voller Querkzug in der Mitte, 2/3 in den äußeren Vierteln) des querkzugbeanspruchten Bereiches ausgegangen werden, [Ehlbeck & Kürth 1990] wenden trapezförmige oder parabolische Annäherungen an, siehe Abbildung 39. Aus den experimentellen Untersuchungen von [Möhler & Blumer 1974] an gekrümmten Trägern und Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt und ist bekannt, dass sich die Querkzugspannungen in Trägerlängsrichtung über das Ende des gekrümmten Bereiches hinaus ausdehnen (siehe Abbildung 40), das Ausmaß des Einflusses des Übergangsbereiches auf den Verlauf der Querkzugspannungen wird in beide Richtungen mit der Trägerhöhe  $h$  abgeschätzt. In den beiden letztgenannten Untersuchungen wurden jedoch nur wenige Geometrien analysiert, so sind z.B. zu langen Krümmungsbereichen keine Angaben enthalten.

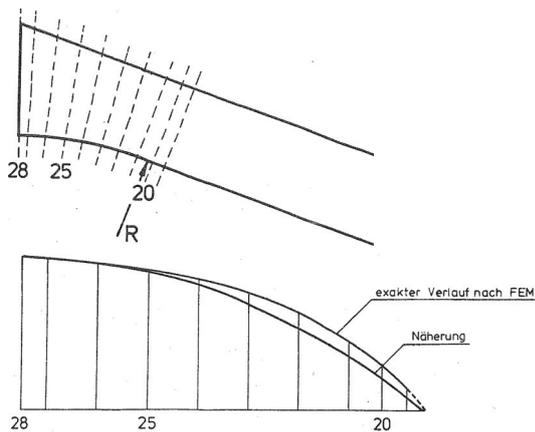
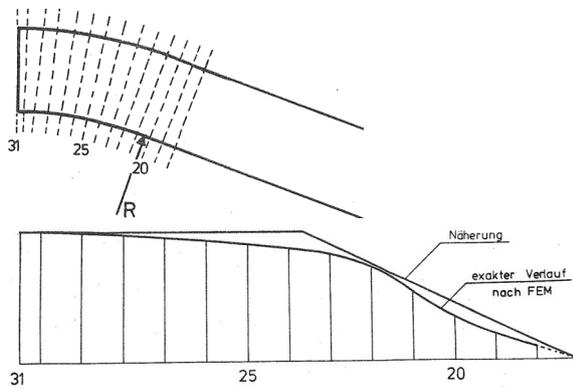


Abbildung 39: Mittels FEM ermittelter Verlauf der Querkzugspannungen eines gekrümmten Trägers (oben) und eines gekrümmten Satteldachträgers (unten) [Ehlbeck & Kürth 1990]

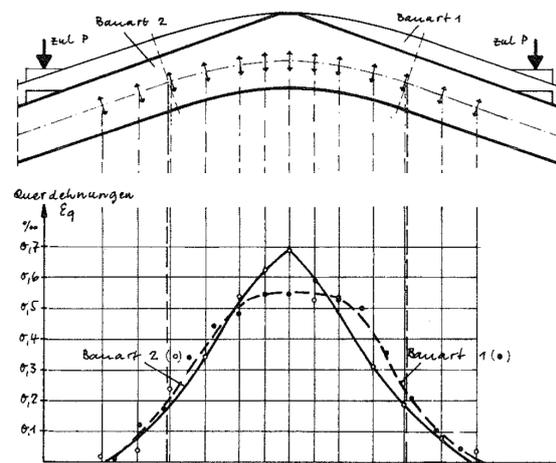
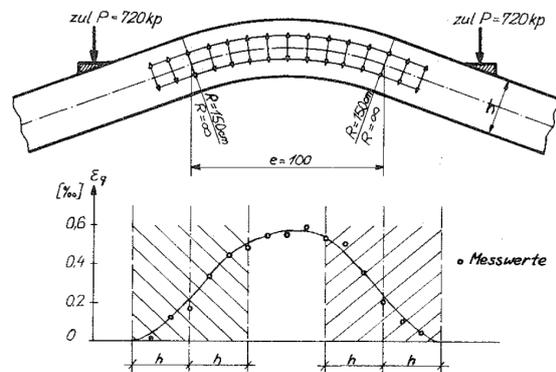


Abbildung 40: Ergebnisse von Querkzugspannungsmessungen im gekrümmten Bereich und Übergangsbereich von gekrümmten Trägern (oben) und Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt (unten) [Möhler & Blumer 1974]

Eine Besonderheit ergibt sich im Fall von gekrümmten Trägern mit veränderlicher Trägerhöhe außerhalb des gekrümmten Bereiches. Kann im gekrümmten Bereich der Verlauf der Querkzugspannungen noch über den Verlauf der Längsspannungen abgeschätzt werden, so tritt am Übergang vom gekrümmten zum geraden Bereich ein Nebenfirst auf, welcher in bereichsweise erhöhten Querkzugspannungen resultiert. Laut Angaben von [BVPI 2010] (unter Bezugnahme auf [Roth & Butenschön 1990]) dürfen Nebenfirste näherungsweise wie Firstquerschnitte eines Satteldachträgers nachgewiesen werden, wobei hierfür die Hälfte des Differenzwinkels am oberen Rand angesetzt werden darf.

Da die in vorliegender Untersuchung zu analysierenden Geometrien durch die aus der Literatur bekannten Untersuchungen nur teilweise abgedeckt sind, wurde entschieden, ausgehend vom normativ geregelten Maximum im First die jeweils folgenden Verläufe mittels Finite-Element-Berechnungen im linear-elastischen Bereich abzuschätzen. Diese Verläufe wurden mittels Polynomen mit horizontalen Tangenten im Anfangs- und Endpunkt angenähert und anschließend im Tabellenkalkulationsprogramm implementiert. Für die Finite-Element-Berechnungen wurde das Programm [Sofistik 2010] verwendet. In das parametrisierte Modell aus vierknotigen Scheibenelementen mit vergleichbarer Seitenlänge wurden die in [DIN 1052 2008] angegebenen Steifigkeitskennwerte für BSH GL28c eingesetzt, es wurden lokale, entlang der Trägerunterkante verlaufende Koordinatensysteme implementiert. Die Verläufe der Querkzugspannungen wurden unter Ansatz eines konstanten Momentes im Firstbereich ermittelt, vergleichsweise wurden auch die Verläufe unter Ansatz einer Streckenlast auf der Trägeroberseite berechnet. Letztere wurden jedoch nicht zur Ermittlung des Verlaufes der Querkzugspannungen herangezogen, da die Berücksichtigung des positiven Effektes der Auflast auf die Größe der Querkzugspannungen in [DIN 1052 2008] und [DIN EN 1995-1-1/NA 2010] ausgeschlossen wird. Um eine korrekte Abschätzung für alle zu untersuchenden Trägerformen zu gewährleisten, wurde für jede Geometrie eine Vielzahl von Berechnungen unter Variation der maßgebenden Geometrieparameter durchgeführt. So konnten für die zu untersuchenden Trägerformen und -geometrien gute Annäherungen der Verläufe der Querkzugspannungen ermittelt werden. Für eine ausführliche Beschreibung der Vorgehensweise bei der Ermittlung der Verläufe der Querkzug- und Schubspannungen für diese Untersuchung wird auf [Danzer 2011] verwiesen.

Sollten im Firstquerschnitt Schubspannungen aus Querkraft vorliegen, so wird in [DIN 1052 2008] und [EN 1995-1-1 2008] gefordert, die Interaktion von Schub und Querkzugspannungen nachzuweisen. Das Ziel der vorliegenden Untersuchung ist, den Einfluss dieser Interaktion auch außerhalb des Firstquerschnittes zu quantifizieren. Dies wurde über einen Vergleich der Längen der hochbeanspruchten Bereiche realisiert. Hierzu wurden an einhundert Stützstellen entlang der Systemlinie die Ausnutzungsgrade der beiden Nachweise ausgegeben, ihre Verläufe zwischen den Stützstellen linear interpoliert. Über eine Bestimmung der Längen, in welchen die Nachweise auf Schub und Querkzug die Verstärkungsgrenze überschritten, und eine anschließende Gegenüberstellung mit der resultierenden Länge unter Ansatz der Spannungskombination konnte gewünschter Vergleich hergestellt werden. Für die Interaktion von Schub und Querkzugspannungen wurde der Ansatz der [DIN 1052 2008] gewählt, da dieser im Vergleich zum Ansatz in [EN 1995-1-1 2008] eine größere Übereinstimmung mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen zeigt. Zusätzlich wurde auch der Ansatz nach [SIA 265 2003] implementiert. Hierbei zeigte sich jedoch, dass dieser für die gewünschte Untersuchung ungeeignet war. Grund ist, dass dieser Ansatz im ersten Term (Gleichung (2-4)) neben der Querspannung auch die Querkdruckfestigkeit mit einbezieht, so dass sich auch bei geringen Querkzugspannungen eine scheinbare Ausnutzung ergibt. Diese führt dazu, dass auch in Bereichen geringerer Querkzugspannungen die gewählten Verstärkungsgrenzen überschritten werden und die Ergebnisse mehr von der Länge der querkzugbeanspruchten Bereiche als von

der eigentlichen Größe der Querkzugspannungen abhängig sind. Dementsprechend wurde entschieden, für die Auswertungen der Interaktion von Schub- und Querkzugspannungen nur auf den Ansatz der [DIN 1052 2008] zurückzugreifen.

#### 2.4.3 Ergebnisse – Gerader Träger, Pultdachträger und Satteldachträger mit geradem Untergurt

Im Fall der geraden Träger ergibt sich unter den getroffenen Annahmen (siehe Abschnitt 2.4.2) keine Geometrie, welche innerhalb der Schnittmenge der gewählten Grenzen liegt. Grund ist, dass der Nachweis auf Schub auch bei maximaler Auslastung der Biegebeanspruchbarkeit die gewählte Untergrenze von  $\eta = 0.5$  nicht überschreitet. Dieses Ergebnis deckt sich mit der Erfahrung, dass die versuchstechnische Erzeugung eines Schubversagens an geraden, auf Biegung beanspruchten Trägern nur über die lokale Reduzierung der Bauteilbreite (z.B. Verwendung von Stegträgern) erreichbar ist.

Im Fall von Pultdachträgern können aufgrund der einseitig geringeren Auflagerhöhe  $h_A$  hoch schubbeanspruchte Geometrien ( $0.75 \leq \eta_t \leq 1.25$ ) auftreten. Aus Abbildung 41 ist ablesbar, dass die Schnittmenge der relevanten Geometrien in einem engen, vom Verhältnis  $\ell/h_{ap}$  (Trägerlänge zur größeren Auflagerhöhe) und der Obergurtneigung  $\delta$  aufgespannten Bereich liegt. Bei Reduktion der Untergrenze auf  $\eta = 0.6$  dehnt sich diese Fläche in den Bereich geringerer Obergurtneigungen und kleinerer  $\ell/h_{ap}$ -Verhältnisse aus (in den Abbildungen mit *tragfähiger Bereich* gekennzeichnet).

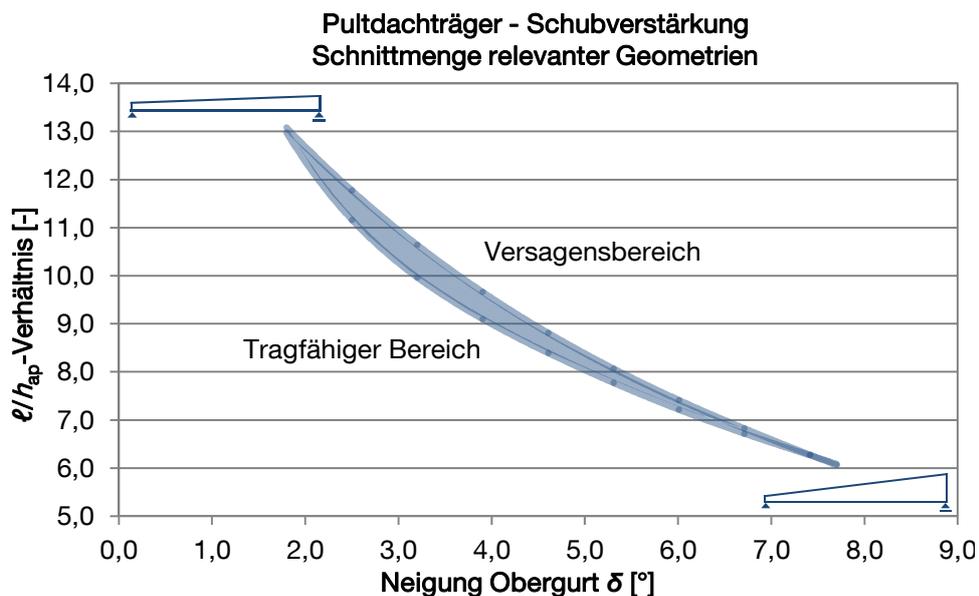


Abbildung 41: Pultdachträger – Schnittmenge hoch auf Schub ausgenutzter Geometrien ( $0.75 \leq \eta_t \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

Abbildung 42 stellt dar, welche Länge der auf Schub zu verstärkende Bereich im Verhältnis zur gesamten Trägerlänge einnimmt. Es ergeben sich Längen zwischen 2.4 % und 6.8 % der gesamten Trägerlänge. Die Längen der Verstärkungsbereiche beginnen nicht bei Null. Dies ist damit zu erklären, dass für die Ermittlung der Ausnutzungsgrade der Nachweis auf Schub im maßgebenden Schnitt, d.h. im Abstand  $h$  vom Auflager geführt wurde, die Länge der zu verstärkenden Bereiche jedoch vom Auflager selbst aus gemessen wird. Die Feststellung, die Länge der zu verstärkenden Bereiche liege im Fall großer

Obergurtneigungen im oberen Bereich, wird dadurch begründet, dass sich die Schubbeanspruchung der relevanten Geometrien im oberen Grenzbereich der Ausnutzungsgrade bewegten.

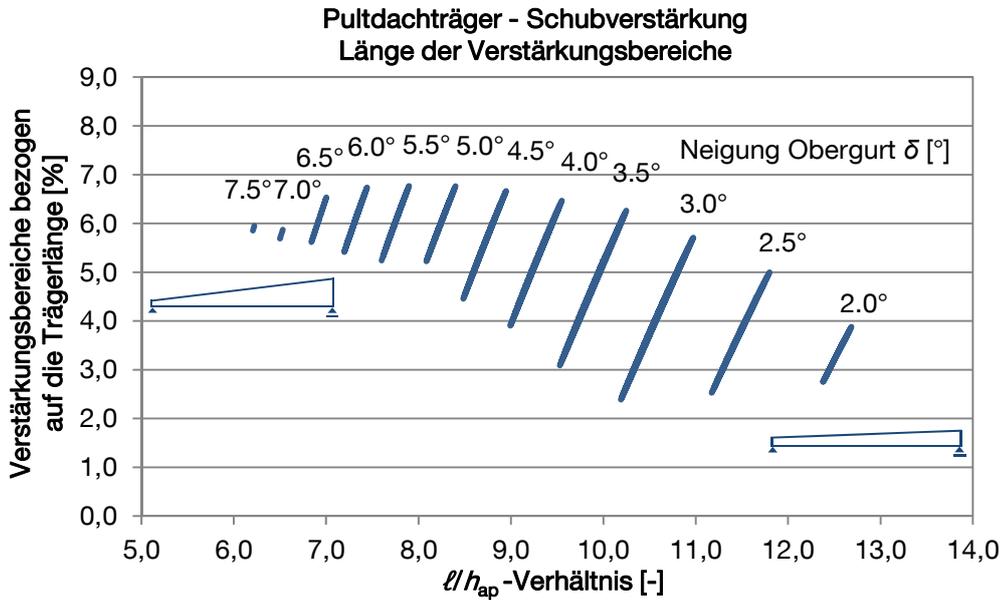


Abbildung 42: Pultdachträger – Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_t \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

Für Satteldachträger mit geradem Untergurt ergibt sich eine größere Schnittmenge relevanter, hoch schubbeanspruchter Geometrien, siehe Abbildung 43. Interessant ist, dass sich innerhalb dieser Geometrien, auch im Fall großer Obergurtneigungen, keine Fälle ergeben, deren Ausnutzungsgrad auf Querkzug im Bereich der gewählten Grenzen liegt. Auch im Fall einer Reduzierung der Verstärkungsgrenze auf ( $\eta_{ot,90} = 0.60$ ) wären nur 0.5 % der Schnittmenge der relevanten Geometrien auf Querkzug zu verstärken. Die blauen Markierungen an der Obergrenze der Schnittmenge der relevanten Geometrien stellen Geometrien dar, für welche im Abschnitt 4 Berechnungen zur Anzahl notwendiger Schubverstärkungen und dementsprechender Änderung der Spannungsverteilung im Querschnitt durchgeführt werden. Die Längen der auf Schub zu verstärkenden Bereiche im Verhältnis zur gesamten Trägerlänge liegen zwischen 4.6 % und 13.6 %, siehe Abbildung 44. Im Vergleich zu den Ergebnissen für die Pultdachträger entspricht dies in etwa den doppelten Längen.

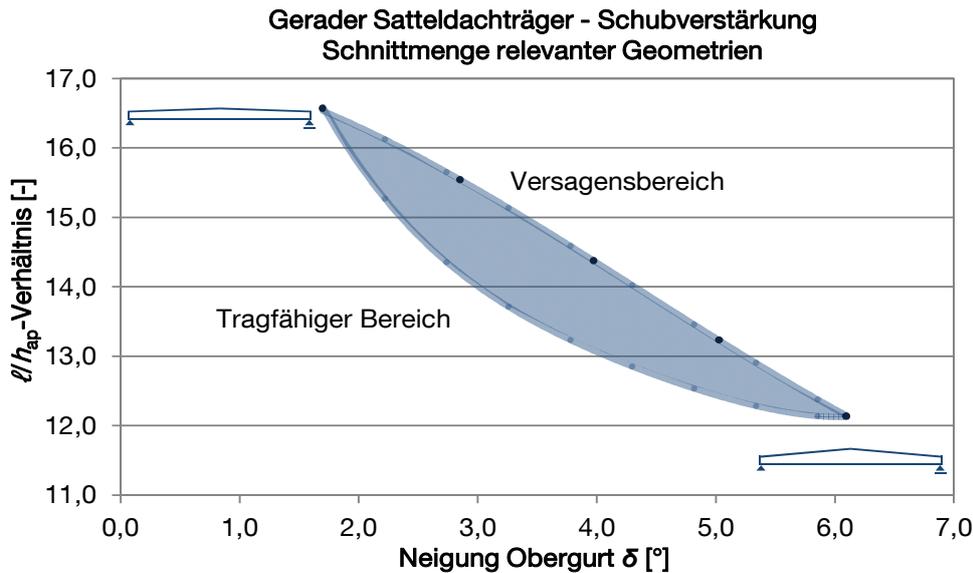


Abbildung 43: Satteldachträger mit geradem Untergurt – Schnittmenge hoch auf Schub ausgenutzter Geometrien ( $0.75 \leq \eta_t \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

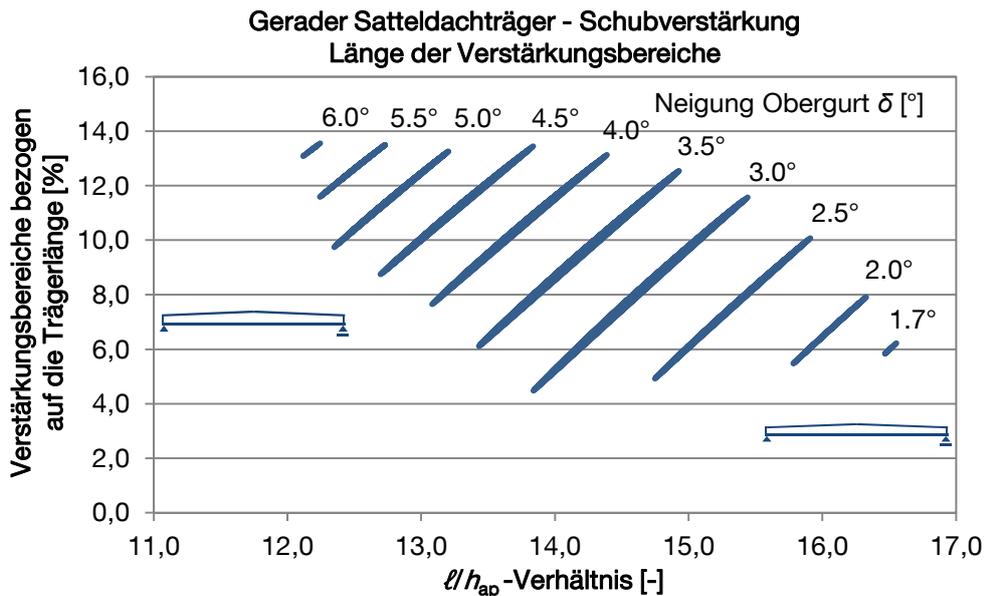


Abbildung 44: Satteldachträger mit geradem Untergurt – Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_t \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

#### 2.4.4 Ergebnisse – Gekrümmter Träger

Im Unterschied zu den vorab dargestellten Geometrien ergibt sich für gekrümmte Träger veränderlicher Höhe aufgrund der zusätzlichen Geometrieparameter *Untergurtneigung*  $\beta$  und *Krümmungsradius*  $r_{in}$  ein Vielfaches an möglichen und damit auch an hoch auf Schub und hoch auf Querkraft beanspruchten Geometrien (insgesamt über 5000 Fälle). Abbildung 45 zeigt die Schnittmengen dieser Geometrien für den kleinsten und den größten untersuchten Krümmungsradius  $r_{in}$ . Bei kleineren Neigungsdifferenzen  $\alpha$  ist die Schnittmenge der hoch schubbeanspruchten Geometrien kleiner als die Schnittmenge der hoch

querzugbeanspruchten Geometrien, mit zunehmender Neigungsdifferenz  $\alpha$  gleicht sich die Ausdehnung dieser Bereiche an. Gleichen Effekt hat eine Reduktion der Verstärkungsgrenze auf  $\eta = 0.6$ , die weiteren Auswirkungen einer derartigen Reduktion sind marginal. Die Schnittmengen liegen innerhalb eines Längen- zu Höhenverhältnisses  $12.8 \leq \ell/h_{ap} \leq 17.1$ , wobei die Schnittmengen kleiner Neigungsdifferenzen  $\alpha$  sich im Bereich der Obergrenze dieses Verhältnisses befinden.

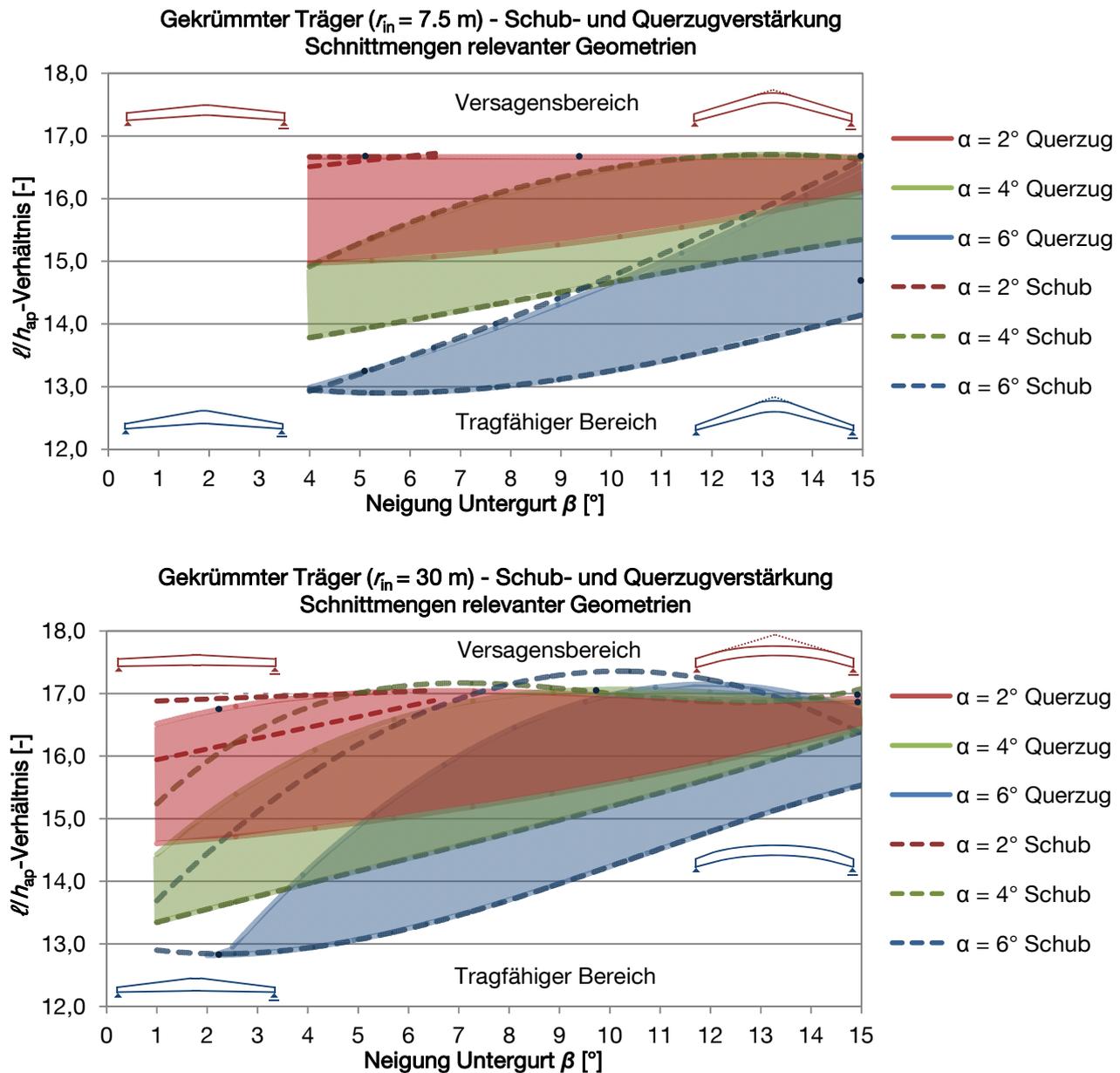


Abbildung 45: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe mit Innenradius  $r_{in} = 7.5 \text{ m}$  (oben) und  $30 \text{ m}$  (unten) – Schnittmenge hoch auf Schub und Querkraft ausgenutzter Geometrien ( $0.75 \leq \eta \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011] ( $\alpha = \text{Faseranschnittwinkel}$ )

Für die Auswertung der Längen der auf Schub bzw. Querkraft zu verstärkenden Bereiche wurden nur Geometrien berücksichtigt, die innerhalb der beiden zugehörigen Schnittmengen liegen. Die Längen der auf Schub zu verstärkenden Bereiche rangieren zwischen 4.6 % und 13.5 % der Trägerlänge. Der

Krümmungsradius  $r_{in}$  hat zwar keine Auswirkung auf die Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche, es zeigt sich jedoch eine deutliche Auswirkung auf die Anzahl der maßgebenden Fälle, siehe Abbildung 46. Bei Betrachtung der Auswertung der auf Querkzug zu verstärkenden Längen ergeben sich mit zunehmendem Krümmungsradius nicht nur deutlich mehr Fälle, sondern aufgrund der zunehmenden Länge der gekrümmten Bereiche auch größere Verstärkungslängen. Diese variieren zwischen 1.4 % und 54.7 % der Trägerlänge. Die Summe der sowohl auf Schub als auch auf Querkzug hoch beanspruchten Trägerbereiche liegt zwischen 6.0 % und 65.9 %. Es zeigt sich also, dass sich im Fall der gekrümmten Träger Geometrien ergeben, in denen annähernd zwei Drittel der Trägerlänge hohe Ausnutzungsgrade hinsichtlich der spröden Versagensformen Schub bzw. Querkzug aufweisen.

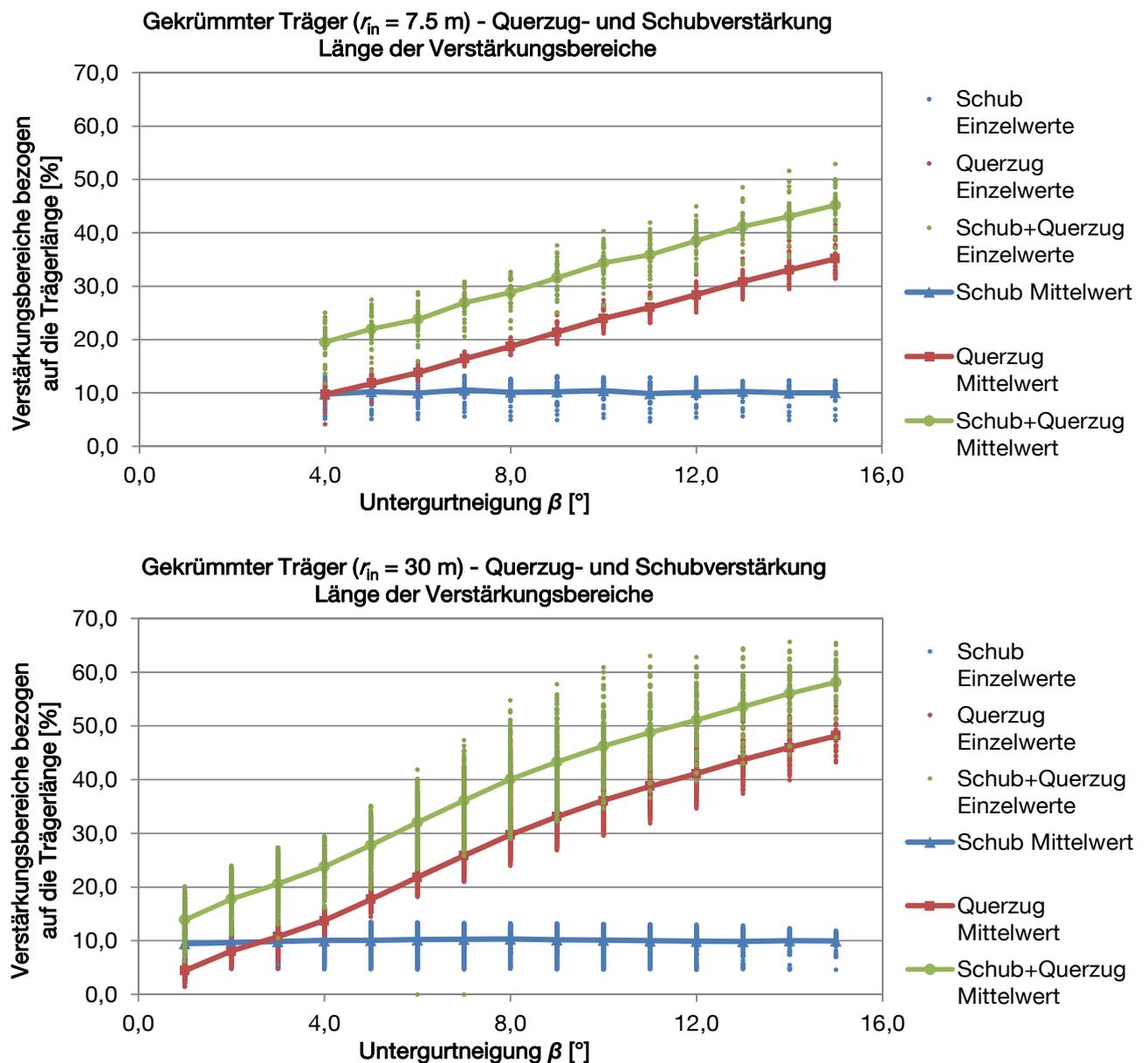


Abbildung 46: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe mit Innenradius  $r_{in} = 7.5$  m (oben) und 30 m (unten) – Länge der auf Schub und Querkzug zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

Eine differenziertere Auswertung der Verstärkungslängen sowohl in Abhängigkeit der Untergurtneigung als auch der Neigungsdifferenz  $\alpha$  (siehe Abbildung A16 - Abbildung A19 im Anhang) zeigt, dass sich bei größeren Neigungsdifferenzen  $\alpha$  tendenziell größere Verstärkungslängen ergeben. Dieser Befund trifft auch auf die Pultdachträger und Satteldachträger mit geradem Untergurt zu. In wenigen Fällen zeigte sich der Einfluss der Nebenfirste (siehe Abschnitt 2.4.2) derart, dass die Verstärkungsgrenze im First und Nebenfirst überschritten und zwischen diesen Punkten lokal leicht unterschritten wurde. In diesen Fällen wurde auch letztgenannter Bereich zur notwendigen Verstärkungslänge hinzu addiert.

Eine Betrachtung des Zuwachses der zu verstärkenden Länge bei Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querzugspannungen zeigt, dass sich diese für gewählte Verstärkungsgrenzen im unteren einstelligen Prozentbereich bewegen, siehe Abbildung 47 (links). Der Zuwachs steigt tendenziell mit zunehmender Länge des gekrümmten Bereiches, bezogen auf die Trägerlänge. Dies erklärt sich durch die höheren Schubspannungen am Ende langer gekrümmter Bereiche. Im Vergleich zur gesamten zu verstärkenden Länge ergeben sich im Mittel Erhöhungen von 0.95 %. Die maximal ermittelte Erhöhung im Vergleich zur gesamten zu verstärkenden Länge liegt bei 9.5 %. Die Länge der sowohl auf Schub als auch auf Querzug hoch beanspruchten Trägerbereiche bei Berücksichtigung der Interaktion beträgt zwischen 6.1 % und 66.9 % der Trägerlänge.

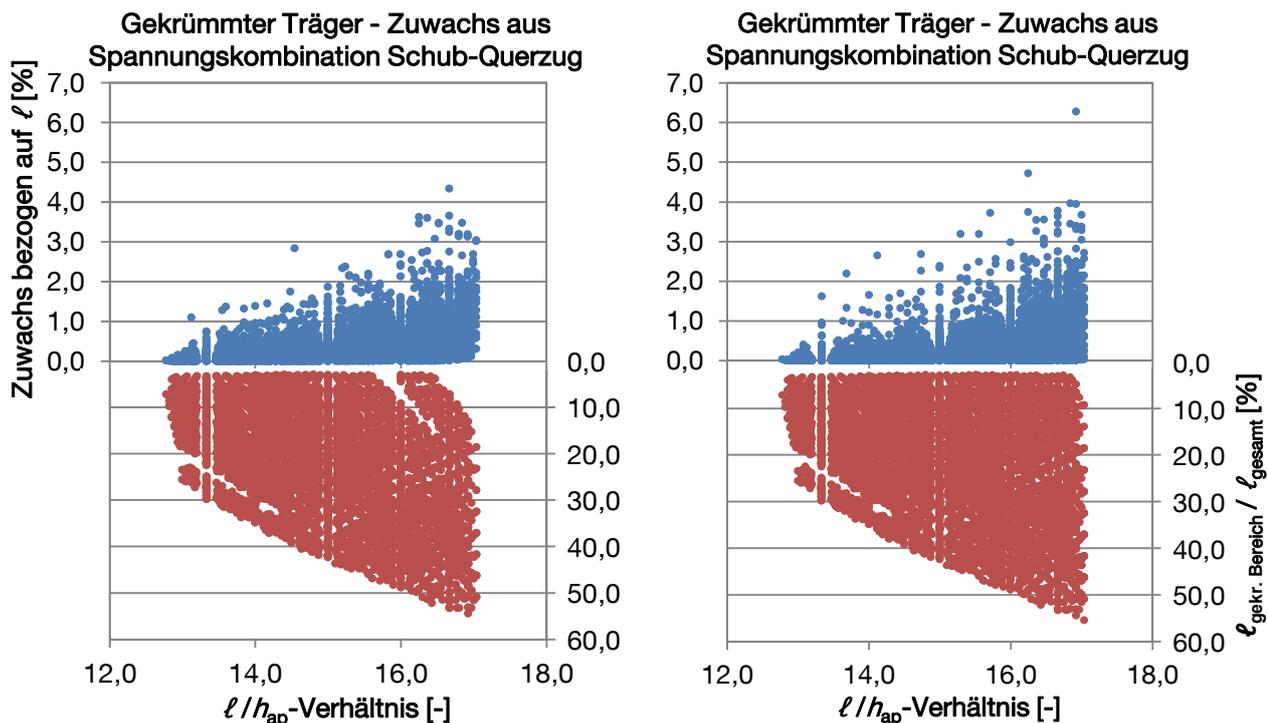


Abbildung 47: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe – Zuwachs aus Spannungskombination Schub-Querzug im Vergleich zur Länge des gekrümmten Bereiches, bezogen auf die Trägerlänge; Grenzen  $0.75 \leq \eta \leq 1.25$  (links) und  $0.60 \leq \eta \leq 1.25$  (rechts) in Anlehnung an [Danzer 2011]

Auch im Fall einer Reduzierung der Verstärkungsgrenzen auf  $\eta = 0.6$  ergeben sich – mit wenigen Ausnahmen – ebenfalls Erhöhungen der zu verstärkenden Länge im unteren einstelligen Prozentbereich, siehe Abbildung 47 (rechts). Auch hier liegt der Zuwachs im Vergleich zur gesamten zu verstärkenden

Länge bei unter 1 %. Das Maximum der Summe der sowohl auf Schub als auch auf Querkzug hoch beanspruchten Trägerbereiche steigt hierbei jedoch auf 75 % der gesamten Trägerlänge.

#### 2.4.5 Ergebnisse – Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt

Auch für Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt ergibt sich aufgrund der zusätzlichen Geometrieparameter *Untergurtneigung*  $\beta$  und *Krümmungsradius*  $r_{in}$  eine Vielzahl an möglichen Geometrien. Die Gesamtsumme der hoch auf Schub und hoch auf Querkzug beanspruchten Geometrien erreicht jedoch nur knapp die Hälfte der Anzahl der relevanten Geometrien gekrümmter Träger. Ausschlaggebend hierfür ist die geänderte Verteilung der Querkzugspannungen im First, welche im Maximum höhere Werte annehmen als bei vergleichbaren gekrümmten Trägern. Dies zeigt sich auch in der geringeren Ausdehnung der Schnittmengen relevanter Geometrien, welche in Abbildung 48 für den kleinsten und größten untersuchten Krümmungsradius  $r_{in}$  dargestellt sind. Mit zunehmender Neigungsdifferenz  $\alpha$  nähert sich die Ausdehnung der Bereiche hoch schubbeanspruchter Geometrien an die Ausdehnung der Bereiche hoch querkzugbeanspruchter Geometrien an. Gleichzeitig nehmen die Ausdehnungen relevanter Geometrien mit zunehmender Neigungsdifferenz ( $\alpha \geq 2^\circ$ ) ab. Mit zunehmendem Krümmungsradius verschieben sich die Schnittmengen der relevanten Geometrien in Richtung der kleineren Untergurtneigungen. Sie liegen innerhalb eines Längen- zu Höhenverhältnisses  $10.0 \leq \ell/h_{ap} \leq 16.3$ , wobei die Schnittmengen kleiner Neigungsdifferenzen  $\alpha$  tendenziell im Bereich höherer Verhältnisse  $\ell/h_{ap}$  und größerer Untergurtneigungen liegen.

Die Längen der auf Schub zu verstärkenden Bereiche liegen zwischen 4.6 % und 14.1 % der Trägerlänge. Mit steigendem Krümmungsradius  $r_{in}$  ergeben sich deutlich mehr maßgebende Fälle, siehe Abbildung 49. Wie im Fall der anderen Trägerformen ergeben sich für größere Neigungsdifferenzen tendenziell größere Längen der auf Schub zu verstärkenden Bereiche, im Fall der Querkzugspannungen trifft diese Aussage jedoch nicht mehr zu (siehe Abbildung A20 - Abbildung A23 im Anhang). Auch ist kein eindeutiger Einfluss des Krümmungsradius auf die auf Querkzug zu verstärkenden Längen mehr gegeben. Bei kleinen Untergurtneigungen zeigt sich zwar bei Zunahme dieser eine Zunahme der Längen der auf Querkzug zu verstärkenden Bereiche, bei größeren Untergurtneigungen flacht diese jedoch stark ab. Ab einer Untergurtneigung von  $8^\circ$  reduziert sich zudem die Anzahl der möglichen Geometrien deutlich. Die Längen der auf Querkzug zu verstärkenden Bereiche variieren zwischen 0.2 % und 19.7 % der Trägerlänge. Die Summe der sowohl auf Schub als auch auf Querkzug hoch beanspruchten Trägerbereiche liegt zwischen 5.3 % und 31.8 %. Im Fall des Satteldachträgers mit gekrümmtem Untergurt ergeben sich demnach deutlich kürzere Verstärkungslängen als im Fall des gekrümmten Trägers. Die Begründung hierfür ergibt sich zum einen aus der im Vergleich zum gekrümmten Träger inhomogeneren Verteilung der Querkzugspannungen, welche von einem höheren Maximum im First in Trägerlängsrichtung schneller auf geringe Werte abfällt. Zum anderen sind aufgrund der höheren Maxima der Querkzugspannungen mit gekrümmten Satteldachträgern Untergurtneigungen bis ca.  $10^\circ$  realistisch machbar, wohingegen mit gekrümmten Trägern größere Untergurtneigungen und damit größere Längen hoch querkzugbeanspruchter Bereiche möglich sind. Es ist anzumerken, dass im Rahmen dieser Auswertung nur Bereiche mit Querkzugspannungen über einer vorab definierten Grenze berücksichtigt wurden. Nach [DIN 1052 2008] ist der gesamte querkzugbeanspruchte Bereich zu verstärken. Im Fall der Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt betragen die Längen des gekrümmten Bereiches bis zu 79 % der Trägerlänge.

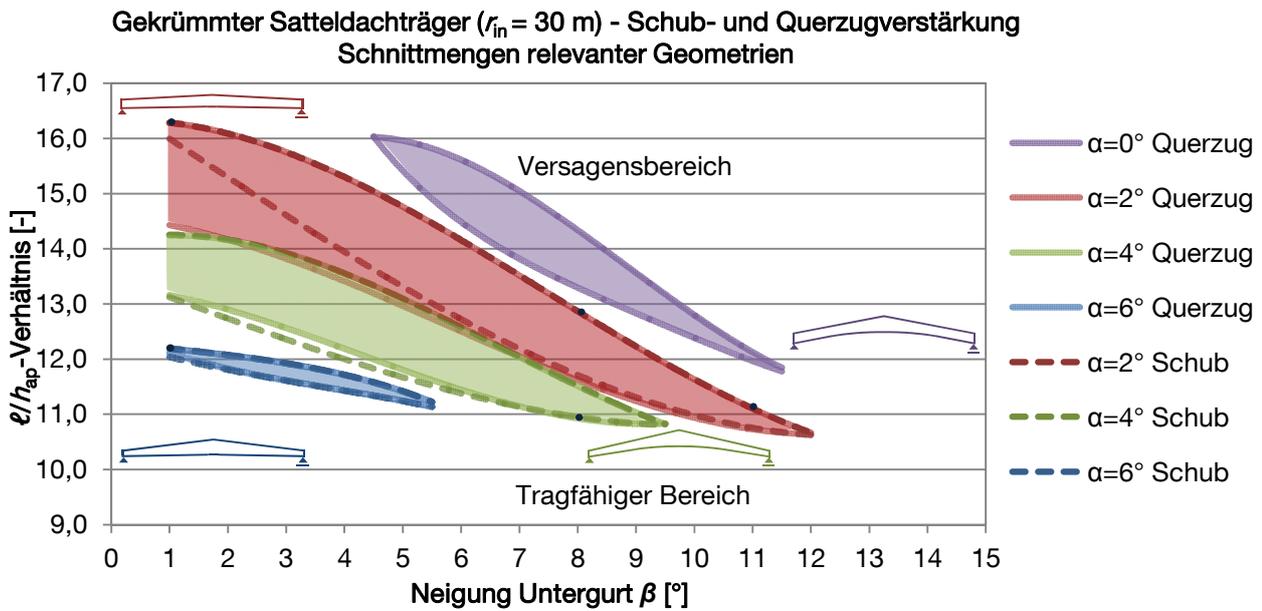
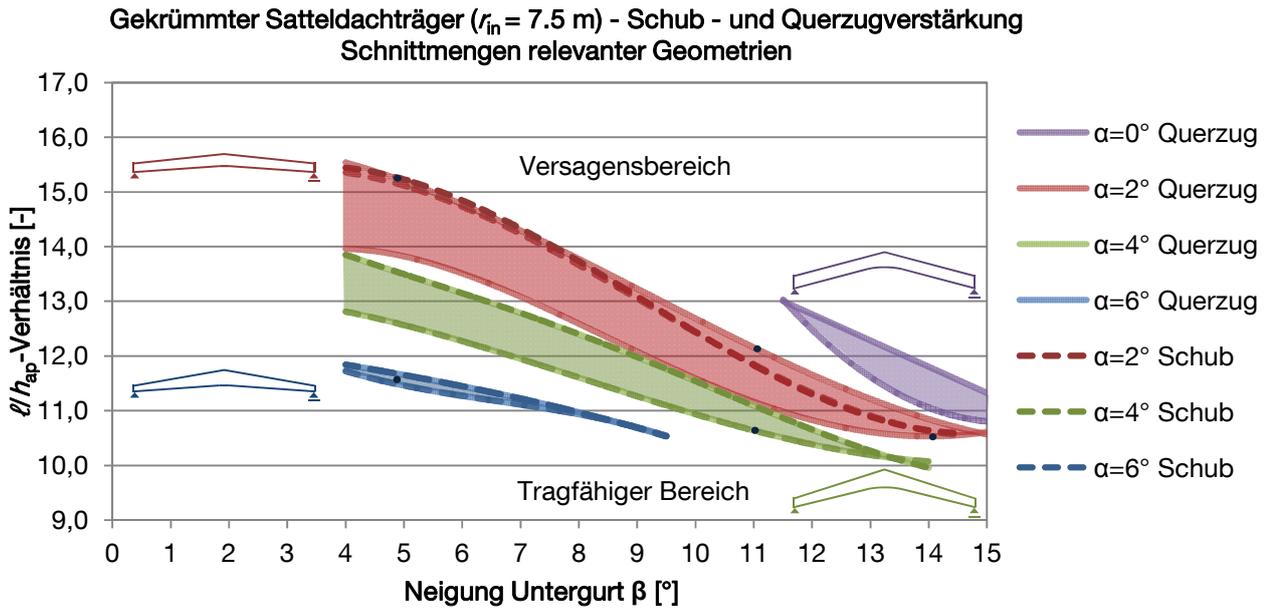


Abbildung 48: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt mit Innenradius  $r_{in} = 7.5 \text{ m}$  (oben) und  $30 \text{ m}$  (unten) – Schnittmenge hoch auf Schub und Querzug ausgenutzter Geometrien ( $0.75 \leq \eta \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011] ( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel)

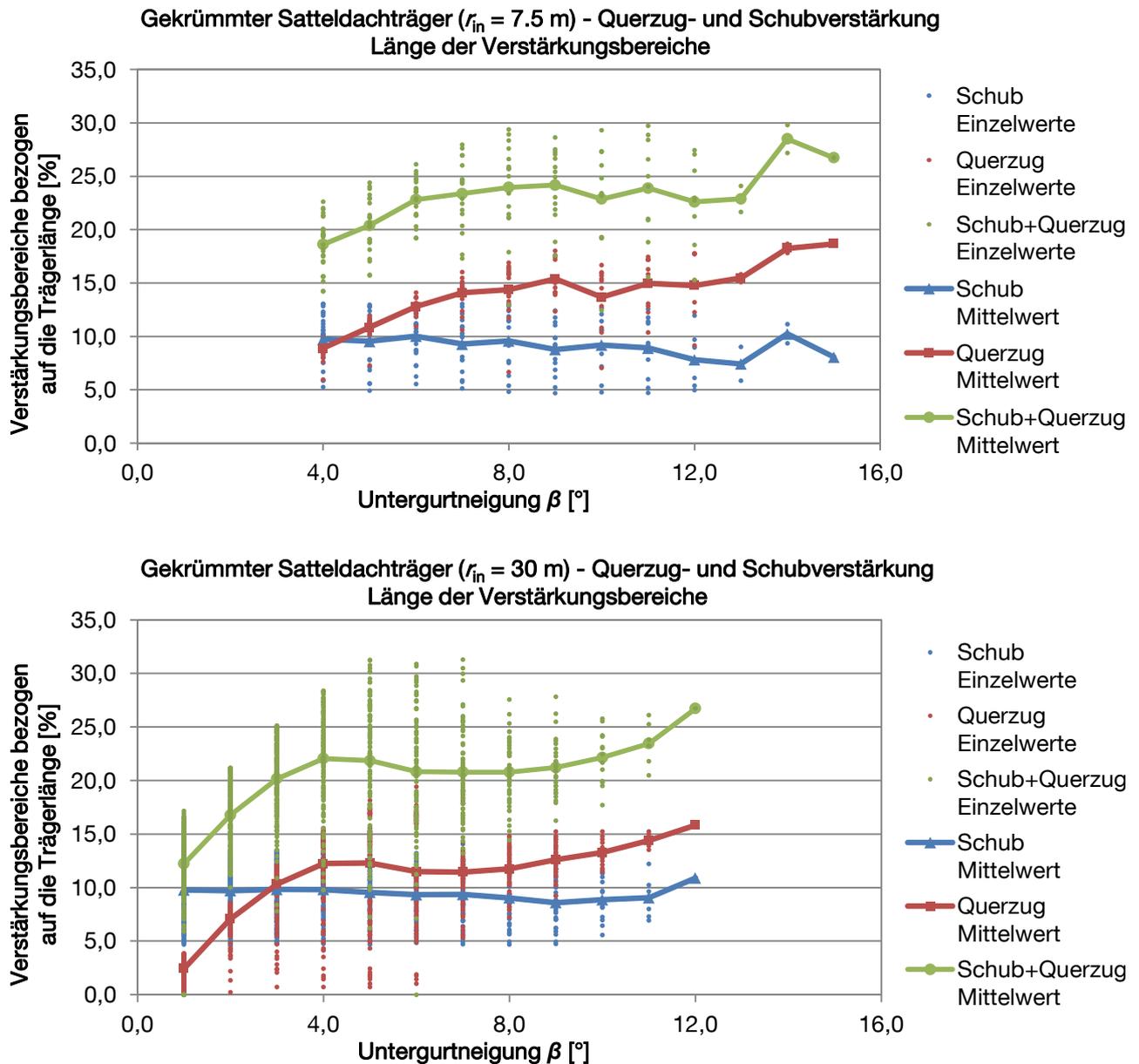


Abbildung 49: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt mit Innenradius  $r_{in} = 7.5$  m (oben) und 30 m (unten) – Länge der auf Schub und Querzug zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

Eine Betrachtung des Zuwachses der zu verstärkenden Länge bei Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querzugspannungen zeigt eine im Vergleich zum gekrümmten Träger umgedrehte Tendenz. Mit abnehmendem Verhältnis  $\ell/h_{ap}$  steigt sowohl die Länge der gekrümmten Bereiche als auch der Zuwachs der hochbeanspruchten Bereiche bei Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querzugspannungen. Der maximale Zuwachs ist mit höchstens 0.8 % jedoch marginal, siehe Abbildung 50 (links). Dies gilt auch im Fall einer Reduzierung der Verstärkungsgrenzen auf  $\eta = 0.6$ , siehe Abbildung 50 (rechts). Begründet werden kann dies mit den deutlich kürzeren hoch auf Querzug beanspruchten Bereichen, in welchen selten Schubspannungen im Bereich der Verstärkungsgrenzen vorliegen. Im Fall der reduzierten Verstärkungsgrenze erreicht das Maximum der Summe der sowohl auf Schub als auch auf Querzug hoch beanspruchten Trägerbereiche 48 % der gesamten Trägerlänge.

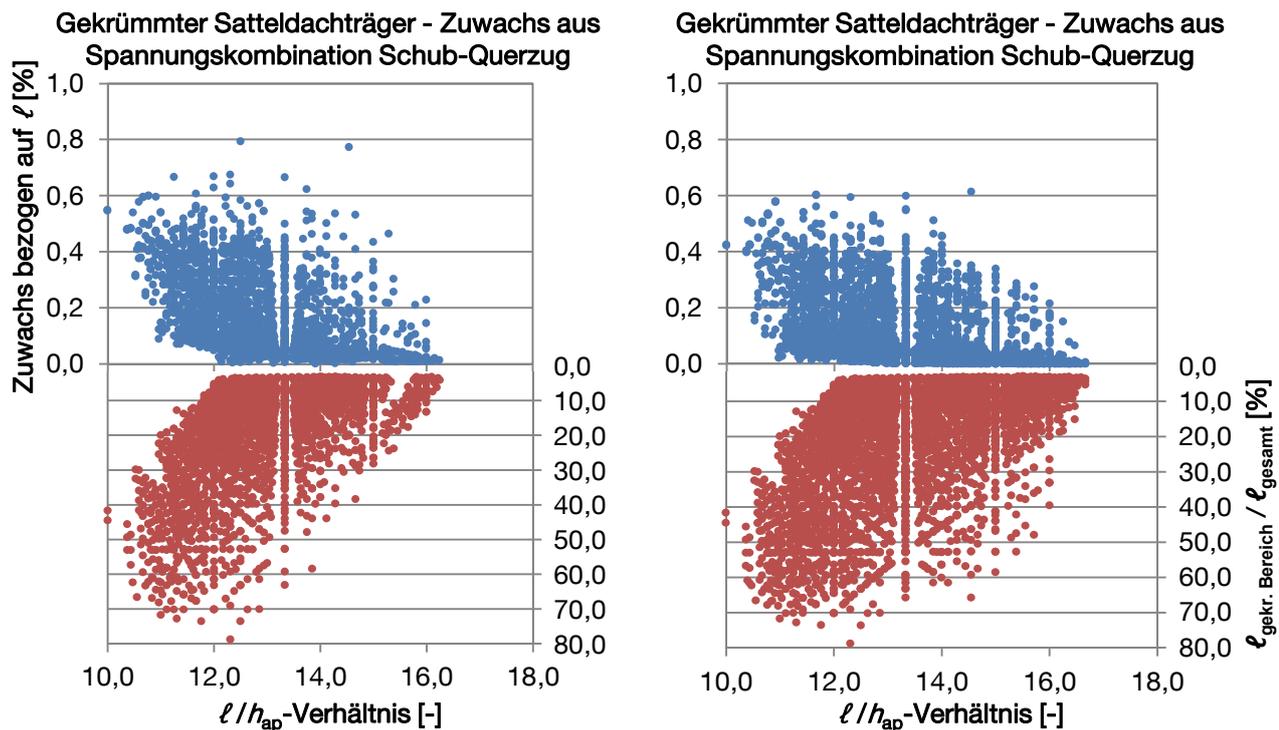


Abbildung 50: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt – Zuwachs aus Spannungskombination Schub-Querzug im Vergleich zur Länge des gekrümmten Bereiches, bezogen auf die Trägerlänge; Grenzen  $0.75 \leq \eta \leq 1.25$  (links) und  $0.60 \leq \eta \leq 1.25$  (rechts) in Anlehnung an [Danzer 2011]

## 2.5 Fazit

Mit der vorgestellten Analyse wurde versucht, aus der Bandbreite aller möglicher Geometrien von geraden Trägern, Pultdachträgern, gekrümmten Trägern und Satteldachträgern systematisch die jeweilige Teilmenge der tragfähigen und zugleich wirtschaftlichen Geometrien (geringer Materialverbrauch) herauszufiltern und für diese zu untersuchen, innerhalb welcher Geometrien und in welchem Ausmaß diese hoch auf Schub bzw. Querzug beansprucht sind. Für Pultdachträger ergeben sich nur hoch schubbeanspruchte Geometrien, die Längen der hoch schubbeanspruchten Bereiche liegen im einstelligen Prozentbereich. Gleiches gilt für Satteldachträger mit geradem Untergurt bei doppelten Längen hoch schubbeanspruchter Bereiche. Für gekrümmte Träger relevanter Geometrien liegt das Ausmaß hoch schubbeanspruchter Bereiche im Mittel bei 10% der Trägerlänge, große Trägerbereiche können eine hohe Querzugbeanspruchung aufweisen. Gleiches trifft für die gekrümmten Satteldachträger zu, das Ausmaß hoch querzugbeanspruchter Bereiche bleibt jedoch weit unter dem Niveau der gekrümmten Träger. Im Fall der gekrümmten Träger kann der Zuwachs der hochbeanspruchten Bereiche bei Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querzugspannungen nach [DIN 1052 2008] als gering, im Fall der gekrümmten Satteldachträger als marginal eingeschätzt werden. Gekrümmte Träger (häufig in Kombination mit lose aufgelegtem Firstkeil) bieten innerhalb der gewählten Wirtschaftlichkeits- und Versagensgrenzen die größte Bandbreite an realisierbaren Geometrien. Aufgrund ihrer hohen Ausnutzung gegenüber mehreren Beanspruchungsarten stellen sie sehr wirtschaftliche Bauteile dar. Vor allem bei großen Untergurtneigungen in Verbindung mit größeren Faseranschnittwinkeln (Nebenfirst) treten jedoch Trägerformen auf, in denen bis zu zwei Drittel der Trägerlänge hohe Ausnutzungsgrade hinsichtlich

der spröden Versagensformen Schub bzw. Querkraft aufweisen, siehe Abbildung 51. Dementsprechend ist das Risiko eines Versagens auf Schub und Querkraft in größerem Maße abhängig von Rissbildungen aus z.B. feuchteinduzierten Spannungen (siehe Abschnitt 5). Dies kann die in Abschnitt 1.6.6 gemachte Feststellung begründen, dass für Satteldachträger (incl. gekrümmter Träger mit lose aufgesatteltem First) mit Risschäden häufiger ein Bauteilversagen (Verlust des Tragwiderstands) feststellbar war, wohingegen bei geraden Vollwandträgern Risse häufiger nur in einem Bauteilschaden (Reduzierung der Beanspruchbarkeit) resultierten. Ein gerader Träger enthält Bereiche, in denen aufgrund der Spannungsverteilung auch größere Risstiefen toleriert werden können, siehe Abbildung 52. Bei gekrümmten Trägern oder Satteldachträgern hingegen ist ein Rissfortschritt aufgrund der hohen Schub- und Querkraftbeanspruchung wahrscheinlicher. Teilweise resultiert dies in einem faserparallelen Durchreißen über die gesamte Trägerlänge und damit in einem Systemwechsel aufgrund der Trennung in zwei voneinander unabhängige Trägerteile. Die in Abschnitt 1 vorgestellte Untersuchung enthält fünf derartige Versagensfälle. Auch [Dröge & Dröge 2003] erwähnen einen derartigen Fall (in Verbindung mit Durchbrüchen im Träger). Eine Möglichkeit, das Schadensrisiko bzw. die Schadenskonsequenz zu reduzieren, bietet die Verstärkung derartiger Holzbauteile gegenüber Schub- und Querkraftbeanspruchungen. In den beiden folgenden Abschnitten soll jeweils ein Verfahren vorgestellt und validiert werden, mit welchem Schubverstärkungen in Form von stiftförmigen Verstärkungselementen und ihre Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Bauteile im gerissenen und im ungerissenen Zustand berechnet werden können.

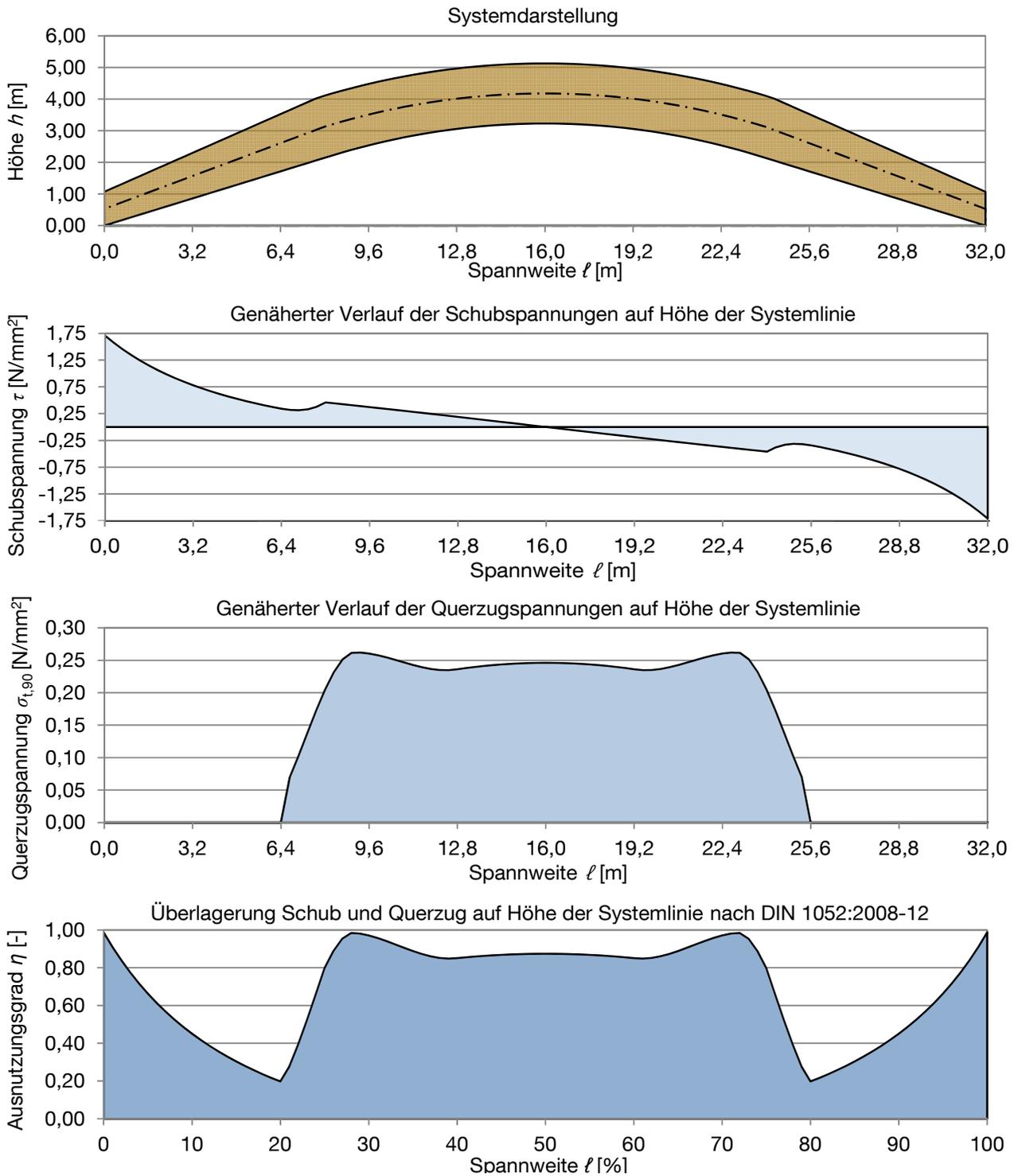
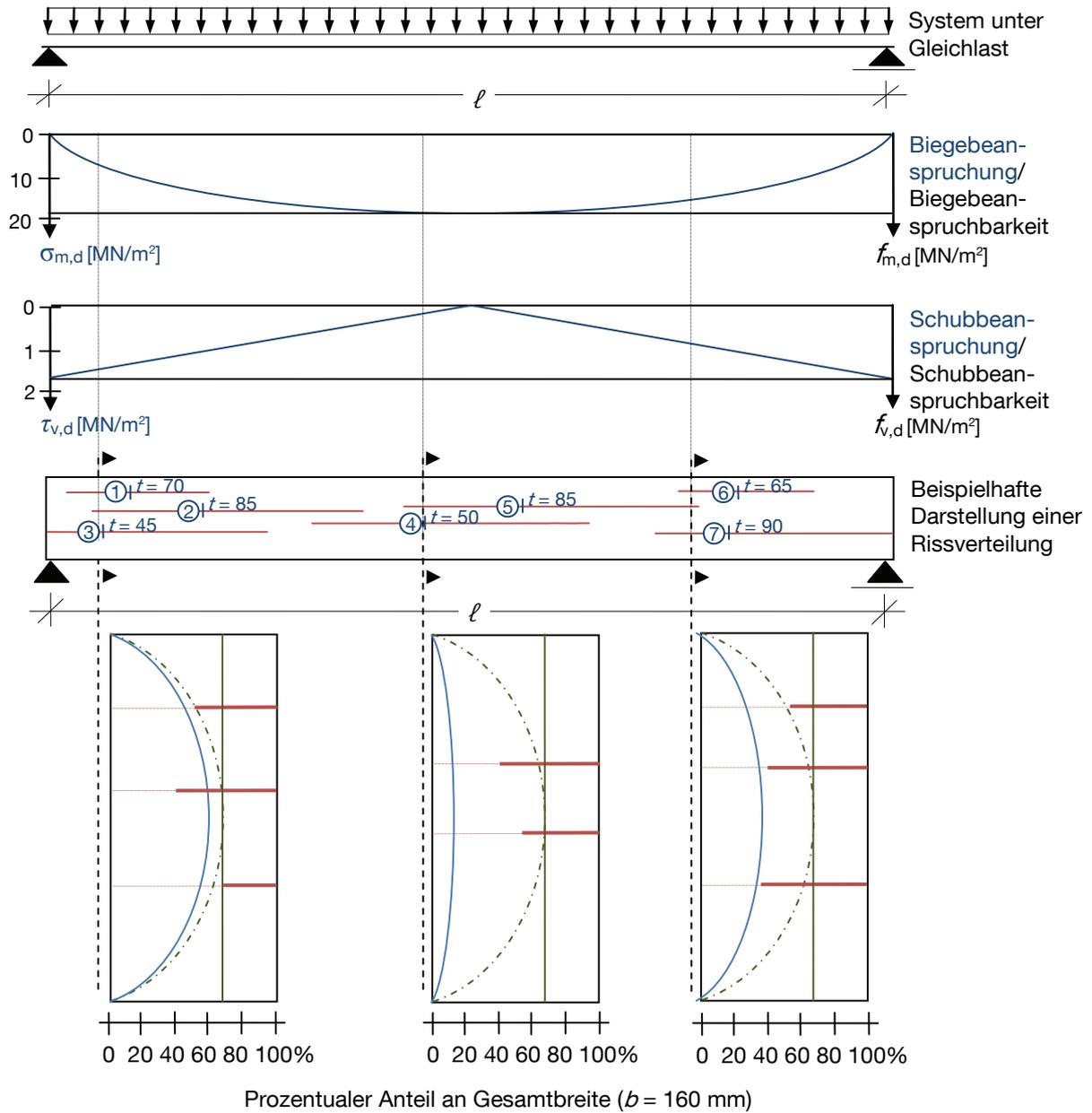


Abbildung 51: Beispielhafte Darstellung der genäherten Spannungsverläufe auf Höhe der Systemlinie für einen über größere Längen hoch auf Schub und Querkzug ausgenutzten, gekrümmten Träger ( $l = 32$  m; Untergurtneigung  $\beta = 15^\circ$ ; Neigungsdifferenz  $\alpha = 6^\circ$ ;  $r_m = 30$  m;  $h_A = 1.1$  m) in Anlehnung an [Danzer 2011]



**Legende:**

- Erforderliche Breite nach Norm (maximal zulässige Risstiefe =  $2 \times b/6$ )
- - - Erforderliche Breite unter Berücksichtigung Schubspannungsverteilung
- Erforderliche Breite unter zusätzlicher Berücksichtigung Querkraftverlauf
- Vorhandene Restbreite bzw. vorhandene Risstiefe

Abbildung 52: Schematische Darstellung von lokal vorhandenen Bauteilbreiten in Abhängigkeit der Lage und Tiefe von Rissen im Vergleich zu erforderlicher Bauteilbreite zur Übertragung der vorhandenen Beanspruchung (hier: Schubbeanspruchung) in Anlehnung an [J. Schänzlin, persönliche Kommunikation am 17.8.2010]



### 3 Berechnung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln schubverstärkter Brettschichtholzbauteile im ungerissenen Zustand

#### 3.1 Einleitung

Da die Eigenschaften des Werkstoffes Holz stark von seinen anatomischen Richtungen (Wuchsrichtung) abhängig sind, bietet es sich an, diesen natürlichen, anisotropen Baustoff in Richtung der Beanspruchungen zu verstärken, gegenüber denen er nur geringe Festigkeitseigenschaften aufweist. Eine ähnliche Situation liegt im Stahlbetonbau vor. Die geringeren Beanspruchbarkeiten des Baustoffs Beton gegenüber Schub- und Zugspannungen werden z.B. in auflagnahen oder gekrümmten Bereichen durch den Einsatz von Bügelbewehrung kompensiert, siehe u.a. [Leonhardt 1974]. Auch im Holzbau sind innen liegende Verstärkungselemente in Form von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen im Hinblick auf die Verstärkung querzugbeanspruchter Bereiche mittlerweile anerkannter Stand der Technik. Für den Einsatz als Schubverstärkungen fehlen derzeit noch durch experimentelle Untersuchungen abgesicherte Bemessungsansätze. Eine Übersicht über die im Bereich der Querzugverstärkungen von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern durchgeführten Forschungstätigkeiten geben [Möhler & Siebert 1984] und [Blaß et al. 1996]. Ein in [DIN 1052 2008] verankertes Verfahren zur Bemessung von Querzugverstärkungen geht, wie viele Ansätze zur Verstärkung von Bauteilen hinsichtlich Beanspruchungen, denen gegenüber die verwendeten Materialien geringe Beanspruchbarkeiten wie auch spröde Versagensformen aufweisen, von einem lokalen Versagen (Reißen) des Baustoffs und anschließender Abtragung der gesamten zugehörigen Spannung durch die Verstärkungselemente aus. Dies basiert auf Vorschlägen von [Blaß & Steck 1999], welche sich von einem Vorschlag von [Brüninghoff et al. 1993] unterscheiden. Letzgenannte Autoren erachten eine teilweise Aufnahme der Querzugspannungen durch die Verstärkungselemente in Abhängigkeit der Größe des beanspruchten Volumens für hinreichend. [Blaß & Laskewitz 2002] führen experimentelle Untersuchungen sowie analytische Berechnungen an mittels eingeklebter Gewindestangen auf Querzug verstärkten Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt durch. Sie zeigen, dass sich die Querzugspannungen im Verbundquerschnitt anteilig im Größenverhältnis der Querdehnsteifigkeit des Brettschichtholzes und der Dehnsteifigkeit des Gewindestabes auf diese aufteilen. Gleichzeitig stellen sie eine Erhöhung der gesamt wirkenden Querzugspannungen aufgrund der erhöhten Quersteifigkeit des Verbundquerschnitts fest. Da diese Erhöhung jedoch geringer ist als der von der Gewindestange übertragene Anteil der Querzugspannung folgern sie, dass der Ansatz nach [DIN 1052 2008] auf der sicheren Seite liegt. Im Sinne eines wirtschaftlichen Einsatzes von Verstärkungselementen ist es von Interesse, ob und in welchem Ausmaß sich die Verstärkungselemente auch schon im ungerissenen Zustand an der Lastabtragung beteiligen. Auf diesem Ansatz basiert das zweite, in der [DIN 1052 2008] zur Verstärkung von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern gegebene Verfahren. Das Verfahren zur Bemessung von konstruktiven Querzugverstärkungen zur Aufnahme der zusätzlichen, klimabedingten Querzugspannungen beruht auf dem Ansatz, dass sich die Verstärkungselemente anteilig an der Abtragung der Querzugspannungen beteiligen und zwar im Umfang von  $b/640$  (mit  $b$  in [mm]) der geometrisch bedingten Querzugspannungen [ERL DIN 1052 2004]. Dieses Verfahren ist jedoch nur anwendbar, wenn die vorhandenen Querzugspannungen die Querzugbeanspruchbarkeit des Brettschichtholzquerschnittes nicht überschreiten.

Eine anteilige Abtragung auftretender Beanspruchungen durch Verstärkungselemente und damit die Erhöhung der zugehörigen Beanspruchbarkeit des verstärkten Bauteils ist vor allem dann relevant, wenn eine hohe Anzahl an Verstärkungselementen notwendig ist, um eine Deckung der zugehörigen

Beanspruchbarkeit des Materials zu erreichen. Im Fall der Schubverstärkung von Brettschichtholzbauteilen ist dies gegeben, da die im Rahmen der Bemessung anzusetzenden Schubfestigkeiten im Bereich des 5-fachen der Querkzugfestigkeiten von Brettschichtholz liegen ( $f_{v,k} = 2.5 \text{ MN/m}^2$ ;  $f_{t,90,k} = 0.5 \text{ MN/m}^2$  [DIN 1052 2008]). Dementsprechend müsste ein System zur Schubverstärkung im Vergleich zu Querkzugverstärkungen eine 5-fach höhere Beanspruchbarkeit aufweisen um eine Schubkraftdeckung zu erreichen.

Eine Möglichkeit, die Aufteilung der Beanspruchungen auf Brettschichtholzbauteil und Verstärkungselemente rechnerisch abzuschätzen, bietet der im Folgenden vorgestellte, analytische Ansatz der konstruktiven Anisotropie. Anhand bekannter mechanischer Grundlagen und Werkstoffgesetze und unter Anwendung der Matrixschreibweise lassen sich mit ihm die aus einer Schubbeanspruchung resultierenden Dehnungen und daraus wiederum die Spannungen in den Verstärkungselementen bzw. im Brettschichtholzbauteil ermitteln. Hinsichtlich der Erfassung des nachgiebigen Verbundes zwischen den Verstärkungselementen und dem Holzquerschnitt sind jedoch Erweiterungen des Ansatzes notwendig, welche im Folgenden vorgestellt werden. Abschließend folgt ein Vergleich mit experimentellen Untersuchungen.

## 3.2 Der Ansatz der „konstruktiven Anisotropie“

### 3.2.1 Grundlagen und Herleitung des Verfahrens

Die Kombination von Werkstoffen mit unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften wird seit langem genutzt, um die werkstoffspezifischen Eigenschaften in Abhängigkeit der Beanspruchung optimal zu nutzen. Das bekannteste Beispiel stellt der Stahlbeton dar, bei dem die Druckbeanspruchung vom Beton und die Zugbeanspruchung vom Stahl abgetragen werden. Die Erforschung dieser Thematik verlief aufgrund der Mannigfaltigkeit möglicher Verbundkonstruktionen mehrgleisig. Für eine umfassende Beschreibung von Forschungsarbeiten zum Thema Verbundmaterialien wird auf [Chawla 2001] und [Hornbogen et al. 2011], hinsichtlich der Darstellung der mechanischen Grundlagen zur Berechnung von Verbundmaterialien wird auf [Tsai & Hahn 1980] und [Jones 1999] verwiesen. Für mehrschichtige wie auch verstärkte Bauteile bietet sich die Theorie des Mehrschichtenverbundes an, welche auf den Berechnungsgrundlagen der Faser-Kunststoff-Verbunde basiert, siehe dazu z.B. [Schürmann 2003]. [Schickhofer 1994] gibt eine Analogiebetrachtung zwischen Faser-Kunststoff-Verbunden und mehrschichtigen Holzbauteilen. Eine ausführliche Darstellung der Forschungsarbeiten zu Verbundwerkstoffen aus Holz wie Sperrholz und Brettlagenholz gibt [Lischke 1985]. Im Rahmen seiner Dissertation leitet er am Beispiel von Brettlagenholz unter Membran- und Biegebeanspruchung anisotrope Werkstoffeigenschaften von Verbundwerkstoffen her. Er berücksichtigt dabei die Orientierung der einzelnen Brettlagen (siehe Abbildung 53) und verdeutlicht die Auswirkungen der Art des Verbundes. [Bosl 2002] greift diese Werkstoffkenngrößen sowie die Theorie des Mehrschichtenverbundes auf und verwendet sie für numerische Berechnungen an Wandscheiben aus Brettsperrholz. Der Einsatz von Verstärkungselementen in derartigen Konstruktionen wurde in beiden letztgenannten Arbeiten nicht untersucht, dennoch enthalten sie methodische Ansätze, die auf Schubverstärkungen in Holzbauteilen übertragbar sind. So ermittelte [Lischke 1985] für die einzelnen, unterschiedlich orientierten Lagen eines Verbundquerschnittes die Steifigkeitskoeffizienten bezogen auf ein globales Koordinatensystem und berechnete daraus die Gesamtsteifigkeit des betrachteten Systems. Seine Herleitungen basieren auf den folgenden Annahmen: Die Dicke der Einzelschichten (Ebenen) ist klein im Vergleich zu ihrer Länge und Breite. Somit kann der Spannungszustand in den Einzelschichten mit dem ebenen Spannungszustand

beschrieben werden. Ebenso sind die zur Mittelfläche senkrechten Normalspannungen im Vergleich zu den übrigen Spannungen klein und werden vernachlässigt. Die Verformungen bleiben klein im Vergleich zu den Bauteilabmessungen (linearisierte Geometriebeziehung) und die Querschnittsebene des Verbundwerkstoffes liegt auch im verformten Zustand senkrecht zur Mittelebene (Kirchhoff-Lovesche Hypothese). Es gilt die lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung (Hookesches Gesetz) und für Zug- und Druckbeanspruchung gilt das gleiche Stoffgesetz. Es liegt eine regelmäßige Gitterstruktur mit im Verhältnis zu den Längenabmessungen des Gesamttragwerkes kleinen Gliederungselementen vor. Der Verbund zwischen den einzelnen Ebenen wird als starr angesehen, siehe dazu auch Abschnitt 3.2.5. Die zugrundeliegenden Differenzialgleichungen wurden von [Lischke 1985] in Anlehnung an [Klöppel & Schardt 1960] und [Lekhnitskii 1968] hergeleitet. Sie gelten für zur Mittelfläche symmetrisch aufgebaute Verbundwerkstoffe, bestehend aus allgemein anisotropen Einzellagen. Aufbauend auf diesen Annahmen kann das Verhalten der Verbundkonstruktion auf eine zweidimensionale Betrachtung der Mittelfläche desselben reduziert werden.

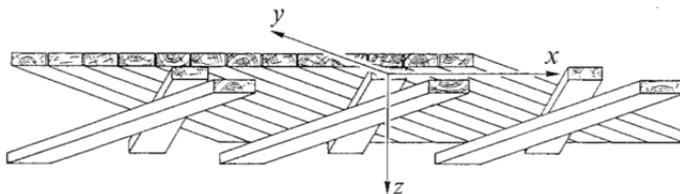


Abbildung 53: Dreilagige Gitterstruktur und globales Koordinatensystem [Ewald & Lischke 1987]

Nach dem Elastizitätsgesetz gelten für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen eines Elementes unter Scheibenbeanspruchung in der x-y-Ebene:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{pmatrix} \quad \text{bzw. in Matrixschreibweise } \varepsilon = S \cdot \sigma \quad (3-1)$$

Durch Inversion der Matrix  $S$  erhält man die Steifigkeitsmatrix  $C$  und kann die auftretenden Spannungen infolge bekannter Dehnungen bestimmen:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xz} \end{pmatrix} \quad \text{bzw. in Matrixschreibweise } \sigma = C \cdot \varepsilon = S^{-1} \cdot \varepsilon \quad (3-2)$$

Liegt ein Verbundquerschnitt, bestehend aus zwei oder mehr Ebenen mit unterschiedlich orientierten Tragelementen vor, so spricht man von konstruktiver Anisotropie. In diesem Fall müssen die Steifigkeitsmatrizen der einzelnen Ebenen zunächst in ein globales Koordinatensystem, im Folgenden auch als Grundsystem bezeichnet, transformiert werden. Anhand der Gesamtsteifigkeitsmatrix können Beanspruchungen aufgebracht, Dehnungen ermittelt und darüber wiederum die Spannungen der einzelnen Tragelemente berechnet werden. Die Vorgehensweise ist in Abbildung 54 schematisch dargestellt. Da das lokale Koordinatensystem der Ebene 1 mit dem globalen Koordinatensystem übereinstimmt, ist für diese Ebene weder eine Transformation der Steifigkeiten ( $C_1$ ) noch der am Gesamtsystem ermittelten Dehnungen ( $\varepsilon_0$ ) erforderlich. Für die Berechnung der Gesamtsteifigkeitsmatrix ist also nur die Transformation der Steifigkeitsmatrix der Ebene 2 ( $C_2$ ) in das Grundsystem durchzuführen.

Nach dem Elastizitätsgesetz können durch die Multiplikation der inversen Gesamtsteifigkeitsmatrix ( $C_0^{-1}$ ) mit einem Beanspruchungsvektor ( $n_0$ ) die Dehnungen ( $\epsilon_0$ ) des Verbundquerschnittes bezogen auf die globalen Koordinaten bestimmt werden. Um anschließend auf die Spannungen der Ebene 2 ( $n_2$ ) rückrechnen zu können, muss eine Rotation der Dehnungen des Grundsystems in das lokale Koordinatensystem der Ebene 2 erfolgen.

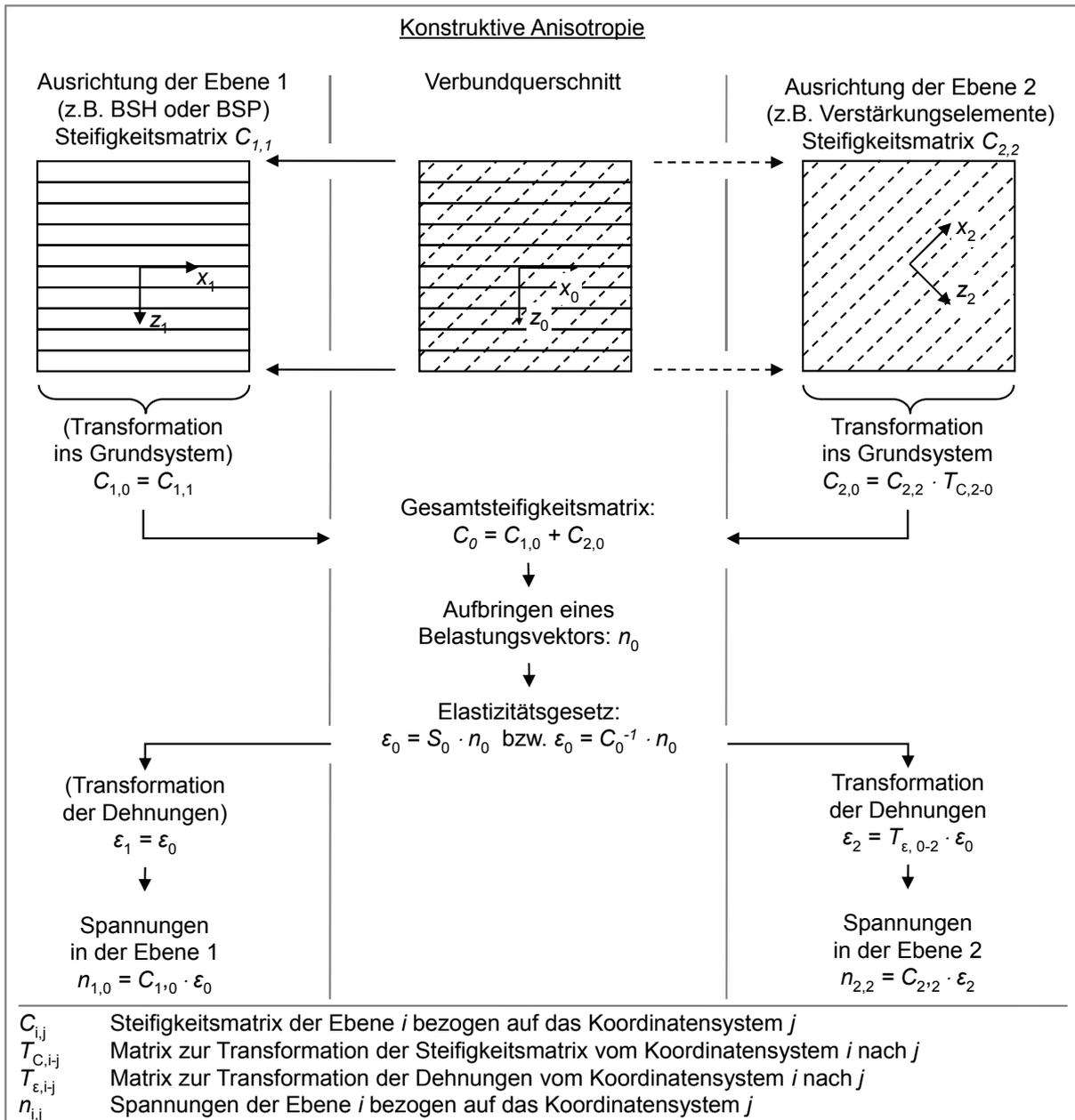


Abbildung 54: Scheibenberechnung basierend auf der konstruktiven Anisotropie

### 3.2.2 Anwendung auf Schubverstärkungen in Brettschichtholz

Dieses Verfahren ist auch auf schubverstärkte Brettschichtholzbauteile anwendbar. Zum Zweck der Vereinfachung sollte in diesem Fall das globale Koordinatensystem mit dem lokalen Koordinatensystem

des Brettschichtholzbauteils übereinstimmen. Unter Verwendung der im Ingenieurholzbau üblichen Koordinatenbezeichnungen liegen die in Abbildung 55 dargestellten Zusammenhänge vor.

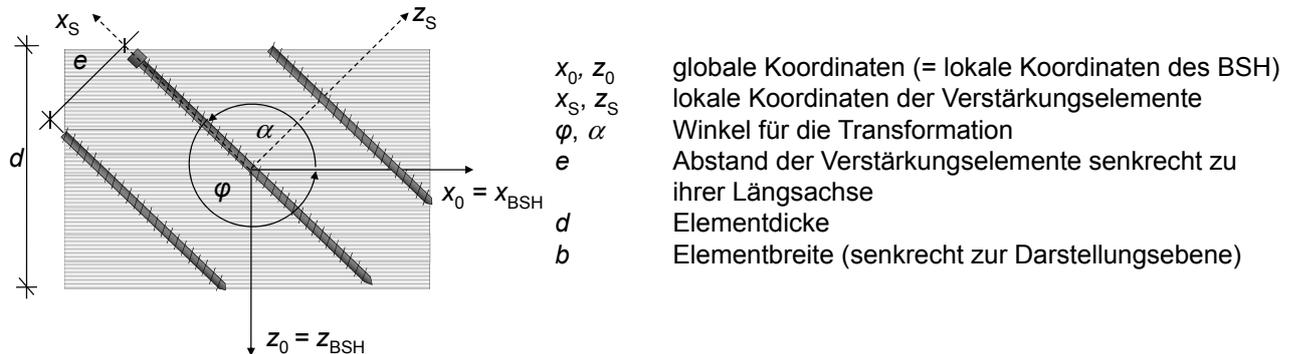


Abbildung 55: Koordinaten- und Winkelbeziehungen für die Steifigkeitstransformation im Rahmen der konstruktiven Anisotropie

Unter Berücksichtigung der in Abbildung 55 definierten Bezugsachsen und den damit verbundenen Winkelbeziehungen ergibt sich folgende Transformationsmatrix für die Steifigkeitskoeffizienten der Verstärkungselemente:

$$T_{C,S-0} = \begin{vmatrix} \cos^4 \varphi & \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi & -\sin \varphi \cdot \cos^3 \varphi \\ \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi & \sin^4 \varphi & -\sin^3 \varphi \cdot \cos \varphi \\ -\sin \varphi \cdot \cos^3 \varphi & -\sin^3 \varphi \cdot \cos \varphi & \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi \end{vmatrix} \quad (3-3)$$

Um die Dehnungen des Grundsystems bezogen auf das lokale Koordinatensystem der Schubverstärkungen zu ermitteln, kommt folgende Transformationsmatrix zur Anwendung:

$$T_{\varepsilon,0-S} = \begin{vmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & -\sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ -2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha & 2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{vmatrix} \quad (3-4)$$

### 3.2.3 Ermittlung der Steifigkeiten im Grundsystem

Bei der Ermittlung der Steifigkeiten des Grundsystems ist zunächst der Querschnittsaufbau des zu verstärkenden Elements zu beurteilen. Liegen wie bei dem in Abbildung 55 dargestellten Brettschichtholzelement in Richtung der globalen Koordinaten jeweils konstante Materialeigenschaften vor, so ergibt sich die Steifigkeitsmatrix  $C_{BSH,0}$  des Brettschichtholzelements bezogen auf das Grundsystem aus den Materialparametern der jeweiligen Richtungen. Wie [Lischke 1985] mittels einer Gegenüberstellung verdeutlicht, weichen die Angaben der einschlägigen Literatur hinsichtlich der Querdehnraten des anisotropen Materials Holz beträchtlich voneinander ab. Zudem wurden diese an kleinen fehlerfreien Holzproben bestimmt und sind dementsprechend nicht unmittelbar auf Bauholz übertragbar. Aufgrund dessen und zum Zweck der Vereinfachung wird die Querdehnratenzahl  $\mu$  in den folgenden Betrachtungen zu Null gesetzt:

$$C_{BSH,0} = \begin{vmatrix} E_0 & 0 & 0 \\ 0 & E_{90} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{vmatrix} \quad (3-5)$$

Die Schubverstärkungen sollten konstruktiv so angeordnet werden, dass sich bei Schubbeanspruchung des verstärkten Elementes eine Zugkraft im Verstärkungselement einstellt. Grund sind die sich aus Gleichgewichtsgründen im verstärkten Element einstellenden Querdruckspannungen, siehe Abbildung 56. Dieser Analogie folgend stellen sich im Fall druckbeanspruchter Schubverstärkungen Querdzugspannungen im Holzelement ein, welche die Schubbeanspruchbarkeit des Verbundbauteils deutlich herabsetzen. Beide Effekte werden von [Blaß & Krüger 2010] mittels experimenteller Untersuchungen bestätigt.

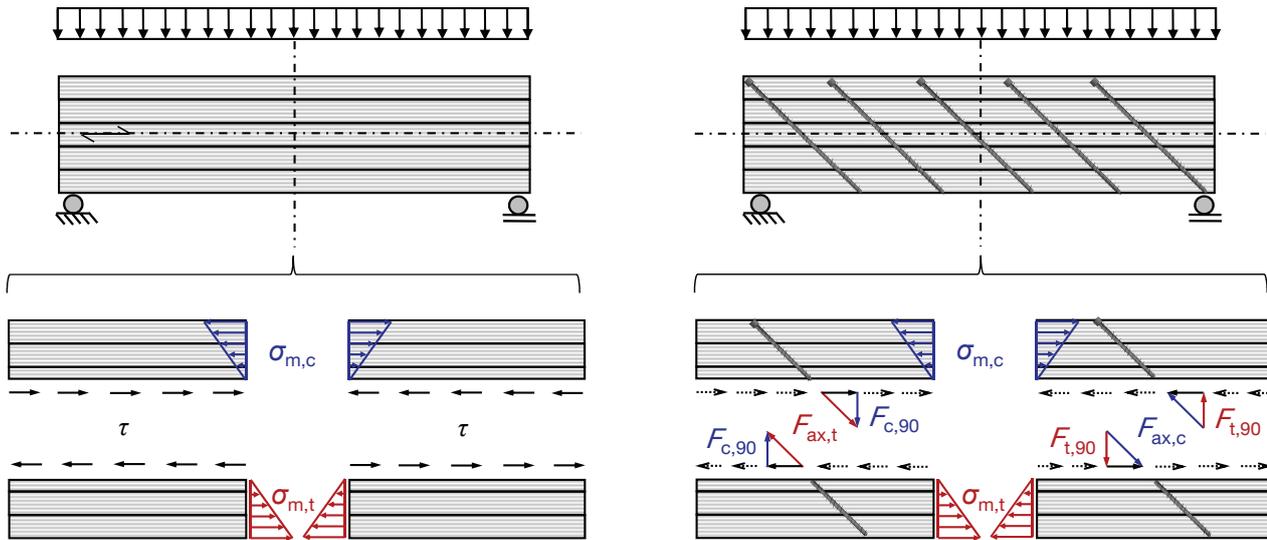


Abbildung 56: Gleichgewichtsbetrachtungen in den Symmetrielinien des Schubverstärkten Trägers

Unter der Annahme, dass die als Schubverstärkung eingesetzten Vollgewindeschrauben bzw. Gewindestangen in erster Linie auf Zug beansprucht werden, besitzen die Dehnsteifigkeiten  $EA_S$  der Verstärkungselemente in axialer Richtung entscheidenden Einfluss auf ihr Tragverhalten. Die Biegesteifigkeiten tragen nur einen unwesentlichen Anteil zur Gesamtsteifigkeit bei und werden daher im Rahmen der folgenden Betrachtungen vereinfachend vernachlässigt. Mittels der Transformationsmatrix lässt sich die Steifigkeitsmatrix  $C_{S,0}$  der Schubverstärkungen bezogen auf das globale Koordinatensystem wie folgt bestimmen:

$$C_{S,0} = \left( \frac{n_s}{b} \cdot \frac{EA_S}{e} \right) \cdot T_{C,S-0} = \left( \frac{n_s}{b} \cdot \frac{EA_S}{e} \right) \cdot \begin{vmatrix} \cos^4 \varphi & \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi & -\sin \varphi \cdot \cos^3 \varphi \\ \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi & \sin^4 \varphi & -\sin^3 \varphi \cdot \cos \varphi \\ -\sin \varphi \cdot \cos^3 \varphi & -\sin^3 \varphi \cdot \cos \varphi & \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi \end{vmatrix} \quad (3-6)$$

mit:

- $EA_S$  Dehnsteifigkeit der Verstärkungselemente
- $e$  Abstand der Verstärkungselemente senkrecht zu ihrer Längsachse (in der x-z-Ebene)
- $n_S$  Anzahl der Reihen an Verstärkungselementen senkrecht zur betrachteten Tragrichtung
- $b$  Breite des verstärkten Brettschichtholzelements

Die Gesamtsteifigkeit des Verbundquerschnittes im Grundsystem  $C_0$  ergibt sich aus der Addition der Steifigkeitsmatrizen des Brettschichtholzelements  $C_{BSH,0}$  und der Verstärkungselemente  $C_{S,0}$ .

$$C_0 = C_{BSH,0} + C_{S,0} \quad (3-7)$$

### 3.2.4 Ermittlung der Beanspruchungen

Über den Vektor  $n_0$  können am schubverstärkten Element Beanspruchungen aufgebracht werden. Dabei handelt es sich um die Spannungen  $\sigma_{x_0}$  bzw.  $\sigma_{z_0}$  in den jeweiligen Hauptachsen des Grundsystems sowie die Schubspannung  $\tau_{xz_0}$  in der von den genannten Achsen erzeugten Ebene. Die über den Beanspruchungsvektor  $n_0$  aufgebrachten Spannungen weisen jeweils einen konstanten Verlauf auf. Die aus den Beanspruchungen resultierenden Dehnungen bezogen auf das Grundsystem ergeben sich aus der Multiplikation des Vektors  $n_0$  mit der Inversen  $C_0^{-1}$  der Gesamtsteifigkeitsmatrix:

$$\varepsilon_0 = C_0^{-1} \cdot n_0 \quad \text{bzw.} \quad \begin{vmatrix} \varepsilon_{x_0} \\ \varepsilon_{z_0} \\ \gamma_{xz_0} \end{vmatrix} = C_0^{-1} \cdot \begin{vmatrix} \sigma_{x_0} \\ \sigma_{z_0} \\ \tau_{xz_0} \end{vmatrix} \quad (3-8)$$

Aufgrund der unterschiedlich orientierten, lokalen Koordinatensysteme, erfolgt eine getrennte Rückrechnung der Dehnungen auf die im Brettschichtholzelement bzw. in den Schubverstärkungen auftretenden Spannungen.

- Brettschichtholzelement:

Da die lokalen Koordinaten des Brettschichtholzelements mit den globalen Koordinaten übereinstimmen, ist zur Ermittlung der Beanspruchung keine Transformation der Dehnungen erforderlich:

$$n_{BSH} = C_{BSH,0} \cdot \varepsilon_{BSH} = C_{BSH,0} \cdot \varepsilon_0 \quad \text{bzw.} \quad \begin{vmatrix} \sigma_{BSH,x_0} \\ \sigma_{BSH,z_0} \\ \tau_{BSH,xz_0} \end{vmatrix} = C_{BSH,0} \cdot \begin{vmatrix} \varepsilon_{x_0} \\ \varepsilon_{z_0} \\ \gamma_{xz_0} \end{vmatrix} \quad (3-9)$$

Aus dem Vergleich der am Gesamtsystem aufgebrachten Schubbeanspruchung  $\tau_{xz_0}$  und der daraus im Brettschichtholzelement resultierenden Schubspannung  $\tau_{BSH,xz_0}$  ergibt sich der Verstärkungsgrad  $\eta_\tau$ , der die Reduktion der Schubspannung infolge der Verstärkungselemente beschreibt:

$$\eta_\tau = \frac{\tau_{xz_0}}{\tau_{BSH,xz_0}} \quad (3-10)$$

Außerdem liefert Gleichung (3-9) die Spannungskomponente  $\sigma_{\text{Holz},z0}$ . Bei gewählter Anordnung und dementsprechender Zugbeanspruchung der Verstärkungselemente resultieren daraus Querdruckbeanspruchungen senkrecht zur Faser. Wie vorab erläutert, wirkt sich die Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen positiv auf die Schubfestigkeit in Faserrichtung aus. Die Schubverstärkungen können demnach potentiell nicht nur eine Reduktion der Schubspannungen in den Holzquerschnitten bewirken, sondern bei gegebener Anordnung gleichzeitig zu einer Spannungsinteraktion führen, welche sich zusätzlich positiv auf die Schubfestigkeiten auswirkt. Abschnitt 3.7 enthält Vergleichsrechnungen zum möglichen Ausmaß dieser Effekte bei Brettschichtholzbauteilen mit stiftförmigen Schubverstärkungen.

- Schubverstärkung:

Für die Ermittlung der Beanspruchung der Schubverstärkung erfolgt zunächst die Transformation der Dehnungen in das lokale Koordinatensystem der Schubverstärkung:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_S = \boldsymbol{\varepsilon}_0 \cdot \boldsymbol{T}_{\varepsilon,0-S} \quad (3-11)$$

Da für die Schubverstärkungen nur die axiale Dehnsteifigkeit  $E_A$ s berücksichtigt wird, ist es ausreichend, die Dehnung parallel zur Tragwirkung des Verstärkungselementes zu berechnen:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{x_S} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{x_0} \\ \varepsilon_{z_0} \\ \gamma_{xz_0} \end{pmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & \sin \alpha \cdot \cos \alpha \end{vmatrix} \quad (3-12)$$

Die achsenparallele Spannung  $\sigma_{S,x_S}$  und die Normalkraft  $N_{S,x_S}$  je Verstärkungselement betragen somit:

$$\sigma_{S,x_S} = \boldsymbol{\varepsilon}_{x_S} \cdot E_S \quad (3-13)$$

$$N_{S,x_S} = \boldsymbol{\varepsilon}_{x_S} \cdot EA_S \quad (3-14)$$

### 3.2.5 Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes zwischen Holz und Verstärkungselement

Wie in Abschnitt 3.2.1 erläutert, basiert das vorgestellte Verfahren auf der Annahme, dass ein starrer Verbund zwischen den einzelnen Ebenen vorliegt. Für stiftförmige Verstärkungselemente in Form von eingeklebten Gewindestangen darf ein starrer Verbund zwischen den Schubverstärkungen und dem Brettschichtholzelement angenommen werden [DIBt Z-9.1-705 2009]. Bei Schubverstärkungen aus selbstbohrenden Vollgewindeschrauben oder vorgebohrten, eingedrehten Gewindestangen trifft dies jedoch nicht zu. In diesen Fällen liegt ein nachgiebiger Verbund zwischen den Holzfasern und dem Gewinde der Verstärkungselemente vor. Es ist also zu berücksichtigen, dass im Verstärkungselement und im umliegenden Holzquerschnitt Dehnungen unterschiedlicher Größe auftreten können.

Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge kann jedoch mittels einer Bettungssteifigkeit berücksichtigt werden. Diese lässt sich anhand geeigneter Versuche bestimmen (siehe dazu [Mestek 2011]). Alternativ besteht die Möglichkeit, die Nachgiebigkeit in Längsrichtung des Verstärkungselementes durch den axialen Verschiebungsmodul  $K_{ax}$  zu beschreiben, der z.B. in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen von Vollgewindeschrauben enthalten ist. Dieser ist vergleichbar mit einer Federsteifigkeit und ermöglicht die

Ermittlung der Relativverschiebung zwischen einem axial beanspruchten Verbindungsmittel und der Holzoberfläche. Seit den grundlegenden Forschungen von Volkersen ([Volkersen 1938], [Volkersen 1953]) an Laschenstößen ist bekannt, dass die Spannungsübertragung und damit Spannungsverteilung zwischen zwei zugbeanspruchten verklebten Elementen sowohl von der Steifigkeit der zu verbindenden Elemente (z.B. parallel bzw. senkrecht zur Faserrichtung in Holz eingeklebte Gewindestange) und der Schubsteifigkeit als auch der Geometrie der Verbundfuge abhängt. Der Fall einer konstanten Spannungsverteilung entlang der Verbindungsfuge tritt nur im speziellen Fall der sehr kurzen Verbindungslängen bzw. sehr geringen Steifigkeiten der Verbindungsfuge auf. In allen anderen Fällen wird sich eine ungleichmäßige Verteilung der Schubspannungen in der Verbindungsfuge mit Maxima an den Lasteinleitungsstellen einstellen, siehe Abbildung 57. [Tlustochowicz et al. 2011] geben einen umfassenden Überblick über den Stand der Forschung zur Thematik des Tragverhaltens von Gewindestangen in Holz.

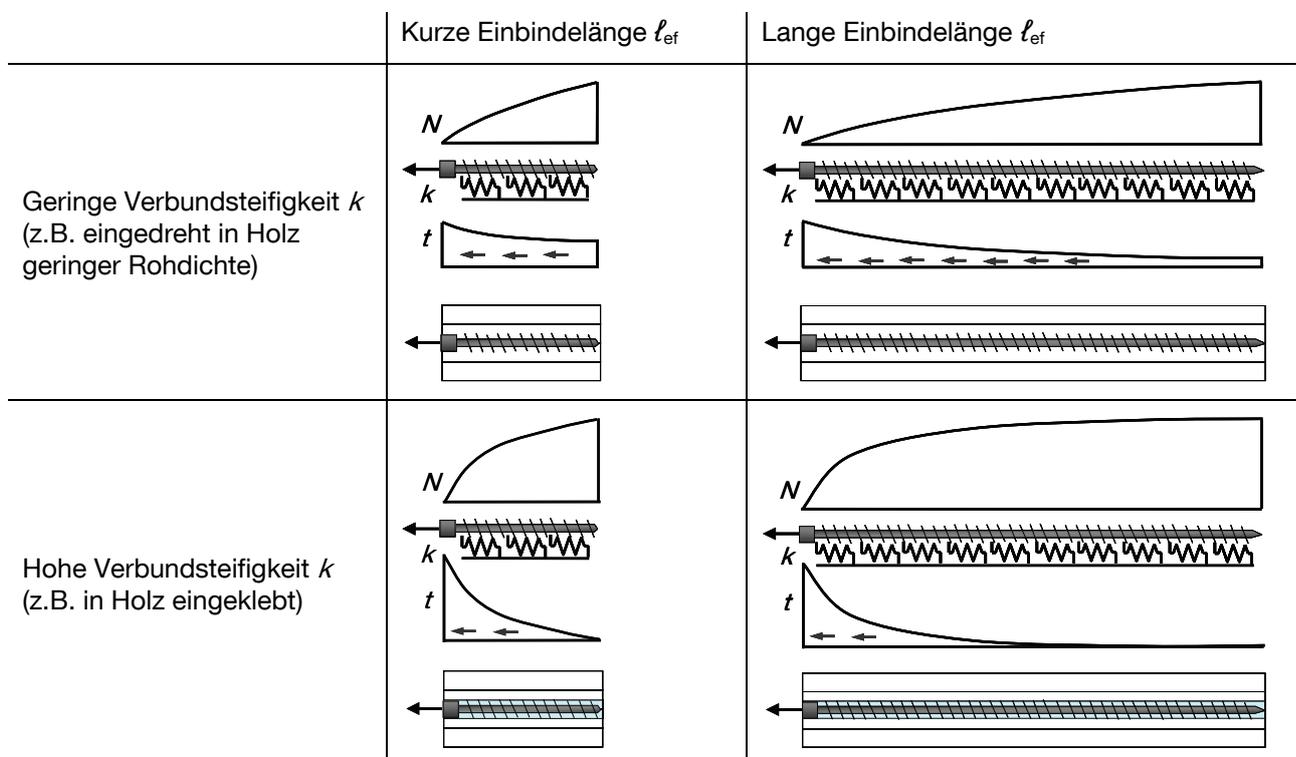


Abbildung 57: Schematische Darstellung des Schubflusses  $t$  zwischen Verstärkungselement und Holz und des Normkraftverlaufes  $N$  im Verstärkungselement in Abhängigkeit der Verbundsteifigkeit  $k$  und Einbindelänge  $l_{ef}$

Diese Feststellungen bedingen, dass der alleinige Ansatz des Verschiebungsmoduls für das vorliegende Verfahren nur bedingt geeignet ist, da er keine Aussage über den Verlauf des Schubflusses im Verbund und den daran gekoppelten Normkraftverlauf im Verstärkungselement liefert. Allerdings bietet sich die Möglichkeit, vom Beiwert  $K_{ax}$  auf eine elastische Bettung zurückzurechnen. Dazu ist das Tragverhalten des Verstärkungselementes anhand eines Ersatzsystems in Form des beidseitig endlichen, in Längsrichtung des Verstärkungselementes elastisch gebetteten Trägers zu beschreiben. Der in [Blaß, Bejtka & Uibel 2006] vorgestellte Versuchsaufbau zur Ermittlung des Beiwertes  $K_{ax}$  sowie das zugehörige Ersatzsystem eines elastisch gebetteten Trägers sind in Abbildung 58 schematisch dargestellt.

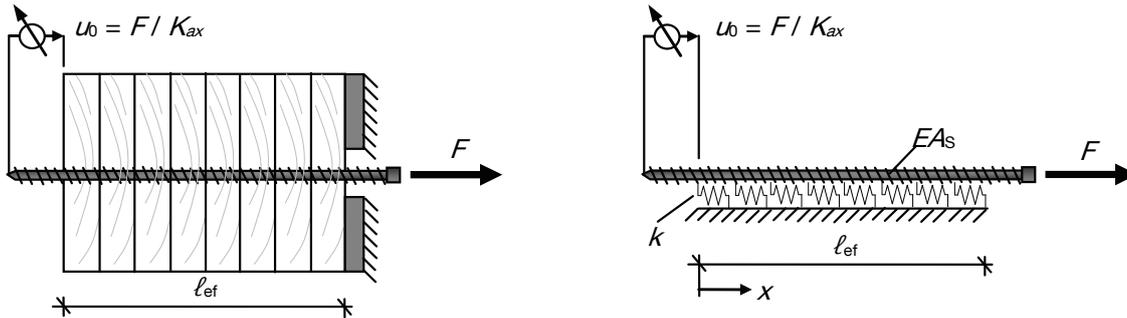


Abbildung 58: Versuchsaufbau zur Ermittlung von  $K_{ax}$  und zugehöriges Ersatzsystem

Der allgemeine Ansatz für die homogene Lösung der Differentialgleichung des horizontal elastisch gebetteten Trägers lautet:

$$u_{(x)} = C_1 \cdot e^{\lambda \cdot x} + C_2 \cdot e^{-\lambda \cdot x} \quad (3-15)$$

mit:

$$\lambda = \sqrt{k / EA_S} \quad (3-16)$$

Die erste Ableitung von (3-15) ergibt sich zu:

$$u'_{(x)} = \lambda \cdot C_1 \cdot e^{\lambda \cdot x} - \lambda \cdot C_2 \cdot e^{-\lambda \cdot x} \quad (3-17)$$

Zur Lösung der Differentialgleichung stehen die folgenden Randbedingungen zu Verfügung:

$$(I) \quad u'_{(x=0)} = 0 \quad \rightarrow \quad C_1 = C_2 \quad (3-18)$$

$$(II) \quad u_{(x=0)} = u_0 \quad \rightarrow \quad C_1 = C_2 = u_0 / 2 \quad (3-19)$$

$$(III) \quad u'_{(x=l_{ef})} = F / EA_S \quad \rightarrow \quad u_0 / 2 \cdot \lambda \cdot (e^{\lambda \cdot l_{ef}} - e^{-\lambda \cdot l_{ef}}) = F / EA_S \quad (3-20)$$

$$(IV) \quad u_0 = F / K_{ax} \quad \rightarrow \quad 2 \cdot F / EA_S \cdot (\lambda \cdot (e^{\lambda \cdot l_{ef}} - e^{-\lambda \cdot l_{ef}}))^{-1} = F / K_{ax} \quad (3-21)$$

Aus den Gleichungen (3-20) und (3-21) ergibt sich die Lösung der Differentialgleichung zu:

$$\lambda \cdot (e^{\lambda \cdot l_{ef}} - e^{-\lambda \cdot l_{ef}}) = 2 \cdot K_{ax} / EA_S \quad (3-22)$$

Der Beiwert  $\lambda$  kann iterativ oder anhand geeigneter numerischer Programme ermittelt werden. Anschließend lässt sich die Bettung  $k$  nach Gleichung (3-23) berechnen, die den Verbund zwischen dem Verstärkungselement und dem Holzquerschnitt beschreibt.

$$k = \lambda^2 \cdot EA_S \quad (3-23)$$

Die in der Literatur und den bauaufsichtlichen Zulassungen angegebenen Verschiebungsmoduln  $K_{ax}$  gelten in der Regel für Einschraubwinkel von  $90^\circ$  (wie in Abbildung 58 dargestellt). Bei Schubverstärkungen liegen üblicherweise Winkel von  $45^\circ$  zwischen der Achse des Verstärkungselementes und der Faserrichtung vor

(wie in Abbildung 59 dargestellt). [Blaß, Bejtka & Uibel 2006] geben eine Bestimmungsgleichung für den axialen Verschiebungsmodul für rechtwinklig zur Faserrichtung eingebrachte, selbstbohrende Vollgewindeschrauben mit bis zu 120 mm Verankerungslänge an. Für andere Einschraubwinkel konnten sie keine derartige Bestimmungsgleichung ermitteln. [Blaß & Krüger 2010] ermitteln Verschiebungsmoduln von eingedrehten Gewindestangen mit  $d=16$  und  $20$  mm, Einbindelängen von  $200$  und  $400$  mm sowie Einschraubwinkeln von  $45^\circ$  und  $90^\circ$ . Für Einschraubwinkel von  $45^\circ$  ergeben sich durchwegs größere Verschiebungsmoduln, zudem stellen sie eine überproportionale Zunahme der Steifigkeit bei einer Verdopplung der Verankerungslänge fest. Hinsichtlich der Verwendung dieser Werte im Rahmen der Berechnung Schubverstärkter Brettschichtholzbauteile ist zu berücksichtigen, dass die anzusetzende Länge  $l_{ef}$  der halben Länge des Verstärkungselementes entspricht, siehe Abbildung 59.

Es existieren verschiedene ingenieurtechnische Ansätze, um den nachgiebigen Verbund zwischen zwei Tragelementen zu berücksichtigen, siehe Abschnitt 4.2. Eine im Holzbau übliche und auch in [DIN 1052 2008] enthaltene Vorgehensweise stellt das  $\gamma$ -Verfahren dar. Der nachgiebige Verbund wird dabei über den Beiwert  $\gamma$  berücksichtigt, mit welchem die Dehnsteifigkeit eines Querschnittsteiles des Verbundquerschnitts abgemindert und somit eine effektiv wirksame Dehnsteifigkeit des Gesamtquerschnittes ermittelt wird. In erster Linie kommt dieses Verfahren bei Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen und bei zusammengesetzten Verbundträgern zur Anwendung. Es lässt sich aber auch auf den nachgiebigen Verbund zwischen Verstärkungselement und Brettschichtholzelement übertragen. In diesem Fall gelten die in Abbildung 59 dargestellten Zusammenhänge.

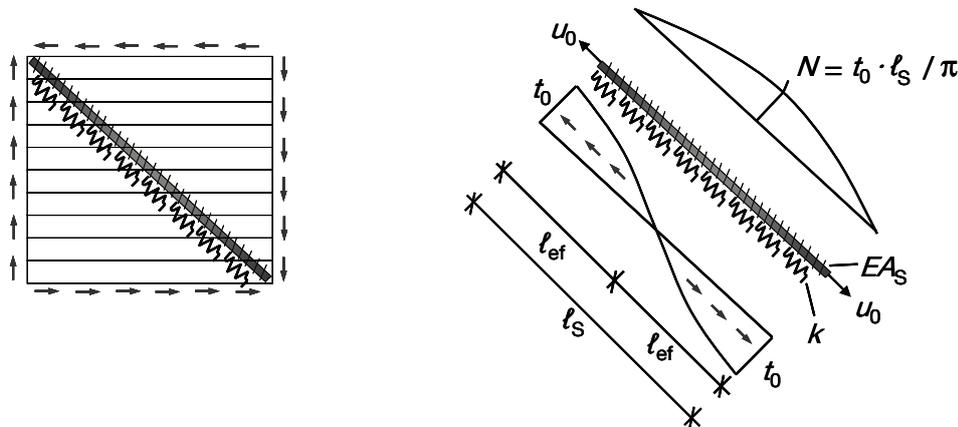


Abbildung 59: Nachgiebiger Verbund eines Verstärkungselements in einem Brettschichtholzelement

Unter der Annahme, dass sich aufgrund der Schubverformung des Brettschichtholzelements im Verstärkungselement ein annähernd sinusförmiger Normalkraftverlauf einstellt, muss in der Verbundfuge ein cosinusförmiger Schubflussverlauf vorliegen. Die aufgrund des angreifenden Schubflusses in der Verbundfuge auftretende Verformung  $u_0$  ergibt sich aus den Verformungsanteilen der Verbundfuge und dem normalkraftbeanspruchten Verstärkungselement:

$$u_0 = \frac{t_0}{k} + \int_0^{l_{ef}} N \cdot \tilde{N} \cdot \frac{1}{EA_s} \cdot dx \quad (3-24)$$

Nach Umformung erhält man:

$$u_0 = \frac{t_0}{k} + t_0 \cdot \frac{(2 \cdot l_{ef})^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{EA_S} \quad (3-25)$$

Die Verformung eines Verstärkungselements mit der effektiven Dehnsteifigkeit  $efEA_S$  berechnet sich unter der vorliegenden Beanspruchung ohne Berücksichtigung einer elastischen Bettung nach folgendem Term:

$$u_0 = t_0 \cdot \frac{(2 \cdot l_{ef})^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{efEA_S} \quad (3-26)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (3-25) und (3-26) erhält man eine effektive Dehnsteifigkeit  $efEA_S$ . Diese beinhaltet die Verformungsanteile der Bettung  $k$  und der Verformung des Verstärkungselements.

$$u_0 = \frac{t_0}{k} + t_0 \cdot \frac{(2 \cdot l_{ef})^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{EA_S} = t_0 \cdot \frac{(2 \cdot l_{ef})^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{efEA_S} \quad (3-27)$$

$$efEA_S = EA_S \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot EA_S}{(2 \cdot l_{ef})^2 \cdot k}} = EA_S \cdot \gamma \quad (3-28)$$

mit:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot EA_S}{(2 \cdot l_{ef})^2 \cdot k}} \quad (3-29)$$

Analog zum  $\gamma$ -Verfahren lässt sich die Dehnsteifigkeit des Verstärkungselements durch den Beiwert  $\gamma$  abmindern und somit der Einfluss des nachgiebigen Verbundes berücksichtigen. Für die Steifigkeitsmatrix der Verstärkungselemente bezogen auf das Grundsystem gilt somit:

$$C_{S,0} = \left( \frac{n_s}{b} \cdot \frac{efEA_S}{e} \right) \cdot T_{C,S-0} = \left( \frac{n_s}{b} \cdot \frac{\gamma \cdot EA_S}{e} \right) \cdot T_{C,S-0} \quad (3-30)$$

Die Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes führt zu folgenden Gleichungen zur Ermittlung der achsenparallelen Spannung  $\sigma_{S,x_S}$  und der Normalkraft  $N_{S,x_S}$  je Verstärkungselement:

$$\sigma_{S,x_S} = \varepsilon_{x_S} \cdot \gamma \cdot E_S \quad (3-31)$$

$$N_{S,x_S} = \varepsilon_{x_S} \cdot \gamma \cdot EA_S \quad (3-32)$$

mit:

Beiwert  $\gamma$  nach Gleichung (3-29).

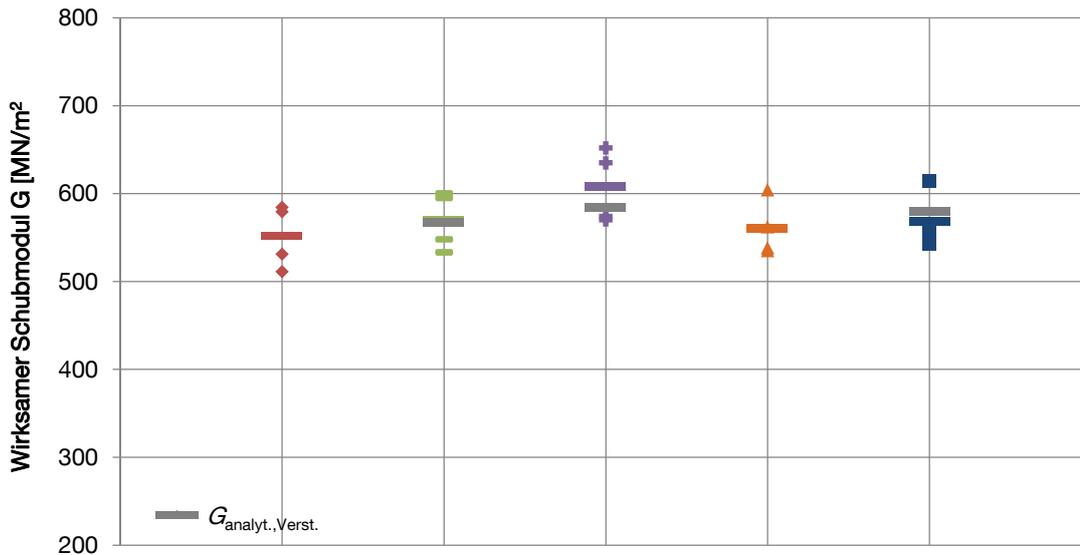
Es ist anzumerken, dass das hier vorgestellte Verfahren auf Bauteile unter einachsiger Lastabtragung und mit einer bereichsweise gleichmäßigen Anordnung der Schubverstärkungen und gleichmäßiger Schubbeanspruchung in diesem Bereich beschränkt ist. Letzteres ist für Biegebalken unter Einzellasten und dementsprechend bereichsweise konstanter Schubbeanspruchung gegeben. Bei Biegebalken unter Linienlasten und üblichen Längen- zu Höhenverhältnissen ( $l/h > 15$ ) kann von einer ausreichenden Näherung ausgegangen werden. Im auflagernahen Bereich ( $l_A < h$ ) treffen die Voraussetzungen der Biegetheorie bekanntlich nicht mehr zu (St. Venant'scher Störbereich). Falls erforderlich sind für diesen Bereich gesonderte Untersuchungen durchzuführen. Im Fall direkter Auflagerung, d. h. Auflagerung am unteren Trägerrand bei Lastangriff am oberen Trägerrand, ergibt sich aufgrund der sich zum Auflager hin ausbildenden Druckstreben eine gleichzeitig wirkende Querdruckbeanspruchung und damit eine erhöhte Schubtragfähigkeit des Holzbauteils [ERL DIN 1052 2004]. Im Fall von Biegeträgern unter Linienlasten wird der hinsichtlich des Nachweises der Schubspannungen kritische Schnitt in [DIN 1052 2008] mit  $x = h$  vom Auflagerangegeben, wobei die Differenz der Neigung zwischen Ober- und Untergurt auf  $\alpha \leq 10^\circ$  beschränkt ist. Dieser Schnitt liegt außerhalb des St. Venant'schen Störbereichs, somit ist das vorgestellte Verfahren der konstruktiven Anisotropie dort anwendbar. Für eine beispielhafte Berechnung eines realen, mit vorgebohrten und eingedrehten Gewindestangen schubverstärkten Brettschichtholzbauteils wird auf den Anhang zu Abschnitt 3 verwiesen.

### 3.3 Vergleich mit Ergebnissen experimenteller Untersuchungen zu stiftförmigen Schubverstärkungen

#### 3.3.1 Vergleich mit experimentellen Untersuchungen von [Trautz & Koj 2009]

Ziel des von [Trautz & Koj 2009] durchgeführten Forschungsprojektes war, die Möglichkeit der Verstärkung und Versteifung sowie leistungsfähige Fügung von Holzbauteilen mittels selbstbohrender Vollgewindeschrauben zu untersuchen. Hierbei wurden sowohl verstärkte Einfeldträger als auch Rahmenecken aus Brettschichtholz untersucht. Für letztere konnten durch die Verwendung von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben deutliche Tragfähigkeitssteigerungen im Vergleich zu den üblichen Ausführungsweisen von Rahmenecken (z.B. Stabdübelkreis) ermittelt werden. Im Hinblick auf die Zielsetzung der vorliegenden Arbeit sind vor allem die experimentellen Untersuchungen zur Erhöhung der Schubsteifigkeit von mittels selbstbohrender Vollgewindeschrauben schubverstärkter Brettschichtholzträger von Interesse. Hierbei wurden von den Autoren drei Konfigurationen mit unterschiedlicher Anordnung der Vollgewindeschrauben nach den Vorgaben der [EN 408 2003] geprüft und die so ermittelten Schubsteifigkeiten mit denen der unverstärkten Brettschichtholzträger verglichen.

Da die in [EN 408 2003] gegebene Vorgehensweise zur Ermittlung des Schubmoduls eine Belastung bis maximal 40 % der jeweiligen Bruchlast des Trägers, also eine Beanspruchung im rein linear-elastischen Bereich vorsieht und eine gleichmäßige Anordnung der Schubverstärkung vorlag, lassen sich die Ergebnisse dieser Versuche gut mit dem Ansatz der konstruktiven Anisotropie vergleichen. Hierbei werden die von den Autoren ermittelten Steifigkeitskennwerte der unverstärkten Träger  $E_{0,\text{mean}}$  und  $G_{\text{mean}}$  angesetzt. Für den Elastizitätsmodul quer zur Faser wird auf den in [FprEN 14080 2011] gegebenen Wert  $E_{90,\text{mean}} = 300 \text{ MN/m}^2$  zurückgegriffen. Da für die im Versuch vorhandenen Einbindelängen  $l_{\text{ef}}$  keine experimentell ermittelten Verbundsteifigkeiten  $K_{\text{ax}}$  vorliegen, werden die Werte in Abwägung des von [Blaß & Krüger 2010] experimentell bestimmten Wertes für Vollgewindeschrauben ( $d = 8 \text{ mm}$ ,  $l_{\text{ef}} = 80 \text{ mm}$ ) und der experimentell bestimmten Werte für Gewindestangen angenommen ( $\rightarrow K_{\text{ax}, d=10, l_{\text{ef}}=220} = 45.000 \text{ N/mm}$ ;  $K_{\text{ax}, d=10, l_{\text{ef}}=290} = 60.000 \text{ N/mm}$ ).



Trautz & Koj 2009	1. Versuchsreihe			2. Versuchsreihe	
	Unverstärkt	45° Zug	45° Z+D	Unverstärkt	32,5° Zug
$G_{\text{mean}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	551,3	569,0	607,8	559,8	568,5
COV	6,5	5,9	6,9	5,7	5,5
$\eta_{\text{mean}}$ [%]	100,0	103,2	110,2	100,0	101,6
$G_{\text{analyt., Verst.}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]		567,2	584,3		579,3
$\eta_{\text{analyt., Verst.}}$ [%]		102,9	106,0		103,5
$\eta_{\text{analyt., Verst.}} / \eta_{\text{mean}}$ [%]		99,7	96,1		101,9

Abbildung 60: Vergleich der von [Trautz & Koj 2009] experimentell ermittelten wirksamen Schubmoduln mit den mittels der konstruktiven Anisotropie ermittelten Ergebnissen

Abbildung 60 enthält den Vergleich der Mittelwerte der von [Trautz & Koj 2009] experimentell ermittelten wirksamen Schubmoduln mit den nach der konstruktiven Anisotropie ermittelten wirksamen Schubmoduln. Da es sich bei den untersuchten Prüfkörpern in den verstärkten Zuständen um Verbundquerschnitte aus Brettschichtholz und Vollgewindeschrauben handelt, wäre es mechanisch korrekt, die Auswertung auf Schubsteifigkeiten zu beziehen, da der Schubmodul eine materialspezifische Eigenschaft ist. Die Nachvollziehbarkeit der ausgewerteten Ergebnisse abwägend wurde jedoch entschieden, auch im Fall der verstärkten Verbundquerschnitte die Auswertung auf wirksame Schubmoduln zu beziehen. Aus der in Abbildung 60 gegebenen Datentabelle ist abzulesen, dass sich im Fall zugbeanspruchter Vollgewindeschrauben eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentell und analytisch ermittelten Resultaten ergibt. In beiden Fällen liegt nur eine geringe Schubversteifung vor. Im Fall der unter einem rechten Winkel gekreuzt angeordneten, zug- bzw. druckbeanspruchten Vollgewindeschrauben wird die schubversteifende Wirkung von dem analytischen Ansatz der konstruktiven Anisotropie unterschätzt.

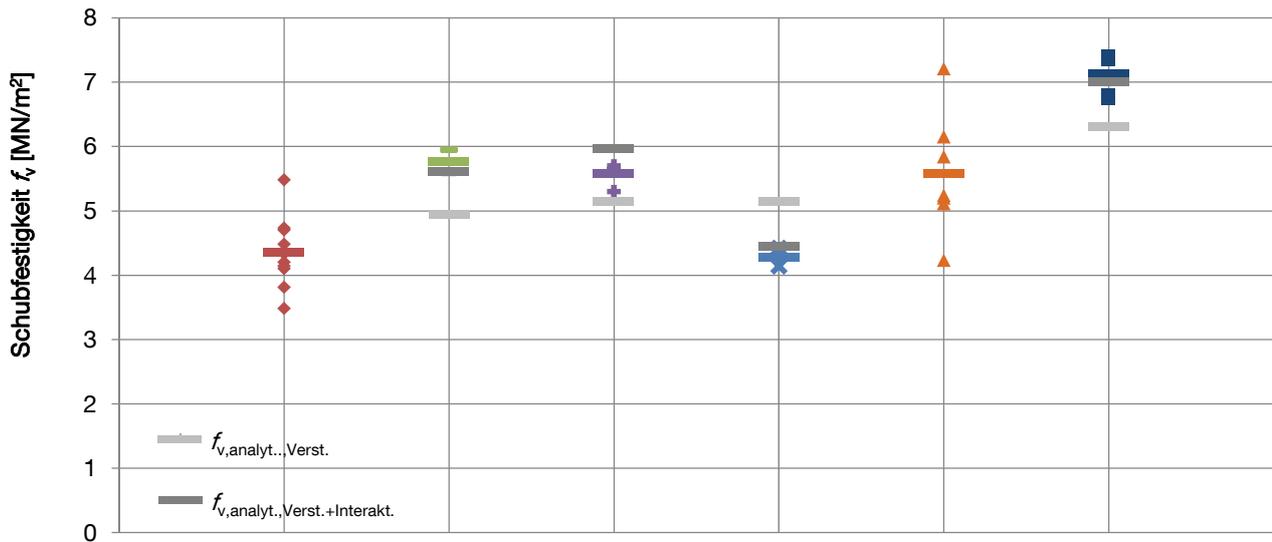
### 3.3.2 Vergleich mit experimentellen Untersuchungen von [Blaß & Krüger 2010]

Das von [Blaß & Krüger 2010] durchgeführte Forschungsprojekt folgte der Zielsetzung, die Möglichkeit der Erhöhung der Schubtragfähigkeit von Holzbauteilen durch innen liegende Schubverstärkungen in Form

von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben und Gewindestangen zu untersuchen. Zur Abschätzung des Tragverhaltens schubverstärkter Träger wurde ein Rechenmodell auf Basis der Finiten-Element-Methode entwickelt. Die Versagenslast wird hierbei aus einem Vergleich der Elementspannungen in der Trägerachse des Holzbauteils berechnet, in welchen auch die Interaktion von Schub- und Querspannungen unter Verwendung des Ansatzes von [Spengler 1982] integriert ist. Die Verstärkungselemente werden über nichtlineare Federelemente an das Modell des Holzbauteils gekoppelt. Die notwendigen Eingangswerte zum Verbundverhalten der Verstärkungselemente im Holz wurden durch Auszugsversuche an selbstbohrenden Vollgewindeschrauben sowie vorgebohrten und eingedrehten bzw. eingeklebten Gewindestangen unterschiedlicher Durchmesser, Einbindelängen und Einschraubwinkeln ermittelt. Zur Überprüfung des Rechenmodells wurden Versuche mit schubverstärkten Trägern aus Brettschichtholz der Breiten 60 mm bzw. 100 mm durchgeführt. Diese Versuche bestätigen, dass *„durch eine gezielte Anordnung von Verstärkungselementen eine Erhöhung der Schubtragfähigkeit möglich ist“*. Aus den Versuchsergebnissen wird ein Eindrehwinkel von  $45^\circ$  zur Trägerachse abgeleitet, wobei das Verstärkungselement bei Schubverformung des Trägers eine Zugbeanspruchung erfahren sollte (siehe auch Abschnitt 3.2.3). Des Weiteren wurden Versuche an Trägern mit bereits vorhandenem Schubbruch durchgeführt. Hierbei wurde eine rechnerisch angesetzte Schubkraftdeckung durch die Verstärkungselemente auch im Versuch erreicht. Zudem wird festgestellt, dass die Größe tragfähigkeitssteigernder Einflüsse aus Verzahnung und Haftkräften mit Unsicherheiten in Form der Rissöffnungsweite des Schubbruchs behaftet ist.

Für einen Vergleich der von [Blaß & Krüger 2010] ermittelten Versuchsergebnisse mit dem nach der konstruktiven Anisotropie ermittelten Verstärkungsgrad  $\eta_T$  werden die Versuchsreihen herangezogen, welche die am Ende des Abschnitts 3.2.5 dargelegten Voraussetzungen erfüllen (u.a. bereichsweise gleichmäßige Anordnung der Schubverstärkungen und gleichmäßige Schubbeanspruchung). Dass der Ansatz der konstruktiven Anisotropie für einen derartigen Vergleich herangezogen werden kann, wird durch die Feststellung gestützt, dass die ausgewerteten Versuchsreihen bis zum ersten Bruch annähernd lineare Last-Verschiebungskurven aufweisen. Die Verbundsteifigkeit der Vollgewindeschrauben wurde, unter Einbeziehung des von [Blaß & Krüger 2010] experimentell ermittelten Wertes für Vollgewindeschrauben, mit  $K_{ax, \ell_{ef}=140} = 32.000 \text{ N/mm}$  angenommen. Für die Verbundsteifigkeiten der eingeschraubten Gewindestangen werden die von den Autoren ermittelten Kennwerte  $K_{ax, \ell_{ef}=400}$  angesetzt. Gleiches gilt für den Elastizitätsmodul  $E_{0,mean}$ . Die weiteren Steifigkeitskennwerte der in den Versuchen verwendeten Festigkeitsklassen werden [FprEN 14080 2011] entnommen. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Interaktion von Schub- und Querspannungen wird auf den Ansatz von [Spengler 1982], vgl. Gleichung (2-1), unter Verwendung der im Versuch erreichten Schubfestigkeiten  $f_{v,u}$  zurückgegriffen.

Abbildung 61 enthält den Vergleich der von [Blaß & Krüger 2010] experimentell ermittelten Schubfestigkeiten mit dem nach der konstruktiven Anisotropie ermittelten Verstärkungsgrad  $\eta_T$ . Aus der angehängten Datentabelle ist abzulesen, dass die alleinige Berücksichtigung des Einflusses der Verstärkungselemente auf die Schubtragfähigkeit die tatsächlichen Tragfähigkeiten im Fall zugbeanspruchter Verstärkungselemente unterschätzt und im Fall druckbeanspruchter Verstärkungselemente überschätzt. Bei der zusätzlichen Berücksichtigung des Einflusses der Interaktion von Schub- und Querspannungen stimmen die analytisch ermittelten Ergebnisse jedoch gut mit den experimentell ermittelten Schubfestigkeiten überein. Auch der negative Einfluss von Querkzugspannungen auf die Schubfestigkeit im Fall druckbeanspruchter Verstärkungselemente (Versuchsreihe „D“) wird gut abgeschätzt.



Blaß & Krüger 2010	1. Versuchsreihe				2. Versuchsreihe	
	U1-U10	Z-6-16-240	Z-6-16-160	D-9-626-160	U1-U7	Z-5-100-60
$f_{v,mean}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	4,35	5,77	5,57	4,28	5,57	7,13
COV [%]	12,7	3,1	3,3	4,6	17,0	4,6
$\eta_{mean}$ [%]	100,0	132,8	128,3	98,5	100,0	128,1
$f_{v,analyt.,Verst.}$ [MN/m <sup>2</sup> ]		4,95	5,14	5,14		6,30
$\eta_{analyt.,Verst.}$ [%]		113,9	118,3	118,3		113,1
$\eta_{analyt.,Verst.} / \eta_{mean}$ [%]		85,8	92,2	120,1		88,3
$f_{v,analyt.,Verst.+Int.}$ [MN/m <sup>2</sup> ]		5,60	5,96	4,44		7,00
$\eta_{analyt.,Verst.+Int.}$ [%]		128,9	137,2	102,2		125,7
$\eta_{analyt.,Verst.+Int.} / \eta_{mean}$ [%]		97,1	107,0	103,7		98,1

Abbildung 61: Vergleich der von [Blaß & Krüger 2010] experimentell ermittelten Schubfestigkeiten mit den mittels der konstruktiven Anisotropie ermittelten Ergebnissen

Weitere Untersuchungen zu schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen wurden von [Aicher & Schrank 2006] an verstärkten Brettschichtholzbauteilen mit unter 55° zur Faser eingeklebten Gewindestangen durchgeführt. Trotz der Reduzierung der Querschnittsfläche zur Übertragung der Schubspannungen durch auf halber Trägerhöhe eingebrachte Sägeschnitte ( $2 \times b/4$ ) konnte im Versuch kein Schubversagen erreicht werden. Die beim Biegezugbruch erreichte Schubspannung betrug  $\tau_u = 4.04 \text{ MN/m}^2$ . Da jedoch nur ein Versuch durchgeführt wurde, dieser in einem Biegeversagen resultierte und kein Vergleich mit der Schubfestigkeit baugleicher, nicht verstärkter Träger gleicher Festigkeitsklasse angestellt wurde, bietet sich diese Untersuchung nicht für einen Vergleich mit dem Ansatz der konstruktiven Anisotropie an.

### 3.4 Experimentelle Untersuchungen an schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen

In Abschnitt 1 wurde dargelegt, dass Risserscheinungen in Faserrichtung mit über 50 % den größten Anteil an der Gesamtsumme der Schäden in weitgespannten Holzbauteilen aufweisen. Solche Längsrisse reduzieren die Querschnittsfläche und damit die Beanspruchbarkeit der Träger auf Schub und Querkraft, zweier Festigkeitseigenschaften, welche aufgrund der Anisotropie des Materials Holz ohnehin schon sehr gering sind. Dementsprechende Bedeutung haben die Untersuchung dieser Risserscheinungen einerseits sowie die Wirksamkeit potentieller Instandsetzungsmaßnahmen andererseits. Für Querkraftverstärkungen liegen genormte Verfahren vor. Wie in den vorausgehenden Abschnitten 3.1 bis 3.3 erläutert, kann auch Schubbeanspruchbarkeit von Brettschichtholzbauteilen durch Schubverstärkungen in Form von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben oder vorgebohrten und eingedrehten bzw. eingeklebten Gewindestangen potentiell erhöht werden.

Zum Zweck der Verifizierung des Einflusses von Rissen wie auch des Einflusses von Schubverstärkungen wurden nicht zerstörende Versuche im linear-elastischen Bereich an Brettschichtholzelementen konfiguriert. Diese liessen die mehrfache Durchführung der gleichen Versuche an einem Prüfkörper bei dazwischenliegender Formänderung bzw. Verstärkung desselben zu, da die Proportionalitätsgrenze nicht überschritten wurde. Simultan wurden hierbei mehrere Zielsetzungen verfolgt. Erstens sollte eine Aussage hinsichtlich der Erhöhung der Schubsteifigkeit durch Schubverstärkungen und damit ihren Anteil an der Abtragung der Schubbeanspruchung im ungerissenen Zustand ermöglicht werden. Gleichzeitig sollte die Abnahme der Schubsteifigkeiten aufgrund von Risserscheinungen (teilgerissener Querschnitt) quantifiziert werden. Anschließend sollte zusätzlich untersucht werden, ob sich diese Änderungen auch in den Festigkeitswerten widerspiegeln. Die experimentellen Untersuchungen wurden durch eine vom Verfasser betreute Masterarbeit [Besenius 2010] begleitet.

### 3.5 Experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Schubsteifigkeit

#### 3.5.1 Ermittlung der anwendbaren Versuchskonfigurationen

Die Bestimmung der Steifigkeits- und Festigkeitskennwerte von Vollholzprodukten ist europäisch normativ geregelt. Die europäische Prüfnorm [EN 408 2003] nennt zwei Verfahren zur Ermittlung des Schubmoduls, beide basierend auf Biegeversuchen. Das Verfahren mit veränderlicher Spannweite und das Verfahren mit gleichbleibender Spannweite. Da ersteres Verfahren bei insgesamt 108 geplanten Biegeversuchen sehr zeitaufwändig wäre, wurde entschieden, nur das zweite Verfahren anzuwenden. Hierbei ist zuerst der lokale Elastizitätsmodul mittels 4-Punkt-Biegeversuch zu ermitteln, siehe Abbildung 62. Die Mindestlänge des Prüfkörpers muss dabei der 19-fachen Trägerhöhe entsprechen. Die Spannweite des frei gelagerten Prüfkörpers beträgt das 18-fache der Querschnittshöhe. Die Verformung  $w$  ist in der Mitte der in Trägermitte angeordneten Messlänge, die das 5fache der Querschnittshöhe beträgt, zu messen. Anschließend wird der scheinbare Elastizitätsmodul mittels eines 3-Punkt-Biegeversuches ermittelt, wobei die Spannweite auf das 5-fache der Querschnittshöhe reduziert wird. In beiden Fällen ist die Last mit konstanter Geschwindigkeit aufzubringen. Die Vorschubgeschwindigkeit des Belastungskolbens darf nicht größer als  $0.003 \cdot h$  [mm/s] (lokaler Elastizitätsmodul) bzw.  $0.0002 \cdot h$  (scheinbarer Elastizitätsmodul) sein. Sie maximal aufzubringende Last darf vierzig Prozent der Höchstlast nicht überschreiten.

Die Verformungen sollten mittels eines berührungslosen optischen Messsystems [Pontos 2007] der Fa. GOM unter Verwendung von zwei Kameras mit je 5 Megapixel und einer Aufnahme Frequenz von 1 Hz gemessen werden. In Verbindung mit der minimal geforderten Kalibrierungsgenauigkeit von 0.04 Pixel und dem

Messausschnitt von 4000 mm Breite ergibt sich daraus eine Messtoleranz von unter 0.06 mm. Der Messausschnitt ergab sich aus der Zielsetzung, zusätzlich zu Vergleichszwecken die Gesamtdurchbiegung in Trägermitte und daraus den globalen Elastizitätsmodul einmal mittels der optischen Messtechnik und einmal mittels eines üblichen Wegaufnehmers zu bestimmen. Zum Zweck der korrekten Erfassung der Verformungen sind die Prüfkörper auf der Seite der Messungen mit schwarz-weißen Messpunkten zu versehen, siehe Abbildung 62. Zudem sind drei weitere Bezugspunkte an Stellen anzubringen, die während des Versuches keine Verformung erfahren. Dies ermöglicht es bei der Auswertung der Dehnungen und Verformungen über virtuelle Messbrücken die Starrkörperverschiebungen des Prüfkörpers unberücksichtigt zu lassen und nur die Dehnungen und Verformungen der Prüfkörperoberfläche, ausgehend von einem frei platzierbaren Koordinatensystem über die gesamte Prüfdauer auszuwerten. Hiermit können z.B. Einflüsse aus Eindrückungen an den Auflagern ausgeschlossen werden. Einen Überblick über das Messsystem sowie die Messpunkte und Bezugspunkte enthält Abbildung 63. Die zu Vergleichszwecken verwendeten induktiven Wegaufnehmer der Fa. HBM besitzen einen Messbereich von 0 – 10 mm und eine Linearitätsabweichung von  $\pm 0.2\%$  ( $\pm 0.02$  mm) [HBM 2010].

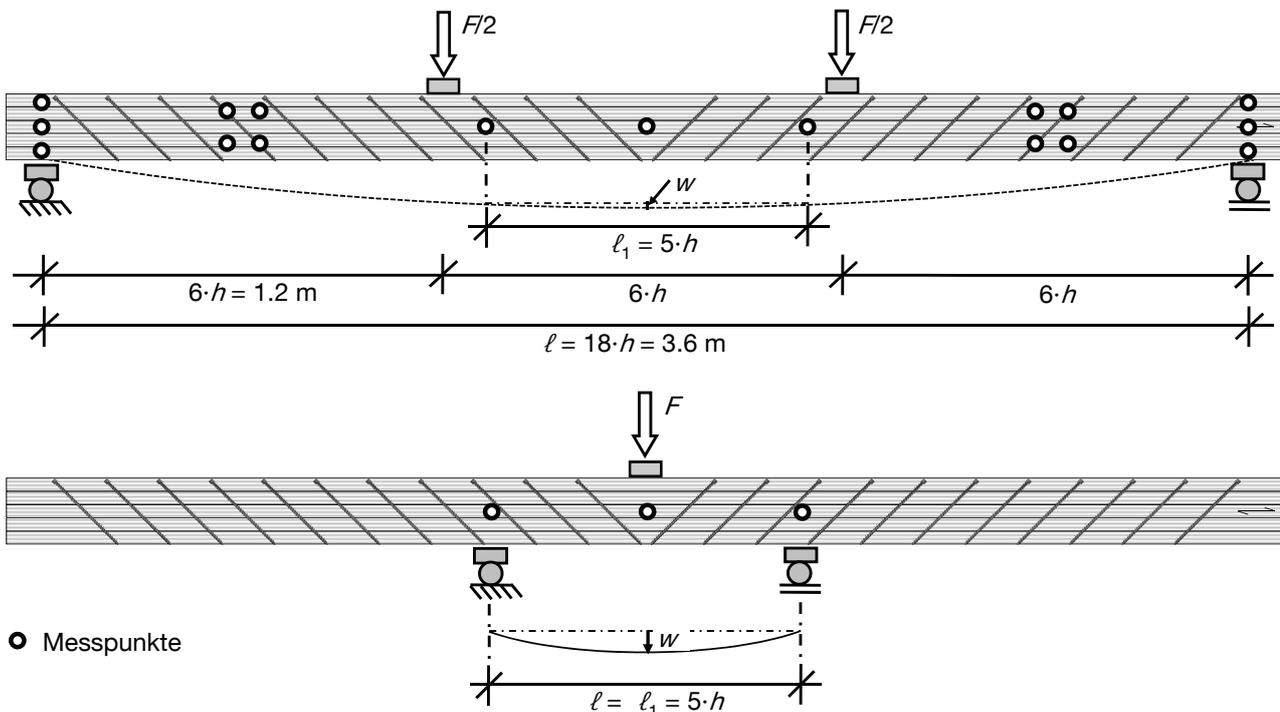


Abbildung 62: Versuchsaufbauten zur Ermittlung des lokalen (oben) und des scheinbaren Elastizitätsmoduls (unten)

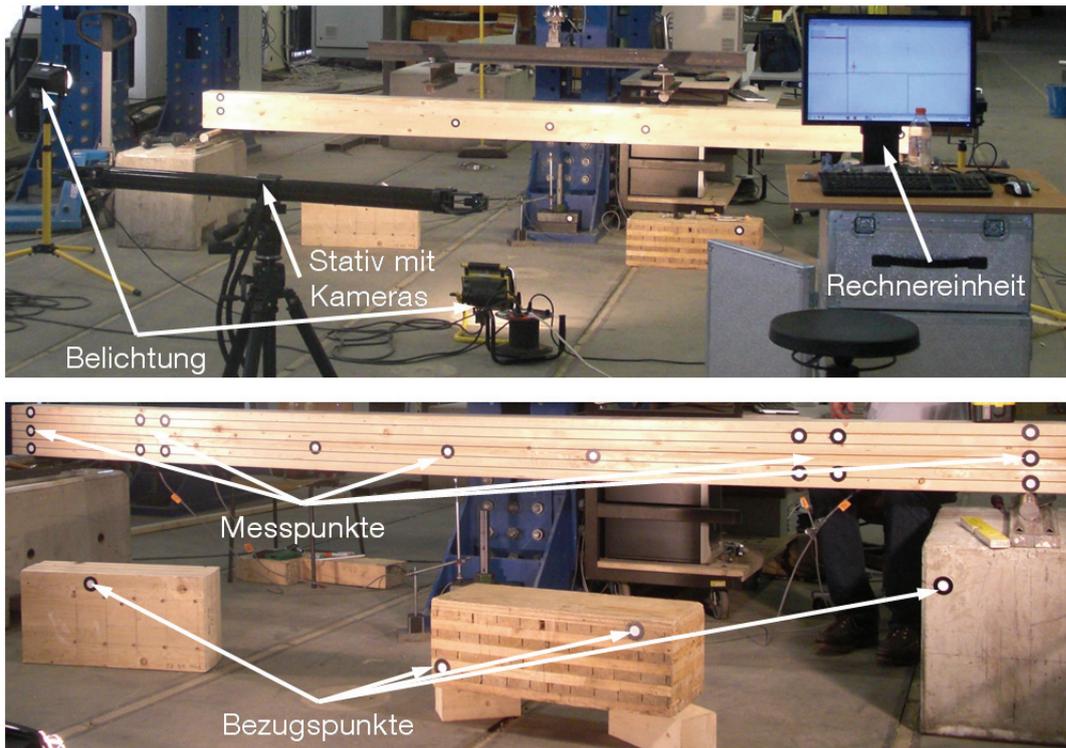


Abbildung 63: Komponenten des berührungslosen optischen Messsystems und Messpunkte an Prüfkörper nach [Besenius 2010]

Hinsichtlich der Genauigkeit bei der Ermittlung des Schubmoduls über Biegeversuche gibt [EN 408 2003] folgende Anmerkung: „Die Messung des Schubmoduls von Bauholz für tragende Zwecke und Brett-schichtholz bereitet beträchtliche Schwierigkeiten, jedoch werden bei Anwendung eines der in den Abschnitten 11 und 12 beschriebenen Verfahren (Anm. des Autors: Biegeverfahren) brauchbare Rechenwerte ermittelt“. Die Sensitivität der auszuwertenden Ergebnisse aufgrund der sehr kleinen Verformungen bei gleichzeitig hohen Lasten wurde von [Divos et al. 1998] anhand vergleichender experimenteller Untersuchungen belegt. Mit dem Entwurf der [EN 408 2010] werden zusätzlich das Verfahren der Prüfung über ein Schubfeld sowie das Torsionsverfahren eingeführt. Aufgrund o.g. Einschränkungen wurde entschieden, zusätzlich beide Verfahren hinsichtlich eines potentiellen Einsatzes zur Ermittlung des Schubmoduls bei gegebener Konfiguration zu untersuchen.

Der Versuchsaufbau zur Ermittlung des Schubmoduls über die Prüfung des Schubfeldes entspricht der Konfiguration zur Ermittlung des lokalen Elastizitätsmoduls. Für die Messeinrichtung ist in der Mitte zwischen Auflager und Belastungspunkt auf beiden Trägerseitenflächen ein Quadrat symmetrisch zur Trägerhöhe einzuzeichnen, siehe Abbildung 64. In den Ecken des Quadrates werden Vorrichtungen angebracht, die die Verformungen des Quadrates aufnehmen können. Die Abmessungen des quadratischen Schubfeldes sollen ungefähr 50 % der Querschnittshöhe betragen [Brandner et al. 2008]. Die Verformungen des Quadrates können zum einen mittels des in Abschnitt 3.5.1 erläuterten berührungslosen optischen Messsystems [Pontos 2007], zum anderen an der gegenüberliegenden Trägerseitenfläche über induktive Wegaufnehmer aufgenommen werden, siehe Abbildung 65.

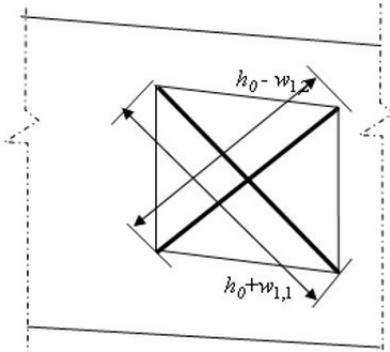


Abbildung 64: Messung der Verformung des Schubfeldes nach [EN 408 2010]

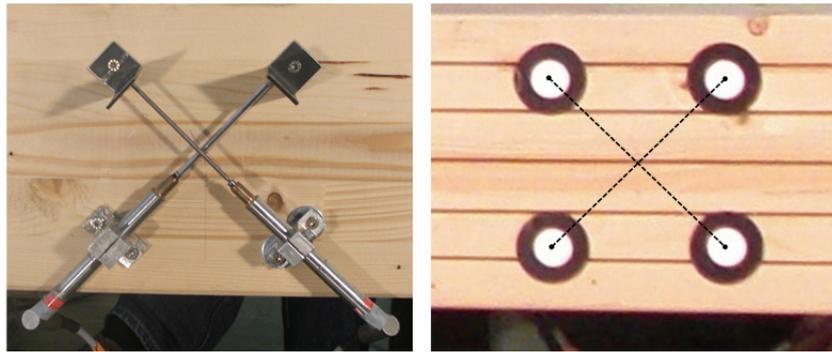


Abbildung 65: Messung der Verformung des Schubfeldes über Messpunkte (links) sowie über induktive Wegaufnehmer (rechts) nach [Besenius 2010]

Die maximal mögliche Verformung der Diagonalen des Schubfeldes liegt für gegebenen Versuchsaufbau im Bereich von  $w_{1,1} = -w_{2,2} = \Delta \ell_{\text{Diagonale}} \leq 0.1 \text{ mm}$ . Die Ermittlung von Steifigkeitskennwerten aus Verformungen hat nach [EN 408 2003] über Abschnitte der Verformungskurve zu geschehen, die einen Korrelationskoeffizienten von 0.99 oder größer aufweisen. Dies reduziert die für die Auswertung ansetzbare Verformung der Diagonale. In Verbindung mit der Tatsache, dass die induktiven Wegaufnehmer für gegebenen Messbereich eine Linearitätsabweichung von  $\pm 0.02 \text{ mm}$  aufweisen und die Messtoleranz des optischen Messsystems für gegebenen Messausschnitt bei  $\pm 0.06 \text{ mm}$  liegt, schließt sich die Verwendung der Messung des Schubfeldes für gegebene Querschnittshöhe aus. Dies zeigen auch die von [Besenius 2010] dargestellten Versuche zur Messung und Auswertung des Schubfeldes an gegebenen Prüfkörpern aus Brettschichtholz. Die Feststellungen korrespondieren mit den Angaben in [Brandner et al. 2008], welche eine Verwendung der Prüfung des Schubfeldes erst für Prüfkörperhöhen  $h > 400 \text{ mm}$  empfehlen. In Bezug auf das optische Messsystem ist es denkbar, einen kleineren Messausschnitt zu verwenden und somit geringere Messtoleranzen zu erreichen. Hierbei wären jedoch weder die in [EN 408 2010] gegebene Forderung der Messung des Schubfeldes auf beiden Seiten des Querschnitts, noch die daraus ableitbare Forderung der Messung des Schubfeldes an einer Trägerseite aber in beiden querkräftbelasteten Bereichen (Redundanz der Messungen) realisierbar.

Die für das Torsionsverfahren notwendigen Prüfvorrichtungen (siehe Abbildung 66) standen am MPA Bau der TUM nicht zur Verfügung. Zudem zeigen Verformungsbetrachtungen, dass das Torsionsverfahren zur Ermittlung eines potentiellen Anteils der Schubverstärkung an der Abtragung der Beanspruchung aus Schub aus Querkraft nur bedingt geeignet ist, siehe Abbildung 67.

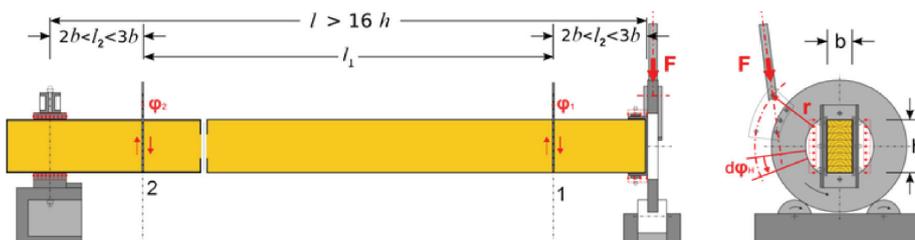


Abbildung 66: Prüfanordnung für das Torsionsverfahren nach [EN 408 2010]

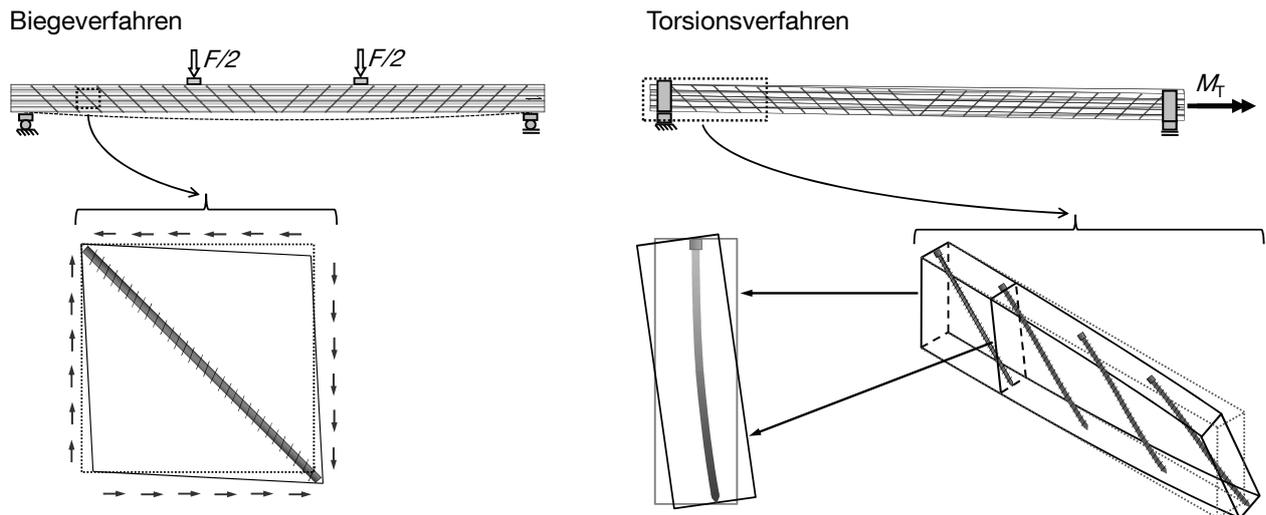


Abbildung 67: Verformungen des verstärkten Bauteils bei Anwendung des Biegeverfahrens (Schubverformung aus Querkraft - links) und des Torsionsverfahrens (Schubverformung aus Torsion - rechts)

Ein nicht genormtes, jedoch von mehreren Wissenschaftlern untersuchtes und erfolgreich auf Holzbauteile angewendetes Verfahren stellt die Schwingungsmessung, z.B. in Form der Ermittlung und des Vergleichs der ersten zwei Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$  der Prüfkörper dar (z.B. [Kollmann & Krech 1960], [Hearmon 1966] [Görlacher 1984], [Kreuzinger 1995]). Diese Methode bietet vor allem Potential für Untersuchungen an bestehenden Bauwerken, bei denen die anderen Prüfmethode nicht anwendbar sind. [Görlacher 1984] empfiehlt einen Versuchsaufbau, bei dem die Holzbauteile in den Knoten der Biegeschwingungslinie aufgelagert sind, womit eine ungehinderte Ausbildung der Eigenschwingungsform ermöglicht werden kann. Hierzu ist eine gleichmäßige Masseverteilung über die Prüfkörperlänge erforderlich. Dies ist für Brett-schichtholzbauteile nur bedingt gegeben. Zusätzlich ist der Einfluss des Eigengewichts der zu verwendenden Beschleunigungsaufnehmer auf die Biegeschwingungslinie zu berücksichtigen. Verwendet wurden Beschleunigungsaufnehmer MS2002+ der Fa. Syscom (Eigengewicht 0.5 kg). Ausschlusskriterium für obengenannten Versuchsaufbau war jedoch die maximale Abtastrate von  $400 \text{ s}^{-1}$  des für diese Messungen verwendeten Aufzeichnungssystems MR2002-CE, mit welcher die im Falle der freien Biegeschwingungslinie zweiter Ordnung erwarteten Eigenfrequenzen nicht mehr erfasst werden konnten. Dementsprechend wurden die Brett-schichtholzelemente als Einfeldträger mit der maximal möglichen Länge (d.h. ohne Kragarme) gelagert, siehe Abbildung 68. Im Viertelpunkt wurde ein Beschleunigungsaufnehmer an der Trägeroberseite befestigt, um die schwächer ausgebildete zweite Eigenform am Ort ihrer maximalen Beschleunigung erfassen zu können.

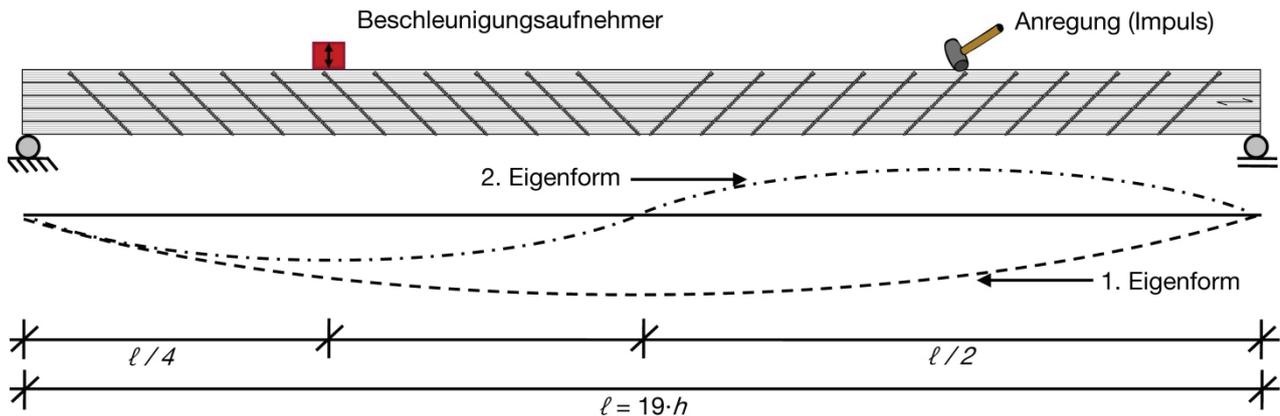


Abbildung 68: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$

Mittels der beiden ausgewählten Verfahren, Schwingungsmessung und Biegeverfahren mit konstanter Spannweite, sollte für jeden der im vorhergehenden Abschnitt vorgestellten Zustände der Schubmodul der Brettschichtholzelemente ermittelt werden. Der gewählte Versuchsablauf ließ es dabei zu, die gleichen Prüfkörper mehrmals zu testen, da die Belastung die Proportionalitätsgrenze nicht überschritt. Hierdurch wurde es möglich, Risse in mehreren Stufen in die Träger einzubringen, die Träger anschließend zu verstärken und die ermittelten Schubmoduln miteinander zu vergleichen.

### 3.5.2 Material und Prüfkörpereigenschaften

Für die Versuche kamen handelsübliche Brettschichtholzelemente zum Einsatz, welche nach Herstellerangaben der Festigkeitsklasse GL24c entsprachen. Bei gegebenem Aufbau aus fünf Lamellen kann nur die innerste Lamelle einer geringeren Sortierklasse entstammen. Nach Anlieferung wurden die Prüfkörper im Normklima der Prüfhalle gelagert. Dort wurden auch die Abbundarbeiten sowie die Verstärkung mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben durchgeführt. Geometrie und Abmessungen der insgesamt 12 Prüfkörper aus Brettschichtholz aus jeweils fünf mit Melaminharzklebstoff (MUF) verklebten Fichtenlamellen sind in Abbildung 69 gegeben. Die Prüfkörperlänge und -höhe ergaben sich aus dem mit dem gewählten optischen Messverfahren (siehe Abschnitt 3.5.1) aufnehmbaren Messausschnitt sowie der maximalen Kraft des Prüfzylinders. Ein zusätzlich die Prüfkörperhöhe begrenzender Faktor ergab sich aus der für die im Anschluss geplanten Scherversuche zur Verfügung stehenden Prüfmaschine und ihrer Maximallast, siehe Abschnitt 3.6.3. Die Prüfkörperbreite ergab sich aus den notwendigen Randabständen der Verstärkungselemente, die auch im teilgerissenen Zustand eingehalten sein sollten, in Verbindung mit der Feststellung, dass Schrauben beim Einbringvorgang seitlich verlaufen können. Die wichtigsten Daten zu Rohdichte und Holzfeuchte zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung enthält Tabelle 2. Die ermittelten Holzfeuchten waren über den Querschnitt der Prüfkörper konstant. Als Verstärkungselemente wurden selbstbohrende Vollgewindeschrauben  $d = 8.0$  mm,  $\ell = 280$  mm nach [DIBt Z-9.1-519 2007] verwendet, siehe Abbildung 70.

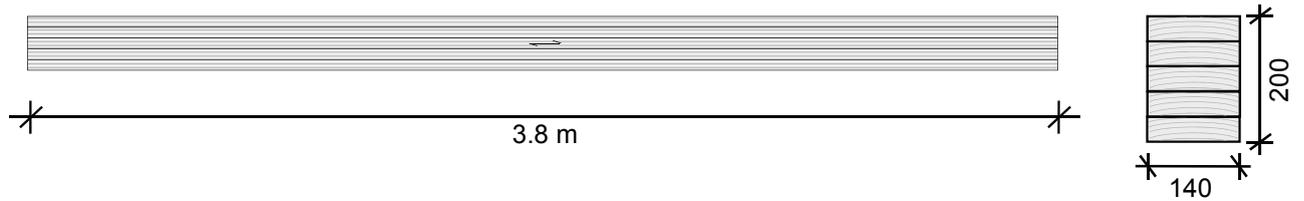


Abbildung 69: Prüfkörper für Versuche zur Ermittlung des Schubmoduls incl. Abmessungen

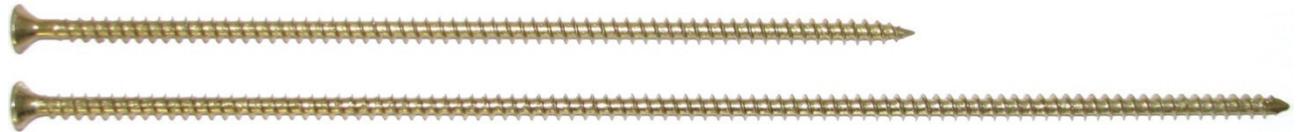


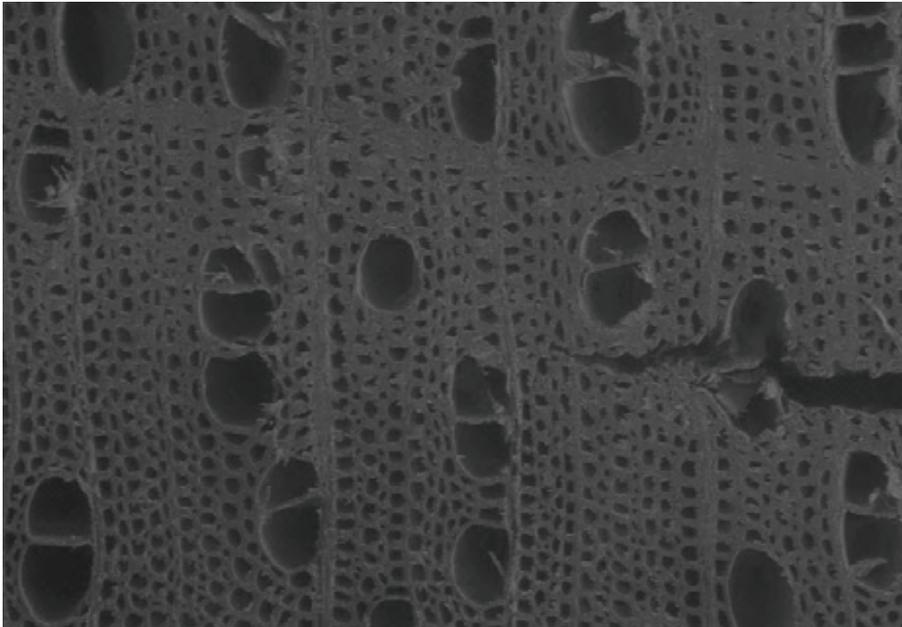
Abbildung 70: Schubverstärkungen - Selbstbohrende Vollgewindeschraube nach [DIBt Z-9.1-519 2007]

Tabelle 2: Prüfkörpereigenschaften der Brettschichtholzelemente

	Alle PK	PK 1	PK 2	PK 3	PK 4	PK 5	PK 6	PK 7	PK 8	PK 9	PK 10	PK 11	PK 12	MW	COV [%]
Länge $\ell$ [mm]	3800														
Höhe $h$ [mm]	200														
Breite $b$ [mm]	140														
Lamellendicke $t$ [mm]	40														
Rohdichte $\rho_{12\%}$ [kg/m <sup>3</sup> ]		476	469	463	428	482	453	438	466	434	463	484	425	456	4.6
Jahringbreite [mm]	Min.	1.5	2.1	1.9	2.4	1.0	2.2	1.9	1.6	1.7	1.9	1.5	1.9	1.8	20.7
	Max.	5.0	5.7	4.4	5.0	4.0	5.7	5.7	4.0	5.0	4.0	4.0	5.7	4.9	15.3
	MW	2.4	2.7	2.9	3.4	1.9	3.1	3.5	2.6	2.8	3.0	2.2	3.3	2.8	17.3
Holzfeuchte $u$ [%]		12.0	12.0	11.9	12.1	13.1	10.6	11.5	11.3	12.0	11.1	11.4	11.7	11.7	4.7

Mit den geplanten Versuchen sollte auch der Einfluss von Risserscheinungen auf die Schubsteifigkeit und Schubbeanspruchbarkeit von Brettschichtholzelementen untersucht werden. Für das Einbringen von Rissen bieten sich zwei Methoden an. Um Schwindrisse zu induzieren, können die Träger schonend aufgefuehrt werden, um sie anschließend in einer Trockenkammer scharf herunterzutrocknen. Überschreiten die dabei entstehenden feuchteinduzierten Spannungen die lokalen Quersugfestigkeiten des Holzes, entspannt sich der Träger indem er aufreißt. Die Geometrie (z.B. Tiefe) des entstehenden Risses ist abhängig von der im Querschnitt vorhandenen Spannungs- und Festigkeitsverteilung. Schwindrisse verlaufen entweder entlang der Klebefuge zwischen zwei Lamellen. Oder sie treten im Holz auf, wo sie in Faserrichtung meist entlang der Faser verlaufen. Senkrecht zur Faserrichtung ist häufig eine Trennung des Verbundes der Faserbündel feststellbar, siehe Abbildung 71. Die Methode hat jedoch den Nachteil, dass weder die Anzahl, noch die Lage und die Geometrie der Risse vorher bestimmt werden kann. Mehrere zu untersuchende Träger werden immer voneinander differierende Rissbilder ausbilden, was sich negativ auf die Vergleichbarkeit der Träger und die rechnerische Auswertung der Versuchsergebnisse auswirkt. Da die Vergleichbarkeit jedoch oberste Priorität hatte, wurde entschieden,

eindeutig definierte Risse in den Träger einzusägen und dadurch konstante, symmetrische Rissbilder zu erzeugen. Diese Methode hat den Nachteil, dass der natürliche Faserverlauf lokal zerstört werden kann, da die Schnitte exakt parallel der Trägerlängsrichtung eingebracht werden und somit nicht einem potentiell davon abweichenden Faserverlauf folgen. Zudem wird bei diesem Verfahren Holzvolumen entnommen. Diese Verringerung der Querschnittsfläche ist in den späteren Auswertungen zu berücksichtigen.



*Abbildung 71: Aufnahme eines entstehenden Risses im Querschnitt unter einem Elektronenmikroskop [Tukiainen & Hughes 2010]*

Mittels beschriebener Methode wurden sechs der zwölf Träger vor den jeweiligen Versuchen mit beidseitig angeordneten, 23 mm tiefen und 3 mm breiten Rissen versehen. Die Risstiefe entsprach damit der zulässigen Risstiefe von  $b/6$  je Seite, bis zu welcher die Schubtragfähigkeit nicht abgemindert werden muss [Radovic & Wiegand 2005]. Die Rissbreite ergab sich aus der Geometrie des Blattes der Kreissäge. Die selbstbohrenden Schrauben wurden in zwei Schritten unter einem Winkel von  $45^\circ$  zur Faserrichtung, jeweils zum näheren Auflager hin geneigt, eingebracht: im ersten Verstärkungszustand mit einem Abstand in Faserrichtung  $a_1 = 160 \text{ mm}$  ( $= 20 \cdot d$ ) über die gesamte Trägerlänge, im zweiten Verstärkungszustand wurde nochmal jeweils eine Schraube mittig zwischen zwei schon vorhandenen Schrauben eingebracht, so dass sich der Abstand der Schrauben in Faserrichtung auf  $a_1 = 80 \text{ mm}$  ( $= 10 \cdot d$ ) halbierte. Abbildung 72 zeigt die Geometrie der Prüfkörper sowie die Lage der Risse und Verstärkungselemente.

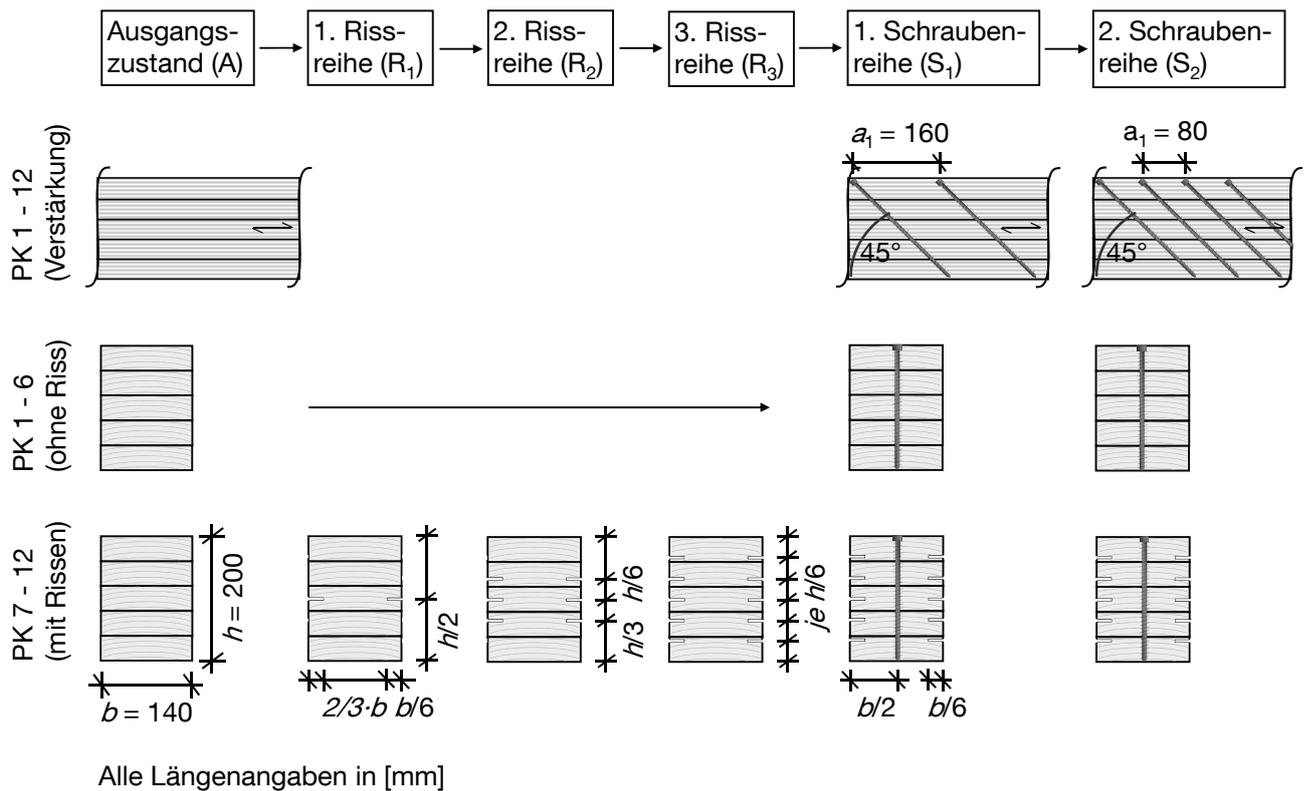


Abbildung 72: Änderung der Form der Prüfkörper zwischen den Versuchen zur Ermittlung des Schubmoduls

### 3.5.3 Schwingungsmessung – Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Der Versuchsaufbau zur Messung der ersten beiden Eigenfrequenzen der Prüfkörper entsprach dem in Abschnitt 3.5.1 beschriebenen Aufbau (siehe auch Abbildung 73). Die Anregung der Prüfkörper wurde im dem Beschleunigungsaufnehmer gegenüberliegenden Viertelpunkt durch einen leichten Impuls (Antippen) mit einem Gummihammer realisiert.

Während der ersten Versuchsreihen stellte sich heraus, dass das Verhältnis der ersten und zweiten Eigenfrequenzen zueinander deutlich geringer als erwartet war. Eine Kontrollmessung mit einem zweiten Schwingungsmessgerät (System Catman des MPA Bau) ergab identische Ergebnisse. Die Tendenz bestätigte sich zudem bei Messungen an einem vergleichbaren Prüfkörper in Form eines Stahl-Vollquerschnittes sowie bei zusätzlich aufgebrachten Lasten. Dies ließ nur noch die Art des Auflagers als mögliche Ursache für festgestellte Differenzen zu. Aus diesem Grunde wurden Vergleichsmessungen an drei unterschiedlichen Auflagertypen (Kreisquerschnitte) durchgeführt (siehe Abbildung 74). Auf zusätzliche Stahlplatten zwischen den verwendeten Kreisquerschnitten und dem Prüfkörper wurde aufgrund ihres zu erwartenden Einflusses auf die Schwingungsantwort des Systems verzichtet. Die Ergebnisse der Messungen sind in Tabelle 3 aufgeführt. Dort ist zudem der erwartete Bereich der Ergebnisse unter Verwendung der in [FprEN 14080 2011] enthaltenen Steifigkeitsparameter für GL24c bzw. GL24h angegeben, welche unter Ansatz des in [DIN 1052 2008] genannten Faktors (5/6) auf 5%- bzw. 95%-Quantile umgerechnet wurden.

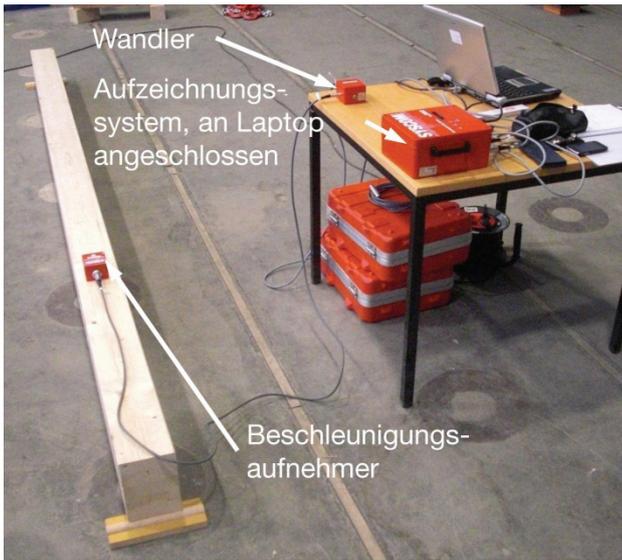


Abbildung 73: Komponenten des Systems zur Messung der Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$

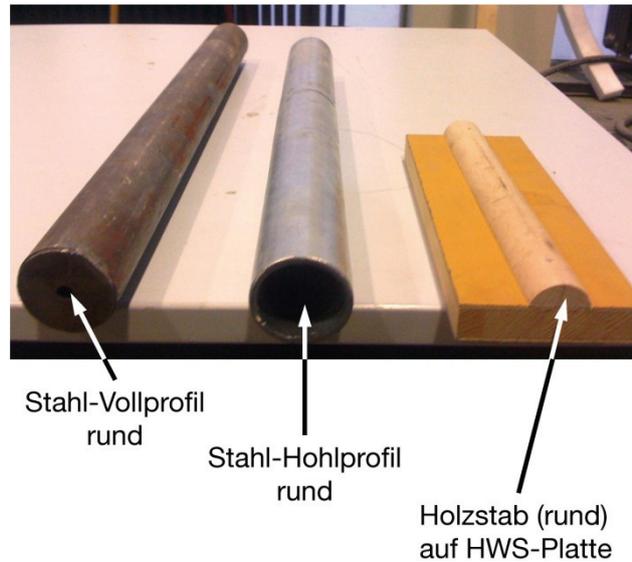


Abbildung 74: Untersuchte Auflagertypen

Tabelle 3: Gemessene Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$  und ihr Verhältnis  $f_2 / f_1$  in Abhängigkeit des Auflagertyps sowie erwartetes Verhältnis  $f_2 / f_1$ .

Auflager	Anordnung Querschnitt	$f_1$	$f_2$	$f_2 / f_1$	$f_2 / f_1$ erwartet
		31.3	100.0	3.19	3.69 – 3.84
Stahl-Vollprofil rund		30.5	97.5	3.10	-    -
		32.1	101	3.15	-    -
Stahl-Hohlprofil rund		30.9	98.3	3.18	-    -
		29.7	77.3	2.60	-    -
Holzstab (rund) auf HWS-Platte		27.8	73.3	2.64	-    -

Die Ergebnisse dieser Voruntersuchung zeigen, dass sowohl die Frequenzen als auch ihr Verhältnis zueinander sehr stark von Auflagertyp und in erkennbarem Maße auch von der Anordnung des Querschnittes auf dem Auflager abhängen. Somit wurde entschieden, für alle Versuche durchgängig den steifsten Auflagertypen (Stahl-Vollprofil) zu verwenden. Ein Ansatz zur rechnerischen Berücksichtigung der Auflagersteifigkeit wird im Abschnitt 3.5.4 vorgestellt.

Tabelle 4 enthält die mit oben vorgestellter Konfiguration ermittelten Mittelwerte und Variationskoeffizienten der sich für die jeweiligen Serien ergebenden Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$  sowie ihr Verhältnis  $f_2 / f_1$ . Die Eigenfrequenzen und Verhältnisse aller Prüfkörper sind in Form von Punktdiagrammen im Anhang gegeben (Abbildung A26).

*Tabelle 4: Mittelwerte und Variationskoeffizienten der sich für die einzelnen Serien ergebenden Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$  sowie das Verhältnis der Eigenfrequenzen  $f_2 / f_1$  zueinander.*

		Prüfkörper 1 - 6			Prüfkörper 7 - 12		
		$f_1$ [Hz]	$f_2$ [Hz]	$f_2 / f_1$ [-]	$f_1$ [Hz]	$f_2$ [Hz]	$f_2 / f_1$ [-]
Ausgangszustand	MW	30.60	90.30	2.951	31.57	100.30	3.18
	COV [%]	2.0	2.6	2.4	5.0	5.0	3.7
1.Rissreihe	MW				31.37	96.92	3.09
	COV [%]				2.8	4.3	2.3
2.Rissreihe	MW				30.27	93.05	3.07
	COV [%]				3.6	3.9	1.7
3.Rissreihe	MW				30.33	92.65	3.05
	COV [%]				3.3	3.5	1.6
1.Schraubenreihe	MW	30.63	94.78	3.094	30.10	92.33	3.07
	COV [%]	1.9	2.6	1.6	1.9	2.1	2.1
2.Schraubenreihe	MW	30.48	94.93	3.114	30.07	93.55	3.11
	COV [%]	2.1	3.1	2.1	2.2	2.0	1.6

### 3.5.4 Schwingungsmessung – Auswertung

Wie in vorhergehendem Abschnitt erläutert, stellte sich während der Schwingungsmessungen heraus, dass die Auflagerkonfiguration und damit die Auflagersteifigkeit für gegebenen Versuchsaufbau eines unbelasteten Prüfkörpers, einen deutlichen Einfluss auf das Verhältnis der ermittelten Eigenfrequenzen hatte. Bei reiner Berücksichtigung der Biegesteifigkeit  $EI$  eines Einfeldträgers beträgt das Verhältnis der ersten zur zweiten Eigenfrequenz  $f_2 / f_1 = 4$ , siehe Gleichung (3-33) und Abbildung 75 (links).

Bei Materialien mit recht geringen Schubsteifigkeiten  $GA^*$  wie es bei Holz der Fall ist, sollte der Einfluss dieser berücksichtigt werden, siehe Abbildung 75 (Mitte). Dies kann z.B. im Rahmen der Ermittlung einer effektiven Biegesteifigkeit  $EI_{ef,n}$  geschehen (Gleichung (3-34)). Da sich die anzusetzende Länge mit zunehmender Eigenform reduziert siehe Abbildung 75 (links), steigert sich der Einfluss der Schubsteifigkeit auf die effektive Biegesteifigkeit mit steigender Eigenfrequenz  $f_n \rightarrow f_{n+1}$  quadratisch.

$$f_n = \frac{n^2 \cdot \pi}{2 \cdot l_{f_n}^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{ef,n}}{m}} \quad (3-33)$$

mit:

$$EI_{ef,n} = \frac{EI}{1 + \frac{EI \cdot \pi^2}{GA^* \cdot l_{fn}^2}} = \frac{EI}{1 + \alpha} \tag{3-34}$$

mit:

$GA^* = G \cdot A / \kappa$  mit  $\kappa = 1.2$  für isotrope Werkstoffe und  $\kappa = 1.06$  für Holz [Hearmon 1966]

$$m = \rho_m \cdot b \cdot h$$

$$f_n = \frac{\lambda_s^2}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{EI_{ef,n}}{m}} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{\alpha_s^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{ef,n}}{m}} \tag{3-35}$$

mit:

$\alpha_s = \lambda_s \cdot l$  Wurzel der charakteristischen Gleichung in Abhängigkeit von der Nummer der Eigenform und der Art der Auflagerung (Auflagersteifigkeit  $k$ )

$\alpha_s = f\left(\frac{k \cdot l^x}{EI}\right)$  mit  $x$  in Abhängigkeit der Lagerung (verschieblich/unverschieblich)

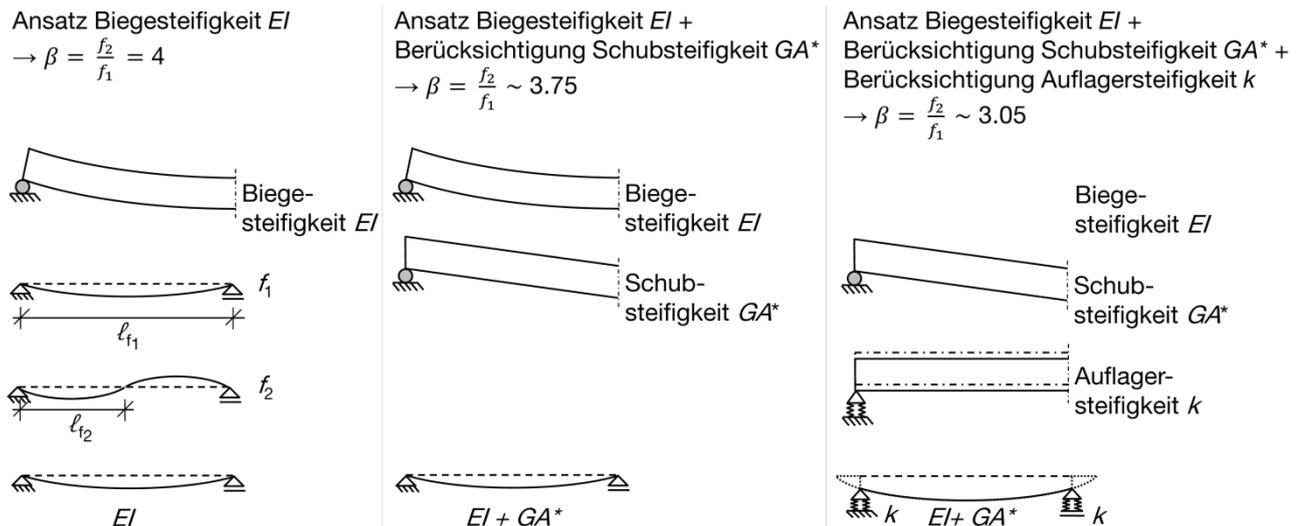


Abbildung 75: Einflüsse auf das Verhältnis der Eigenfrequenzen  $f_2/f_1$

Variiert man die in [FprEN 14080 2011] gegebenen Rohdichten und Steifigkeitsparameter für GL24h zwischen dem 5%- und dem 95%-Quantil (letztere unter Ansatz des in [DIN 1052 2008] gegebenen Umrechnungsfaktors  $E_{0.05}/E_{mean} = 5/6$ ), so schwanken die Verhältnisse der ersten zur zweiten Eigenfrequenz für gegebene Prüfkfiguration im Bereich von  $3.69 \leq f_2/f_1 \leq 3.84$ , siehe Abbildung 76. Werden Rohdichte und Elastizitätsmodul auf die Mittelwerte normiert und nur der Schubmodul variiert, so reduziert sich die Schwankungsbreite des Verhältnisses auf  $3.74 \leq f_2/f_1 \leq 3.81$ , die maximale Änderung der zweiten Eigenfrequenz beträgt  $\Delta f_2 \approx 3.25$  Hz. Da die erwarteten Änderungen des Schubmoduls wesentlich geringer sind als die oben verwendeten Grenzen ist es notwendig, die zweite Eigenfrequenz mit einer Genauigkeit von ca. 0.2 % zu bestimmen. Die mit dem verwendeten Messgerät realisierbare Ausgabegenauigkeit beträgt 0.1 Hz.

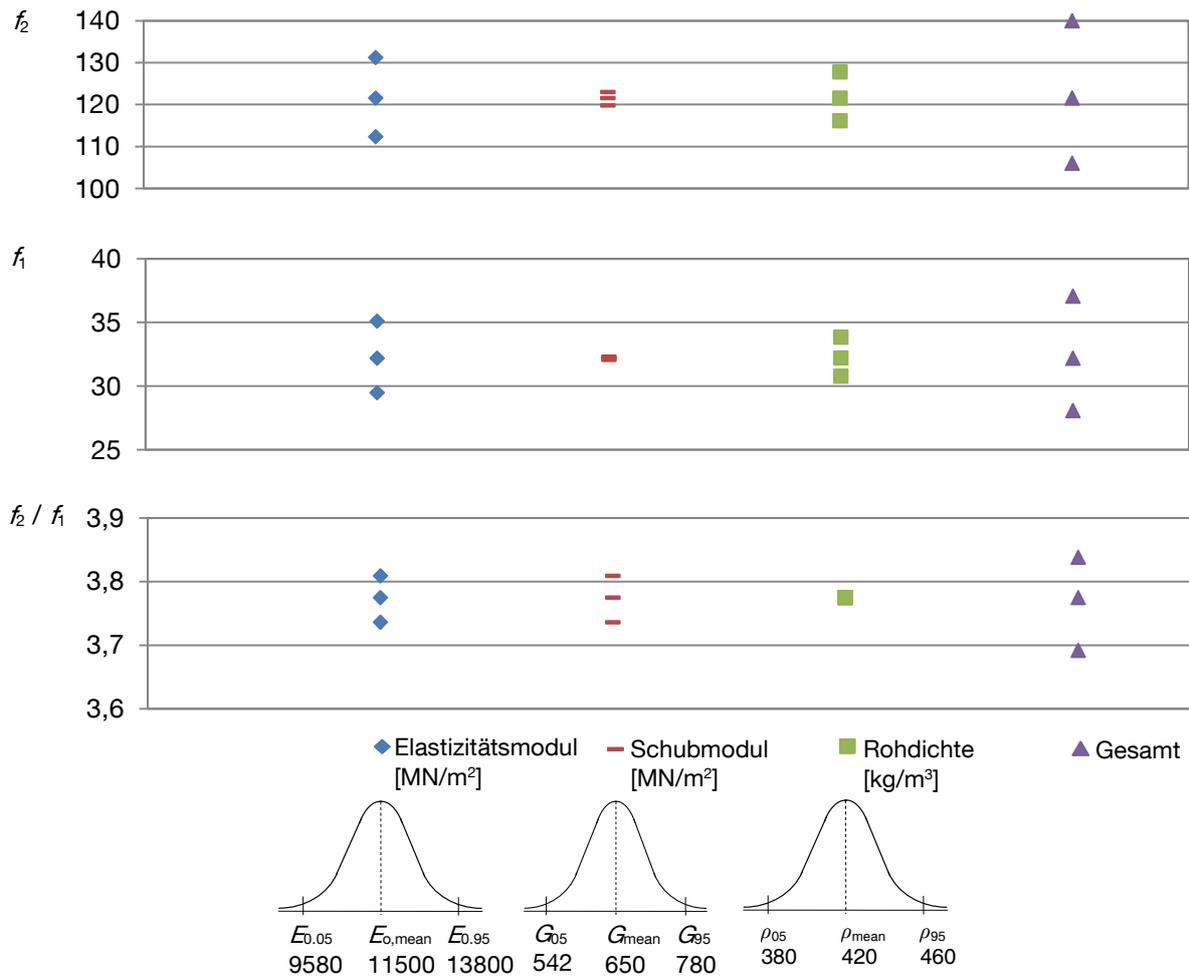


Abbildung 76: Einfluss von Elastizitätsmodul  $E$ , Schubmodul  $G$  und Rohdichte  $\rho$  auf die Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$  und ihr Verhältnis  $f_2 / f_1$

Größere Schwierigkeiten ergeben sich, will man die notwendige Präzision bei der Berücksichtigung einer nachgiebigen Auflagerung auf die Schwingungsantwort des Einfeldträgers erreichen. Ein nachgiebiges Auflager, wie es bei gegebenen Prüfkörpern in Form der recht geringen Quersteifigkeit  $E_{90}$  von Holz auftritt, hat einen vergleichbaren Effekt wie eine Verlängerung der freien Länge des Prüfkörpers, siehe Abbildung 75 (rechts). Hinsichtlich der Berücksichtigung einer nachgiebigen Lagerung auf die Schwingungsantwort eines Einfeldträgers sind in der Literatur nur wenige Angaben zu finden. [Koronev & Rabinovič 1980] geben eine graphische Methode, mit der der Beiwert  $\alpha_s = n \cdot \pi$  zur Ermittlung der Reduktion der Eigenfrequenzen eines nachgiebig gelagerten Bauteils ermittelt werden kann, siehe Gleichung (3-36) und Abbildung 77. Der Beiwert  $\alpha_s$  ist hierbei abhängig vom Verhältnis der Auflagersteifigkeit  $k$  und Länge  $\ell$  zur Biegesteifigkeit  $EI$ .

$$\alpha_s = f\left(\bar{k} = \bar{w} = \frac{k \cdot \ell^3}{EI}\right) \quad (k \text{ wird im Diagramm mit } w \text{ bezeichnet}) \quad (3-36)$$

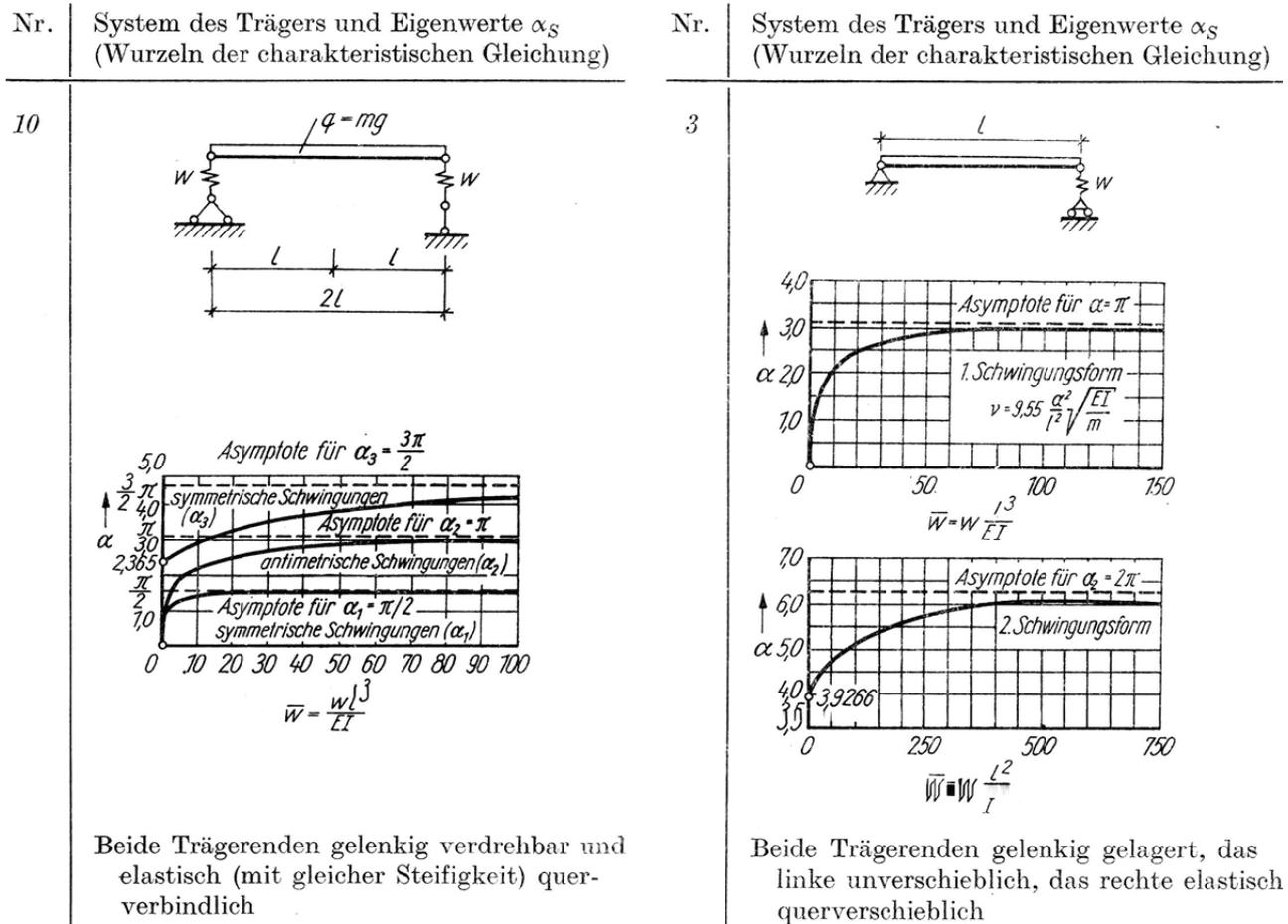


Abbildung 77: Ermittlung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen  $f_2 / f_1$  - Diagramme zur Ermittlung des Beiwertes  $\alpha$  in Abhängigkeit von der Eigenform und der Art der Auflagerung [Koronev & Rabinovič 1980]

Für die erste Eigenfrequenz erreicht der Beiwert  $\bar{k}$  seine Asymptote bei  $\bar{k} \approx 20$ , für die zweite Eigenfrequenz wird die Asymptote bei  $\bar{k} \approx 80$  erreicht. Eine Rückrechnung der im Versuch gemessenen Werte der Eigenfrequenzen ergibt Erwartungswerte  $40 \leq \bar{k} \leq 50$ , d.h.  $\alpha_s$  hat nur noch eine Auswirkung auf die zweite Eigenfrequenz, wobei Werte  $2.8 \leq \alpha_s \leq 2.9$  zu erwarten sind. Ein Blick auf Gleichungen (3-34) und (3-35) zeigt, dass eine geringe Änderung von  $\alpha_s$  durch das Quadrieren dieses Wertes einen deutlichen Einfluss auf die zu ermittelnde Eigenfrequenz bzw. ein Verhältnis zweier Eigenfrequenzen hat. Dies stellt für die gewünschte Auswertung einen Nachteil dar. Soll die gewünschte Genauigkeit bei der Bestimmung der zweiten Eigenfrequenz beibehalten werden, so müsste für gegebene Konfiguration der Beiwert  $\alpha_s$  mit einer Genauigkeit von unter 0.1 % ermittelt werden.

Im Rahmen der Voruntersuchungen zeigte sich zudem, dass in Abhängigkeit der Anordnung des Querschnittes („rechte“ Seite, „linke“ Seite) auf dem Auflager, Differenzen der zweiten Eigenfrequenz in der Größenordnung von 2.5 Hz auftreten. Um dies zu verifizieren, wurden vergleichende Versuche zur Ermittlung der zu erwartenden Streuung der Auflagersteifigkeiten durchgeführt. Hierbei wurden vor Durchführung der zerstörenden Versuche an den Scherprüfkörpern Druckversuche an fünf dieser Scherprüfkörper durchgeführt. Die Lagerung dieser in der Materialprüfmaschine Z600 der Fa. Zwick geschah dabei auf den für die Schwingungsmessungen verwendeten Auflagern (kreisrundes Stahl-

Vollprofil), die Lasteinleitung erfolgte mittels einer Stahlplatte von oben in den Prüfkörper. Die maximal eingeleitete Last entsprach dem Eigengewicht der im Schwingungsversuch gemessenen Brett-schichtholzelemente ( $F = 500 \text{ N}$ ). Abbildung 78 zeigt den Versuchsaufbau. Die Kraft-Verschiebungsdiagramme der fünf Prüfkörper sind in Form des Kraft-Maschinenweges in Abbildung 79 dargestellt. In diesen zeigte sich ein großer Einfluss der Kraft-Wegsteuerung der Prüfmaschine bei den sehr geringen Prüflasten in Form von zyklischen Lastabfällen um ca. 50 N. Die Ergebnisse dieser Tastversuche eignen sich aufgrund der verwendeten Prüfkfiguration wie auch hinsichtlich des gemessenen Maschinenweges nicht direkt für eine Bestimmung von Auflagersteifigkeiten zur Verwendung in weiteren Berechnungen. Sie bestätigen jedoch die erwarteten starken Streuungen der lokal vorhandenen Quersteifigkeiten der Prüfkörper, welche sich im Rahmen der Voruntersuchungen zu den Schwingungsmessungen angedeutet hatten. In Verbindung mit der großen Sensitivität der zweiten Eigenfrequenz von dem sich in Abhängigkeit der Auflagersteifigkeit ergebenden Beiwert  $\alpha_s$  schließt sich eine Ermittlung der Schubsteifigkeit in erforderlicher Präzision aus. Aus diesem Grunde wurde entschieden, die Ergebnisse der Schwingungsmessung nicht weiter im Hinblick auf Änderungen des Schubmoduls auszuwerten.

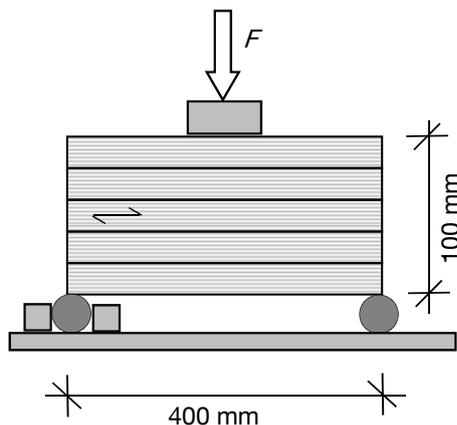


Abbildung 78: Versuchsaufbau und Prüfkörpergeometrie für Druckversuche zur Ermittlung der Variation der Auflagersteifigkeit

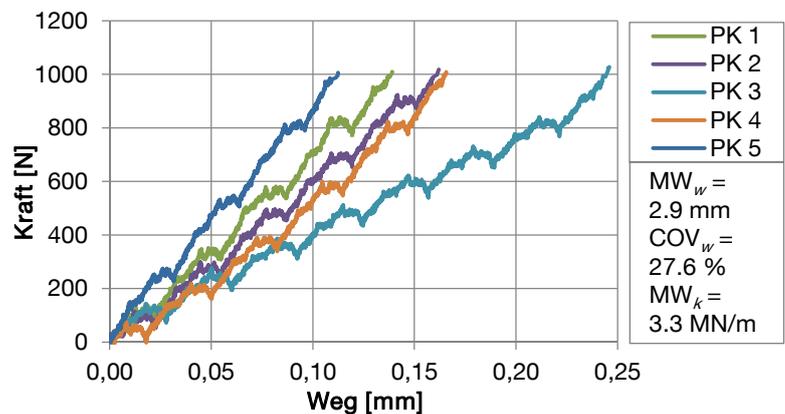


Abbildung 79: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Druckversuche zur Ermittlung der Variation der Auflagersteifigkeit

### 3.5.5 Biegeverfahren – Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Zur Messung des globalen und des lokalen Elastizitätsmoduls wurde die Kraft weggesteuert mittels eines elektrischen Zylinders, der über einen Kragarm am Prüfportal befestigt war, mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von  $0.20 \text{ mm/s}$  ( $\leq 0.003 \cdot h = 0.60 \text{ mm/s}$ ) auf den Träger aufgebracht (Abbildung 80). Die maximal eingeleitete Kraft betrug  $15 \text{ kN}$ . Die Lasteinleitung erfolgte über zwei Stahlrollen, welche an einem horizontalen Stahlprofil befestigt waren, welches wiederum gelenkig mit dem Prüfzylinder verbunden war. Zur Messung des scheinbaren Elastizitätsmoduls wurde die Last über eine einzelne, auf Höhe der Trägermitte am Stahlprofil befestigte Stahlrolle aufgebracht (Abbildung 81). Die konstante Vorschubgeschwindigkeit betrug hier  $0.04 \text{ mm/s}$  ( $\leq 0.0002 \cdot h = 0.04 \text{ mm/s}$ ), die maximal eingeleitete Kraft betrug  $26 \text{ kN}$ .



Abbildung 80: Versuchsaufbau zur Messung des globalen und lokalen Elastizitätsmoduls



Abbildung 81: Versuchsaufbau zur Messung des scheinbaren Elastizitätsmoduls

Tabelle 5 enthält die Mittelwerte und Variationskoeffizienten der sich aus den jeweiligen Versuchen ergebenden Verformungen aller geprüften Serien. Da das berührungslose optische Messsystem für den Prüfkörper 11 bei der Messung des scheinbaren Elastizitätsmoduls für zwei Risszustände keine verwertbaren Aufnahmen lieferte, wurde entschieden, diesen Prüfkörper im Rahmen der folgenden Auswertungen nicht zu berücksichtigen.

Tabelle 5: Mittelwerte und Variationskoeffizienten der sich aus den jeweiligen Versuchen ergebenden Verformungen aller geprüften Serien

		Prüfkörper 1 - 6			Prüfkörper 7 - 12		
		$w$ [mm] $E_{\text{global}}$	$w$ [mm] $E_{\text{lokal}}$	$w$ [mm] $E_{\text{scheinb.}}$	$w$ [mm] $E_{\text{global}}$	$w$ [mm] $E_{\text{lokal}}$	$w$ [mm] $E_{\text{scheinb.}}$
Ausgangs- zustand	MW	10.08	0.900	0.785	10.76	0.931	0.823
	COV [%]	5.9	6.1	7.6	9.3	14.1	12.3
1.Rissreihe	MW				10.62	0.938	0.821
	COV [%]				9.2	12.7	22.6
2.Rissreihe	MW				10.78	0.938	0.895
	COV [%]				9.0	14.3	9.5
3.Rissreihe	MW				11.11	0.952	0.946
	COV [%]				9.0	12.3	9.5
1.Schrauben- reihe	MW	10.12	0.870	0.759	11.13	0.975	0.906
	COV [%]	5.9	8.9	7.4	9.4	13.9	10.7
2.Schrauben- reihe	MW	10.07	0.894	0.805	11.21	0.971	0.934
	COV [%]	7.3	10.5	9.0	7.8	11.7	8.2

Die Rohdaten der einzelnen Versuche sind in Form von Last-Verformungslinien im Anhang gegeben (Abbildung A27 - Abbildung A32).

### 3.5.6 Biegeverfahren – Auswertung

Mittels der in [EN 408 2003] angegebenen Gleichungen lassen sich aus den im Biegeversuch gemessenen Verformungen der globale, lokale und scheinbare Elastizitätsmodul sowie aus den beiden letztgenannten der Schubmodul wie folgt berechnen:

$$E_{m,g} = \frac{3 \cdot a \cdot l^2 - 4 \cdot a^3}{2 \cdot b \cdot h^3 \cdot \left( 2 \cdot \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6 \cdot a}{5 \cdot G \cdot b \cdot h} \right)} \quad (3-37)$$

$$E_{m,l} = \frac{a \cdot l_1^2 \cdot (F_2 - F_1)}{\frac{4}{3} \cdot b \cdot h^3 \cdot (w_2 - w_1)} \quad (3-38)$$

$$E_{m,app} = \frac{l_1^3 \cdot (F_2 - F_1)}{4 \cdot b \cdot h^3 \cdot (w_2 - w_1)} \quad (3-39)$$

$$G = \frac{k_G \cdot h^2}{l_1^2 \cdot \left[ \frac{1}{E_{m,app}} - \frac{1}{E_{m,l}} \right]} \quad (3-40)$$

- mit:
- $\ell$  Spannweite beim Vier-Punkt-Biegeversuch
  - $\ell_1$  Messlänge; Spannweite beim Drei-Punkt-Biegeversuch
  - $a$  Abstand zwischen Lasteinleitungspunkt und nächstem Auflager
  - $k_G$  Beiwert in Abhängigkeit der Querschnittsform;  $k_G = 1.2$  für Rechteckquerschnitte
  - $G$  Schubmodul; hier wurde der mittels Gl. (3-40) ermittelte Schubmodul eingesetzt

Bei der Auswertung stellte sich die Herausforderung, den Einfluss der Messungenauigkeiten (*Rauschen*) zu minimieren, welcher bei der Ermittlung des lokalen und des scheinbaren Elastizitätsmoduls aufgrund der geringen zugrunde liegenden Verformungen wahrnehmbar wurde. Dies wurde erreicht, indem Trendlinien in unterschiedliche Bereiche der Last-Verformungskurve zwischen den von [EN 408 2003] vorgegebenen Grenzen ( $0.1 \cdot F_{\max} \div 0.4 \cdot F_{\max}$ , mindestens jedoch  $0.2 \cdot F_{\max} \div 0.3 \cdot F_{\max}$ ) gelegt wurden. Hierbei wies der Bereich zwischen 50 % ( $0.2 \cdot F_{\max}$ ) und 90 % ( $0.36 \cdot F_{\max}$ ) der im Versuch gefahrenen Maximallast die höchsten Korrelationskoeffizienten auf. Die anzusetzenden Kräfte ( $F_2$  bzw.  $F_1$ ) und Verformungen ( $w_2$  bzw.  $w_1$ ) wurden anschließend über eine Mittelwertbildung aus den zehn um die ermittelten Grenzen liegenden Messwerte bestimmt. Im Rahmen der Umrechnung wurden die Reduzierungen der Querschnittswerte der Prüfkörper durch Risse und Schrauben rechnerisch berücksichtigt.

Da es sich bei den untersuchten Prüfkörpern in den späteren Zuständen um Verbundquerschnitte aus Brett-schichtholz und Verstärkungselementen handelt, wäre es mechanisch korrekt, bei der Auswertung von Biegesteifigkeiten und Schubsteifigkeiten zu sprechen, da Elastizitätsmodul und Schubmodul materialspezifische Eigenschaften sind. Die Nachvollziehbarkeit der ausgewerteten Ergebnisse abwägend wurde jedoch entschieden, auch im Fall der verstärkten Verbundquerschnitte von wirksamen Elastizitätsmodul und wirksamen Schubmodul zu sprechen. Tabelle 6 enthält die Mittelwerte und

Variationskoeffizienten des globalen, lokalen und scheinbaren Elastizitätsmoduls aller Serien. Die wirksamen Elastizitätsmoduln aller Prüfkörper der einzelnen Serien sind in Form von Punkt-Diagrammen im Anhang gegeben (Abbildung A33). Die Änderungen des globalen Elastizitätsmoduls im Vergleich zum Ausgangszustand liegen allesamt unter 3 %. Ein Einfluss der Schrauben auf den Biege-Elastizitätsmodul der Träger ist somit erwartungsgemäß auszuschließen. Die Änderungen des lokalen Elastizitätsmoduls liegen unter 6 %. Die größten Änderungen (max. 17 %) ergeben sich für den scheinbaren Elastizitätsmodul der teilgerissenen Prüfkörper. In einigen Fällen ist der globale Elastizitätsmodul, entgegen üblicher Erwartungswerte, um einige Prozentpunkte größer als der lokale Elastizitätsmodul. Dies ist zurückzuführen auf die geringen, dem lokalen Elastizitätsmodul zugrunde liegenden Verformungen und den dadurch zunehmenden Einfluß von Messungenauigkeiten (*Rauschen*). Auch unter Anwendung der vorab erläuterten Ansätze zur Reduzierung dieser Messungenauigkeiten können Abweichungen von einigen Prozent in den Ergebnissen des lokalen und scheinbaren Elastizitätsmoduls auftreten.

Tabelle 6: Mittelwerte und Variationskoeffizienten des globalen, lokalen und scheinbaren Elastizitätsmoduls aller Serien

		Prüfkörper 1 - 6			Prüfkörper 7 - 12		
		$E_{\text{global}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{lokal}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{scheinb.}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{global}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{lokal}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{scheinb.}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Ausgangszustand	MW	13860	13626	7250	12730	12314	6726
	COV [%]	5.7	8.2	8.1	7.7	8.5	10.7
1.Rissreihe	MW				12867	12122	6301
	COV [%]				7.4	7.4	4.9
2.Rissreihe	MW				12766	12315	6087
	COV [%]				7.6	12.0	10.1
3.Rissreihe	MW				12905	13212	6054
	COV [%]				8.2	11.9	9.8
1.Schraubenreihe	MW	13920	14125	7499	12785	12205	6122
	COV [%]	5.2	10.2	9.6	7.9	8.6	6.3
2.Schraubenreihe	MW	14142	14346	7375	12544	12601	6168
	COV [%]	5.9	10.6	8.7	7.4	11.6	6.1

Der für die Prüfkörper 1 – 6 aus dem lokalen und dem scheinbaren Elastizitätsmodul ermittelte wirksame Schubmodul ist in Abbildung 82 gegeben. Die Mittelwerte und zugehörigen Variationskoeffizienten sowie die Verstärkungsgrade, welche sich aus dem Vergleich der Mittelwerte der wirksamen Schubmoduln der unverstärkten und der verstärkten Prüfkörper ergeben ( $\eta = G_{\text{mean,verstärkt}} / G_{\text{mean,unverstärkt}}$ ), sind in der zugehörigen Datentabelle aufgeführt. Zusätzlich sind die mittels der in Abschnitt 3.2 vorgestellten konstruktiven Anisotropie analytisch ermittelten Verstärkungsgrade angegeben. Die Bettungssteifigkeit  $k$  der Verstärkungselemente wurde hierbei aus den in [Blaß & Krüger 2010] enthaltenen Versuchsergebnissen für Schrauben in Brettschichtholz, entsprechend dem in Abschnitt 3.3 dargestellten Ansatz abgeleitet. Die für den ersten Verstärkungsgrad ermittelten wirksamen Schubmoduln liegen leicht über den analytisch ermittelten wirksamen Schubmoduln, in beiden Fällen ergeben sich Erhöhungen im

unteren einstelligen Prozentbereich. Die für den zweiten Verstärkungsgrad ermittelten wirksamen Schubmoduln liegen unerwarteter Weise leicht unter denen des ersten Verstärkungsgrads. Eine mögliche Erklärung könnte eine potentielle Reduktion der Bettungssteifigkeit  $k$  der Verstärkungselemente bei zyklischer Aufbringung der sehr geringen aber immer annähernd gleichen Verformungen (mehrere Versuchsreihen) liefern. Hierzu wurden vergleichende Versuche durchgeführt, welche diese Möglichkeit jedoch nicht bestätigen konnten. Abschnitt 3.7 enthält eine Beschreibung und Auswertung dieser Versuche. Eine weitere Erklärung ist die von [Divos et al. 1998] untersuchte und beschriebene Sensitivität des ermittelten Schubmoduls vom scheinbaren Elastizitätsmodul liefern, welcher bei geringer Spannweite und demnach kleinen Verformungen bei gleichzeitig großen Lasten zu ermitteln ist. Die aufgrund dieser Sensitivität entstehenden Abweichungen im Schubmodul können über den sehr geringen ermittelten Differenzen der einzelnen Verstärkungsgrade liegen. Dies ist im Zusammenhang mit der Feststellung zu beurteilen, dass die Variationskoeffizienten für den scheinbaren wie auch den lokalen Elastizitätsmodul im Bereich zwischen 8 % und 12 % liegen. Die Versuchsergebnisse bestätigen den geringen Einfluss der Verstärkungselemente auf die Schubsteifigkeit und damit ihren geringen Anteil an der Abtragung der Schubbeanspruchung. Von [Trautz & Koj 2009] wurden an vergleichbaren Trägern Ergebnisse gleicher Größenordnung ermittelt (siehe Abschnitt 3.3.1).

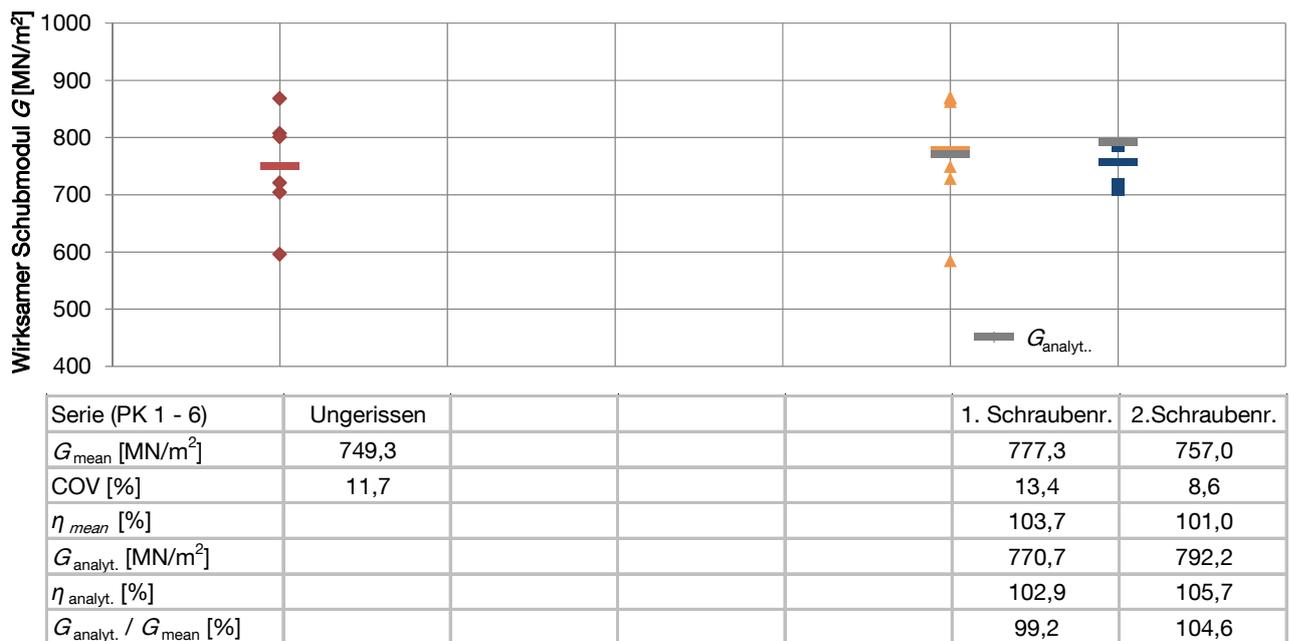


Abbildung 82: Wirksame Schubmoduln incl. Mittelwerte und Variationskoeffizienten der jeweiligen Serien für die Prüfkörper 1-6 sowie analytisch ermittelte, wirksame Schubmoduln der verstärkten Prüfkörper

Die Veränderung des wirksamen Schubmoduls der Prüfkörper 7 – 12, welche zusätzlich graduell mit Rissen versehen wurden, ist in Abbildung 83 gegeben. Die Reduktion der Schubsteifigkeit infolge der Risse zeigt sich hierbei deutlich (Reduktionen von 13 %, 19 % bzw. 25 %). Dies lässt sich mit der aus den Rissen resultierenden Reduktion des an der Abtragung der Schubspannungen beteiligten Querschnittes erklären, welche zu höheren Schubspannungen und damit höheren Schubverformungen im die Beanspruchung abtragenden Kernquerschnitt führt. Hierzu sei auf die in Abschnitt 3.8.3 vorgestellte Auswertung des Finite-Element-Modells des schubbeanspruchten, teilgerissenen Querschnittes verwiesen. Im ersten Verstärkungsgrad ist die Erhöhung der Schubsteifigkeit mit 10 % deutlicher

ausgeprägt als im Fall der ungerissenen Prüfkörper. Auch bei den teilgerissenen Prüfkörpern führt der zweite Verstärkungsgrad zu keiner weiteren Erhöhung der Schubsteifigkeit.

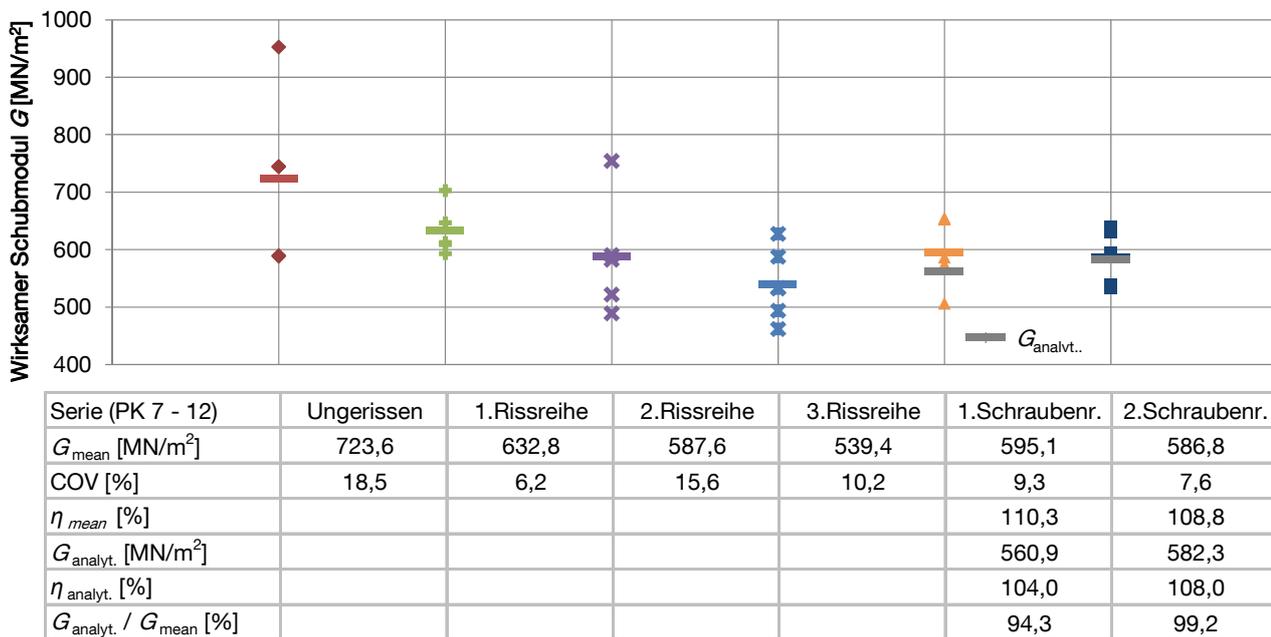


Abbildung 83: Mittelwerte und Variationskoeffizienten der sich aus den jeweiligen Versuchen ergebenden wirksamen Schubmoduln der Prüfkörper 7-12 sowie analytisch ermittelte, wirksame Schubmoduln der verstärkten Prüfkörper

### 3.5.7 Experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Schubsteifigkeit - Anmerkungen

Aus der Feststellung, dass die Schubsteifigkeit von Biegeträgern durch Risse deutlich reduziert wird, ließe sich ein Ansatz entwickeln, das lokal vorhandene Ausmaß von Risserscheinungen und seine zeitliche Änderung anhand von zyklischen Messungen der Schubsteifigkeit abzuschätzen. Die hierfür notwendige Genauigkeit wie auch die Notwendigkeit, weitere Einflüsse auf die Schubsteifigkeit, wie die Holzfeuchte quantifizieren zu müssen, machen eine baupraktische Anwendung jedoch unwahrscheinlich. Ein weiterer Ansatz, das Ausmaß von Risserscheinungen über einen möglichen Versatz in der Verformung zwischen den oberhalb und unterhalb eines teilgerissenen Querschnitts liegenden Querschnittsteilen zu messen, konnte sowohl über Finite-Element-Berechnungen als auch vergleichenden Versuchen und Messungen mit dem berührungslosen optischen Messsystem Aramis nicht bestätigt werden. Nähere Erläuterungen hierzu sind der Arbeit von [Besenius 2010] zu entnehmen.

Die in diesem Abschnitt durchgeführten Untersuchungen bestätigen die schon bekannten Schwierigkeiten bei der präzisen Ermittlung der Schubsteifigkeit aufgrund der Sensitivität der Ergebnisse (kleine Verformungen bei gleichzeitig großen Lasten). Bei Verwendung des Verfahrens nach [EN 408 2003] in Verbindung mit einem berührungslosen optischen Messsystem bietet es sich an, auf die Ermittlung des globalen Elastizitätsmoduls zu verzichten, um somit den Messausschnitt verringern und damit die Messpräzision erhöhen zu können (geringere Streuungen, höhere Korrelation). Für Prüfkörper vergleichbarer Größe sollte eine Präzision von 1/100 mm angestrebt werden. Die Messung des

Schubfeldes kann eine Alternative darstellen, wenn ein ausreichend großes Messfeld bei gleichzeitig sehr präziser Messvorrichtung (Präzision im  $\mu\text{m}$ -Bereich) vorhanden ist.

### 3.6 Experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Schubfestigkeit

#### 3.6.1 Ermittlung der anwendbaren Versuchskonfiguration und Prüfkörpergeometrie

Wie bereits in dem die experimentellen Untersuchungen einleitenden Abschnitt 3.4 angedeutet sollte auch untersucht werden, ob sich das Einbringen von Schubverstärkungen in Form von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben auch in einer möglichen Erhöhung der Schubfestigkeiten widerspiegelt. Dazu sollten alle zwölf Brettschichtholzelemente, die zur Ermittlung der Schubsteifigkeiten herangezogen und im Laufe dieser z.T. mit Rissen versehen und mit Schrauben verstärkt worden waren, zu Scherprüfkörpern umgeformt und anschließend zerstörend geprüft werden.

Die europäische Prüfnorm [EN 408 2003] bietet ein Verfahren zur Ermittlung der Scherfestigkeit von Vollholz oder Brettschichtholz. Der Prüfkörper ist dabei um einen Winkel von  $14^\circ$  gegen die Vertikale geneigt, die Wirkungslinie der von außen angreifenden vertikalen Kraft läuft durch den Schwerpunkt des Prüfkörpers, siehe Abbildung 84 (links). Der Neigungswinkel von  $14^\circ$  bedingt, dass die von außen eingeleiteten vertikalen Kräfte neben der Scherkraft eine Kraftkomponente quer zur Scherfläche erzeugen, die ca. 25% der Scherkraft beträgt. Die Länge wird zu  $\ell = 300 \pm 2$  mm, die Breite zu  $b = 32 \pm 1$  mm und die Dicke zu  $h = 55 \pm 1$  mm angegeben. Die Lasteinleitung soll über seitlich aufgeklebte Stahllaschen erfolgen, um eine konstante Lasteinleitung in den Prüfkörper zu gewährleisten. Da diese Vorgaben hinsichtlich der Querschnittsabmessungen keine Scherprüfungen an schubverstärkten Brettschichtholzelementen zulassen, war zu untersuchen, welche Prüfkörperkonfiguration die Ermittlung der Scherfestigkeit der verstärkten Brettschichtholzelemente ohne große Abweichungen von den Vorgaben der [EN 408 2003] ermöglicht. Dabei sollte eine Querschnittshöhe von mindestens  $h = 200$  mm erreicht werden. Eine geringere Querschnittshöhe ist zwar denkbar, widerspricht jedoch der Zielsetzung der Untersuchung des Verstärkungseffektes von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben als Schubverstärkungen, da diese eine gewisse Länge zur Krafteinleitung benötigen. Der Winkel von  $14^\circ$  sollte – wenn überhaupt – nur in sehr geringem Maße überschritten werden, da ansonsten der Einfluss der Spannungen quer zur Scherfläche zu hoch wird. Bei Verwendung von seitlich aufgeklebten Stahllaschen zur Lasteinleitung ergäbe sich bei gegebenen Randbedingungen eine Prüfkörperlänge von mehr als 800 mm. Bei Ansatz der zweifachen charakteristischen Schubfestigkeit von ungerissenem Brettschichtholz ergäbe sich dadurch eine einzuleitende Kraft

$$F_{\max} = b \cdot \frac{h}{\tan \alpha} \cdot \frac{2 \cdot f_{v,k}}{\cos \alpha} = \frac{0.14 \cdot 0.2}{\tan(14^\circ)} \cdot \frac{2 \cdot 3.5}{\cos(14^\circ)} = 810 \text{ kN} \quad (3-41)$$

Diese Kraft liegt über der maximalen Prüflast  $F_{\max} = 600$  kN der für die Untersuchung zu verwendenden Materialprüfmaschine Z600 der Fa. Zwick. Zudem ist zweifelhaft, ob Kräfte in dieser Größenordnung noch gleichmäßig und störungsfrei über seitlich aufgeklebte Stahllaschen eingeleitet werden können. Eine Option wäre, die Prüfkörperbreite zu verringern. Dies widerspricht jedoch der Zielsetzung, sowohl teilgerissene, als auch ungerissene Prüfkörper zu untersuchen. Somit wurde in Betracht gezogen, die Kräfte nicht über seitliche Stahllaschen, sondern über angeschrägte Hirnholzflächen mittels Kontakt direkt in den Prüfkörper einzuleiten. Aufgrund der Verschiebung der einzuleitenden Kraft in Richtung der Schwerachse lässt sich dadurch die Länge der Prüfkörper bei gleichbleibender Breite verringern, siehe Abbildung 84 (rechts).

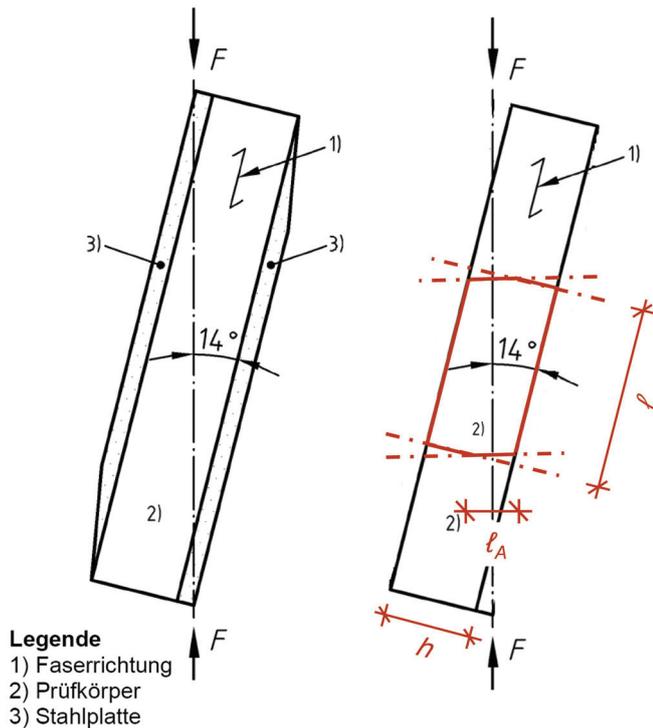


Abbildung 84: Scherprüfkörper nach [EN 408 2003] (links) sowie Schnittführung zur Realisierung der hier verwendeten Prüfkörpergeometrie incl. Längenbezeichnungen

Nach [DIN 1052 2008] ergibt sich für Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL24c eine charakteristische Druckfestigkeit unter einem Winkel zur Faser  $f_{c,14^\circ,k} = 14.75 \text{ MN/m}^2$ . Setzt man voraus, dass im Versuch zuerst die Schubfestigkeit  $f_{v,k} = 3.5 \text{ MN/m}^2$  und anschließend die Druckfestigkeit überschritten werden soll, so folgt daraus folgendes Verhältnis der minimal notwendigen und maximal möglichen Auflagerlänge bei einem Neigungswinkel des Scherprüfkörpers von  $14^\circ$ :

$$l_{\min} = l \cdot \frac{f_{v,k} \cdot \cos \alpha}{f_{c,\alpha,k}} = l \cdot \frac{3.5 \cdot \cos(14^\circ)}{14.75} = \frac{l}{4.34} \leq l \leq \frac{l}{3.89} = l \cdot \frac{\tan(14^\circ)}{\cos(14^\circ)} = l \cdot \frac{\tan \alpha}{\cos \alpha} = l_{\max} \quad (3-42)$$

Um die Möglichkeit eines Druckversagens des Holzes an den Auflagerflächen vor dem gewünschten Scherversagen zu reduzieren, wurde entschieden, den Neigungswinkel auf  $15^\circ$  zu erhöhen und mit Ausnahme von jeweils 10 mm die gesamte von der Kante des Prüfkörpers bis zur Schwerlinie zur Verfügung stehende Auflagerfläche zu verwenden. Unter Berücksichtigung der Prüfkörperhöhe  $h = 200 \text{ mm}$  und zugehöriger geometrischer Zusammenhänge ergibt sich bei Ansatz der zweifachen charakteristischen Schubfestigkeit von ungerissemem Brettschichtholz eine Prüflast

$$F_{\max} = b \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{1}{\tan \alpha \cdot \cos \alpha} \cdot 2 \cdot f_{v,k} = 0.14 \cdot \frac{0.2}{2} \cdot \frac{1}{\tan(15^\circ) \cdot \cos(15^\circ)} \cdot 2 \cdot 3.5 = 379 \text{ kN} \quad (3-43)$$

Ein Vergleich mit der Maximallast der Prüfmaschine erklärt, warum keine Brettschichtholzelemente mit größeren Prüfkörperhöhen zur Anwendung kommen konnten. Aufgrund obengenannter Überlegungen wurden die Abmessungen der Scherprüfkörper zu  $l / h / b = 400 / 200 / 140$  gewählt.

### 3.6.2 Material und Prüfkörpereigenschaften

Die vorab im linear-elastischen Bereich nicht zerstörend geprüften zwölf Brettschichtholzelemente (siehe Abschnitt 3.5), die alle mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben  $d = 8.0$  mm,  $\ell = 280$  mm im Abstand  $a_1 = 80$  mm ( $= 10 \cdot d$ ) verstärkt und im Fall der Prüfkörper 7-12 mit Rissen versehen waren, wurden derart aufbereitet, dass 400 mm lange Abschnitte entstanden, welche einen Verstärkungsgrad von null bis drei Schrauben aufwiesen. Die unterschiedlichen Verstärkungsgrade wurden durch das Entnehmen von Schrauben aus den Brettschichtholzelementen vor ihrer Aufbereitung zu Scherprüfkörpern realisiert. Mit dieser Methode konnten aus jedem der zwölf Brettschichtholzelemente bis zu zwei Scherprüfkörper je Verstärkungsgrad gewonnen werden, siehe Abbildung 85. Durch Anstrahlen der Hirnholzflächen bis zur Schwerlinie unter einem Winkel von  $15^\circ$  wurden diese anschließend in die für den Versuch notwendige Form gebracht, wobei die Anschnitte so gelegt wurden, dass die Schrauben im Versuch jeweils auf Zug beansprucht wurden.

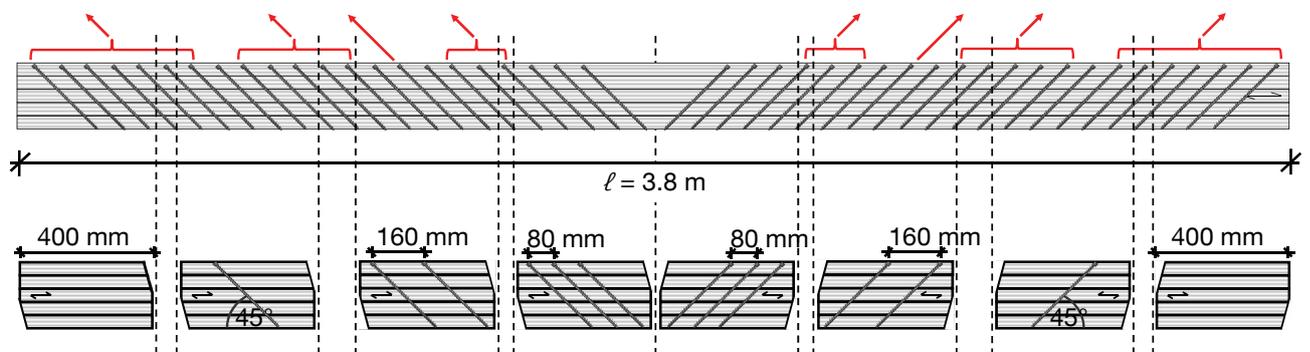


Abbildung 85: Aufbereitung der Brettschichtholzelemente in Scherprüfkörper mit unterschiedlichen Verstärkungsgraden

Die wichtigsten Daten zu Rohdichte und Holzfeuchte der insgesamt acht Serien (Unverstärkt + 3 Verstärkungsgrade – teilgerissen / ungerissen) zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung enthält Tabelle 7. Die ermittelten Holzfeuchten waren über den Querschnitt der Prüfkörper konstant.

Tabelle 7: Prüfkörpereigenschaften der Scherprüfkörper aus Brettschichtholz

	Alle Prüfkörper	Ungerissen keine Schraube	Ungerissen 1 Schraube	Ungerissen 2 Schrauben	Ungerissen 3 Schrauben	Teilgerissen keine Schraube	Teilgerissen 1 Schraube	Teilgerissen 2 Schrauben	Teilgerissen 3 Schrauben	Mittelwert	Variations- koeffizient [%]
Länge $\ell$ [mm]	400										
Höhe $h$ [mm]	200										
Breite $b$ [mm]	140										
Lamellendicke $t$ [mm]	40										
Anzahl an Prüfkörpern $n$		12	12	11	11	10	12	11	11		
Rohdichte $\rho_{12\%}$ [kg/m <sup>3</sup> ]		457	464	463	455	445	449	450	449	455	5.8
Jahringbreite [mm]	Min.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.5	1.3	29.2
	Max	5.7	5.7	5.7	5.7	4.0	5.7	5.7	5.7	5.7	12.5
	MW	2.7	2.7	2.8	2.8	3.0	2.9	2.9	3.0	2.8	16.6
Holzfeuchte $u$ [%]		12.1	12.1	12.1	12.1	11.8	11.7	11.7	11.7	11.9	4.5

### 3.6.3 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Der Versuchsaufbau zur Ermittlung der Schubfestigkeit verstärkter Brettschichtholzelemente ist in Abbildung 86 dargestellt, Abbildung 87 zeigt den Prüfkörper in der Prüfmaschine.

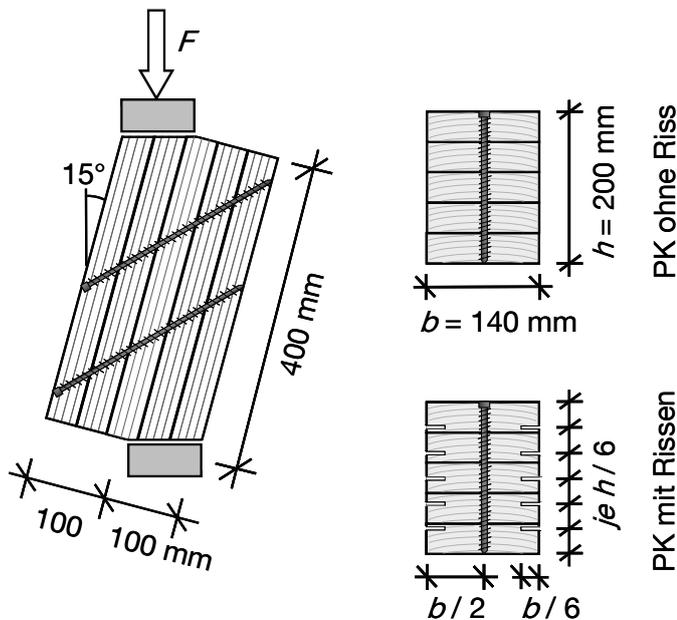


Abbildung 86: Versuchsaufbau und Prüfkörpergeometrie für die Scherversuche

Abbildung 87: Prüfkörper in Prüfmaschine

Die Kraft wurde weggesteuert über zwei hydraulisch angetriebene Stahlspindeln, welche die Traverse der Prüfmaschine bewegten, aufgebracht. Über zwei Tastversuche wurde eine konstante Vorschubgeschwindigkeit von 1.0 mm/min ermittelt, mit welcher die vorgeschriebene Prüfzeit von  $300 \pm 120$  s eingehalten werden konnte. Die maximal von der Prüfmaschine einleitbare Kraft war auf 600 kN begrenzt. Die Lasteinleitung erfolgte mittels zweier liegend angeordneter Stahlplatten in die unter  $15^\circ$  angeschrägten Hirnholzflächen der Prüfkörper, siehe Abbildung 87.

Alle Versuche wurden bis zum Schubbruch gefahren. Während der Versuche an den ungerissenen Prüfkörpern zeigte sich auf hohem Lastniveau teilweise ein an den Lasteinleitungsflächen ein beginnendes Druckversagen. In den Last-Verschiebungsdiagrammen ist dies durch ein Abflachen der Last-Verschiebungskurve erkennbar. Die Versuche an den teilgerissenen Prüfkörpern zeigten ein linear-elastisches Verhalten bis zum Schubbruch. Die Versagensform war spröde, ablesbar am schlagartigen Lastabfall nach dem Erreichen der Maximallast (siehe Abbildung A34 und Abbildung A35 im Anhang). Bei den verstärkten Prüfkörpern war nach dem Holzbruch eine weitere Lastaufnahme auf niedrigerem Lastniveau feststellbar. Dies war bedingt durch ein „Einhängen“ der Last in die noch intakten Verstärkungselemente und beginnendem Versagen der Schrauben auf Herausziehen. Bei Fortführung des Versuches stellte sich hierbei häufig ein zusätzliches Spaltversagen des Holzes in der Schraubenachse ein.



Abbildung 88: Typische Brucharten der Scherprüfkörper nach [Besenius 2010]

Die Schrauben waren nach dem Holzbruch größtenteils noch intakt, in seltenen Fällen stellte sich ein Zugversagen des Nettoquerschnittes der Schrauben zum Zeitpunkt des Schubbruches des Holzes ein. Bei den teilgerissenen Scherprüfkörpern lagen die Enden der Schubbrüche mit drei Ausnahmen im Rissgrund der mittleren Rissreihe. Bei den ungerissenen Scherprüfkörpern war die Lage des Schubbruches heterogener, lag jedoch im Bereich um 1/6 ober- und unterhalb der Schwerlinie des Prüfkörpers. Häufig traten Bruchverläufe entlang eines Jahrringes ein. Ein großflächiges Versagen entlang der Klebefuge zwischen zwei Lamellen war in keinem der Versuche festzustellen. Eine Übersicht über typische Brucharten der Prüfkörper ist in Abbildung 88 gegeben.

Tabelle 8 enthält Mittelwerte und Variationskoeffizienten der sich für die einzelnen Serien ergebenden Kräfte  $F$  und zugehörigem Maschinenweg  $w$ . Zusätzlich sind die Mittelwerte der Kräfte angegeben, die nach dem Einhängen des gebrochenen Prüfkörpers in die noch intakten Verstärkungselemente aufgenommen werden konnten. Hierbei ist anzumerken, dass die Größe dieser Kräfte stark streute (COV = 30 %) und diese bei Fortführung des Versuches selten konstant blieben. Im Anhang sind die Ergebnisse der Serien in Form von Kraft-Verschiebungsdiagrammen der einzelnen Prüfkörper angegeben (Abbildung A34 und Abbildung A35).

Tabelle 8: Mittelwerte und Variationskoeffizienten der sich für die einzelnen Serien ergebenden Kräfte und des Maschinenweges

Alle Prüfkörper		Ungerissen keine Schraube	Ungerissen 1 Schraube	Ungerissen 2 Schrauben	Ungerissen 3 Schrauben	Teilgerissen keine Schraube	Teilgerissen 1 Schraube	Teilgerissen 2 Schrauben	Teilgerissen 3 Schrauben
Kraft $F$ [kN]	MW	340.6	345.3	360.0	360.9	196.4	204.6	196.4	213.2
	COV [%]	11.7	10.1	12.3	12.0	14.8	15.2	14.6	15.4
Kraft $F_{\text{einhängen}}$ [kN]	MW		120.3	157.0	191.3		94.2	108.7	129.2
	COV [%]		33.0	32.3	36.3		30.8	34.1	15.4
Weg $w$ [mm]	MW	4.49	4.72	4.56	4.66	2.66	2.83	2.73	3.10
	COV [%]	11.7	15.7	13.7	15.6	15.5	12.0	10.8	11.9

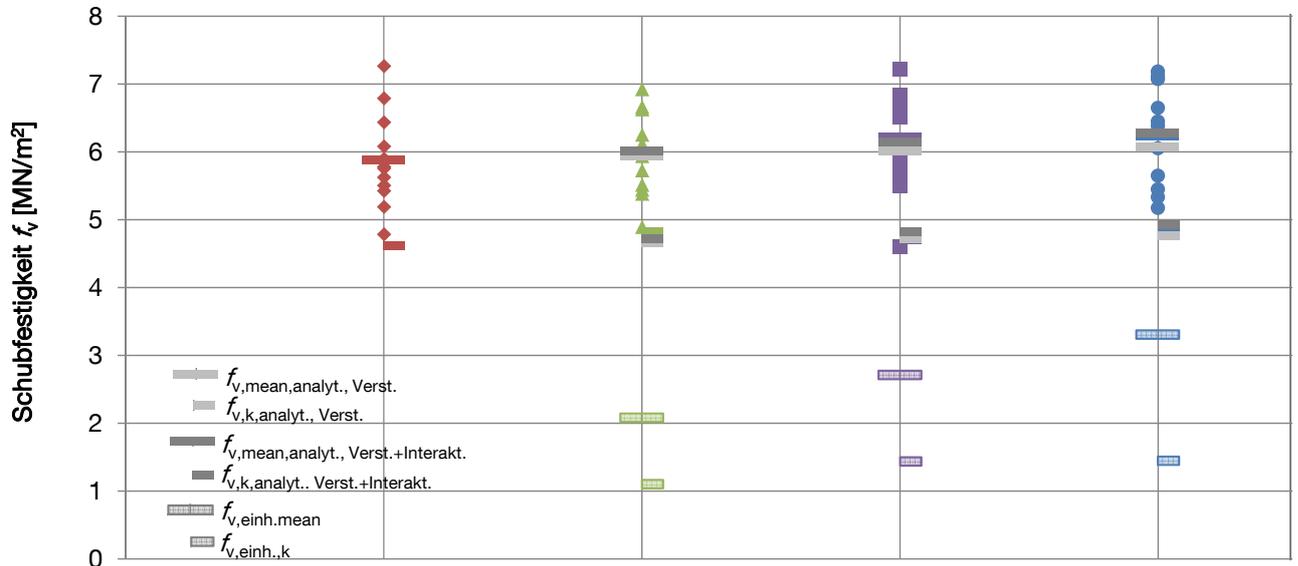
### 3.6.4 Auswertung

Mittels folgender in [EN 408 2003] angegebener Gleichung lassen sich aus den im Scherversuch bis zum Bruch aufgebrauchten Kräften die Schubfestigkeiten der Prüfkörper ermitteln:

$$f_v = \frac{F_{\max} \cdot \cos(\alpha)}{l \cdot b} = \frac{F_{\max} \cdot \cos(15^\circ)}{0.40 \cdot \left( \underbrace{0.14}_{\text{ungerissene PK}} \text{ bzw. } \underbrace{2/3 \cdot 0.14}_{\text{gerissene PK}} \right)} \quad (3-44)$$

Die für die ungerissenen Serien ermittelten Schubfestigkeiten sind als Mittelwerte incl. Variationskoeffizienten in Abbildung 89 gegeben. Zusätzlich wurden die charakteristischen Werte nach [EN 14358 2006] berechnet. Das 5%-Quantil der Scherfestigkeit der zwölf ungerissenen und unverstärkten

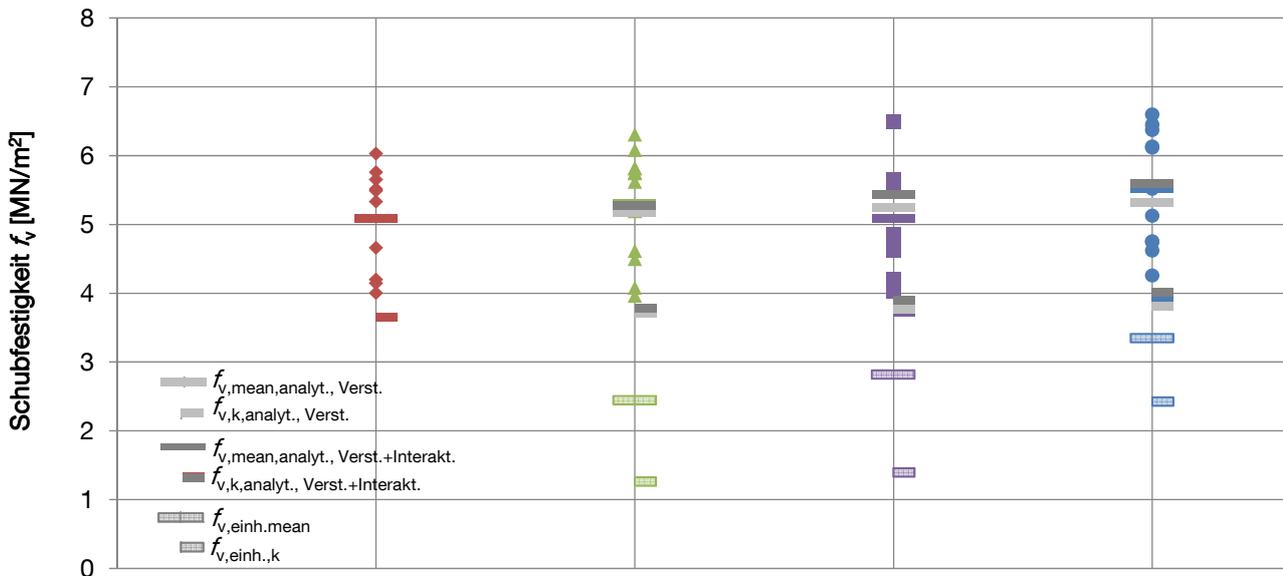
Prüfkörper liegt mit  $f_{v,k,PK} = 4.61 \text{ MN/m}^2$  über dem Normwert für Brettschichtholz ohne Schwindrisse  $f_{v,k} = 3.5 \text{ MN/m}^2$  [FprEN 14080 2011]. Eine Erklärung ist die im Vergleich zum schubbeanspruchten Volumen realer Bauteile kleine Scherfläche sowie der positive Einfluss der aus der Prüfgeometrie resultierenden Querdruckkomponente.



PK ungerissen	Unverstärkt		1 Schraube		2 Schrauben		3 Schrauben	
	mean	char.	mean	char.	mean	char.	mean	char.
$f_v$ [ $\text{MN/m}^2$ ]	5,87	4,61	5,96	4,81	6,21	4,70	6,22	4,81
COV [%]	11,7		10,1		12,3		12,0	
$\eta$ [%]	100,0	100,0	101,4	104,4	105,7	102,0	106,0	104,3
$f_{v,analyt.,Verst.}$ [ $\text{MN/m}^2$ ]			5,94	4,66	6,00	4,71	6,06	4,76
$\eta_{analyt.,Verst.}$ [%]			101,1		102,2		103,2	
$f_{v,analyt.,Verst.} / f_v$ [%]			99,7	96,9	96,6	100,2	97,3	98,9
$f_{v,analyt.,Verst.+Interakt.}$ [ $\text{MN/m}^2$ ]			6,01	4,72	6,15	4,82	6,27	4,92
$\eta_{analyt.,Verst.+Interakt.}$ [%]			102,4		104,6		106,7	
$f_{v,analyt.,Verst.+Interakt.} / f_v$ [%]			101,0	98,1	99,0	102,6	100,7	102,3
$f_{v,einh}$ [ $\text{MN/m}^2$ ]			2,07	1,10	2,71	1,43	3,30	1,44
COV [%]			33,0		32,3		36,2	
$f_{v,einh} / f_v$ [%]			34,8	22,8	43,6	30,4	53,0	29,9

Abbildung 89: Mittelwerte, charakteristische Werte und Variationskoeffizienten der Schubfestigkeiten der Serien der ungerissenen Scherprüfkörper, analytisch ermittelte Schubfestigkeiten der verstärkten Prüfkörper sowie verbleibende Schubfestigkeit nach Schubbruch der verstärkten Prüfkörper (Einhängeeffekt)

Abbildung 90 enthält die gleiche Zusammenstellung für die teilgerissenen Serien. Das 5%-Quantil der Scherfestigkeit der zehn teilgerissenen und unverstärkten Prüfkörper liegt mit  $f_{v,k,PK} = 3.64 \text{ MN/m}^2$  zwar über dem Normwert für Brett-schichtholz ohne Schwindrisse, aber auch unter dem im Versuch an ungerissenen Prüfkörpern ermittelten Wert. Grund könnte sein, dass die Risse mechanisch eingebracht wurden und damit der natürliche Faserverlauf partiell zerstört wurde, was eine lokale Schwächung des Querschnitts sowie mögliche Spannungsspitzen durch Spannungsumlagerungen bedingt (siehe Abschnitt 3.5.1).



PK gerissen	Unverstärkt		1 Schraube		2 Schrauben		3 Schrauben	
	mean	char.	mean	char.	mean	char.	mean	char.
$f_v$ [MN/m <sup>2</sup> ]	5,08	3,64	5,29	3,77	5,08	3,72	5,52	3,94
COV [%]	14,8		15,2		14,6		15,4	
$\eta$ [%]	100,0	100,0	104,2	103,6	100,0	102,2	108,6	108,2
$f_{v,analyt.,Verst.}$ [MN/m <sup>2</sup> ]			5,17	3,70	5,25	3,76	5,32	3,81
$\eta_{analyt.,Verst.}$ [%]			101,7		103,3		104,7	
$f_{v,analyt.,Verst.} / f_v$ [%]			97,6	98,2	103,3	101,1	96,4	96,7
$f_{v,analyt.,Verst.+Interakt.}$ [MN/m <sup>2</sup> ]			5,27	3,77	5,44	3,89	5,59	4,00
$\eta_{analyt.,Verst.+Interakt.}$ [%]			103,7		107,0		110,0	
$f_{v,analyt.,Verst.+Interakt.} / f_v$ [%]			99,5	100,1	107,0	104,7	101,3	101,6
$f_{v,einh}$ [MN/m <sup>2</sup> ]			2,44	1,26	2,81	1,39	3,34	2,42
COV [%]			30,8		34,1		15,5	
$f_{v,einh} / f_v$ [%]			46,0	33,4	55,3	37,4	60,6	61,4

Abbildung 90: Mittelwerte, charakteristische Werte und Variationskoeffizienten der Schubfestigkeiten der Serien der teilgerissenen Prüfkörper, analytisch ermittelte Schubfestigkeiten der verstärkten Prüfkörper sowie verbleibende Schubfestigkeit nach Schubbruch der verstärkten Prüfkörper (Einhängeeffekt)

Zusätzlich angegeben sind die mittleren und charakteristischen Schubfestigkeiten, die sich nach dem Schubbruch der verstärkten Prüfkörper aufgrund des Einhängens der Last in die noch intakten Verstärkungselemente ergaben. In der angehängten Datentabelle sind auch die Verstärkungsgrade aufgeführt, welche sich aus dem Vergleich der Schubfestigkeiten der unverstärkten und der verstärkten Prüfkörper ergeben ( $\eta = f_{v, \text{Verstärkt}} / f_{v, \text{unverstärkt}}$ ).

Zudem sind in den Datentabellen der Abbildung 89 und Abbildung 90 die mittels der in Abschnitt 3.2 vorgestellten konstruktiven Anisotropie analytisch ermittelten Verstärkungsgrade aus Schubverstärkung angegeben. Diese stimmen sowohl mit den im Versuch ermittelten mittleren als auch mit den charakteristischen Werten recht gut überein, liegen mit zwei Ausnahmen jedoch leicht auf der konservativen Seite. Eine noch bessere Übereinstimmung ergibt sich, wenn zusätzlich zur Schubverstärkung die Erhöhung der Schubfestigkeit aus der Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen berücksichtigt wird, siehe Abschnitt 3.3.2. Für alle Verstärkungsgrade ergaben die Versuche Erhöhungen der Schubfestigkeiten im einstelligen Prozentbereich.

Die geringe aber tendenziell eindeutig feststellbare Erhöhung der Schubfestigkeit mit zunehmender Anzahl an Verstärkungselementen liegt im Bereich der Tragfähigkeit der Schrauben in Schaftrichtung auf Herausziehen.

Die charakteristische Tragfähigkeit der Vollgewindeschrauben auf Herausziehen ergibt sich nach [DIBt Z-9.1-519 2007] zu

$$R_{ax,k} = \frac{80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 \cdot l_{ef} \cdot d_1}{\sin^2 \alpha + 4/3 \cdot \cos^2 \alpha} = \frac{80 \cdot 10^{-6} \cdot \underbrace{415}_{\text{alle PK}}^2 \cdot 140 \cdot 8}{\sin(45^\circ)^2 + 4/3 \cdot \cos(45^\circ)^2} = 13.2 \text{ kN} \quad (3-45)$$

Die mittlere Tragfähigkeit der Vollgewindeschrauben auf Herausziehen lässt sich nach [Blaß, Bejtka & Uibel 2006] annähern zu:

$$R_{ax,mean} = \frac{0.6 \cdot \sqrt{d} \cdot l_{ef}^{0.9} \cdot \rho^{0.8}}{1.2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0.6 \cdot \sqrt{8} \cdot 140^{0.9} \cdot 455^{0.8}}{1.2 \cdot \cos(45^\circ)^2 + \sin(45^\circ)^2} = 17.6 \text{ kN} \quad (3-46)$$

Berücksichtigt man den Einbringwinkel von  $45^\circ$ , so ergibt sich unter Annahme eines Fachwerkmodells mit senkrechten Druckstreben eine Tragfähigkeit je Schraube in Richtung der Scherfuge von  $\Delta F_{v,mean} = 12.4 \text{ kN}$  ( $\Delta F_{v,char.} = 9.3 \text{ kN}$ ). Die im Mittel je Schraube für die ungerissenen Prüfkörper festgestellte Erhöhung der aufnehmbaren Scherkraft beträgt  $\Delta F_{v,unger.,mean} = 9.9 \text{ kN}$ , für die teilgerissenen Prüfkörper ergibt sich eine Erhöhung je Schraube von  $\Delta F_{v,ger.,mean} = 5.6 \text{ kN}$  (siehe Tabelle 8).

Nach dem Schubbruch zeigt sich ein sehr viel deutlicherer Einfluss der Anzahl der Verstärkungselemente auf die übertragbaren Scherkräfte in Form des Einhängens der Last in die noch intakten Verstärkungselemente. Für die ungerissenen Prüfkörper ergibt sich im Mittel eine Erhöhung der aufnehmbaren Scherkraft von  $\Delta F_{v,unger.,mean} = 35.9 \text{ kN}$  je Schraube, für die teilgerissenen Prüfkörper eine Erhöhung von  $\Delta F_{v,ger.,mean} = 16.5 \text{ kN}$  je Schraube (siehe Tabelle 8), wobei die einzelnen Versuchsergebnisse starken Schwankungen unterworfen waren ( $COV = 30 \%$ ). Diese Mittelwerte liegen über den nach Gleichung (3-46) berechneten mittleren Tragfähigkeiten je Schraube in Richtung der Scherfuge. Es ist zudem festzustellen, dass die im Versuch an den mit einer Schraube verstärkten Prüfkörpern im Mittel gemessene Scherkraft nach Schubbruch mit  $F_{v,einhängen,mean} = 120.3 \text{ kN}$  (ungerissene PK) bzw.

$F_{v,\text{einhängen,mean}} = 94.2$  kN (teilgerissene PK) weit über der zuvor ermittelten Erhöhung der Scherkraft je zusätzlich eingebrachter Schraube liegt. Dies lässt darauf schließen, dass aufgrund der Aktivierung der Schrauben auf Zug und von diesen induzierter Druckkomponente zwischen den zwei Teilen des gebrochenen Prüfkörpers ein nicht unerheblicher Reibwiderstand zwischen den zwei Bruchflächen aktiviert wird. Es ist wahrscheinlich, dass sich dieser mit zunehmender Anzahl an Verstärkungselementen noch erhöht. Dies wiederum kann erklären, warum die Erhöhung der nach Schubbruch noch aufnehmbaren Scherkraft je Schraube z.T. deutlich über der mittleren Tragfähigkeit der Schrauben auf Herausziehen liegt. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich unabhängig von eventuell vorhandenen Verstärkungselementen schon aufgrund des Versuchsaufbaus zusätzliche Druckspannungen quer zur Scherfläche des Prüfkörpers ausbilden, welche 25% der ermittelten Schubspannung ausmachen. Über Gleichgewichtsbetrachtungen unter Berücksichtigung der obengenannten Anteile lässt sich damit auf einen Reibbeiwert  $\mu$  schließen:

$$F_v = n_{VB} \cdot R_{ax} \cdot \sin(45^\circ) + n_{VB} \cdot R_{ax} \cdot \sin(45^\circ) \cdot \mu + F_v \cdot \tan(15^\circ) \cdot \mu \rightarrow \mu = \frac{F_v - n_{VB} \cdot R_{ax} \cdot \sin(45^\circ)}{n_{VB} \cdot R_{ax} \cdot \sin(45^\circ) + F_v \cdot \tan(15^\circ)} \quad (3-47)$$

Eine Rückrechnung der im Versuch ermittelten Scherkräfte nach Schubbruch auf Reibbeiwerte unter Verwendung der mittleren Tragfähigkeit der Schrauben auf Herausziehen sowie unter Berücksichtigung der Druckkomponente quer zur Faser ergab Reibbeiwerte  $0.7 \leq \mu \leq 2.8$ . Diese liegen über den von [Möhler & Maier 1969] für gehobeltes sowie sägeraues Fichtenholz mit Holzfeuchten unter 20 % ermittelten Reibbeiwerten  $0.22 \leq \mu \leq 0.68$ . Dies lässt darauf schließen, dass zusätzliche Verzahnungseffekte eintraten, welche die Schubbeanspruchbarkeit des gebrochenen Prüfkörpers noch erhöhten. Das Auftreten derartiger Effekte ist wahrscheinlich, da die Bruchfläche aufgrund der Druckkomponenten quer zur Faser geschlossen blieb. Die Druckkomponenten quer zur Faser setzen sich anteilig aus den durch die Verstärkungselemente wie auch durch die Prüfgeometrie induzierten Querspannungen zusammen. Letztgenannter Einfluss war auch mit ursächlich dafür, dass bei einigen unverstärkten Prüfkörpern nach dem Schubbruch auf niedrigerem Niveau noch Kräfte übertragen werden konnten. Zu Vergleichszwecken werden die von [Blaß & Krüger 2010] angegebenen Schub-Verformungskurven der von ihnen durchgeführten Versuche an schubverstärkten Biegeträgern betrachtet. Unter Ansatz der dort gegebenen Tragfähigkeiten der jeweils verwendeten Verstärkungselemente wurde auf notwendige Haftbeiwerte zum Erreichen der im Versuch nach dem ersten Bruch noch erreichbaren Schubspannungen geschlossen. Bei ausschließlicher Berücksichtigung von Prüfkörpern mit auf Zug beanspruchten Verstärkungselementen, bei welchen ein tatsächliches Schubversagen festgestellt werden konnte, können Haftbeiwerte  $0 \leq \mu \leq 1.3$  ermittelt werden. Diese Werte sind geringer als die der hier vorgestellten Scherversuche. Dies ist jedoch durch den Umstand erklärbar, dass mit Ausnahme der durch die Verstärkungselemente induzierten Querdruckspannungen im Biegeversuch keine weiteren zusätzlichen Druckkomponenten quer zur Faser auftreten. Trotzdem deutet sich auch hier an, dass es teilweise zu zusätzlichen Verzahnungseffekten kam. [Blaß & Krüger 2010] geben zu bedenken, dass bei nicht geschlossenem Schubbruch zunächst keine Haftkraft aktiviert werden kann, weshalb eine konservative Wahl des Haftbeiwertes angebracht sei. Von den gleichen Autoren durchgeführte Versuche an Prüfkörpern mit Schubbruch, welche nachträglich schubverstärkt und erneut geprüft worden waren, ergeben Haftbeiwerte  $0.1 \leq \mu \leq 0.5$ . Daraus lässt sich schließen, dass zwar der Ansatz der Tragfähigkeiten der Verstärkungselemente auf Herausziehen für den Tragfähigkeitsnachweis nach dem Schubbruch gerechtfertigt ist, der Ansatz eines Reibbeiwertes jedoch unter der für die Tragwerksplanung gebotenen Zuverlässigkeit noch mit Unsicherheiten behaftet ist.

### 3.7 Vergleichende Berechnungen zu möglichen Verstärkungsgraden

Anhand vergleichender Berechnungen zu experimentellen Untersuchungen aus der Literatur (Abschnitte 3.3.1 und 3.3.2) sowie selbst durchgeführter experimenteller Untersuchungen (Abschnitte 3.5.6 und 3.6.3) konnte gezeigt werden, dass mit dem analytischen Verfahren der konstruktiven Anisotropie die tatsächlich auftretenden Spannungsverhältnisse in mittels Vollgewindeschrauben bzw. Gewindestangen schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen im ungerissenen Zustand gut angenähert werden können.

Hinsichtlich der baupraktischen Anwendung derartiger Verstärkungselemente für die Schubverstärkung von Brettschichtholzbauteilen ist es von Interesse, welche Verstärkungsgrade denn tatsächlich realisiert werden können. Hierzu wird im Folgenden eine Parameterstudie für übliche Konfigurationen innerhalb realisierbarer Grenzen vorgestellt. Tabelle 9 enthält die in der Parameterstudie verwendeten Eingangswerte. Die anzusetzende Länge der Verstärkungselemente wurde durchgängig auf  $\ell_{ef} = 400$  mm festgelegt, da für diesen Wert experimentell bestimmte Werte zum Verschiebungsmodul  $K_{ax}$  von Gewindestangen zur Verfügung stehen ([Blaß & Krüger 2010]). Von gleichen Autoren wurde für Vollgewindeschrauben ( $d = 8$  mm,  $\ell_{ef} = 80$  mm) ein Verschiebungsmodul  $K_{ax} = 25.400$  N/mm ermittelt. Mit steigender Einbindelänge und steigendem Durchmesser wird dieses tendenziell zunehmen. Dementsprechend wurde für Vollgewindeschrauben,  $\ell_{ef} = 400$  mm ein Verschiebungsmodul in Abwägung des experimentell bestimmten Wertes für Vollgewindeschrauben ( $d = 8$  mm,  $\ell_{ef} = 80$  mm) und der experimentell bestimmten Werte für Gewindestangen angenommen. Es wurden nur eingeschraubte Verstärkungselemente untersucht. Die in der Parameterstudie verwendeten Steifigkeitskennwerte sind allesamt Mittelwerte.

*Tabelle 9: Im Rahmen der Parameterstudie zu möglichen Verstärkungsgraden verwendete Eingangswerte (konstruktive Anisotropie)*

	Brettschichtholzelement GL28c				Vollgewindeschrauben / Gewindestangen					
Geometrie	$b$ [mm]	120	160	200	240	$d$ [mm]	8	12	16	20
						$d_{kern}$ [mm]	5	7.5	12	15
						$a_1$ [mm]	100 / 250 / 500 / 1000			
						$\ell_{ef}$	400 mm			
Steifigkeitsparameter	$E_0 = E_x = 12.500$ MN/m <sup>2</sup>				$K_{ax}$ [N/mm]	66.000	84.000	102.000	120.000	
	$E_{90} = E_y = 300$ MN/m <sup>2</sup>					$E = 210.000$ MN/m <sup>2</sup>				
Quellen	[FprEN 14080 2011]				[DIBt Z-9.1-519 2007] [DIBt Z-9.1-777 2010]					

Abbildung 91 enthält die Ergebnisse der Parameterstudie, getrennt für den aus den Verstärkungselementen resultierenden Verstärkungsgrad und den Verstärkungsgrad unter zusätzlicher Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen. Für letzteren wurde auf den Ansatz von [Spengler 1982] (siehe auch Abschnitt 2.3), unter Verwendung der dort angegebenen Schubbeanspruchbarkeit  $\tau (=f_t) = 4.75$  MN/m<sup>2</sup> zurückgegriffen. Unter diesen Voraussetzungen sind die beiden Anteile am gesamten Verstärkungsgrad in etwa gleich groß. Mit abnehmender

Schubbeanspruchung bzw. Schubbeanspruchbarkeit wird der mögliche Anteil aus der Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen jedoch sinken.

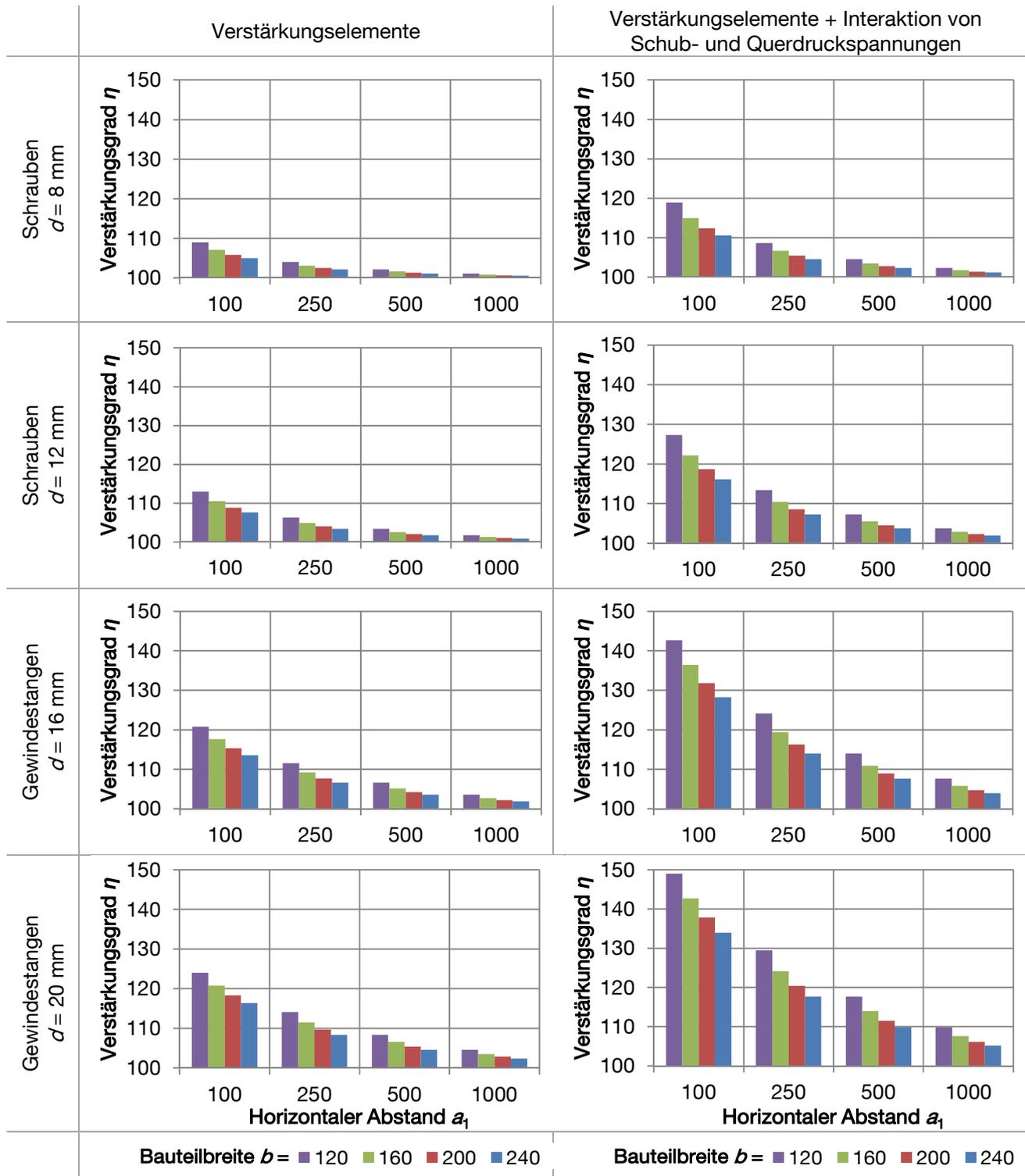


Abbildung 91: Vergleichende Berechnungen zum Verstärkungsgrad  $\eta$  in [%] in Abhängigkeit der Verstärkungselemente, ihrer Abstände und der Bauteilbreite

Zudem ist der Einfluss der Relaxation auf die Größe der Querdruckspannungen und damit auf die mögliche Erhöhung der Schubbeanspruchbarkeit zu berücksichtigen. Für die praktische Anwendung werden häufig Relaxationswerte von 50 % angegeben, z.B. [ERL DIN 1052 2004]. Unter Ansatz dieses Relaxationswertes und einer Schubbeanspruchbarkeit des Brettschichtholzes  $f_v = 2.5 \text{ N/mm}^2$  reduziert sich der Einfluss der Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen in etwa um die Hälfte. Diese Feststellungen legen nahe, Verstärkungselemente derart auszulegen, dass diese schon im unbelasteten Zustand Querdruckspannungen in das verstärkte Bauteil induzieren. Dies ließe sich über eine Vorspannung der Verstärkungselemente realisieren. Abschnitt 3.8.5 enthält einige weiterführende Überlegungen zu diesem Ansatz.

Die Parameterstudie ergibt theoretisch mögliche Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit von bis zu 50 %. Diese sind jedoch nur erreichbar im Fall sehr geringer Bauteilbreiten ( $b = 120 \text{ mm}$ ) bei gleichzeitigem Einsatz von Gewindestangen großen Durchmessers ( $d = 20 \text{ mm}$ ) mit kleinstmöglichen Abständen ( $a_1 = 100 \text{ mm}$ ). Zudem muss eine Schubbeanspruchung vor Bruch  $\tau \geq 4.75 \text{ MN/m}^2$  vorliegen. Unter Ansatz baupraktisch üblicher Bauteilbreiten und praktikabler Abstände der Verstärkungselemente bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Möglichkeit einer geringeren Schubbeanspruchbarkeit des Brettschichtholzes (z.B. aufgrund von Schwindrissen) und möglicher Relaxationserscheinungen erscheinen Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit von bis zu 20 % möglich.

### **3.8 Weitere experimentelle Untersuchungen und analytische Überlegungen im Hinblick auf schubverstärkte Brettschichtholzbauteile**

#### **3.8.1 Allgemeine Anmerkung**

Die in den folgenden Abschnitten 3.8.2 bis 3.8.5 vorgestellten experimentellen Untersuchungen und analytischen Überlegungen beziehen sich nicht mehr ausschließlich auf die Thematik der Berechnung schubverstärkter Brettschichtholzbauteile im ungerissenen Zustand mittels der konstruktiven Anisotropie sowie ihrer Validierung anhand von experimentellen Untersuchungen. Sie wurden jedoch durchgeführt um Antworten auf Fragestellungen zu liefern, die im Rahmen der vorab beschriebenen experimentellen Untersuchungen aufgekomen waren.

#### **3.8.2 Versuche zum Verbundverhalten zwischen Schraube und Brettschichtholz bei mehreren Belastungszyklen**

Wie in Abschnitt 3.5.6 erläutert, resultierte das Einbringen einer zusätzlichen Reihe von Schubverstärkungen zwischen den schon im Brettschichtholzelement vorhandenen Vollgewindeschrauben nicht in einer zusätzlichen Erhöhung der im Versuch ermittelten Schubsteifigkeit. Der verstärkte Träger wurde in beiden Versuchsreihen bis zur gleichen Höchstlast beansprucht. Demnach könnte eine potentielle Erklärung in der Möglichkeit bestehen, dass die zuerst eingebrachte Reihe an Verstärkungselementen im zweiten Versuch keine bzw. nur noch sehr geringe Spannungen übertrug. Dies könnte sich einstellen, sollten die Querdruckspannungen um das Holzgewinde während der Zugbeanspruchung der Schraube zu nicht reversiblen Verformungen und damit nach dem Rückgang der Schraubendehnung zu einer Reduzierung des Verbundes bis hin zu einer minimalen Hohlraumbildung führen, siehe Abbildung 92. Unter dieser Annahme hätte in jedem Versuch nur eine Schraubenreihe Spannungen aus Schubverformung des Holzquerschnittes erfahren. Gemeinsam würden beide Schraubenreihen erst wieder Spannungen übertragen, sobald der verstärkte Träger eine größere Beanspruchung und Schubverformung erführe und somit das Schraubengewinde erneut in festen Verbund

mit dem umliegenden Holz träte. Um diese Möglichkeit zu untersuchen, kommen Druckversuche an mit Schrauben verstärkten Brettschichtholzquerschnitten, in Anlehnung an die in [Mestek & Winter 2010] vorgestellte Versuchskonfiguration zum Verbundverhalten zwischen Schraube und Holzquerschnitt in Betracht. Wird der Prüfkörper dabei mehreren Belastungszyklen ausgesetzt, lassen sich Aussagen über mögliche Veränderungen des Verbundverhaltens zwischen Holz und Verstärkungselement ableiten.

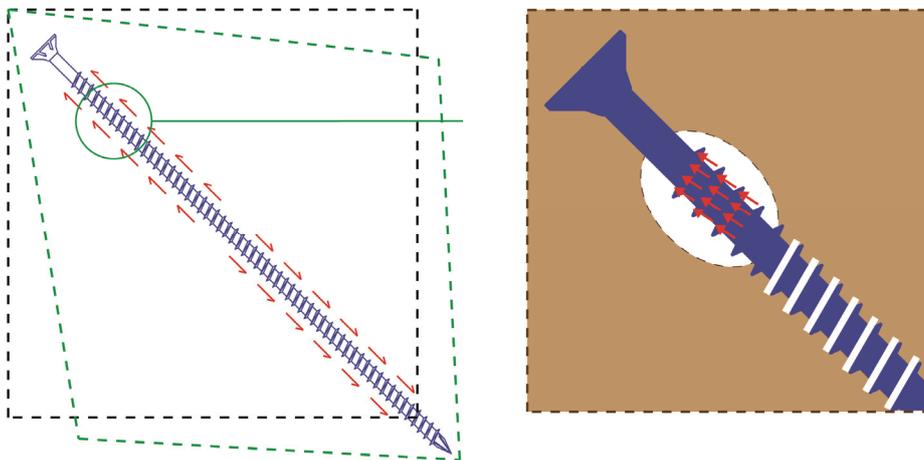


Abbildung 92: Zugbeanspruchung einer Schraube bei Schubbeanspruchung des verstärkten Elementes (links); resultierende Querdruckbeanspruchung am Schraubengewinde und potentielle Hohlrumbildung (rechts) in Anlehnung an [Besenius 2010]

a) Versuchskonfiguration, Material und Prüfkörpereigenschaften

Bei Schubverstärkungen in Form von Schrauben oder Gewindestangen, die unter einem Winkel zur Faser in das Holzbauteil eingebracht sind, werden im Fall einer Schubverformung des Holzbauteils über den Verbund Normalkräfte in das Verstärkungselement eingeleitet. Im ungerissenen Zustand bauen sich die Normalkräfte vom Ende bis zu einem Maximum in der Mitte des Verstärkungselements auf. Es wird von einem sinusförmigen Normalkraftverlauf im Verstärkungselement ausgegangen, der Schubfluss zwischen Verstärkungselement und umliegendem Holzquerschnitt lässt sich folglich durch eine Cosinusfunktion beschreiben. In Versuchen, in denen dieses Verhalten nachgestellt werden soll, sind die aufzubringenden Kräfte dementsprechend nicht über das Verstärkungselement, sondern über den Holzquerschnitt einzuleiten. Über einen Vergleich der Verformung des Prüfkörpers mit der Verformungsänderung des Verstärkungselementes kann auf das Verbundverhalten zwischen beiden geschlossen werden. [Mestek 2011] gibt eine detaillierte Beschreibung dieses Verhaltens. Bei der vorzugsweise anzuwendenden Anordnung von Schubverstärkungen (siehe Abschnitt 3.2.3) erzeugt die Schubverformung des Holzes Zugspannungen in den Verstärkungselementen. Dies ist versuchstechnisch nur unter beträchtlichem Aufwand realisierbar. Unter der Annahme, dass bei den geringen im Versuch aufzubringenden Verformungen, das Verbundverhalten bei Druckbeanspruchung des Verstärkungselementes gleich dem bei Zugbeanspruchung ist, wurden Druckversuche an mit Vollgewindeschrauben verstärkten Brettschichtholzquerschnitten entworfen.

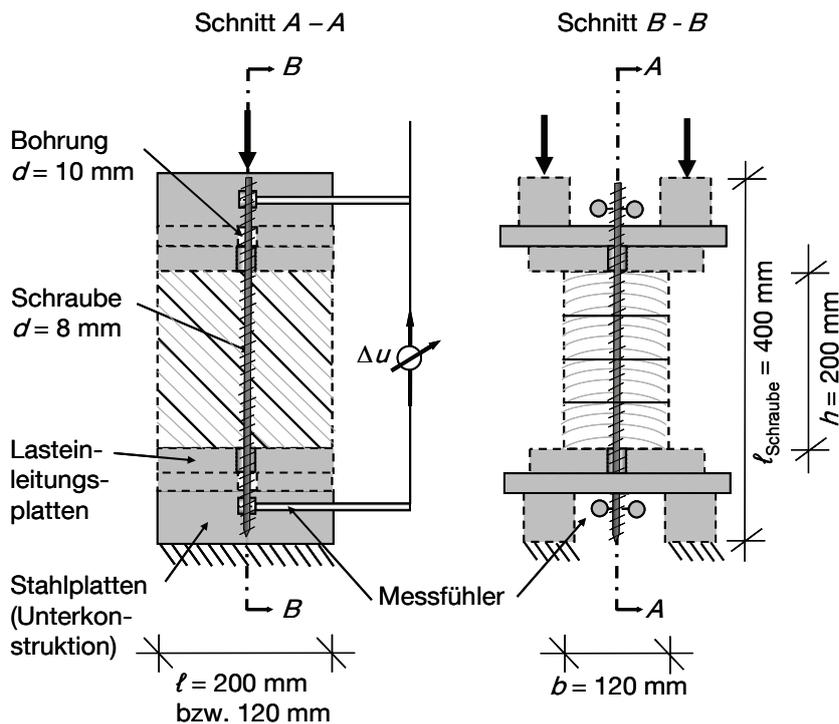


Abbildung 93: Versuchsaufbau zum Verbundverhalten zwischen Schraube und Brettschichtholzelement in Anlehnung an [Mestek & Winter 2010]

Das Prinzip der durchzuführenden Versuche beruht darauf, dass durch eine äußere Kraft eine festgelegte Verformung des Brettschichtholzquerschnitts erzeugt wird, wobei gleichzeitig die Verformungsänderungen der freiliegenden Schraubenenden gemessen werden. Abbildung 93 zeigt den Versuchsaufbau incl. der Prüfkörpergeometrie. Die Prüfkörperherstellung, Versuchsdurchführung und erstmalige Auswertung wurde durch eine vom Verfasser betreute Studienarbeit [Schön 2011] begleitet.

Zur Herstellung der Prüfkörper wurden Brettschichtholzelemente der Festigkeitsklasse GL24c mit einer Lamellendicke  $t = 40$  mm verwendet. Aus diesen wurden zwei Arten von Prüfkörpern ausgeformt. Zum einen wurde ein senkrecht zur Faser verstärkter Prüfkörper realisiert, zum anderen ein unter  $45^\circ$  zur Faser (Schub-) verstärkter Prüfkörper. Da jeweils ein Prüfkörper für Tastversuche verwendet wurde, bestanden die ausgewerteten Prüfserien aus jeweils sieben Prüfkörpern. Alle Prüfkörper wurden vor den Versuchen eine Woche im Normalklima ( $20^\circ\text{C}$ , 65% RF) gelagert. Die anschließend gemessene Holzfeuchte war über den Querschnitt der Prüfkörper konstant. Die wichtigsten Daten zu Rohdichte und Holzfeuchte der Prüfkörper zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung enthält Tabelle 10.

Tabelle 10: Prüfkörpereigenschaften der Brettschichtholzelemente für die Druckversuche

	Rohdichte $\rho_{12\%}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Jahringbreite [mm]			Holzfeuchte $u$ [%]		Rohdichte $\rho_{12\%}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Jahringbreite [mm]			Holzfeuchte $u$ [%]
		Min.	Max.	MW				Min.	Max.	MW	
PK 90° - 1	447	2	4.4	3.2	12.9	PK 45° - 1	472	1.8	6.4	4.1	13.1
PK 90° - 2	462	2.1	4.4	3.3	13.3	PK 45° - 2	487	1.8	6.4	4.1	12.4
PK 90° - 3	459	2.1	5.7	3.9	13.7	PK 45° - 3	491	2.0	5.7	3.9	13.1
PK 90° - 4	455	2.4	4.4	3.4	13.3	PK 45° - 4	484	2.0	5.7	3.9	12.7
PK 90° - 5	442	2.2	4.0	3.1	13.6	PK 45° - 5	487	2.7	5.7	4.2	13.1
PK 90° - 6	450	2.0	4.4	3.2	13.4	PK 45° - 6	491	2.2	6.3	4.3	14.1
PK 90° - 7	449	2.4	4.0	3.2	13.5	PK 45° - 7	486	2.2	5.2	3.7	11.7
MW	452	2.2	4.5	3.3	13.4	MW	485	2.1	5.9	4.0	12.9
COV [%]	7.1	6.9	12.8	8.1	0.2	COV [%]	6.4	14.6	7.8	5.0	0.7

Im Rahmen der Prüfserien sollten einerseits sehr geringe Verformungen untersucht werden, wie sie im Rahmen von Schubverformungen am Bauteil vorkommen, andererseits aber auch Verformungen bis zur Proportionalitätsgrenze abgedeckt werden. Dies wurde realisiert, indem die Prüfserien zuerst mit Stauchungen bis  $\varepsilon = 1.0\%$  geprüft wurden. Als sich zeigte, dass die so durchgeführten Versuche verwertbare Ergebnisse ergaben, wurde aus den schon geprüften Elementen eine zweite Prüfserie für geringere Stauchungen vorbereitet. Hierzu wurden die Schrauben aus den Prüfkörpern herausgedreht und eine neue Schraube, in Längsrichtung um 40 mm versetzt, in diesen eingebracht. Anschließend wurde der Prüfkörper in seinen Abmessungen so reduziert, dass die neu eingebrachte Schraube wieder mittig in diesem lag. Die Prüfkörperlänge reduzierte sich dabei von 200 mm (Serien 1) auf 120 mm (Serien 2), siehe Abbildung 94.

In jeden Prüfkörper wurde in Richtung der späteren Beanspruchung eine selbstbohrende Vollgewindeschraube ( $\ell = 400$  mm,  $d = 8.0$  mm [DIBt Z-9.1-519 2007]) eingedreht, die an jeder Seite um 100 mm überstand. Um die freie Verformbarkeit des freiliegenden Schraubengewindes zu gewährleisten, wurde der Prüfkörper zwischen zwei Lasteinleitungsplatten gelagert, welche mit mittigen Bohrungen ( $d = 10.0$  mm) versehen waren und somit an der Ober- und Unterseite einen etwa 70 mm langen Überstand der Schrauben ermöglichten. Dieser wurde benötigt, da im Versuch neben der Verformungsänderung des Holzquerschnittes auch die Längenänderung der Vollgewindeschrauben mittels Messfühlern gemessen werden sollte. Hierzu wurde das Gewinde der Schrauben im Ansatzbereich der Messfühler mit rauem Klebstreifen ummantelt, so dass diese einen festen Sitz hatten.

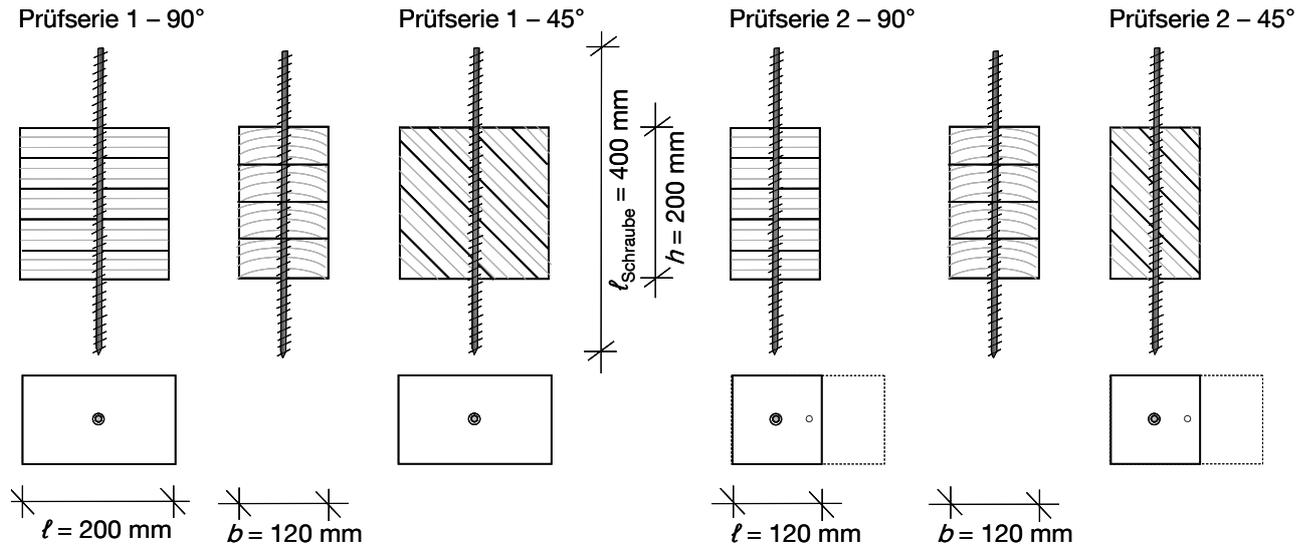


Abbildung 94: Prüfserien 1 und 2 und zugehörige Prüfkörperabmessungen

#### b) Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Für die Versuche wurde die Prüfkonfiguration in die Druck- und Zugprüfmaschine Z600 der Fa. Zwick eingebaut (siehe Abschnitt 3.6.3). Der Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung entsprach dem Winkel zwischen Schrauben- und Faserrichtung. Die zur Messung der Schraubenverformung verwendeten Multisens-Sensoren besitzen eine Auflösung von  $0.2 \mu\text{m}$  nach [DIN EN ISO 9513 2003]. Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit des Prüfzylinders bis zur vorab eingestellten Verformungsgrenze. Die Vorkraft, bei der die Messeinrichtung genullt wurde, betrug  $250 \text{ N}$ . Die Vorschubgeschwindigkeit wurde so gewählt, dass die gewünschte Grenzverformung in knapp einer Minute erreicht wurde. Anschließend wurde die Verformung für  $60 \text{ sec}$  gehalten, bevor die Prüfmaschine mit gleicher Geschwindigkeit auf eine Last von  $10 \text{ N}$  zurückfuhr, auf der sie wiederum gehalten wurde. Dieser Ablauf wurde insgesamt viermal wiederholt, wobei sich eine gesamte Versuchsdauer je Prüfkörper von ungefähr  $15 \text{ Minuten}$  ergab [EN 26891 1991]. Ausnahme bildeten die ersten drei zu Beginn der ersten Serie geprüften Prüfkörper ( $90^\circ$  - PK 1-3) mit drei Wiederholungen. Die jeweils letzten Prüfkörper jeder Serie (PK7) wurden mit zwölf Wiederholungen geprüft. Je Serie wurden hintereinander zwei Verformungsgrenzen geprüft, welche im Verhältnis von  $1:3$  zueinander standen. Tabelle 11 enthält die in den Serien 1 und 2 im Versuch realisierten Prüfkörperverformungen und zugehörigen Vorschubgeschwindigkeiten. Abbildung 95 zeigt den Prüfkörper in der Prüfmaschine während des Versuches, eine Detailaufnahme der Messvorrichtung ist in Abbildung 96 gegeben.

Tabelle 11: Im Versuch realisierte Prüfkörperverformungen und zugehörige Vorschubgeschwindigkeiten

	Serie 1		Serie 2	
	1 - 1	1 - 2	2 - 1	2 - 2
Vorschubgeschwindigkeit [mm/min]	0.80	2.50	0.10	0.25
Maximale Verformung [mm]	0.66	2.00	0.075	0.22
Maximale Stauchung $\epsilon$ [%]	0.33	1.00	0.038	0.11
Verhältnis	1 : 3		1 : 3	

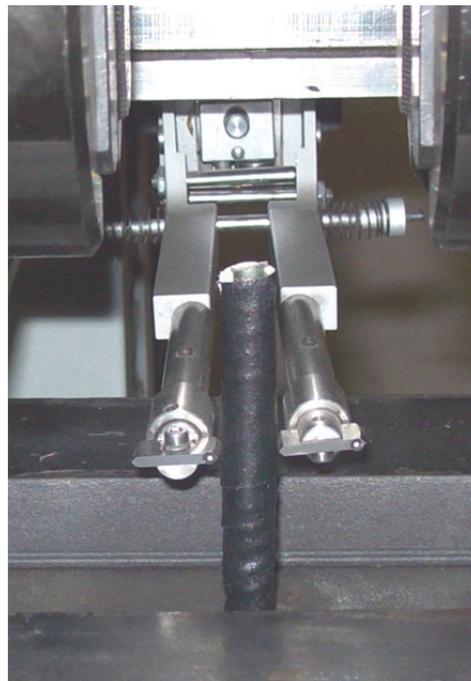


Abbildung 95: Versuchseinrichtung, Prüfkörper in Prüfmaschine

Abbildung 96: Detailansicht der Messvorrichtung

Aufgrund der Beanspruchung im elastischen Bereich sowohl für Druck senkrecht, als auch für Druck unter einem Winkel von 45° zur Faser kam es in keinem Fall zu einem Versagen der Prüfkörper. Abbildung 97 zeigt ausgewählte Diagramme, sowohl in Form von Kraft zu Maschinenweg (links) als auch in Form von Maschinenweg zu Schraubendehnung (rechts). Die Stauchung der Prüfkörper aufgrund der Druckbeanspruchung wie auch die zugehörige Stauchung der Schraube werden dabei als positive Werte ausgegeben. Die Kraft-Verschiebungs-Diagramme zeigen, dass sich im ersten Belastungszyklus nach einer gewissen Vorkraft ein annähernd linear elastisches Last-Verformungs-Verhalten einstellt. Bei der anschließenden Entlastung verlief die Last-Verformungslinie anfänglich meist annähernd parallel der Belastungslinie, zum Lastnullpunkt hin fiel sie häufig steiler ab, was einer schnelleren Dehnung bei gleichbleibender Entlastung entspricht. Das Erreichen des Belastungsnullpunktes korrespondierte meist mit einer Verschiebung etwas oberhalb des Nullpunktes der Verschiebung. Bei den weiteren Belastungszyklen nahm die Last-Verschiebungslinie meist die gleiche Form wie die der ersten Entlastung an.

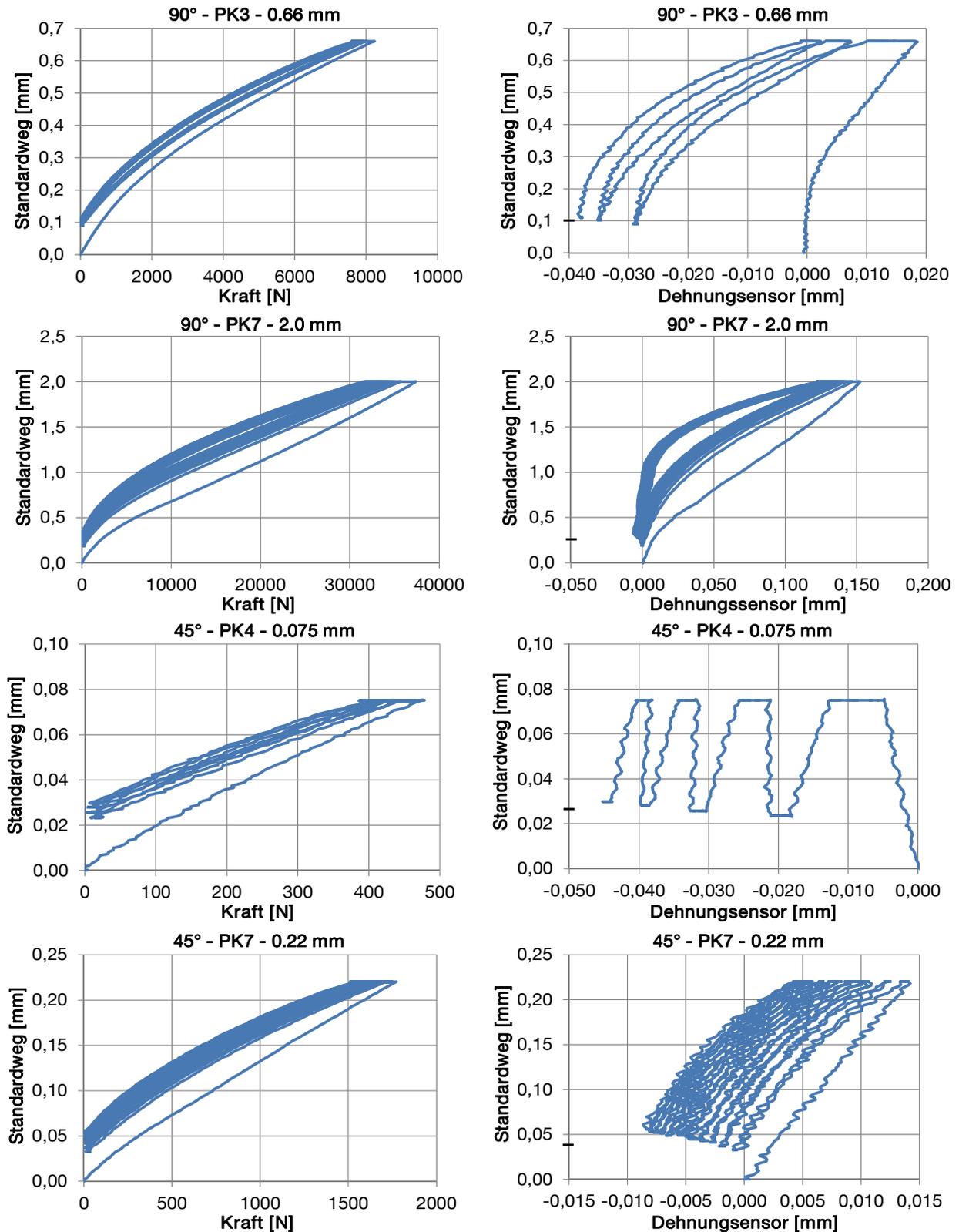


Abbildung 97: Ausgewählte Ergebnisdiagramme der Druckversuche

Die Diagramme der Prüfkörperverschiebung zur Schraubendehnung zeigen ein deutlich heterogeneres Bild. Teilweise reagierte die Schraube auf die Prüfkörperbelastung sofort in Form einer Stauchung,

teilweise erst nach einer gewissen Prüfkörperverformung. In 90 % aller Versuche wurde festgestellt, dass die Stauchung der Schraube zurückging, während die Verformung des belasteten Prüfkörpers für 60 sec konstant gehalten wurde. Das Ausmaß dieses Rückgangs nahm mit zunehmender Belastungswiederholung ab. In einem Viertel aller Versuche stellte sich im ersten Belastungszyklus wider Erwarten zuerst eine Dehnung der Schraube ein. Dieser Effekt trat verstärkt bei den sehr kleinen, aber auch bei den größeren Prüfkörperverschiebungen auf und setzte sich (mit Ausnahme der Verschiebungen von 2.0 mm) teilweise in den folgenden Belastungszyklen weiter fort. Die Erklärung für diesen Effekt wird im Eindrehvorgang der Schraube in das Holz vermutet, welcher vor allem im Bereich von Ästen in teilweise nicht unerheblichen Eigenspannungen in Form von Torsionsspannungen in der Schraube resultiert. Aufgrund des Verbundes zwischen Holz und Gewinde verbleiben diese in der Schraube, bis sich die Verbundsteifigkeit reduziert. Dies ist der Fall, wenn sich das Holz um die Schraube verformt, wobei die Verbundsteifigkeit lokal und temporär Änderungen unterworfen ist, die sich in den festgestellten Entlastungserscheinungen manifestieren kann.

### c) Auswertung

Zur Beantwortung der Frage, inwieweit sich das Verbundverhalten zwischen eingeschraubtem Verstärkungselement und Brettschichtholzelement bei mehrmaliger Verformung gleicher Größe verändert, wird die Veränderung der Schraubendehnung herangezogen. Den in Abbildung 97 gegebenen Diagrammen des Maschinenweges zur Schraubenverformung ist zu entnehmen, dass sich nach der ersten Belastung ein bestimmtes Niveau des Maschinenweges einstellt, auf welches die Prüfkfiguration bei den weiteren Belastungszyklen bei der Entlastung zurückging. Für die Bestimmung der Veränderung der Schraubenverformung bei mehrmaliger Belastungswiederholung wurde dieses Niveau als Ausgangspunkt verwendet (horizontaler Strich auf den Ordinaten in Abbildung 97 rechts). Den in Abbildung 98 gegebenen graphischen Auswertungen ist zu entnehmen, dass die Schraubenverformung von der ersten zur zweiten Belastungswiederholung deutlich zunimmt (bis über 100 %) und sich anschließend auf einem annähernd konstanten Niveau einpendelt. Ausnahme bilden die Versuche der maximalen Prüfkörperverformung (2.0 mm), bei welchen die Schraubenverformung über alle Belastungswiederholungen hinweg konstant blieb.

In den zugehörigen Ergebnistabellen sind die Mittelwerte der Schraubendehnung, die Standardabweichung und der Variationskoeffizient angegeben. Letzterer belegt, dass die Einzelergebnisse der jeweiligen Serien starken Streuungen unterworfen sind. Mit zunehmender Belastungswiederholung nehmen die Variationskoeffizienten tendenziell ab. Gleiches gilt für eine zunehmende Prüfkörperverformung und für das Verhältnis zwischen erster und zweiter an einem Prüfkörper realisierter Verformung. Eine Tendenz einer Abhängigkeit der Streuung der Ergebnisse von der Einschraubrichtung ist nicht zu erkennen. Bei der kleinsten Prüfkörperverformung ergeben sich für beide Einschraubwinkel annähernd gleiche Schraubendehnungen. Bei allen weiteren Prüfkörperverformungen ergeben sich für Einschraubwinkel von 90° größere Schraubendehnungen als für Einschraubwinkel von 45°. Dies lässt darauf schließen, dass die Verbundsteifigkeit zwischen Schraube und Prüfkörper bei abnehmendem Winkel von Schrauben- und Beanspruchungsrichtung in geringerem Maße ansteigt als die Steifigkeit der Prüfkörper in Beanspruchungsrichtung. Daraus lässt sich folgern, dass der Anteil der Lastabtragung der Prüfkörper bei abnehmendem Winkel von Einschraub- und Beanspruchungsrichtung zunimmt, während der Anteil der als Verstärkungselemente verwendeten Schrauben an der Abtragung der Beanspruchung abnimmt.

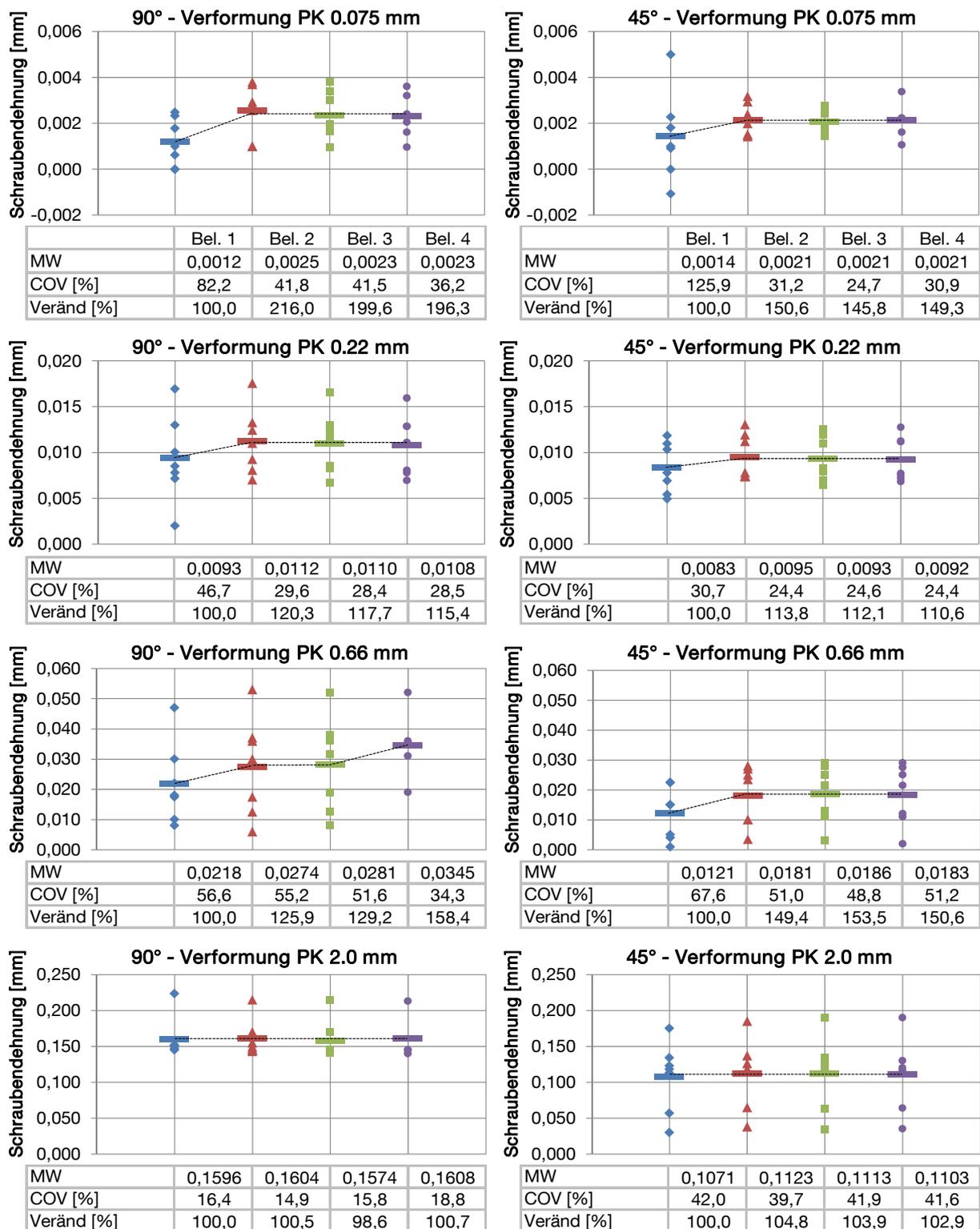


Abbildung 98: Schraubendehnung in den einzelnen Belastungszyklen der Druckversuche

Wie in vorausgegangenem Abschnitt b) angemerkt, ging in 90 % aller Versuche die Dehnung der Schraube zurück, während die Verformung des belasteten Prüfkörpers für 60 sec konstant gehalten wurde (siehe auch Abbildung A36). In Abbildung 99 ist dieser Entlastungsvorgang in Form des Verhältnisses zwischen Dehnungsrückgang und zugehöriger Gesamtdehnung der Schraube über alle Belastungszyklen hinweg

dargestellt. Eine genaue Auswertung der einzelnen Prüfserien ist im Anhang gegeben (Abbildung A37). Es zeigt sich, dass der Dehnungsrückgang bei der ersten Belastung am größten ist. Für die weiteren Belastungszyklen reduziert sich dieser Wert auf unter 50 % des ersten Wertes, mit leicht abnehmender Tendenz bei zunehmender Belastungswiederholung. Auch diese Auswertung deutet eine Verbesserung des Verbundes zwischen Schraube und Holz, vor allem zwischen erster und zweiter Belastung, an. Bei den unter 90° verstärkten und beanspruchten Prüfkörpern ist der Rückgang der Schraubenverformung um ein Drittel größer als bei den unter 45° verstärkten Prüfkörpern. Der Rückgang ist zudem größer bei den jeweils ersten an einem Prüfkörper realisierten Verformungen (0.075 mm bzw. 0.66 mm). Die Streuungen der Einzelergebnisse der einzelnen Serien wie auch der Serien untereinander sind groß. Für die Prüfserie der unter 45° verstärkten Prüfkörper ist bei der kleinstmöglichen Verformung von 0.075 mm festzustellen, dass das Verhältnis von Dehnungsrückgang zu Dehnung bei der zweiten und dritten Belastungswiederholung negative Werte annimmt. Dies begründet sich durch einige Fälle, bei denen sich die Schraube sowohl bei der Stauchung der Prüfkörper als auch beim Halten der Verformung dehnte, also entlastete (siehe beispielhaft Abbildung 97, drittes Diagramm von oben).

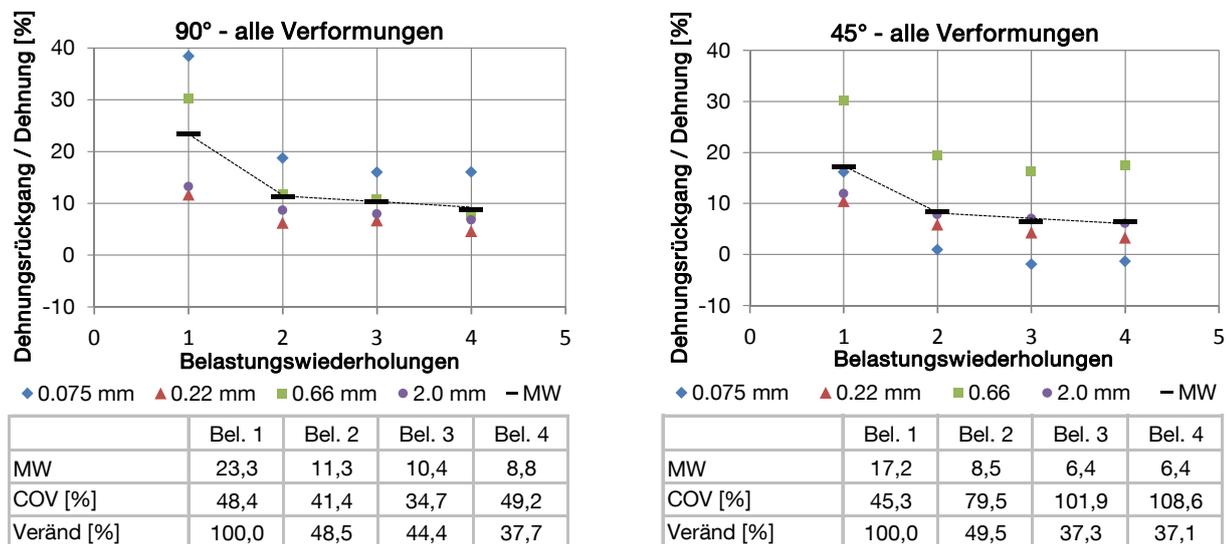


Abbildung 99: Verhältnis Rückgang der Schraubendehnung zu Schraubendehnung in den einzelnen Belastungszyklen der Druckversuche

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich die mit den vorgestellten Versuchen zu untersuchende Möglichkeit einer Reduktion der Verbundsteifigkeit zwischen Vollgewindeschraube und Holz bei mehrmaliger Belastungswiederholung nicht bestätigte. Vielmehr zeigte sich für beide Geometrien und über die gesamte Bandbreite der realisierten Prüfkörperverformungen hinweg, dass mit zunehmender Belastungswiederholung die Verformung der Vollgewindeschraube tendenziell zunimmt und der Rückgang der Schraubendehnung abnimmt. Diese Verhaltensänderung der Vollgewindeschraube, die zwischen erster und zweiter Belastung am ausgeprägtesten ist, ist gleichzusetzen mit einer Verbesserung des Verbundes zwischen Verstärkungselement und Brettschichtholzelement mit zunehmender Belastungswiederholung.

### 3.8.3 Finite-Element-Modellierung des teilgerissenen Trägers unter Schub aus Querkraft und Torsion

#### a) Finite-Element-Berechnung des teilgerissenen Biegeträgers unter Schub aus Querkraft

Zur Ermittlung des Einflusses von Rissen auf die Verteilung der Schubspannungen wurden die in Abschnitt 3.5 vorgestellten Vier-Punkt Biegeversuche in einem dreidimensionalen Finite-Element-Modell implementiert und unter einem linear-elastischen Ansatz berechnet. Die verwendeten Geometrieparameter entsprachen denen des in Abschnitt 3.5.1 vorgestellten Prüfkörpers mit der Ausnahme, dass die Risse nicht die durch das Sägeblatt bedingte rechteckige, sondern die in der Realität vorgefundene Dreiecksform aufweisen. Die im Modell verwendeten Geometrie- und Materialparameter sind in Tabelle 12 angegeben. Die aufgebrachten Lasten wurden so gewählt, dass sie im ungerissenen Modell Schubspannungen  $\tau \approx 1 \text{ MN/m}^2$  hervorrufen. Zur Berechnung werden 20-Knotige 3-D Volumenelemente mit Mittelknoten und quadratischen Ansatzfunktionen verwendet (in [ANSYS 2010] mit Solid 95 bezeichnet). Die generelle Netzweite wurde zu 2.5 mm gewählt, um die Risse herum wurde das Netz verfeinert. Abbildung 100 zeigt das vernetzte Brettschichtholzelement incl. Lastanordnung und Auflagerbedingungen, Abbildung 101 enthält eine Detailansicht des Volumenmodells nach der Netzverfeinerung um die fünf Risslinien.

*Tabelle 12: In Finite-Element-Modell verwendete Geometrie- und Materialparameter*

	Brettschichtholzelement [orthotrop]
Geometrie	Länge $\ell_x = 3.8 \text{ m}$ ; Höhe $h_y = 0.2 \text{ m}$ ; Breite $b_z = 0.14 \text{ m}$ ; Risstiefe $t_{\text{Riss}} = 23.3 \text{ mm}$ ; Rissbreite $b_{\text{Riss}} = 1.5 \text{ mm}$
Steifigkeitsparameter	$E_0 = E_x = 12.600 \text{ MN/m}^2$ ; $E_{90} = E_y = E_z = 420 \text{ MN/m}^2$ ; $G = G_{xy} = G_{xz} = 780 \text{ MN/m}^2$ ; $G_R = G_{yz} = 78 \text{ MN/m}^2$
Quelle	[DIN 1052 2008]

Anhand des in Abbildung 102 gegebenen Verlaufes der Schubspannungen über die Trägerhöhe entlang der Rissenden lässt sich erkennen, dass sich eine dem Verlauf der Schubspannungen am ungerissenen Träger vergleichbare bauchige Form entwickelt, welche von den im Bereich der Rissebenen entstehenden Spannungsspitzen lokal unterbrochen wird. Abbildung 103 zeigt den Verlauf der Schubspannungen über die Trägerbreite auf Höhe der mittleren Rissebene. Dieser zeigt einen im Bereich des ungestörten Querschnittes (Querschnittsmitte) nahezu konstanten und im Bereich des Rissgrundes ansteigenden Verlauf.

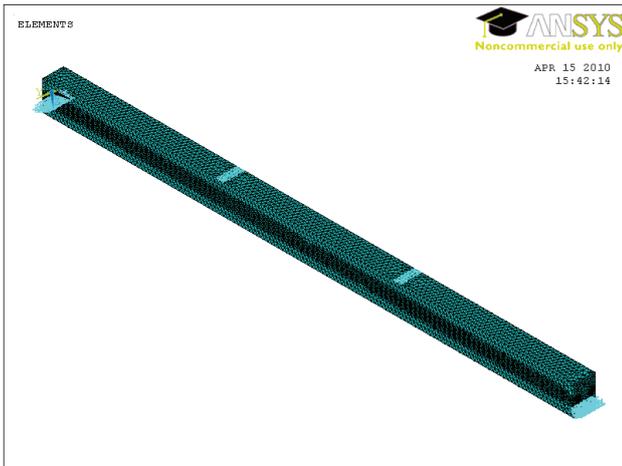


Abbildung 100: Vernetztes BSH-Element mit einem Riss incl. Lastanordnung und Auflagerbedingungen

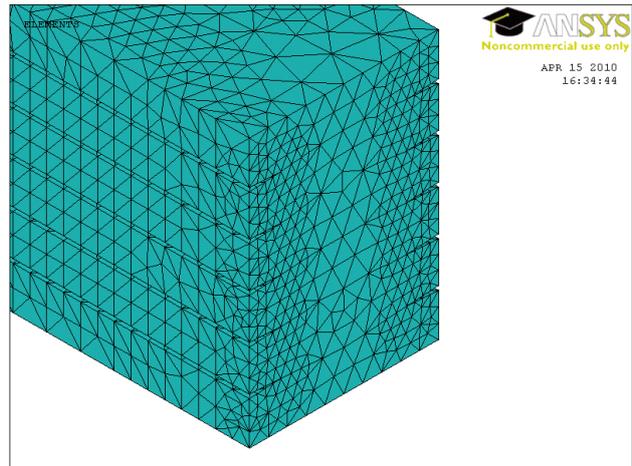


Abbildung 101: Detail Volumenmodell mit 5 Rissreihen incl. Netzverfeinerung

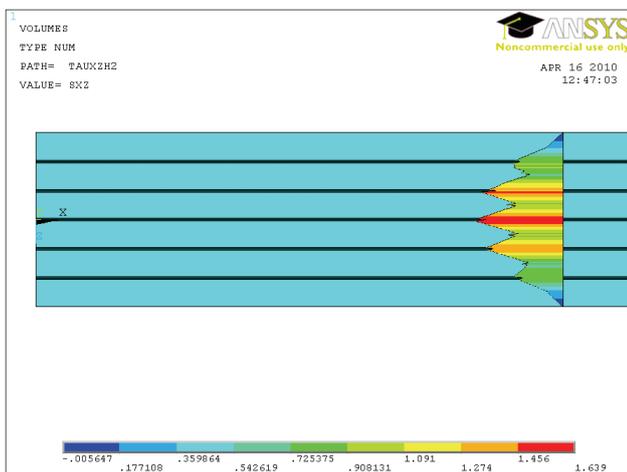


Abbildung 102: Schubspannungen  $\tau_{xz}$  über Höhe; Modell mit 5 Rissreihen und  $t_{Riss} = b/6$

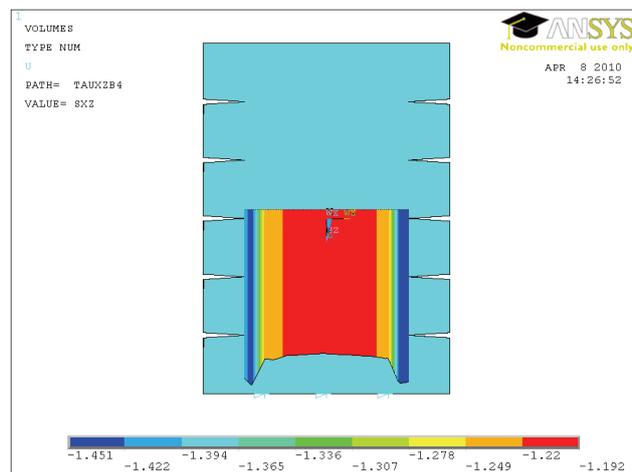


Abbildung 103: Schubspannungen  $\tau_{xz}$  über Breite in mittlerer Rissreihe; 5 Rissreihen und  $t_{Riss}=b/6$

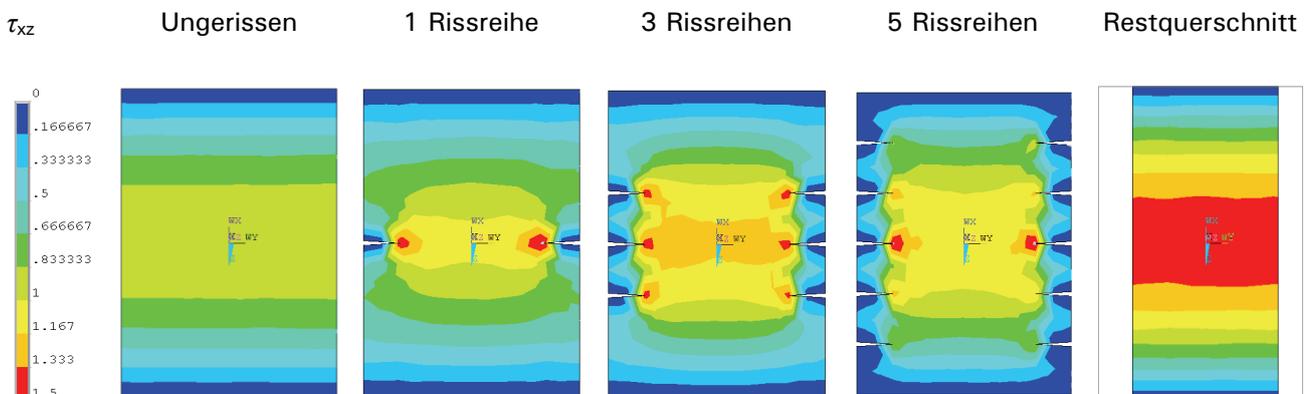


Abbildung 104: Schubspannungen  $\tau_{xz}$  [MN/m<sup>2</sup>]; Modell mit  $t_{Riss} = b/6$

Abbildung 104 zeigt vergleichend die Schubspannungen aller vier untersuchter Formen (ungerissen sowie teilgerissen mit 1/3/5 Rissreihen, Risstiefe  $b/6$ ) auf Vertikalschnitten durch das Brettschichtholzelement im Abstand  $l/6$  vom Auflager, wobei zur besseren Vergleichbarkeit die Spannungsverteilung aller Querschnitte auf den Bereich  $0 \leq \tau \leq 1.5 \text{ N/mm}^2$  normiert wurde. Diese werden den unter Ansatz eines Restquerschnittes berechneten Schubspannungen gegenübergestellt, wobei dieser durch den zwischen den Rissenden liegenden Querschnitt ( $2/3 \cdot b$ ) definiert wird. Abbildung 105 enthält eine Ausgabe der Schubspannungen  $\tau_{xz}$  auf Pfaden und in numerischer Form. In der angehängten Datentabelle werden letztere den mittels Biegetheorie am ungerissenen bzw. am Restquerschnitt ermittelten Vergleichswerten gegenübergestellt. Zur Minimierung der Einflüsse aus der Vernetzung erfolgte die Ausgabe auf vier Pfaden je ausgewerteter Richtung (je zwei Pfade bei  $x = l/6$  und  $x = 5 \cdot l/6$ ). Die daraus erhaltenen Werte wurden gemittelt.

Beiden Darstellungen kann man entnehmen, dass die in den teilgerissenen Querschnitten im Bereich des Rissgrundes auftretenden Spannungen in etwa den auf gleicher Höhe auftretenden Schubspannungen bei Ansatz eines Restquerschnittes entsprechen. Hierbei ist anzumerken, dass die absolute Größe der Spannungsspitzen an Unstetigkeitsstellen die aus Finite-Element-Berechnungen bekannte Sensitivität bezüglich der Netzweite aufweist und dementsprechend nicht als alleiniges Bewertungskriterium herangezogen werden sollte. Die über die Breite einer Rissreihe gemittelten Schubspannungen  $\tau_{\text{mean}}$  liegen um 15 % unter den am Restquerschnitt ermittelten Schubspannungen. Dies kann auf den Einfluss der im Bereich der Rissreihen reduzierten Schubsteifigkeit zurückgeführt werden. Bestätigen lässt sich diese Annahme mit einem Vergleich der Längsspannungen, welche sich mit zunehmender Anzahl an Rissen in geringem Maße erhöhen. Diese Erhöhung liegt leicht über den mittels Biegetheorie mit um die Risse reduzierten Querschnittswerten ermittelten Längsspannungen. Zudem liegt der Anstieg der Vertikalverformungen nochmals leicht über dem der Längsspannungen, was wiederum auf den Einfluss der lokal reduzierten Schubsteifigkeiten zurückzuführen ist, siehe Abbildung A38 im Anhang.

Eine vergleichende Berechnung an teilgerissenen Querschnitten mit doppelten Risstiefen ( $b/3$ ) zeigt, dass die mittleren Schubspannungen im Bereich der Rissreihen um 26 % unter den am Restquerschnitt ermittelten Schubspannungen liegen. Auch dies ist auf den Einfluss der lokal reduzierten Schubsteifigkeiten zurückzuführen (siehe Abbildung A39 und Abbildung A40 im Anhang). In diesem Fall liegen die Spannungsverläufe der teilgerissenen Querschnitte komplett zwischen den umhüllenden Schubspannungsverläufen des ungerissenen Querschnittes und des Restquerschnitts. Unter der hier getroffenen Annahme, dass eine Rissreihe im Bereich der halben Querschnittshöhe liegt, ist nur eine marginale Zunahme der mittleren Schubspannungen mit zunehmender Anzahl an Rissreihen feststellbar.

Die Feststellung, dass die mittleren Schubspannungen des teilgerissenen Querschnittes unter den am Restquerschnitt ermittelten Schubspannungen liegen, kann mit dem in [EN 1995-1-1 2008] implementierten Ansatz einer effektiv wirksamen Querschnittsbreite zur Bestimmung der Schubspannung  $\tau$  in Bezug gesetzt werden, siehe Gleichung (3-48)

$$\tau = 1.5 \cdot \frac{V}{b_{ef} \cdot h} = 1.5 \cdot \frac{V}{k_{cr} \cdot b \cdot h} \quad (3-48)$$

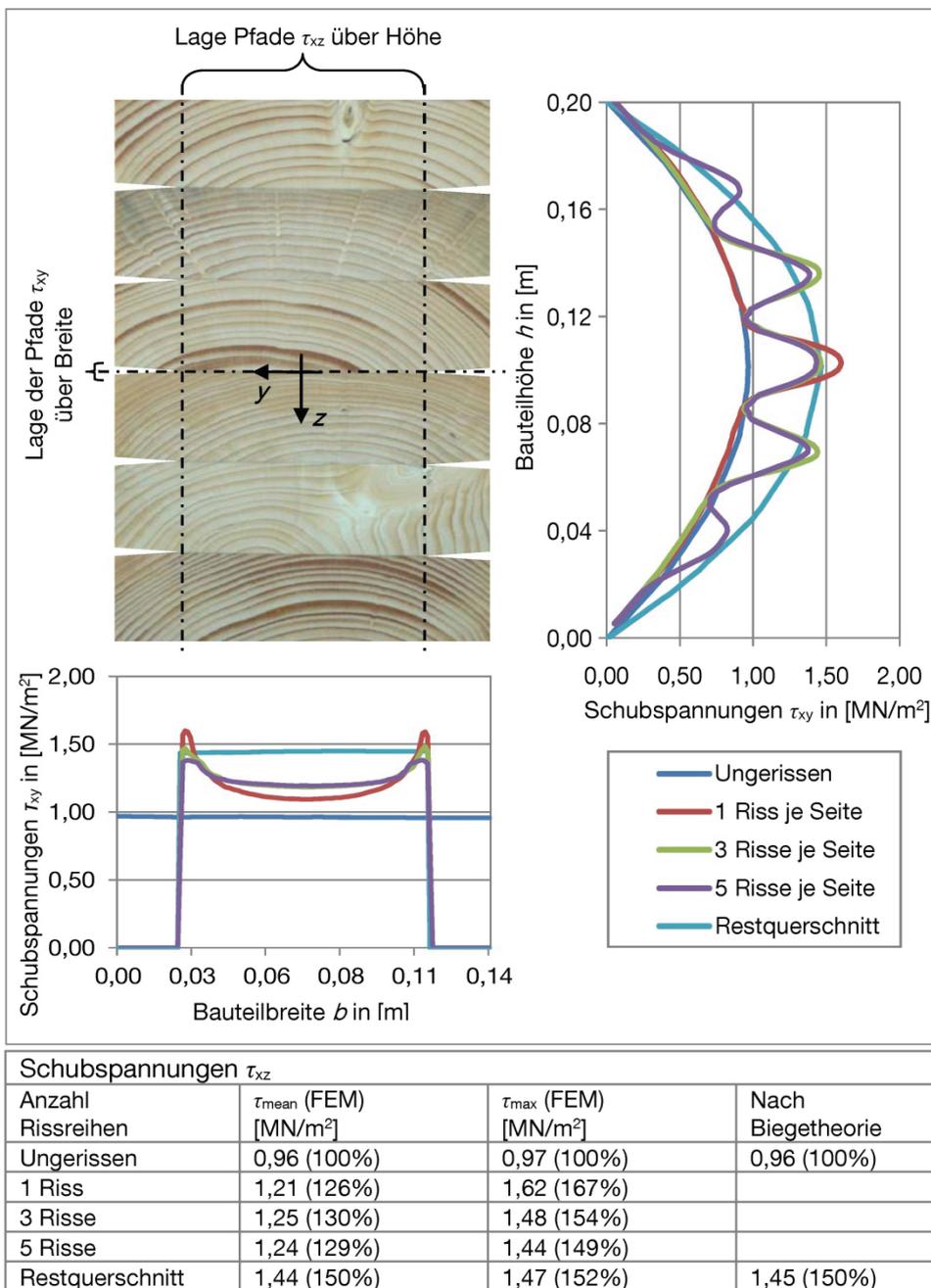


Abbildung 105: Schubspannungen  $\tau_{xz}$  auf Pfaden und in numerischer Form sowie Vergleichswerte aus Berechnung nach Biegetheorie für Modell mit Risstiefe  $t_{\text{Riss}} = b/6$

Eine Rückrechnung der mittleren Schubspannungen  $\tau_{\text{mean}}$  auf wirksame Querschnittsflächen  $A_{\text{ef}}$  bzw. Abminderungsfaktoren  $k_{\text{cr}}$  zeigt, dass diese größer sind als die Querschnittsfläche  $A_{\text{ef}}$  bzw.  $k_{\text{cr}}$  beim Ansatz des Restquerschnittes, siehe Abbildung 106.

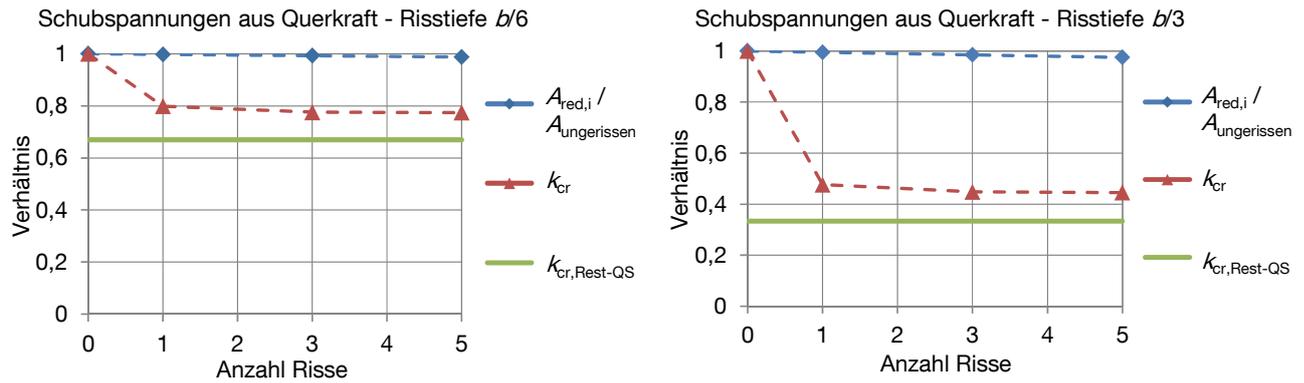


Abbildung 106: Abminderungsfaktoren  $k_{cr}$  unter Ansatz der über die Breite einer Rissreihe gemittelten Schubspannungen am Querschnitt mit Risstiefen  $t_{Riss} = b/6$  (links) bzw.  $t_{Riss} = b/3$  (rechts)

Vor dem Hintergrund, dass die Messung von Risstiefen bis heute mit hohen Unsicherheiten behaftet ist (z.B. durch vertikales Verlaufen der Risse) und der Möglichkeit des Auftretens einer Spannungs-kombination aus Schubspannungsspitzen am Rissgrund mit Querkzugspannungen aus Schwindvorgängen, sollte kritisch betrachtet werden, ob diese Abminderung der mittleren Schubspannungen in einem rechnerischen Nachweis geltend gemacht werden kann. Vielmehr erscheint die Verwendung eines Beiwertes  $k_{cr}$ , welcher die tatsächliche Risstiefe widerspiegelt, sicherheitstechnisch und auch wirtschaftlich vertretbar.

b) Finite-Element-Berechnung des teilgerissenen Biegeträgers unter Schub aus Torsion

Im Rahmen der Diskussionen der Bemessungsansätze für auf Schub beanspruchte Holzbauteile in den deutschen und europäischen Normungsgremien wurde auch die Frage diskutiert, ob der Rissfaktor  $k_{cr}$  nicht nur für Schub aus Querkraft, sondern auch für Schub aus Torsion anzusetzen wäre. Die in [EN 1995-1-1 2008] enthaltenen Ansätze zur Bemessung von Holzbauteilen unter Torsion basieren auf Versuchsergebnissen von [Möhler & Hemmer 1977]. [Heimeshoff 1982] ermittelt unter Anwendung der Voigt'schen Kristalltheorie [Voigt 1910], für den rhombisch-anisotropen Holzstab mit Rechteckquerschnitt unter St.Venant'scher Torsion Abweichungen der Torsionsspannungen von bis zu 30 % (stehende Jahrringe) bzw. 15 % (liegende Jahrringe) im Vergleich zum homogenen Werkstoff (siehe Abbildung 108). Eine vom Verfasser betreute Studienarbeit [Dieringer 2008] konnte diese Abweichungen nicht bestätigen, die Ergebnisse der hierfür durchgeführten Finite-Element-Berechnungen wiesen im Vergleich zum isotropen Fall nur Abweichungen im unteren einstelligen Prozentbereich auf. Der Grund wird in den von [Heimeshoff 1982] verwendeten Materialparametern für ausgeprägt anisotrope Werkstoffe gesehen. [Möhler & Hemmer 1977] merken an, dass Bereiche mit Wuchsfehlern oder variierende Jahrringverläufe großen Einfluss auf die tatsächlich vorliegenden Torsionsbeanspruchbarkeiten haben und derartige Eigenschaften und Einflussgrößen auch mit einer genauen Berechnung nicht abgebildet werden könnten. So wurde entschieden, die im vorherigen Abschnitt verwendeten Geometrie- und Materialeigenschaften weiter zu verwenden. Einzige Ausnahme bildete die Art der Lagerung, welche in diesem Fall als einseitige Einspannung des Rechteckquerschnitts (Kragarm) realisiert wurde. Die Torsionsbeanspruchung wurde am der Einspannung gegenüberliegenden Trägerende mittels zweier an der Trägersober- und Unterseite angreifender, horizontaler Kraftkomponenten realisiert, siehe Abbildung 107.

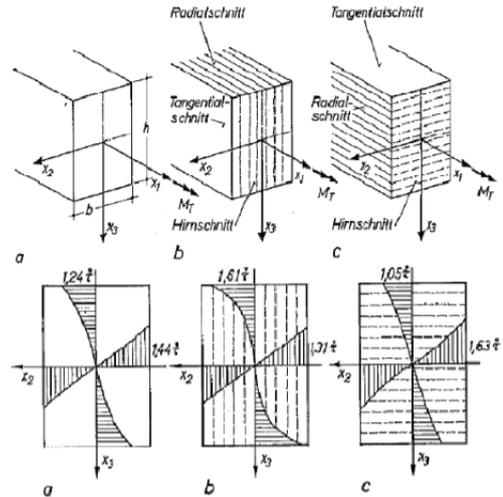
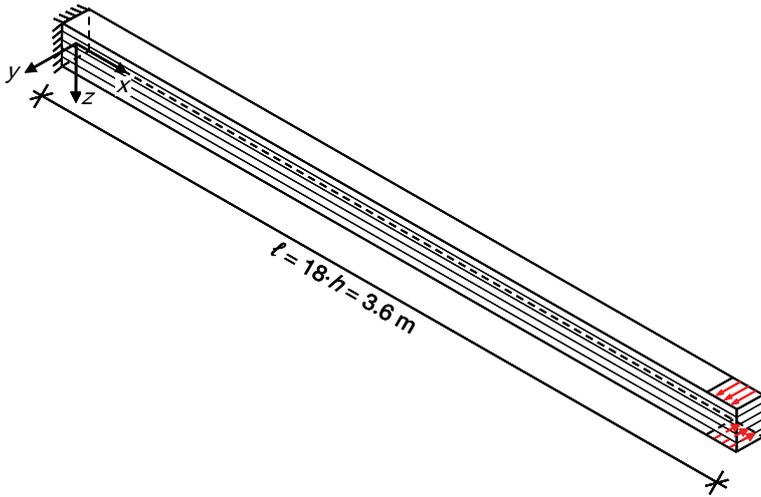


Abbildung 107: Schematische Darstellung des im Finite-Element-Modell implementierten statischen Modells des torsionsbeanspruchten Trägers incl. Lagerungsbedingungen und Lastaufbringung

Abbildung 108: Verläufe der Torsionsspannungen in Abhängigkeit der Jahrringlage nach [Heimeshoff 1982]

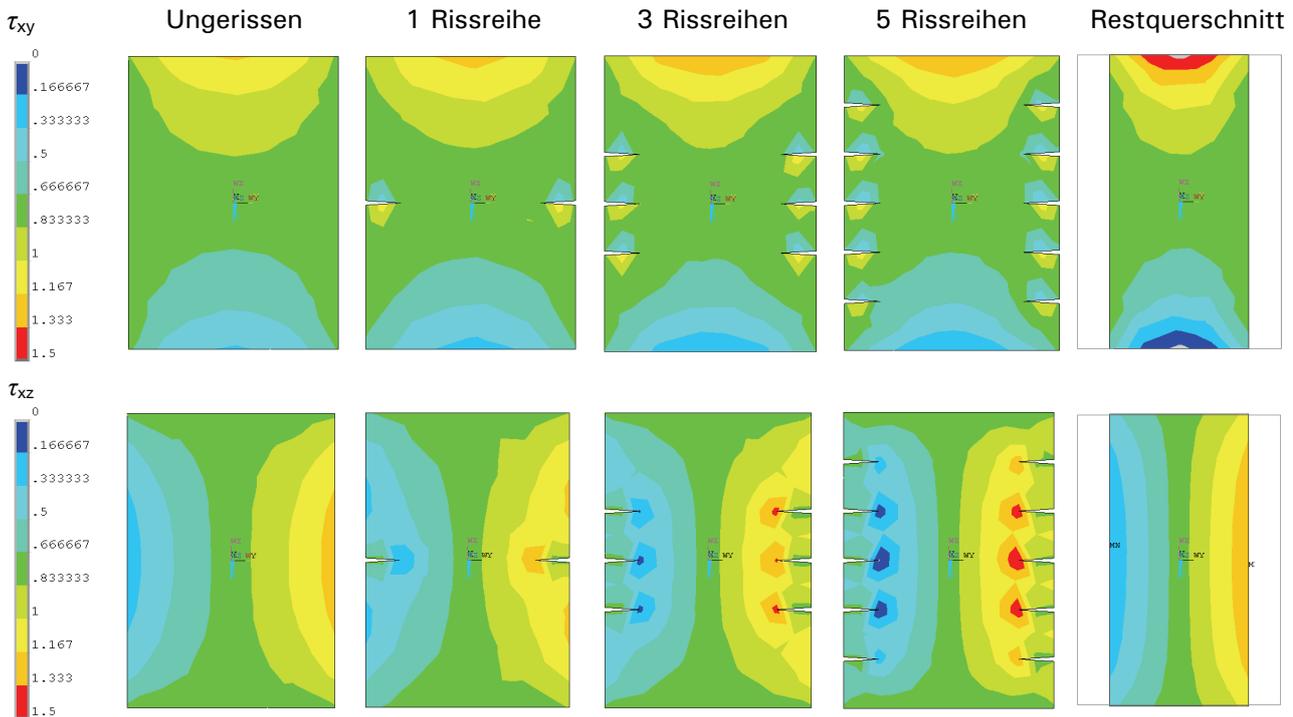
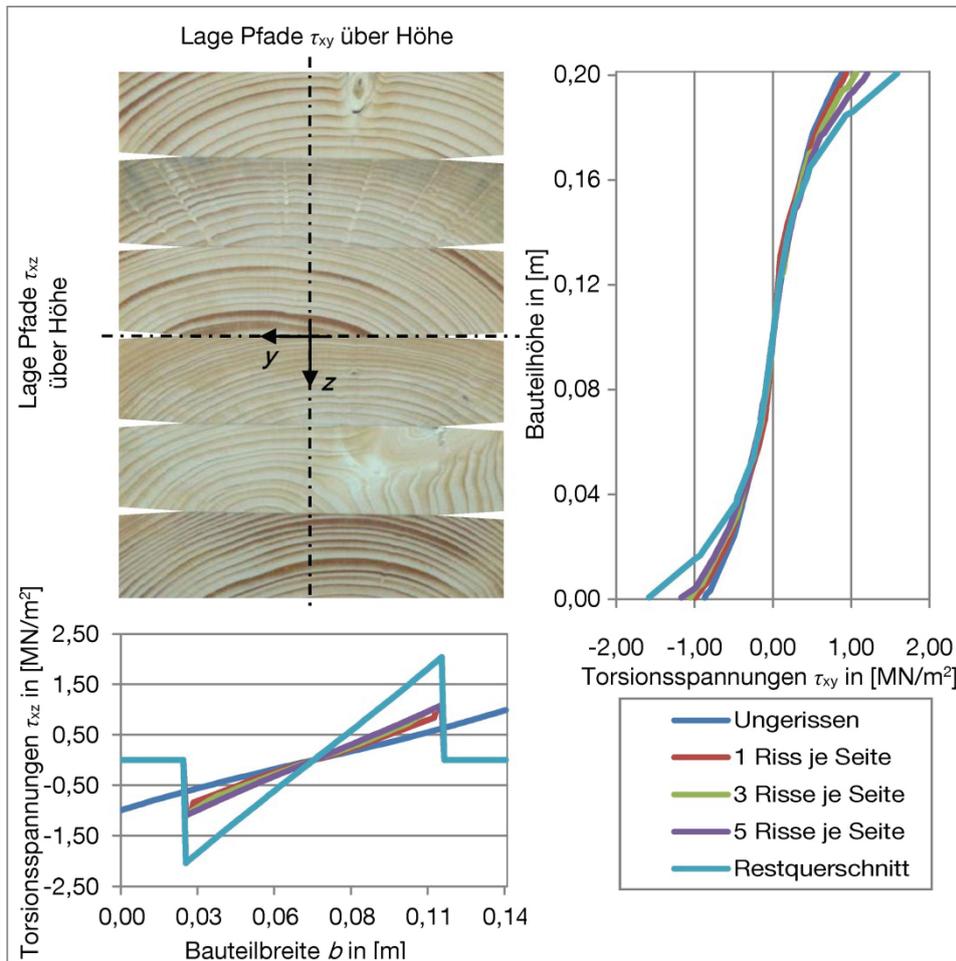


Abbildung 109: Torsionsspannungen  $\tau_{xy}$  (oben) und  $\tau_{xz}$  (unten) [MN/m<sup>2</sup>]; Modell mit  $t_{Riss} = b/6$

Abbildung 109 zeigt vergleichend die Torsionsschubspannungen aller vier untersuchter Formen (ungerissen sowie teilgerissen mit 1/3/5 Rissreihen, Risstiefe  $b/6$ ) auf Vertikalschnitten durch das Brettchichtholzbauteil auf halber Trägerlänge  $l/2$ , wobei die Spannungsverteilung aller Querschnitte zur besseren Vergleichbarkeit auf den Bereich  $0 \leq \tau \leq 1.5 \text{ N/mm}^2$  normiert wurde. Diese werden den unter

Ansatz eines Restquerschnittes berechneten Schubspannungen gegenübergestellt. Abbildung 110 enthält eine Ausgabe der Torsionsspannungen auf Pfaden und in numerischer Form. In der angehängten Datentabelle werden letztere den mittels Biegetheorie am ungerissenen bzw. am Restquerschnitt ermittelten Vergleichswerten gegenübergestellt. Zur Minimierung der Einflüsse aus der Vernetzung erfolgte die Ausgabe auf vier Pfaden je ausgewerteter Richtung (je zwei Pfade bei  $x = \ell/6$  und  $x = 5 \cdot \ell/6$ ). Die daraus erhaltenen Werte wurden gemittelt.



Torsionsspannungen $\tau$			
Anzahl Rissreihen	$\tau_{xy,max}$ (über Höhe) [MN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{xz,max}$ (über Breite) [MN/m <sup>2</sup> ]	Nach Biegetheorie
Ungerissen	0,88 (100%)	0,99 (100%)	0,99 (100%)
1 Riss	0,99 (112%)	1,03 (104%)	2,06 (206%)
3 Risse	1,06 (121%)	1,09 (110%)	-    -
5 Risse	1,21 (137%)	1,10 (111%)	-    -
Restquerschnitt	1,59 (180%)	2,04 (206%)	-    -

Abbildung 110: Torsionsschubspannungen  $\tau_{xz}$  auf Pfaden und in numerischer Form sowie Vergleichswerte aus Berechnung nach Biegetheorie für Modell mit Risstiefe  $t_{Riss} = b/6$

Aus beiden Darstellungen ist abzulesen, dass für den ungerissenen Fall die maximalen Torsionsspannungen erwartungsgemäß an den Trägerflanken auftreten. Im Fall des teilgerissenen Querschnitts mit horizontalen Rissen verschiebt sich das Maximum der Torsionsspannungen zur Trägerober- und -unterseite. Im Gegensatz zum Fall Schubspannungen aus Querkraft liegen die

Spannungsmaxima damit nicht im Bereich des Rissgrundes und sind nicht lokal begrenzt. Zudem steigen die Torsionsspannungen mit zunehmender Anzahl von Rissen noch an. Die sich im Fall der teilgerissenen Querschnitte ergebenden Erhöhungen der Torsionsspannungen liegen jedoch nur im Bereich von 20 % der bei Ansatz des Restquerschnittes ermittelten Erhöhungen.

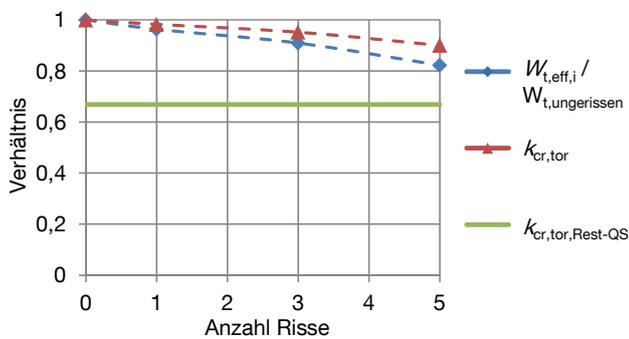
Zudem fällt die Steigerung der Spannungen bei zunehmender Risstiefe geringer aus als im Fall der Schubspannungen aus Querkraft (siehe Abbildung A41 und Abbildung A42 im Anhang). Des Weiteren kann festgestellt werden, dass die Erhöhung der Torsionsspannungen aufgrund Rissbildung an den Trägerober- und -unterseiten stärker ausgeprägt ist als an den Trägerflanken. Im Hinblick auf potentielle Spannungskombinationen mit Schubspannungen aus Querkraft oder Querkraftspannungen ist dies ein positiver Aspekt, da letztgenannte Spannungsarten ihre Maxima üblicherweise auf halber Trägerhöhe und damit nicht im Bereich der maximalen Torsionsspannungen erreichen. In Abbildung 111 sind die oben beschriebenen Ergebnisse mit dem Ansatz einer effektiv wirksamen Querschnittsfläche zur Bestimmung der Torsionsspannung in Form von Gleichung (3-49) in Bezug gesetzt.

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{\eta_2 \cdot b_{ef}^2 \cdot h} = \frac{M_{tor}}{\eta_2 \cdot (k_{cr,tor} \cdot b)^2 \cdot h} \tag{3-49}$$

mit:

$$\eta_2 \approx \frac{1}{3} \cdot \left[ 1 - 0.63 \cdot \frac{b}{h} + 0.48 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^3 - 0.23 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^5 \right] \tag{3-50}$$

Schubspannungen aus Torsion - Risstiefe  $b/6$



Schubspannungen aus Torsion - Risstiefe  $b/3$

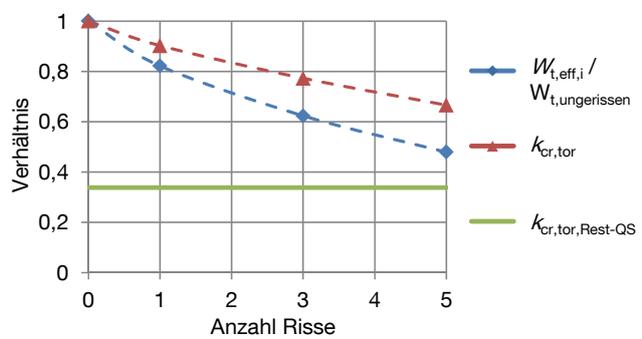


Abbildung 111: Abminderungsfaktoren  $k_{cr,tor}$  unter Ansatz der Änderung der Torsionsspannungen in Abhängigkeit der Anzahl der Rissreihen bei Risstiefen  $t_{Riss} = b/6$  (links) bzw.  $t_{Riss} = b/3$  (rechts)

Es zeigt sich, dass die aus den Finite-Element-Berechnungen rückgerechneten effektiv wirksamen Querschnittsflächen deutlich größer sind als die Querschnittsfläche bei Ansatz eines Restquerschnittes. Sich daraus ergebende Abminderungsbeiwerte  $k_{cr,tor}$  wären deutlich größer als der Beiwert  $k_{cr,tor}$  bei Ansatz eines Restquerschnittes. Eine direkte Übernahme des Rissfaktors  $k_{cr}$  aus der Bemessung auf Schub aus Querkraft würde somit in sehr unwirtschaftlichen Ergebnissen resultieren. Vor dem Hintergrund, dass sich die Steigerung der Torsionsspannungen vor allem in Querschnittsbereichen realisiert, in denen Kombinationen mit Schubspannungen aus Querkraft oder Querkraftspannungen nur eine untergeordnete Rolle spielen, sollte diskutiert werden, ob die Aufnahme eines Abminderungsbeiwertes  $k_{cr,tor}$  [EN 1995-1-1 2008] überhaupt gerechtfertigt wäre.

### 3.8.4 Finite-Element-Modellierung schubverstärkter Brettschichtholzbauteile im ungerissenen Zustand

Im Rahmen einer vom Verfasser betreuten Diplomarbeit [Höger 2008] wurden Finite-Element-Berechnungen an schubverstärkten und schubbeanspruchten Brettschichtholzbauteilen durchgeführt. Die Schubverstärkungen in Form von eingedrehten bzw. eingeklebten Gewindestangen wurden dabei in regelmäßigen Abständen mittig und um  $45^\circ$  zur Trägerlängsachse geneigt angeordnet, so dass sie bei Schubbeanspruchung des Brettschichtholzelements Zugspannungen erfuhren, siehe Abbildung 112. Der Verbund zwischen Brettschichtholzelement und Verstärkungselement wurde dabei über regelmäßig um den gesamten Umfang und die Länge des Verstärkungselementes angeordnete Federelemente realisiert, siehe Abbildung 113. Die Steifigkeit der Federelemente wurde anhand der Ergebnisse von am MPA Bau der Technischen Universität München [Kelletshofer 2007] durchgeführten experimentellen Untersuchungen zu axialen Verbundsteifigkeiten kalibriert. Die daraus resultierenden Federsteifigkeiten entsprachen in etwa dem dreifachen der nach [Blaß, Bejtka & Uibel 2006] berechneten Federsteifigkeiten  $K_{ax}$ . Diese Tendenz wurde in späteren Untersuchungen von [Mestek & Winter 2010] bestätigt.

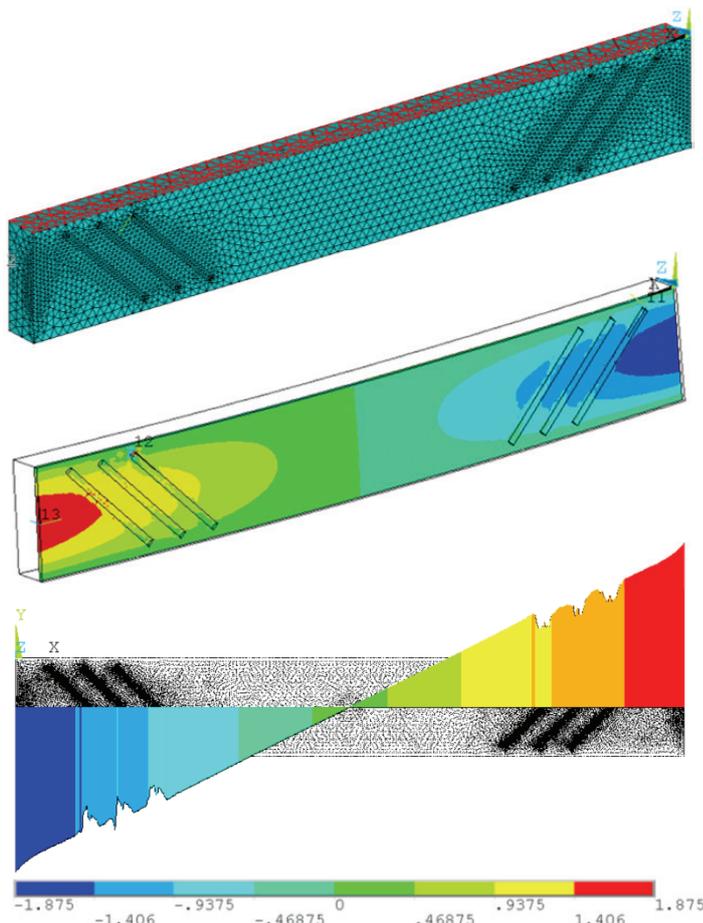


Abbildung 112: Modell und Schubspannungen des schubverstärkten Biegeträgers [Höger 2008]

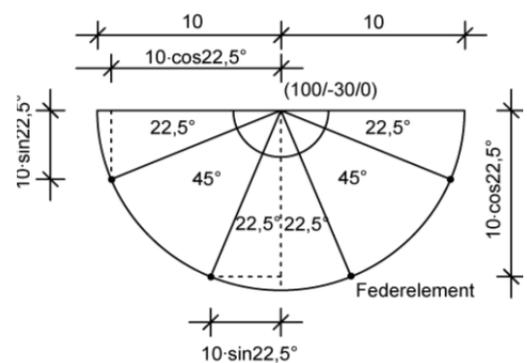
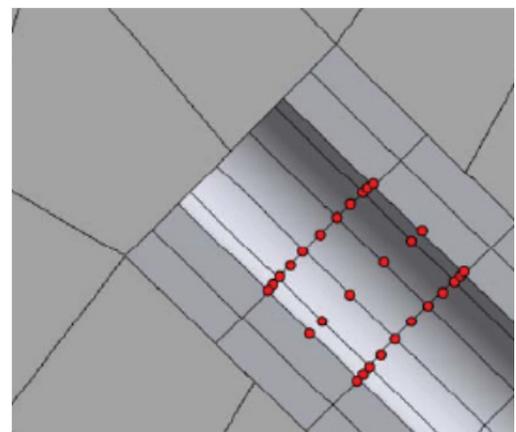


Abbildung 113: Realisierung der Verbundsteifigkeit über Federelemente [Höger 2008]

Die Berechnungen an 600 mm hohen, schubverstärkten Brettschichtholzbauteilen ergaben, dass der Einfluss der eingedrehten Gewindestangen im ungerissenen Zustand lokal auf einen Umfang von 50 mm um die Symmetrieachse der Gewindestange begrenzt bleibt. Die sich in diesem Bereich einstellende Reduktion der Schubspannungen bleibt in baupraktisch vernachlässigbarem Ausmaß ( $\Delta\tau < 10\%$ ). Der Ansatz sich einstellender Druckspannungen quer zur Faser wurde bestätigt, jedoch blieben auch diese lokal beschränkt und sehr gering ( $\Delta\sigma_{c,90} < 0.1 \text{ N/mm}^2$ ), wobei anzumerken ist, dass die aufgebrachte Schubbeanspruchung auf  $\tau < 1.9 \text{ MN/m}^2$  beschränkt blieb. Für den starren Verbund (eingeklebte Gewindestangen) ließ sich ein größerer Einflussbereich sowie ein größerer Anteil der Gewindestangen an der Lastabtragung feststellen. Ebenso ergaben sich für den bereichsweise durchgerissenen Träger (durchgerissen auf jeweils 25% der Trägerlänge, beginnend am Auflager) deutlich erhöhte Anteile der Lastabtragung der Gewindestangen.

### 3.8.5 Vorgespannte Verstärkungselemente

In den vorausgehenden Abschnitten wurde dargelegt, dass es zwei zielführende Ansätze gibt, die Schubbeanspruchbarkeit von Brettschichtholzbauteilen im ungerissenen Zustand zu erhöhen. Zum einen die anteilige Lastabtragung durch zusätzlich eingebrachte Verstärkungselemente (Verbundquerschnitt), zum anderen die Erhöhung der Schubfestigkeit des Brettschichtholzbauteils durch den positiven Einfluss der Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen. Die vergleichenden Berechnungen in Abschnitt 3.7 zeigen, dass der zweite Ansatz theoretisch einen Anteil von bis zu 50 % am gesamten Verstärkungsgrad ausmachen kann. Im Fall der dabei untersuchten, stiftförmigen und unter  $45^\circ$  zur Faser eingebrachten Verstärkungselemente ist diese Größe jedoch abhängig von der jeweiligen Schubbeanspruchung bzw. Schubbeanspruchbarkeit des Brettschichtholzquerschnittes. Dieser Zusammenhang liesse sich mit vorgespannten Verstärkungselementen auflösen, welche über das Spannungsgleichgewicht Querdruckspannungen im Brettschichtholzquerschnitt induzieren. Diese sind unabhängig von den äußeren Lasten und der zugehörigen Schubbeanspruchung. Der Einfluss von Relaxationserscheinungen ist jedoch auch hier zu berücksichtigen.

Der Ansatz, die aufgrund bestimmter Beanspruchungen auftretenden Spannungs- und Formänderungszustände aktiv und zielgerichtet zu beeinflussen, wird im Stahlbetonbau seit langem erfolgreich angewendet. Dadurch, dass die im Betonbauteil (z.B. an der Unterseite eines Biegebalkens) auftretenden Zugspannungen durch die entgegengerichteten Vorspannkkräfte überdrückt werden, kann sowohl der Betonquerschnitt als auch der Spannstahl bestmöglich ausgenutzt werden. Dies resultiert in schlankeren Querschnitten bzw. größeren möglichen Spannweiten. Ein weiterer positiver Aspekt bei vorgespannten Betonbauteilen, welcher auch im Holzbau potentiell ausgenutzt werden könnte, ist die Reduzierung von Rissen. Dies wiederum hätte einen direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit von Holzbauteilen, da Schwindrisse die zur Abtragung von Querdzug- bzw. Schubbeanspruchungen ansetzbare Querschnittsfläche reduzieren.

Dementsprechend war die Vorspannung von Bauteilen auch im Holzbau schon Thema ausgeprägter Forschungstätigkeiten. Dazu zählen Arbeiten, die sich mit der Anwendung der aus dem Stahlbetonbau bekannten Vorspannverfahren auf den Holzbau beschäftigen [Rug 1986], wie auch Arbeiten im Bereich der Quervorspannung von Holzplattenbrücken [QS-Holzplattenbrücken 1995]. Aktuelle Arbeiten beschäftigen sich mit dem positiven Einfluss einer Längsvorspannung auf das Verhalten von Holzkonstruktionen im Erdbebenfall [Buchanan et al. 2008].

Hinsichtlich der Verwendung von selbstbohrenden Schrauben untersuchen [Blaß & Steilner 2011] die Möglichkeit, über eine bereichsweise veränderliche Gewindesteigung entlang der Schraubenachse eine Querdruckspannung im Holz zu erzeugen. Die für die Querspannungen notwendigen Stauchungen im Holz sind dabei beschränkt auf die maximal aufnehmbare Verschiebung zwischen der Schraube und dem Holz. Diese ergibt sich nach [Blaß, Bejtka & Uibel 2006] in Abhängigkeit des Durchmesser  $d$ , der Rohdichte  $\rho$  und der eingeschraubten Gewindelänge  $l_s$  sowie des Einschraubwinkels  $\alpha$  zu:

$$\delta_{ax} = 0.0016 \cdot d \cdot \sqrt{\rho \cdot l_s} \cdot \frac{1}{1.54 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (3-51)$$

Dieser Gleichung liegen Versuchsergebnisse an Schrauben  $6 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm}$  und Einschraubängen  $l_s \leq 120 \text{ mm}$  zugrunde. Sie zeigt, dass mit steigendem Durchmesser größere Grenzverschiebungen erreichbar sind. Sollen größere Bereiche eines Querschnitts einer Querdruckbeanspruchung ausgesetzt werden, so fällt diese Querdruckbeanspruchung bei zunehmender Länge des beanspruchten Bereiches unterproportional (mit der Wurzel). Bei einer Anwendung der Schrauben unter  $45^\circ$  zur Faser könnten Querdruckbeanspruchungen in der Größenordnung von 40 % im Vergleich zur senkrechten Einschraubrichtung erreicht werden.

Mittels Finite-Element-Berechnungen werden von [Blaß & Steilner 2011] Querdruckspannungen errechnet, die in der direkten Umgebung des Schraubengewindes ( $a < 10.5 \text{ mm}$ ) Größenordnungen von  $\sigma_{c,90} \geq 1.0 \text{ MN/m}^2$  annehmen können. Die Länge des querdruckbeanspruchten Bereiches beträgt hier maximal 100 mm. Diese Ergebnisse werden im Versuch bestätigt, es zeigte sich dabei jedoch auch, dass die Querdruckspannungen mit zunehmendem Abstand vom Verstärkungselement stark abfallen.

Selbstbohrende Schrauben mit bereichsweise veränderlicher Gewindesteigung bieten eine wirtschaftliche Methode mit sehr einfacher Montage. Für Bereiche lokal begrenzter Querkzugbeanspruchungen stellen sie eine zielführende Verstärkungsmaßnahme dar. Hinsichtlich der Erhöhung der Schubbeanspruchbarkeit großvolumiger Brettschichtholzbauteile erscheinen ihre Möglichkeiten zum derzeitigen Zeitpunkt jedoch eher begrenzt. Im Hinblick auf das Langzeitverhalten ist zudem der Umstand zu berücksichtigen, dass sich derartig eingebrachte Querdruckbeanspruchungen aufgrund von Relaxationserscheinungen oder Schwindvorgängen im Holzbauteil reduzieren können. Hinsichtlich des viskoelastischen Verhaltens von Holz ist das Spannungsniveau, die Holzfeuchte wie auch die Häufigkeit der Holzfeuchtwchsel von Bedeutung, siehe Abschnitt 5.2.2. Für die praktische Anwendung werden häufig Relaxationswerte von 50 % angegeben, z.B. [ERL DIN 1052 2004]. Eine ausführliche Abhandlung des Einflusses von Kriechen, Schwinden und Quellen, im speziellen für den Anwendungsbereich abgewinkelter, quervorgespannter Verbindungen gibt [Schmidt 1995].

Um die oben genannten Einflüsse zu reduzieren, kommen Vorspannmaterialien in Betracht, welche über einen großen Spannweg eine annähernd konstante Vorspannkraft ausüben. Am ehesten leisten dies Materialien mit niedrigem Elastizitätsmodul bei gleichzeitig hoher Zugfestigkeit. Gegenüber den heutzutage für Vollgewindeschrauben und Gewindestangen verwendeten hochfesten Stählen ( $f_{u,k} = 800 \text{ MN/m}^2$ ) bieten hier andere Materialien wie Spannstähle, Aluminium, Glasfasern und Kohlenstofffasern Vorteile.

Abbildung 114 gibt einen Überblick über die Verhältnisse von Zugfestigkeit und zugehöriger Dehnung verschiedener Vorspannmaterialien. Alle dort aufgeführten Werkstoffe wurden schon bei

Holzkonstruktionen, z.B. im Bereich der Sanierung eingesetzt. Allen Materialien ist zu Eigen, dass ihr Wärmeausdehnungskoeffizient um Größenordnungen geringer ist als das Quell- und Schwindmaß von Holz rechtwinklig zur Faser.

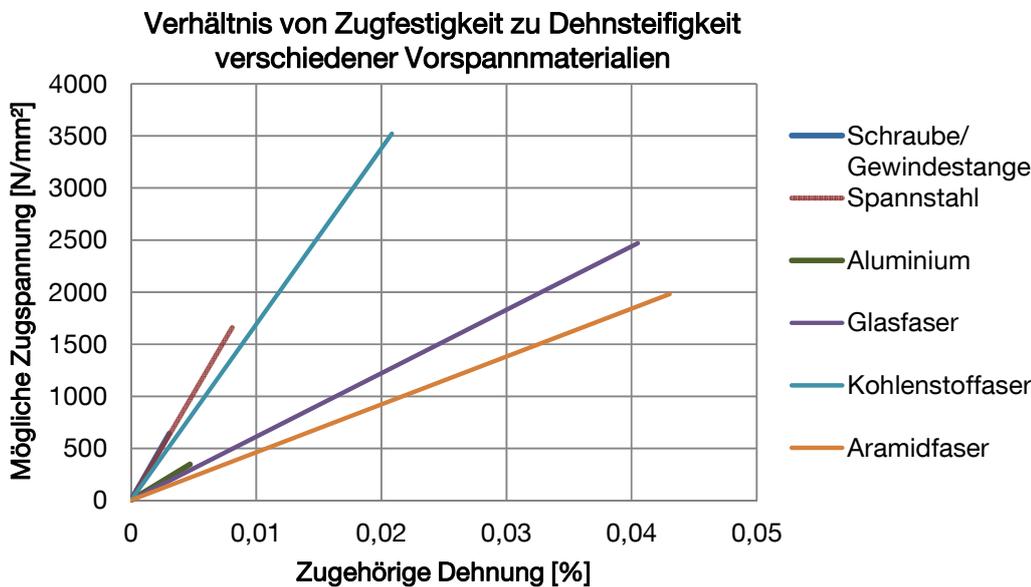


Abbildung 114: Verhältnis von Zugfestigkeit und zugehöriger Dehnung verschiedener Vorspannmaterialien

Eine weitere Möglichkeit, die Einflüsse von Schwinden, Quellen, Relaxation und Temperaturänderung auf die gewünschte Vorspannkraft zu reduzieren, bieten Federn. In der Baupraxis meist in Form von Paketen von hintereinander- bzw. nebeneinander geschalteten Tellerfedern eingesetzt, kann mit ihnen der Einfluss ungewollter Längenänderungen des Vorspannmaterials auf die Vorspannkraft reduziert werden, indem durch sie die Steifigkeit der Vorspannvorrichtung bewusst reduziert wird. Durch Kenntnis der Federkennlinie kann mit ihnen zudem über eine Messung der Federstauchung auf die Vorspannkraft geschlossen werden. Tellerfedern mit degressiver Federkennlinie können zudem derart eingestellt werden, dass sie im Bereich der erwarteten Verformungen aus Holzfeuchtewechseln und Relaxation eine um bis zu 10-fach geringere Nachgiebigkeit aufweisen als im anfänglich linearen Bereich der Kennlinie. Dies wird unterstrichen durch Vergleichsrechnungen, welche im Rahmen einer vom Verfasser betreuten Studienarbeit [Gamper 2010] das Ausmaß der Einflüsse aus Schwinden/Quellen, Relaxation und Temperaturänderung auf die Vorspannkraft bei unterschiedlichen Systemen eingrenzen sollten. Das für die Vergleichsrechnung verwendete Brettschichtholzelement, und seine Kennwerte sowie die Vorspannsysteme sind in Tabelle 13 dargestellt. Das Vorspannsystem wurde so ausgelegt, dass es im Brettschichtholzelement eine konstante Querdruckbeanspruchung  $\sigma_{c,90} = 0.5 \text{ [MN/m}^2\text{]}$  erzeugt. Die notwendige Querschnittsfläche der Vorspannsysteme wurde aus ihrem Bemessungswert der Zugfestigkeit ermittelt. Für die Kennwerte der untersuchten Vorspannmaterialien und Federsysteme wie auch zugehöriger Forschungsarbeiten wird auf [Gamper 2010] verwiesen. Für den Einfluss aus Relaxation auf die Vorspannkraft wird auf den von [Schmidt 1995] verwendeten Ansatz zurückgegriffen, die Ergebnisse sind mit den unter Verwendung der Normansätze ([DIN 1052 1988], [DIN 1052 2008]) ermittelten Ergebnissen vergleichbar.

Tabelle 13: Für die Vergleichsrechnungen zu Vorspannsystemen verwendete Eingangsparameter

	Brett-schichtholzelement GL28c		Vorspannung 1) Gewindestange; 2) Aluminium; 3) Spannstahldraht; 4) Kohlenstofffaser; 5) Glasfaser; 6) Aramidfaser	
Geometrie	Höhe $h$ [mm]	800	Achsabstand $a_1$ [mm]	250
	Breite $b$ [mm]	160	Einbringrichtung	Senkrecht zur Faser
Steifigkeitsparameter	$E_{90} = 300 \text{ MN/m}^2$ [FprEN 14080 2011]		Steifigkeits- / Festigkeitsparameter	Siehe [Gamper 2010]
Quell- / Schwindmaß	0.25 %/% $\Delta u$ [DIN EN 1995-1-1/NA 2010]			
Querdruckspannung im Holz $\sigma_{c,90}$ [MN/m <sup>2</sup> ]			0.5 (durch Vorspannung zu erreichen)	
Temperaturänderung [°C]			40	
Holzfeuchteänderung $\Delta u$ [%]			4	
Relaxationswert [ERL DIN 1052 2004]			0.5	

Die in Abbildung 115 dargestellten Ergebnisse sind von mehreren Eingangsparametern und Annahmen abhängig und sollten dementsprechend nur hinsichtlich ihrer Tendenzen bewertet werden. Sie zeigen jedoch deutlich den Einfluss unterschiedlicher Spannmaterialien auf die Größe möglicher Spannkraftverluste, wobei Spannkraftverluste von über 100 % mit einem Ausfall der Vorspannwirkung gleichzusetzen sind. Die Verwendung von Tellerfedern kann diese Verluste deutlich reduzieren. Die Zielsetzung einer annähernd konstanten Querdruckspannung kann für untersuchte Randbedingungen nur durch Vorspannsysteme mit Tellerfedern degressiver Kennlinie erreicht werden. Durch diese wird sogar der Einfluss der Spannmaterialien fast gänzlich ausgeschaltet. Die mit Abstand größten Spannkraftverluste können sich aus Schwinddehnungen des Holzbauteils ergeben, die Anteile der Spannkraftverluste aus Temperaturänderungen bzw. Relaxation sind im Vergleich dazu eher klein. Verluste aus Relaxation könnten durch eine dementsprechende Erhöhung der Vorspannkraft kompensiert werden.

### Rechnerische Verluste der Spannkraft für unterschiedliche Konfigurationen

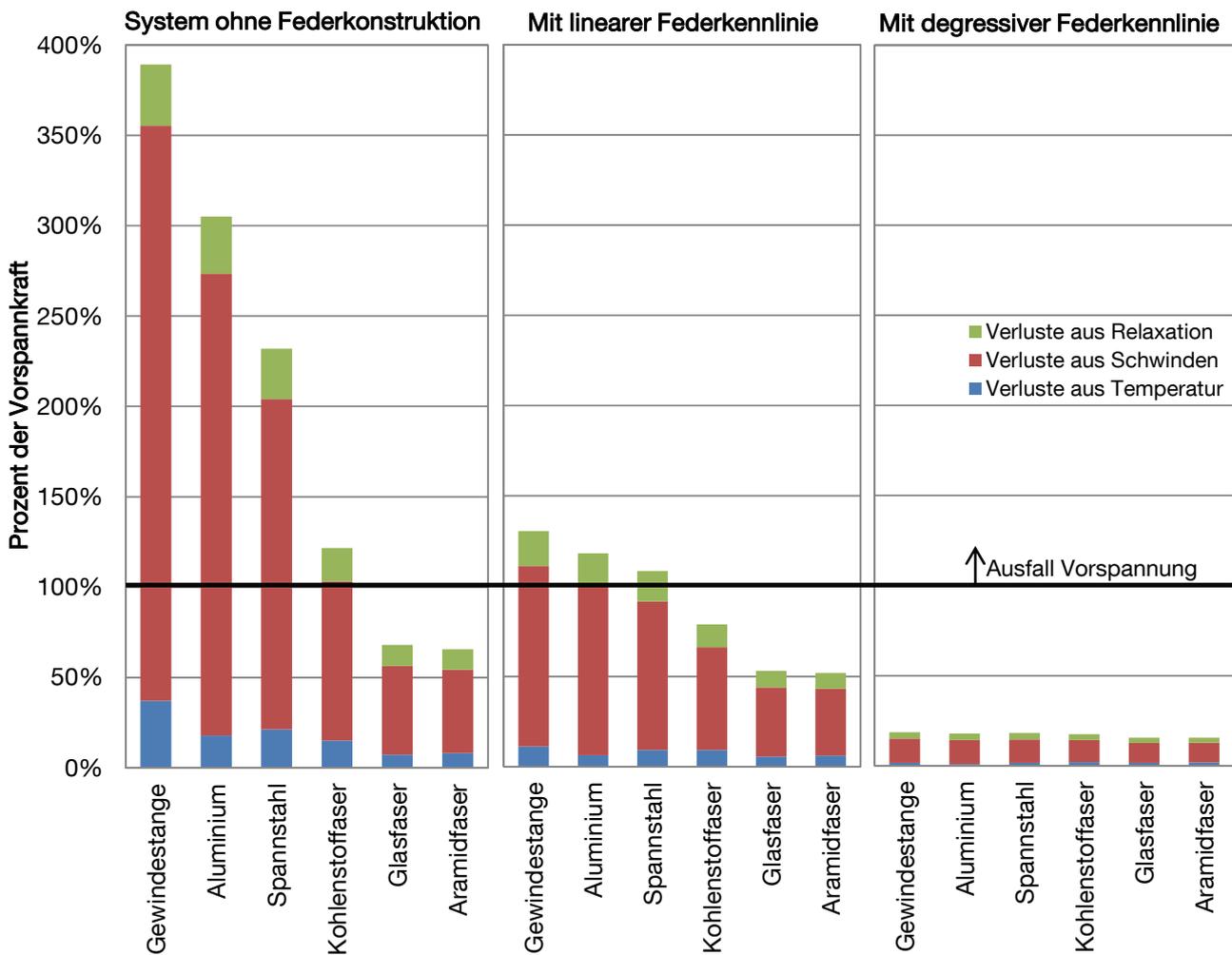


Abbildung 115: Anteile der Spannkraftverluste bei unterschiedlichen Spannmaterialien und unterschiedlichen Federsystemen in Anlehnung an [Gamper 2010]

Die Ergebnisse deuten an, dass eine Kombination aus den seit langem für die Verstärkung von Brett-schichtholzbauteilen verwendeten Gewindestangen mit Tellerfedern degressiver Kennlinie auch hinsichtlich der Zielsetzung vorgespannter Verstärkungselemente Erfolg versprechend sein könnte. Eine Anwendung ist sowohl im Werk als auch bei Bestandsbauten denkbar. Sollte bei letzterem nur der Zugang von unten möglich sein, so könnte das obere Ende der Gewindestange über das in das Brett-schichtholzbauteil eingedrehte oder eingeklebte Gewinde verankert werden. Soll der obere Teil der Gewindestange eingedreht werden, so müsste über die gesamte Länge der Gewindestange mit dem Kerndurchmesser vorgebohrt werden und anschließend über die Gesamtlänge abzüglich der notwendigen Einschraublänge zum Einleiten der Kräfte ( $l_s/d \approx 30$  bei Festigkeitsklasse 8.8) mit dem Außendurchmesser nachgebohrt werden. Die Verankerung der Gewindestangen in die Tellerfedern könnte über geeignete Muttern geschehen, welche gleichzeitig zum Aufbringen der Vorspannkraft verwendet werden. Durch die Messung der Stauchung der Tellerfedern kann auch zu späteren Zeitpunkten die Größe der Vorspannkraft überwacht und das System potentiell nachgespannt werden. Hinsichtlich der aufzubringenden Vorspannkraft ist zu beachten, dass die Verstärkungselemente zudem die ihnen zugewiesene Beanspruchung (Schub- oder Querzugverstärkung) wie auch eine mögliche Beanspruchung aus

Quellvorgängen im Holz abzutragen haben. Für den Fall des Versagens des Brettschichtholzbauteils auf Schub bzw. Querzug sind gesonderte Untersuchungen hinsichtlich der Abtragung der zusätzlichen Beanspruchungen aus Impuls durchzuführen.

### 3.9 Fazit

Mit der konstruktiven Anisotropie wird ein dem Mehrschichtenverbund entlehnter, analytischer Ansatz vorgestellt, der die Möglichkeit bietet, die Aufteilung von Beanspruchungen auf Holzelement und Verstärkungselemente rechnerisch abzuschätzen. Dadurch wird es möglich, mit stiftförmigen Verstärkungselementen verstärkte Brettschichtholzbauteile im ungerissenen Zustand zu berechnen. Anhand bekannter mechanischer Grundlagen und Werkstoffgesetze und unter Anwendung der Matrizenschreibweise lassen sich mit ihm die aus einer Beanspruchung resultierenden Dehnungen und daraus wiederum die Spannungen in den Verstärkungselementen bzw. im Holzbauteil ermitteln. Zudem kann durch das Verfahren der Effekt einer Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen erfasst werden. Hinsichtlich der Erfassung des nachgiebigen Verbundes zwischen den Verstärkungselementen und dem Holzquerschnitt wird ein Ansatz vorgestellt, mit welchem die Abminderung der Steifigkeitsmatrix der Schubverstärkung durch einen Beiwert  $\gamma$  erfolgt. Die Qualität der Lösung ist abhängig von der Genauigkeit der Eingangsparameter (z.B. dem Verschiebungsmodul der Verstärkungselemente) und den Grundlagen zu den Auswirkungen der Spannungsinteraktion auf die Schubfestigkeiten.

Vergleiche sowohl mit experimentellen Untersuchungen anderer Forschungseinrichtungen als auch mit selbst durchgeführten Untersuchungen, für die jeweils detaillierte Angaben zu den Eingangsparametern vorlagen, ergaben eine gute Übereinstimmung zwischen den Schubsteifigkeiten sowie Bruchlasten und den analytisch ermittelten Steifigkeiten sowie Traglasten. Die beste Übereinstimmung ergibt sich, wenn zusätzlich zur anteiligen Abtragung auftretender Beanspruchungen durch Verstärkungselemente und Holzbauteil die Erhöhung der Schubfestigkeit aus der Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen berücksichtigt wird. Die Versuche an mittels selbstbohrender Vollgewindeschrauben schubverstärkten Brettschichtholzelementen zeigen, dass sowohl die Erhöhung der Schubsteifigkeit (und damit die Lastaufteilung) als auch die Erhöhung der Schubfestigkeit bis zum Bruch recht gering sind. Dies lässt sich mit den sehr geringen Schubverformungen des Holzbauteils im linear-elastischen Bereich bis zum spröden Schubbruch erklären. Unter Ansatz baupraktisch üblicher Bauteilbreiten und praktikabler Abstände der stiftförmigen Verstärkungselemente bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Möglichkeit einer reduzierten Schubbeanspruchbarkeit des Brettschichtholzes (z.B. aufgrund von Schwindrissen) und möglicher Relaxationserscheinungen erscheinen Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit von bis zu 20 % möglich. Sollen größere Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit unter Verwendung von stiftförmigen Verstärkungselementen erreicht werden, bietet sich eine Kombination aus vorgespannten Gewindestangen an, welche in Tellerfedern mit degressiver Kennlinie verankert sind.

Der im Rahmen der Versuche zur Ermittlung der Schubsteifigkeit angewendete Ansatz, die gleichen Prüfkörper mehrmals zu prüfen, während seine Eigenschaften (Querschnittsform, Verstärkung etc.) zwischen den Versuchen geändert werden, erwies sich als zielführend. Im Fall mehrerer hintereinander zu prüfender Verstärkungsgrade bietet es sich jedoch an, die maximale Prüflast jeweils zu erhöhen, um wirklich alle vorhandenen Verstärkungselemente voll zu aktivieren. Hinsichtlich dieser Fragestellung durchgeführte, weiterführende Versuche zeigen eine Verbesserung des Verbundes zwischen Verstärkungselement und Brettschichtholzelement mit zunehmender Belastungswiederholung. Es zeigte sich zudem, dass die Verbundsteifigkeit zwischen Vollgewindeschraube und Prüfkörper bei abnehmendem

Eindrehwinkel in geringerem Maße ansteigt als die Steifigkeit der Prüfkörper in gleicher Richtung. Daraus lässt sich folgern, dass der Anteil der Verstärkungselemente an der Abtragung der Beanspruchung mit abnehmendem Winkel von Einschraub- und Beanspruchungsrichtung abnimmt.

Im Rahmen der zerstörenden Versuche ergaben sich geringe (< 10 %), aber tendenziell eindeutig feststellbare Erhöhungen der Schubfestigkeiten mit zunehmender Anzahl an Verstärkungselementen, welche im Bereich der Tragfähigkeit der Vollgewindeschrauben in Schafrichtung auf Herausziehen lagen. Bei den verstärkten Prüfkörpern war nach dem spröden Schubbruch des Holzes eine erneute Lastaufnahme auf niedrigerem Lastniveau feststellbar, welche in ihrer Größe jedoch stark streute. Diese Tragfähigkeit nach dem Bruch bildet sich anteilig aus dem Einhängeeffekt in die Schrauben und der Reibung/Verzahnung zwischen den Bruchflächen. Letzgenannter Effekt wird durch die von den Verstärkungselementen induzierten Querdruckkomponenten unterstützt, welche zu einem Schließen des Schubbruches führen. Unter der für die Tragwerksplanung gebotenen Zuverlässigkeit ist der Ansatz eines Reibbeiwertes jedoch noch mit großen Unsicherheiten behaftet.

Die Anwendung der konstruktiven Anisotropie zur Berechnung von schubverstärkten Holzbauteilen endet mit dem Fall des Schubbruchs des Holzbauteils. Die vorab gemachte Feststellung, dass im Versagensfall die Verstärkungselemente auf Zug voll ausgenutzt und zusätzliche Reibwiderstände zwischen den zwei Bruchflächen aktiviert werden, ist im Hinblick auf die Robustheit des Tragwerkes positiv zu werten. Werden Verstärkungselemente derart bemessen, dass sie im Fall eines Versagens des Holzbauteils die vollständige Trennung der oberen und unteren Trägerhälften verhindern, so erwirkt man damit eine innere Redundanz des verstärkten Bauteils. Die Verstärkungselemente bilden folglich eine zweite Verteidigungslinie gegenüber den spröden Versagensmechanismen wie Schub oder Querzug.

Eine dahingehende Bemessung ist mit den Ansätzen zur Berechnung von Bauteilen mit nachgiebigem Verbund realisierbar. Zudem ist zu untersuchen, inwieweit die Art, Anordnung und Anzahl der Verstärkungselemente einen Einfluss auf die Erhöhung der Biegespannungen im durchgerissenen Zustand haben. Zu diesen Fragestellungen soll im folgenden Abschnitt ein Beitrag geleistet werden.

## 4 Berechnung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln Schubverstärkter Brettschichtholzbauteile im gerissenen Zustand

### 4.1 Hintergrund

Der im vorausgehenden Abschnitt vorgestellte, analytische Ansatz der konstruktiven Anisotropie ermöglicht die Bemessung von verstärkten Bauteilen im ungerissenen Zustand. Im Fall von stiftförmigen Verstärkungselementen wie Schrauben oder Gewindestangen lassen sich nennenswerte Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit jedoch nur unter vergleichsweise hohem Aufwand erreichen. Dies liegt an den sehr geringen Schubverformungen des Holzbauteils bis zum Schubbruch, was begründet, dass die Verstärkungselemente im ungerissenen Zustand nicht ihre gesamte Tragfähigkeit aktivieren können. Daraus lässt sich folgern, dass zusätzliche Sicherheitsüberlegungen zum Versagensfall des faserparallelen Schubbruches über die gesamte Trägerlänge ( $\cong$  gerissener Zustand) anzustellen sind. Die Ergebnisse der im Rahmen der Validierung des Ansatzes der konstruktiven Anisotropie durchgeführten experimentellen Untersuchungen lassen den Schluss zu, dass im Fall des Schubversagens die Verstärkungselemente auf Zug voll ausgenutzt und zusätzliche Reibwiderstände zwischen den zwei Bruchflächen aktiviert werden. Dies ist vorteilhaft im Hinblick auf die Robustheit des Tragwerkes. Ein faserparalleles Durchreißen des Trägers verursacht nicht zwangsläufig den Einsturz desselben. Dieser tritt meist erst dann ein, wenn die im Versagensfall entstehende Erhöhung der Biegespannungen zu einem Biegezugbruch des Trägers führt. Bei unverstärkten Bauteilen führt ein faserparalleler Durchriss im ungünstigsten Fall (loser Verbund zweier gleich hoher Trägerteile) zu einer Verdoppelung der Biegespannungen, was einem Aufzehren fast aller Sicherheiten gleichkommt. Liegen ausreichend bemessene Schubverstärkungen vor, so werden sich die Biegespannungen bei der Zustandsänderung in geringerem Maße erhöhen, siehe Abbildung 116.

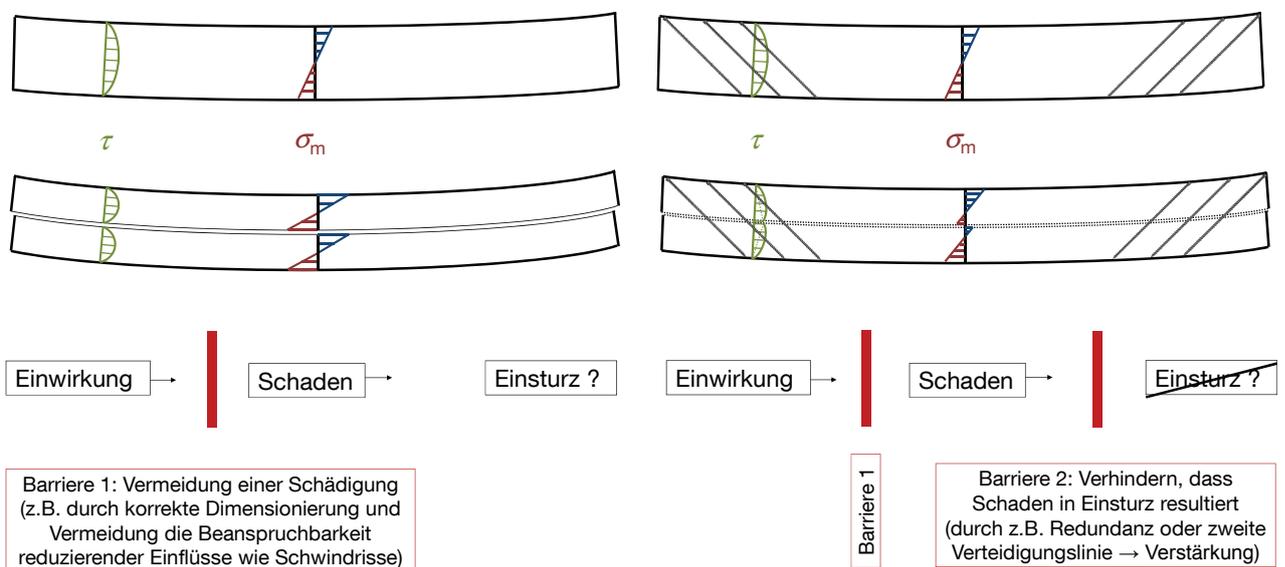


Abbildung 116: Schematische Darstellung der Verteilung der Biege- und Schubspannungen in Trägern mit und ohne Schubverstärkung im ungerissenen und im gerissenen Zustand sowie des Barrieremodells im Sinne einer Robustheitsbetrachtung

Es besteht also die Möglichkeit, dass Schubverstärkungen auch im Fall eines Schubbruches des Holzbauteils einen positiven Effekt haben, da sie einen anschließenden Biegezugbruch desselben

verhindern. Anders ausgedrückt lässt sich mit Schubverstärkungen, wie mit Querkzugverstärkungen auch, eine zweite Verteidigungslinie gegenüber spröden Versagensmechanismen ausbilden [Dietsch 2011].

Die Bemessung des Zustandes nach dem Vorgang des eigentlichen Versagens (bei dem eine dynamische Einwirkung vorliegt, siehe Abschnitt 4.9) ist mit den Ansätzen zur Berechnung von Bauteilen mit nachgiebigem Verbund realisierbar. Hierbei ist von baupraktischem Interesse, welche Anzahl und Anordnung an Verstärkungselementen notwendig ist, um den im gerissenen Zustand auftretenden Schubfluss zu übertragen. Zudem ist von Interesse, inwieweit die Art, Anordnung und Anzahl der Verstärkungselemente einen Einfluss auf die Erhöhung der Biegespannungen im gerissenen Zustand haben. Zu diesen Fragestellungen soll im folgenden Abschnitt ein Beitrag geleistet werden.

#### 4.2 Ansätze zur Berechnung von nachgiebig verbundenen Querschnitten

Das Prinzip des Verbundbaus, d.h. die formschlüssige Verbindung mindestens zweier, räumlich getrennter Querschnitte aus einem oder mehreren Materialien mittels Verbindungsmitteln macht man sich seit Jahrhunderten zunutze. Grund ist die im Vergleich zur Steifigkeit der Einzelquerschnitte erhöhte Steifigkeit des Verbundquerschnittes, da durch die Übertragung des Fugenschubflusses die Dehnsteifigkeiten der Einzelquerschnitte und damit die Steiner-Anteile der Biegesteifigkeit aktiviert werden können. Je geringer die zugelassene Längsverschiebung in der Verbundfuge, desto größer die Zunahme der Steifigkeit.

Aufgrund der beschränkten Querschnittsabmessungen von einteiligen Holzquerschnitten gab es schon früh Bestrebungen, Verbundbauteile aus diesem natürlich gewachsenen Baustoff herzustellen. Erste Konstruktionsskizzen zu einem gewölbten, über Versatz und Bolzen gefügten Verbundträger aus Holz finden sich im Codex Atlanticus [Da Vinci 1478 - 1519], siehe Abbildung 117. Das gleiche Prinzip skizziert [Verantius 1616]. Ein gebautes Beispiel, wenn auch in gerader Form, findet sich in den zusammengesetzten Deckenbalken des Rathaus von Amsterdam (1648) [Emy 1837], siehe Abbildung 118.

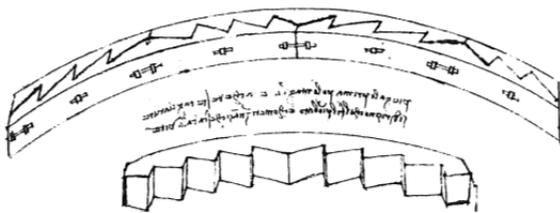


Abbildung 117: Gebogene, verzahnte Balken, Codex Atlanticus, Foglio 946 recto [Da Vinci 1478 - 1519]

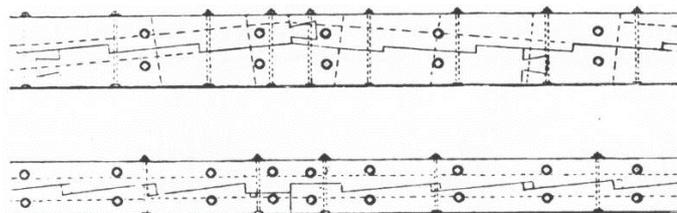


Abbildung 118: Deckenbalken des Rathaus Amsterdam [Emy 1837]

Auch die Bohlenbinder von [de l'Orme 1561], aus senkrecht stehenden, mit Holznägeln verbundenen Bohlen folgten der Bogenform. [Emy 1828] änderte das Prinzip dahingehend ab, dass er die Bohlen flach aufeinanderlegte und mittels Spannbolzen verband. Die gleiche Konstruktionsweise verwendete schon Grubenmann 1764 für das Tragsystem der Brücke Wettingen [Killer 1942]. Heute sind Verbundbauteile in mannigfaltiger Form zu finden, so z.B. in Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen (u.a. basierend auf [Heilig 1953]) und als Sandwichkonstruktionen (vgl. [Stamm & Witte 1974]).

Während sich der starre Verbund nach der Balkentheorie von [Bernoulli 1697] und [Euler 1744] bzw. bei Berücksichtigung der Verformungen aus Querkraft nach der Theorie von [Timoshenko 1921] berechnen lässt, sind die Spannungszustände in nachgiebig verbundenen Querschnitten mit diesen Theorien nicht mehr realitätsnah abzubilden. Grund sind die Relativverschiebungen in der Fuge zwischen den Teilquerschnitten, welche zu Sprüngen in den Spannungs- und Dehnungsverläufen führen, siehe Abbildung 119. Demnach ist die Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts [Bernoulli 1697] nur noch für die Teilquerschnitte, jedoch nicht mehr für den Gesamtquerschnitt gültig.

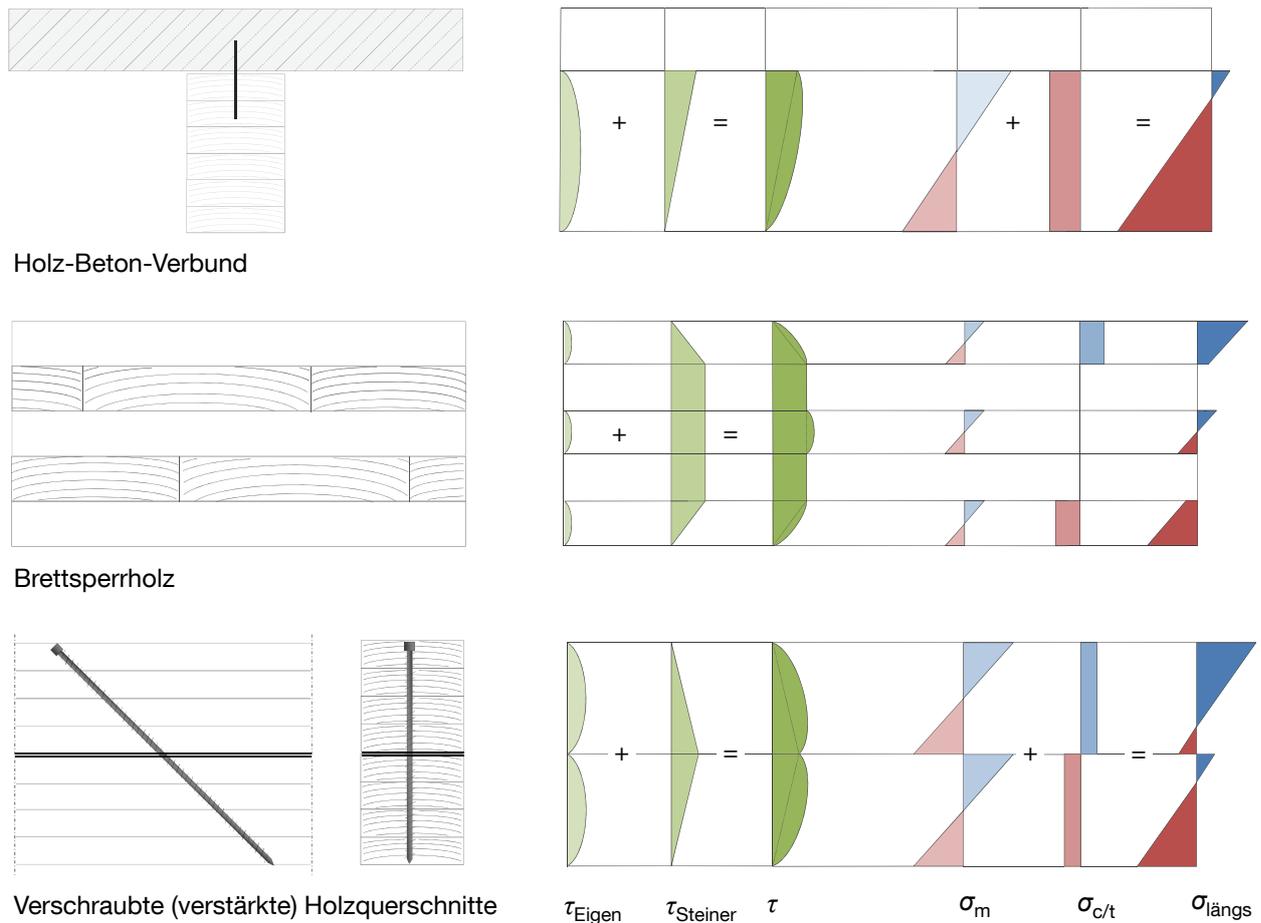


Abbildung 119: Typische Bauteile im Holzbau mit nachgiebigem Verbund incl. schematischer Darstellung der Zusammensetzung der Schub- und Normalspannungen

Forschungsarbeiten im Zusammenhang mit der Beschreibung der Spannungszustände von nachgiebig verbundenen Bauteilen begannen im frühen 20. Jahrhundert. So nähert [Engesser 1922] die Tragwirkung zusammengesetzter Biegeträger und Stützen mit einem Rechenmodell des Vierendeel-Rahmenträgers an. Aufgrund des Umfangs der Literatur zum Thema Verbundkonstruktionen ist es nicht möglich, alle Quellen ausreichend darzustellen. Es werden demnach nur die im direkten Zusammenhang mit Verbundbauteilen aus Holz relevanten Veröffentlichungen erwähnt. Für eine ausführliche Beschreibung der Entwicklung der Spannungsberechnung nachgiebig verbundener Bauteile aus Holz wird auf [Hoeft 1994] und [Pirazzi 2005] verwiesen.

Erste Laborversuche an verdübelten Holzbalken werden von [Graf 1930] durchgeführt. Auch von Stüssi gibt es veröffentlichte Versuche [Stüssi 1943]. An diesen validiert er seine am zweiteiligen, verdübelten Balken unter Gleichstreckenlast und mittiger Einzellast hergeleiteten Differenzialgleichungen. Diese überführt er in einen Wirkungsgrad  $\alpha$ , welcher die Biegesteifigkeit eines nachgiebig verbundenen Querschnittes im Verhältnis zum starren Querschnitt beschreibt. Ausgehend von Arbeiten von [Homborg 1952], [Hoischen 1952] [Sattler 1952] und [Heilig 1953] leitet [Möhler 1956] die Differenzialgleichungen für den aus zwei und drei Einzelschichten bestehenden Biegeträger mit nachgiebigem Verbund her. Für den Einfeldträger unter sinusförmiger Streckenlast leitet er einen über die Trägerlänge konstanten Abminderungsbeiwert  $\gamma$  ab, mit welchem, im Gegensatz zu [Stüssi 1943], nicht die Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes, sondern die Steiner-Anteile (nach Steiner, J., 1796-1863) der Biegesteifigkeit des starr verbundenen Trägers abgemindert werden. Dieses Verfahren ist seit der [DIN 1052 1969] normativ verankert. [Schelling 1968] erweitert das  $\gamma$ -Verfahren auf eine beliebige Zahl von Teilquerschnitten. Weitere Auswertungen der zugrundeliegenden Differenzialgleichungen für verschiedene Systeme werden von [Pischl 1969] und [Heimeshoff 1991] vorgestellt. [Aicher & Roth 1987] und [Aicher 1987] nutzen die Analogie zwischen dem Verbund zweier über eine Schubschicht verbundener Decklagen und dem zweiteilig nachgiebig verbundenen Querschnitt, um das  $\gamma$ -Verfahren hinsichtlich einer Bemessung von Sandwichelementen zu erweitern. Sie unterscheiden zwischen Schnittgrößen infolge der Verbundtragwirkung und Schnittgrößen infolge der Eigensteifigkeit der einzelnen Querschnittsteile. Diese werden zusammengeführt, um die Spannungsverteilung am Verbundquerschnitt zu bestimmen.

Mit der Entwicklung der computerbasierten Berechnung konzentrieren sich mehrere Forschungsarbeiten auf die numerische Berechnung von Tragsystemen mit nachgiebigem Verbund (vgl. [Kneidl 1991], [Hoefft 1994] und [Schickhofer 1994]). Auch Ansätze zur Berechnung von Verbundträgern mit Hilfe von Stabwerkmodellen eignen sich für eine programmtechnische Umsetzung. Hierbei wird jeder Teilquerschnitt auf einen Stab in seiner Mittelachse reduziert und die einzelnen Stäbe derart gekoppelt, dass sie die gleiche Biegelinie aufweisen. Die Nachgiebigkeit der Fugen wird über elastische Federelemente, biegeeweiche Kragstäbe ([Bergfelder 1974]) oder entsprechend dehnsteife Diagonalstäbe ([Kneidl & Hartmann 1995], [Hartmann 1999]) simuliert. Alle Ansätze setzen ein linear-elastisches Verhalten des Werkstoffes sowie die Näherungen der technischen Biegetheorie (Euler-Bernoulli-Balken) voraus. Die Verbindungen zwischen den Teilquerschnitten werden mittels einer über die Trägerlänge verschmierten Fugensteifigkeit angenähert. Zur Ermittlung z.B. der Schubflüsse sind Nachlaufrechnungen notwendig. Mittels einer programmtechnischen Umsetzung in ein Stabwerksprogramm lassen sich so eine Vielzahl von Last- und Systembedingungen modellieren, bei korrekter Modellierung kann das reale Tragverhalten von Verbundträgern mit Ausnahme von gestörten Bereichen (Auflager, Einzellasten) gut angenähert werden.

### 4.3 Das Verfahren der Schubanalogie

Ein sowohl für lineare als auch für flächige Verbundquerschnitte unter verschiedensten System-, Lager- und Lastbedingungen einsetzbares Verfahren stellt der von Kreuzinger entwickelte Ansatz der Schubanalogie dar [Kreuzinger 1999a]. Grundidee dieses Ansatzes ist, mehrschichtige, nachgiebig miteinander verbundene Querschnitte auf einen ideellen Rechenquerschnitt zu transformieren, welcher anschließend mittels Rechenprogrammen untersucht werden kann. Der ideelle Rechenquerschnitt besteht aus zwei Ebenen (A und B). Diese werden gekoppelt, um ihnen die gleiche Biegelinie zuzuweisen. Die Ebene A repräsentiert die Eigenanteile der Biegesteifigkeit ( $B_A$ ) der einzelnen Teilquerschnitte des Verbundquerschnittes, Ebene B bildet die Verbundtragwirkung ab. Dementsprechend sind der Ebene B

die Steiner-Anteile der Biegesteifigkeiten ( $B_B$ ) wie auch die Schubnachgiebigkeit des Verbundquerschnittes ( $S$ ) zuzuweisen. Anschließend kann dieses System mit geeigneten Stabwerk- oder Finite-Element-Programmen berechnet werden. Diese müssen Verformungen aus Querkraft berücksichtigen können. Es ergeben sich Schnittgrößen in den Ebenen A und B, aus denen sich über eine Rücktransformation die Spannungsanteile und somit die Spannungsverteilung im Gesamtquerschnitt ermitteln lassen. Abbildung 120 enthält eine schematische Darstellung der Vorgehensweise.

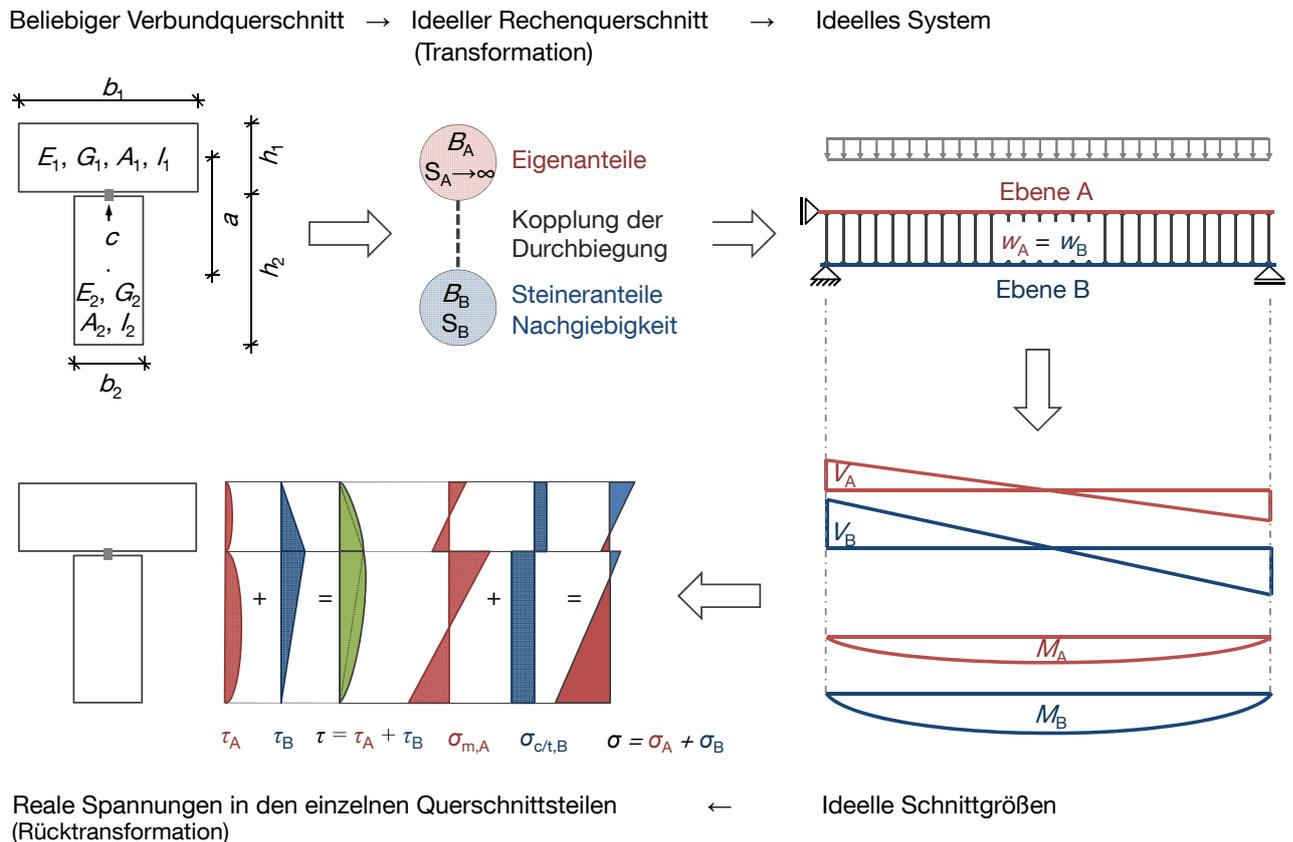


Abbildung 120: Schematische Darstellung der Vorgehensweise im Rahmen der Schubanalogie

Die Schnittgrößen der Ebene A bilden das Tragverhalten der ohne Verbund übereinander angeordneten Teilquerschnitte ab. So teilt sich das Biegemoment der Ebene A entsprechend dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten der einzelnen Teilquerschnitte auf und erzeugt in diesen Biegespannungen. Ebenso führt die Querkraft der Ebene A in Abhängigkeit der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte zu parabelförmigen Schubspannungsverteilungen in diesen. Die Schnittgrößen der Ebene B bilden die Beanspruchungen aufgrund der Verbundtragwirkung der Teilquerschnitte ab. Dementsprechend führt das Moment der Ebene B entsprechend der Nachgiebigkeit der Schubverbindung und dem Abstand des betrachteten Teilquerschnittes von der Schwerachse des Verbundquerschnittes zu Normalkräften und somit zu konstanten Normalspannungen in den Teilquerschnitten. Die Größe der Querkraft der Ebene B bestimmt den Schubfluss zwischen den Teilquerschnitten. Es ergeben sich dreiecksförmige Verläufe der Schubspannungen in den Randquerschnitten und konstante Verläufe in den evtl. vorhandenen, innen liegenden Teilquerschnitten. Eine Zusammenführung ergibt die realen Schub- und Längsspannungen im Verbundquerschnitt, siehe Abbildung 120.

Der Schubanalogie liegt die Annahme zugrunde, dass die Schwerpunkte der Teilquerschnitte im verformten Zustand auf einer Geraden liegen. Für den zweiteiligen Querschnitt sowie den symmetrischen, dreiteiligen Querschnitt ist diese Forderung immer eingehalten. In [Kreuzinger 1999b] wird für den Träger aus zwei nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen nachgewiesen, dass das elastische Potential nach der Theorie der nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteile und nach der Schubanalogie übereinstimmt. Für jeden einzelnen Teilquerschnitt gilt die technische Biegetheorie (u.a. Ebenbleiben der Querschnitte), auch für die Verbindungen zwischen den einzelnen Ebenen wird ein linear-elastisches Verhalten angenommen. Um die programmtechnische Angabe von Ersatzschubmoduln zu ermöglichen, wird der Schubfluss über die Querschnittshöhe bis zu den Schwerlinien der beiden äußeren Teilquerschnitte als konstant angenommen. Der Einfluss der Querschnittsverwölbung infolge Schubbeanspruchung bleibt unberücksichtigt, die gesamte Längsverschiebung  $u$  wird auf die Höhe des Verbundquerschnitts bezogen. Dies führt bei abnehmender Steifigkeit der Fugen und zunehmender Anzahl der Teilquerschnitte (Schichten) zu abweichenden Ergebnissen. [Scholz 2004] ermittelt Abweichungen in der Größe des Schubflusses von bis zu 50% bei sehr vielen, sehr schubweich verbundenen Querschnitten. Für praxisrelevante Fugensteifigkeiten fallen die Abweichungen jedoch gering aus. Die Ergebnisse liegen zudem auf der sicheren Seite. Für Querschnitte aus mehreren Teilen kann die Schubanalogie somit als gute Näherungslösung betrachtet werden.

Mit der Schubanalogie liegt ein einfach anwendbares und programmierbares Verfahren vor. [Kreuzinger 2000], [Kreuzinger 2002] und [Kreuzinger & Scholz 2003] enthalten detaillierte Angaben zu unterschiedlichen Anwendungen, eine normative Verankerung ist gegeben ([DIN 1052 2008] und [DIN EN 1995-1-1/NA 2010]). Die im Programm verwendeten Elemente müssen Verformungen aus Querkraft berücksichtigen können. Die Kopplung der Ebenen A und B kann über Knotenkopplungen bzw. starre Pendelstäbe erfolgen, die gekoppelten Knoten müssen sich jedoch unabhängig voneinander verdrehen können. Es ist eine hinreichende Anzahl von Kopplungen und damit Elementen notwendig. Dies gilt vor allem für Stabilitätsbetrachtungen. Für diese ist das System noch um eine Ebene zu erweitern, vgl. [Kreuzinger & Scholz 2003]. Die gleiche Quelle besagt, dass eine hinreichende Einteilung vorliegt, wenn eine Verfeinerung zu keiner bedeutenden Änderung der Ergebnisse führt. Eine eingehende Betrachtung der Kopplungen und Koppellasten findet sich in [Scholz 2004]. Gleichlasten sollten über Knotenlasten definiert werden. Durch die programmtechnische Umsetzbarkeit lassen sich Verbundbauteile mit unterschiedlichen Materialien, Randbedingungen und Lasten berechnen. Sowohl eine Nachgiebigkeit in den Verbundfugen als auch schubweiche Schichten lassen sich abbilden, siehe Abbildung 121.

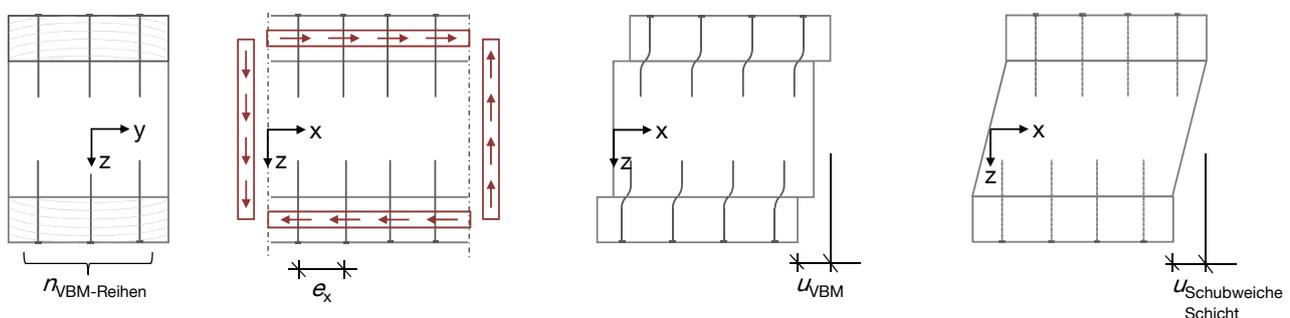


Abbildung 121: Längsverformungen innerhalb eines Verbundquerschnittes sowohl aufgrund nachgiebiger Verbindungsmittel als auch aufgrund schubweicher Schichten.

Die Gleichungen zur Ermittlung der Steifigkeiten der Ebenen A und B des ideellen Rechenquerschnittes stellen sich wie folgt dar:

		Allgemeiner Fall	Zweipunktquerschnitt	
Ebene A	Biegesteifigkeit	$B_A = \sum E_i \cdot I_i$	$B_A = EI_A = E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2$	(4-1)
	Schubsteifigkeit	$S_A \rightarrow \infty$		(4-2)
Ebene B:	Biegesteifigkeit	$B_B = \sum E_i \cdot A_i \cdot z_{S,i}^2$	$B_B = EI_B = a^2 \cdot \frac{EA_1 \cdot EA_2}{EA_1 + EA_2}$	(4-3)
	Schubsteifigkeit	$\frac{1}{S_B} = \frac{1}{a^2} \left\{ \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{k_i} + \frac{d_1}{2 \cdot b_1 \cdot G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{b_i \cdot G_i} + \frac{d_n}{2 \cdot b_n \cdot G_n} \right\}$	$\frac{1}{S} = \frac{1}{a^2} \cdot \left\{ \frac{1}{k} + \frac{d_1}{2 \cdot b_1 \cdot G_1} + \frac{d_2}{2 \cdot b_2 \cdot G_2} \right\}$ bei ausschließlicher Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der VB: $S = a^2 \cdot k$	(4-4)
mit: $z_{S,i}$ : Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte zum Schwerpunkt des Verbundquerschnittes (unter Berücksichtigung des Einflusses unterschiedlicher Elastizitätsmoduln) $b_i$ : Breite der Teilquerschnitte $d_i$ : Dicke der Teilquerschnitte $a$ : Schwerpunktabstand der Randquerschnitte $k_i$ : Verschiebungsmodul infolge der Nachgiebigkeit der Verbindung				

Im Rahmen der Rücktransformation der Schnittgrößen der Ebenen A und B auf die Spannungen in den Einzelquerschnitten kommen die folgenden Gleichungen zur Anwendung:

		Allgemeiner Fall	Zweipunktquerschnitt	
Ebene A	Normalspannungen	$M_i = M_A \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{B_A}$ $\sigma_{A,i} = \sigma_{m,i} = \pm \frac{M_i}{W_i} = \pm \frac{M_A}{B_A} \cdot E_i \cdot \frac{d_i}{2}$	$M_i = M_A \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{B_A}$ $\sigma_{A,i} = \sigma_{m,i} = \pm \frac{M_i}{W_i} = \pm \frac{M_A}{B_A} \cdot E_i \cdot \frac{d_i}{2}$	(4-5)
	Schubspannungen	$V_i = V_A \cdot \frac{E_i}{B_A} + \frac{t_{i-1,i} + t_{i+1,i}}{2} \cdot d_i$ $\tau_{A,i}(z_i) = -V_A \cdot \frac{E_i}{B_A} \cdot \left( \frac{z_i^2}{2} - \frac{d_i^2}{8} \right)$	$V_i = V_A \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{B_A}$ $\tau_{A,i} = 1.5 \cdot \frac{V_i}{A_i} = 1.5 \cdot V_A \cdot \frac{E_i \cdot d_i^2}{B_A}$	(4-6)

Ebene B	Normalspannungen	$N_i = \pm M_B \cdot \frac{E_i \cdot A_i \cdot z_{S,i}}{B_B}$ $\sigma_{B,i} = \sigma_{t/c,0} = \pm \frac{N_i}{A_i} = \pm \frac{M_B}{B_B} \cdot E_i \cdot z_i$	$N_i = \pm \frac{M_B}{a}$ $\sigma_{B,i} = \sigma_{t/c,0} = \pm \frac{N_i}{A_i} = \pm \frac{M_B}{a \cdot A_i}$	(4-7)
	Schubspannungen	$\tau_{B,i}(z_{S,i}, z_i) =$ $-V_B \cdot \frac{E_i}{B_B} \cdot z_{S,i} \cdot \left( z_i + \frac{d_i}{2} \right) + \tau_i^0$	$V_i = V_B \cdot \frac{d_i}{\sum d_i}$ $t_{B,Verbundfuge} = \frac{V_B}{a}$	(4-8)
mit: $z_i$ z-Koordinate bezogen auf die Schwerlinie der Schicht $i$ $A_i$ Querschnittsfläche der Teilquerschnitte weitere: siehe vor				

Der Wirkungsgrad des Verbundes lässt sich mittels der Verteilung und der Größe des Biegemomentes  $M_B$  der Ebene B sowie der daraus resultierenden Längsspannungen in den Teilquerschnitten beurteilen. Bei konstanter Verbundsteifigkeit liegen die maximalen Längsspannungen an der Stelle des maximalen Biegemomentes. Die Größe des Schubflusses in der Verbundfuge und die daraus resultierende Beanspruchung der Verbindungsmittel lässt sich anhand des Verlaufes der Querkraft  $V_B$  der Ebene B beurteilen. Durch Einzellasten verursachte Sprünge im Querkraftverlauf sowie Knicke in der Momentenlinie werden ausschließlich von der Ebene A aufgenommen.

#### 4.4 Anwendung des Verfahrens der Schubanalogie auf gerissene, auf Schub und Querkraft verstärkte Brettschichtholzbauteile

Ein faserparalleles Schub- bzw. Querkraftversagen von mit stiftförmigen Verbindungsmitteln verstärkten Brettschichtholzbauteilen führt zu einer Systemänderung. Aus einem Verbundquerschnitt werden zwei oder mehr nachgiebig verbundene Teilquerschnitte. Eine Berechnungsmöglichkeit dieser nachgiebig verbundenen Bauteile stellt die vorab beschriebene Schubanalogie dar. Dieses Verfahren bietet sich für eine rechnerorientierte Umsetzung mittels Stabwerksprogrammen an. Da sich dadurch die Möglichkeit einer abschnittswisen Definition der Querschnittswerte und Steifigkeitskennwerte eröffnet, lassen sich auch Biegeträger veränderlicher Höhe und mit abschnittsweise veränderlicher Steifigkeit der Verbindungsfuge berechnen. Das Ausmaß der jeweiligen Änderungen der Querschnitts- und Steifigkeitskennwerte ist im Rahmen der Diskretisierung genauso zu berücksichtigen, wie eventuell auftretende, größere Änderungen der Schubflüsse, z.B. im Fall von Einzellasten. Im Bereich veränderlicher Trägerhöhe bzw. im gekrümmten Bereich liegt eine nichtlineare Verteilung der Längsspannungen vor. Je mehr sich der betrachtete Querschnitt der Scheibe nähert, desto mehr wird die sich ergebende Verteilung der Längsspannungen von einer linearen Verteilung abweichen. Da das Verfahren der Schubanalogie auf der technischen Biegetheorie basiert, gelten auch hier die in Abschnitt 2.2 dargelegten Aussagen hinsichtlich der Abweichungen der nichtlinearen von der linearen Spannungsverteilung. Bei den in der Praxis aufgetretenen Fällen von faserparallel durchgerissenen Brettschichtholzträgern handelt es sich zumeist um zweiteilige Querschnitte, für welche die Schubanalogie das Tragverhalten unter sinusförmiger Last exakt beschreibt. Unter der häufig vorliegenden Gleichlast wird eine sehr gute Näherung erzielt.

Im Rahmen von Berechnungen nach der Schubanalogie kann sich die Generierung der ideellen Systeme zur Abbildung realer Verbundquerschnitte und ihrer statischen Systeme in Abhängigkeit der zu berücksichtigenden Randbedingungen und möglicherweise variabler Querschnittswerte und Steifigkeitskennwerte recht aufwendig gestalten. Hinzu kommt der notwendige Diskretisierungsgrad, z.B. im Rahmen der Kopplungen der Ebenen A und B. Aus diesem Grund bietet es sich an, die Generierung der ideellen Systeme in Stabwerksprogrammen zu systematisieren und zu automatisieren. Eine derartige Vorgehensweise bietet nicht nur die Möglichkeit der Beschleunigung von Berechnungen, z.B. im Rahmen von Parameterstudien. Sie könnte auch zu einer Verringerung menschlicher Fehler führen, die sich im Rahmen einer jeweils neuen, händischen Systemgenerierung möglicherweise ergeben. Die Eingabe der notwendigen Parameter und die automatisierte Ausgabe des zugehörigen, ideellen Systems kann in Abhängigkeit des gewählten Stabwerk- oder Finite-Element-Programmes entweder über spezielle Eingabefiles oder aber über Eingabemasken geschehen. Letztere können über zugehörige Schnittstellen eingelesen oder aber in vorhandene Eingabemasken kopiert werden. Die mittels Stabwerk- oder Finite-Element-Programm ermittelten Schnittgrößen können anschließend ausgelesen und im Hilfsprogramm in Form von Spannungsverläufen über die Bauteillänge und den Querschnitt des Verbundbauteils ausgegeben werden. Abbildung 122 zeigt eine schematische Darstellung dieser Vorgehensweise.

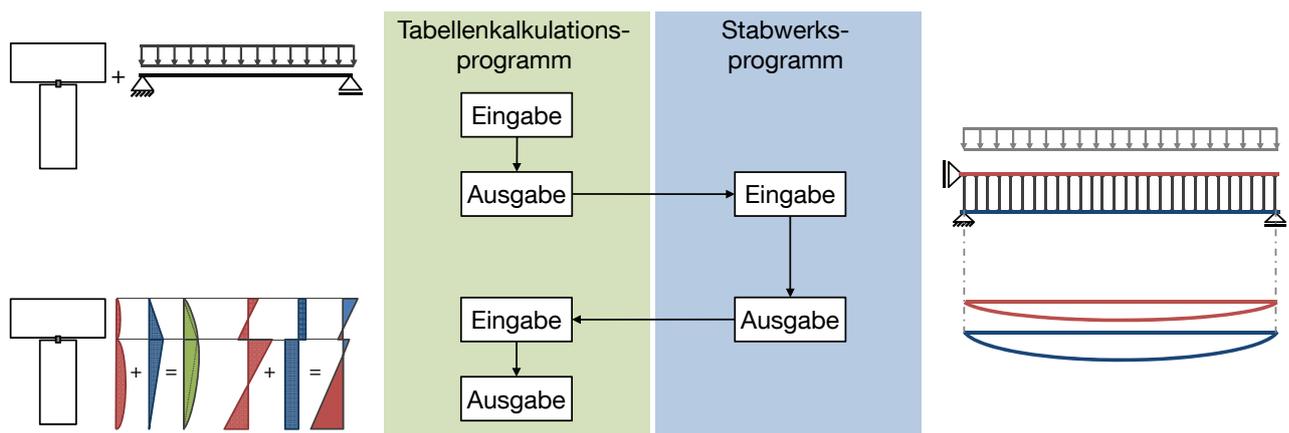


Abbildung 122: Schematische Darstellung des Ablaufs bei einer automatisierten Eingabe der Systeminformationen und Ausgabe der Spannungen im Verbundquerschnitt im Rahmen der Schubanalogie

Eine erste programmtechnische Umsetzung dieses Ansatzes erfolgte von [Atalar 2005]. Die Generierung der Systeminformationen des ideellen Systems und auch die Rücktransformation der ideellen Schnittgrößen in reale Spannungen werden mithilfe eines Tabellenkalkulationsprogrammes [Excel] realisiert. Es erlaubt die Generierung ideeller Systeme für bis zu neunlagige Verbundquerschnitte mit über die Trägerlänge konstanten Querschnittswerten in vier verschiedenen statischen Systemen unter Gleichlast oder Einzellast. Für eine Variation der Schubsteifigkeit stehen ein parabelförmiger Verlauf oder die bereichsweise Einteilung (fünf Bereiche) zur Verfügung. Der Diskretisierungsgrad beträgt 100 Knoten je Ebene. Die Spannungen im Verbundquerschnitt werden über eine Eingabe der am zu untersuchenden Schnitt aus dem Stabwerkprogramm resultierenden Schnittgrößen berechnet. [Kraus 2011] führt die Erweiterung des Programmes von [Atalar 2005] auf Bauteile mit über die Tragerlänge veränderlichen Querschnittswerten und variabler Lage der Verbundfuge durch. Zur Abbildung von Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt wird die Geometrie der Trägerelemente mittels abschnittsweise unterschiedlichen

Funktionen ermittelt. Die Rücktransformation der ideellen Schnittgrößen wird dahingehend erweitert, dass eine grafische Auswertung der Spannungsverläufe über die gesamte Trägerlänge möglich ist. [Danzner 2011] überarbeitet den Vorschlag von [Kraus 2011] dahingehend, dass die Systemeingaben (Geometrieparameter, Lage der Fuge, etc.) grafisch dargestellt werden, um eine visuelle Kontrolle zu ermöglichen. Die Anzahl der Bereiche zur Definition der Fugensteifigkeiten wird verdoppelt, um den Einfluss von auf Querkzug und Schub verstärkten Trägern veränderlicher Trägerhöhe abbilden zu können. Die Anzahl der notwendigen Elemente zur Querkzugverstärkung wird über den zugehörigen Nachweis automatisch ermittelt, womit gleichzeitig die in diesen Bereichen vorhandene Fugensteifigkeit festgelegt wird. Die Abstufung der Querkzugverstärkung wird gemäß [DIN 1052 2008] vorgenommen. Ausnahme bilden die gekrümmten Träger veränderlicher Höhe. Hier wird aufgrund der erhöhten Spannungen im Nebenfirst keine Abstufung der Querkzugverstärkung vorgenommen, die notwendige Anzahl an Verstärkungselementen wird anhand des Maximums der Querkzugspannungen im First bzw. an den Nebenfirsten ermittelt. Die Fugensteifigkeit im Bereich der Schubverstärkung wird über die Angabe der axialen und lateralen Verschiebungsmoduln und der Abstände der Verstärkungselemente ermittelt. Die Diskretisierung in 100 Stäbe je Ebene wird beibehalten. Im Rahmen der Rückrechnung der ideellen Schnittgrößen in reale Spannungen in den Teilquerschnitten wird neben der Ausgabe über die Bauteillänge (101 Auswertepunkte) auch eine Ausgabe über die Querschnittshöhe (11 Auswertepunkte) ermöglicht.

Die Validierung des Programmes wurde an fünf unterschiedlichen Beispielen aus verschiedenen Literaturquellen vorgenommen, wobei die folgend angegebenen, maximalen Abweichungen zu den Ergebnissen der Literaturquelle auftraten:

- 1) Einfeldträger mit konstanten Querschnitten und variierender Anordnung der Schubverbindung, berechnet mit Schubanalogie [Kreuzinger 2002]. Maximale Abweichung: 0.3 %.
- 2) Holz-Beton-Verbundträger mit verschmierter Fugensteifigkeit, berechnet mit Gamma-Verfahren [Mestek & Winter 2010]. Maximale Abweichung: 1.6 %
- 3) Einfeldträger mit konstanten Querschnitten ohne Verbund. Keine Abweichung.
- 4) Satteldachträger mit geradem Untergurt [Neuhaus 2011]. Maximale Abweichung: 0.3 %.
- 5) Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt [Steck 2007]. Maximale Abweichung: 0.3 %.

#### 4.5 Berechnungen und Parameterstudie zu gerissenen, auf Schub- und Querkzug verstärkten Brettschichtholzbauteilen veränderlichen Querschnitts

##### 4.5.1 Verbundverhalten der Verstärkungselemente

Ein maßgebender Eingangsparameter bei der Berechnung nach der Schubanalogie ist die Fugensteifigkeit der Verbundfuge. Im Rahmen der in dieser Untersuchung betrachteten, faserparallel durchgerissenen, auf Schub und Querkzug verstärkten Brettschichtholzbauteile ist diese abhängig vom Verbundverhalten und der Anordnung der Verstärkungselemente. Hierbei werden vorgebohrte und eingedrehte bzw. eingeklebte Gewindestangen betrachtet. Für senkrecht zu ihrer Achse beanspruchte Gewindestangen ist der mittlere Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  in [DIN 1052 2008] wie folgt festgelegt:

$$K_{ser} = \rho_k^{1.5} \cdot d/20 \quad (4-9)$$

Der axiale Verschiebungsmodul  $K_{ax}$  kann in Abhängigkeit von Durchmesser, Einbringwinkel, Einbringart (eingedreht/eingeklebt) und Einbindelänge stark variieren. In [Blaß, Bejtka & Uibel 2006] werden umfangreiche Versuche zur Ausziehtragfähigkeit und axialem Verschiebungsmodul von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben vorgestellt. Für rechtwinklig zur Faserrichtung eingebrachte, selbstbohrende Vollgewindeschrauben mit bis zu 120 mm Verankerungslänge wird eine Bestimmungsgleichung für den axialen Verschiebungsmodul angegeben. Für andere Einschraubwinkel konnte keine derartige Bestimmungsgleichung ermittelt werden. Eine erste Untersuchung der Verschiebungsmoduln von eingedrehten Gewindestangen wird von [Blaß & Krüger 2010] vorgestellt. Sie ermitteln Verschiebungsmoduln von Gewindestangen mit  $d = 16$  mm und 20 mm, Einbindelängen von 200 mm und 400 mm sowie Einschraubwinkeln von  $45^\circ$  und  $90^\circ$ . Dabei wurden sowohl die Verschiebungsmoduln am belasteten Ende ( $K_{ax,o}$ ) als auch am gegenüberliegenden, unbelasteten Ende ( $K_{ax,u}$ ) ermittelt. Trotz intensiver Recherche konnten nur wenige Untersuchungen zu Verschiebungsmoduln von eingeklebten Verstärkungselementen gefunden werden. [Aicher & Herr 1997] geben Versuchsergebnisse zu rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebten Gewindestangen  $d = 20$  mm an. In [Aicher, Gustafsson & Wolf 1999] sind Versuchsergebnisse zu rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebten Gewindestangen  $d = 16$  mm unter Variation der Klebstoffart, Rohdichte sowie Schlankheit der Gewindestangen angegeben. [Blaß & Krüger 2010] ermitteln den axialen Verschiebungsmodul von unter  $45^\circ$  eingeklebten Gewindestangen  $d = 12$  mm,  $\ell = 80$  mm. Abbildung 123 enthält eine Übersicht über die in oben genannten Quellen angegebenen bzw. aus diesen abgeleiteten axialen Verschiebungsmoduln  $K_{ax}$  am belasteten Ende für verschiedene Verbindungsmitteltypen in Abhängigkeit der Einbindelänge.

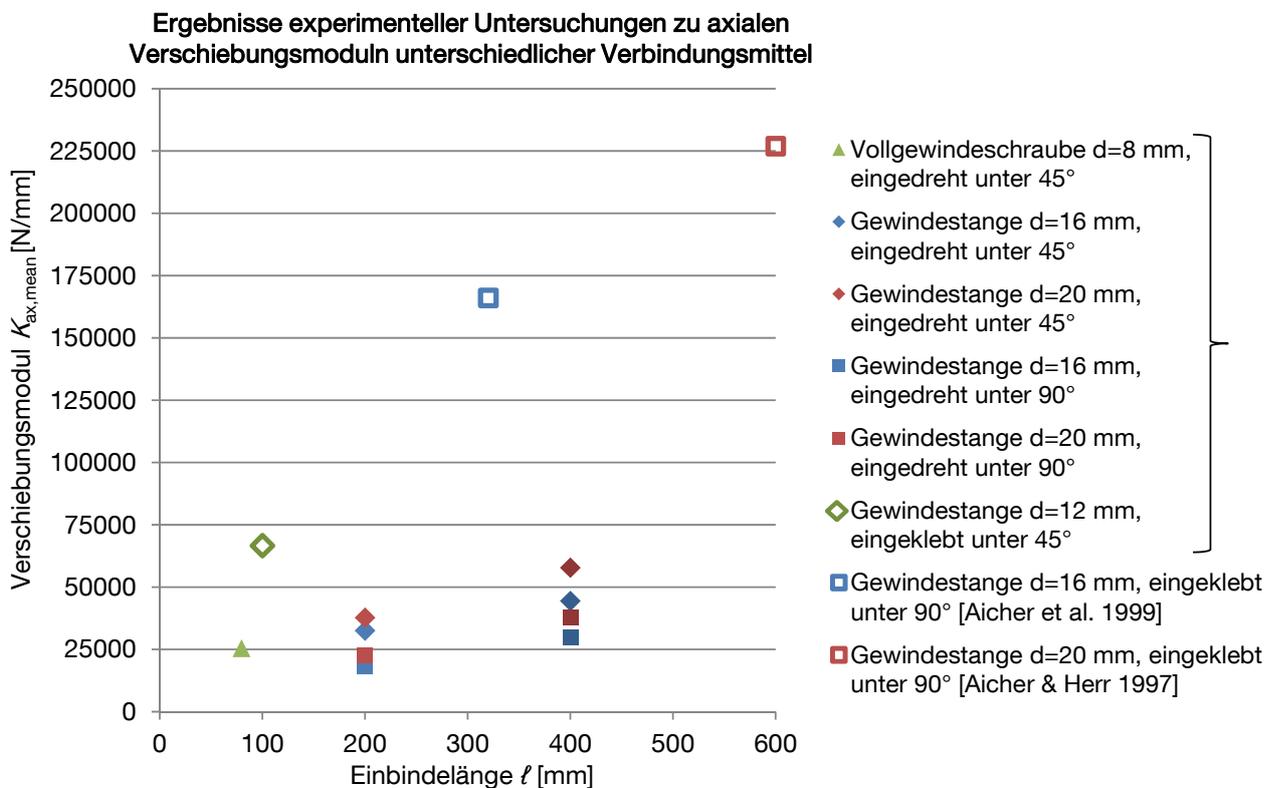


Abbildung 123: Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zu axialen Verschiebungsmoduln  $K_{ax}$  unterschiedlicher Verbindungsmittel, ermittelt am belasteten Ende

Für eingeschraubte Gewindestangen zeigt sich ein unterproportionaler Anstieg der axialen Verschiebungsmoduln am belasteten Ende bei einer Verdopplung der Verankerungslänge. Unter 45° zur Faser eingeschraubte Gewindestangen weisen tendenziell größere axiale Verschiebungsmoduln auf als rechtwinklig zur Faserrichtung eingebrachte Gewindestangen. Eingeklebte Gewindestangen zeigen ein deutlich steiferes Verhalten im Vergleich zu eingedrehten Gewindestangen. Es ist anzumerken, dass die axialen Verschiebungsmoduln eingeklebter Gewindestangen auf der Messung sehr geringer Verformungen beruhen. Unter Berücksichtigung der Grenzen der Genauigkeit bei der Messung dieser Verformungen wird deutlich, dass die resultierenden axialen Verschiebungsmoduln in größerem Umfang schwanken können und dementsprechend eher einem Bereich als einem exakten Wert zugeordnet werden sollten.

Im Fall von Schubverstärkungen sollte angestrebt werden, um 45° zur Scherfuge geneigte Verstärkungselemente anzuordnen, siehe Abschnitt 3.3.2. Im Fall einer im Verhältnis zur Scherfuge geneigten Anordnung wird sich aufgrund der Verankerung über das Gewinde eine kombinierte Beanspruchung aus Abscheren und Herausziehen einstellen. Die Kraftkomponente in Richtung der Verbindungsmittelachse wird dabei umso größer, je mehr der Winkel zwischen Scherfuge und Verbindungsmittelachse abnimmt (vgl. [Blaß & Bejtka 2003]). Der resultierende Verschiebungsmodul für ein Verstärkungselement lässt sich dementsprechend aus den lateralen und axialen Komponenten des Verschiebungsmoduls in Abhängigkeit vom Neigungswinkel  $\alpha$  zwischen Verstärkungselement und Scherfuge wie folgt zusammensetzen:

$$K_{Fuge} = K_{ax} \cdot \cos\alpha + K_{ser} \cdot \sin\alpha \quad (4-10)$$

Es ist anzumerken, dass die Größe des lateralen Verschiebungsmoduls  $K_{ser}$  im Vergleich zum axialen Verschiebungsmodul  $K_{ax}$  klein ist. Dementsprechend ist der Einfluss von rechtwinklig zur Faserrichtung angeordneten Verstärkungselementen auf die Fugensteifigkeit eines gerissenen, nachgiebig verbundenen Brettschichtholzbauteils gering. Für die in den folgenden Abschnitten durchgeführten Berechnungen und Parameterstudien zu schub- und querzugverstärkten Brettschichtholzbauteilen werden die Querzugverstärkungen rechtwinklig zur Faser angeordnet. Die Schubverstärkungen werden um 45° geneigt angeordnet, so dass sie bei Schubverformung auf Zug beansprucht werden. Die aus Gründen des Gleichgewichts in der Fuge auftretenden Querdruckspannungen können eine Reibung in der Fuge aktivieren. Diese wurde jedoch mangels belastbarer Untersuchungsergebnisse und auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Für die Querzugverstärkungen werden Gewindestangen  $d = 16$  mm eingesetzt, um eine gleichmäßige Aufnahme der Querzugspannungen im gekrümmten Bereich zu erreichen. Aufgrund der größeren erforderlichen Tragfähigkeit zur Schubkraftdeckung werden für Schubverstärkungen Gewindestangen  $d = 20$  mm eingesetzt, wobei sowohl eingedrehte als auch eingeklebte Gewindestangen untersucht werden. Für eingedrehte Gewindestangen wird, in Abhängigkeit der Einbindelänge  $\ell_{ad}$ , auf die von [Blaß & Krüger 2010] ermittelten axialen Verschiebungsmoduln zurückgegriffen, siehe Abbildung 123. Im Fall eingeklebter Gewindestangen muss der Verschiebungsmodul aufgrund fehlender Versuchsergebnisse abgeschätzt werden. Für Einbindelängen  $200 \text{ mm} \leq \ell_{ad} \leq 400 \text{ mm}$  wird ein Wert  $K_{ax} = 100.000 \text{ N/mm}$ , für Einbindelängen  $\ell_{ad} > 400 \text{ mm}$  ein Wert  $K_{ax} = 140.000 \text{ N/mm}$  angesetzt.

#### 4.5.2 Tragfähigkeit der Verstärkungselemente

Der zweite wichtige Eingangsparameter im Rahmen der Berechnung nach der Schubanalogie ist die Tragfähigkeit der Verstärkungselemente, da sicherzustellen ist, dass der im gerissenen Zustand auftretende Schubfluss von diesen auch abgetragen werden kann. In Abhängigkeit des Verhältnisses

zwischen Durchmesser und Einbindelänge sowie der Stahlgüte wird die Tragfähigkeit entweder von der Auszugfestigkeit bzw. Klebefugenfestigkeit oder aber der Stahlzugfestigkeit des Verstärkungselementes begrenzt [DIN 1052 2008]. Momentan sind zwei Typen von bauaufsichtlich zugelassenen Gewindestangen auf dem Markt verfügbar ([DIBt Z-9.1-777 2010], [DIBt Z-9.1-832 2011]). Eine Übersicht über die Bemessungswerte der axialen Tragfähigkeiten dieser Gewindestangen in Abhängigkeit der Einbindelänge ( $k_{\text{mod}} = 0.9$ ) enthält Abbildung 124.

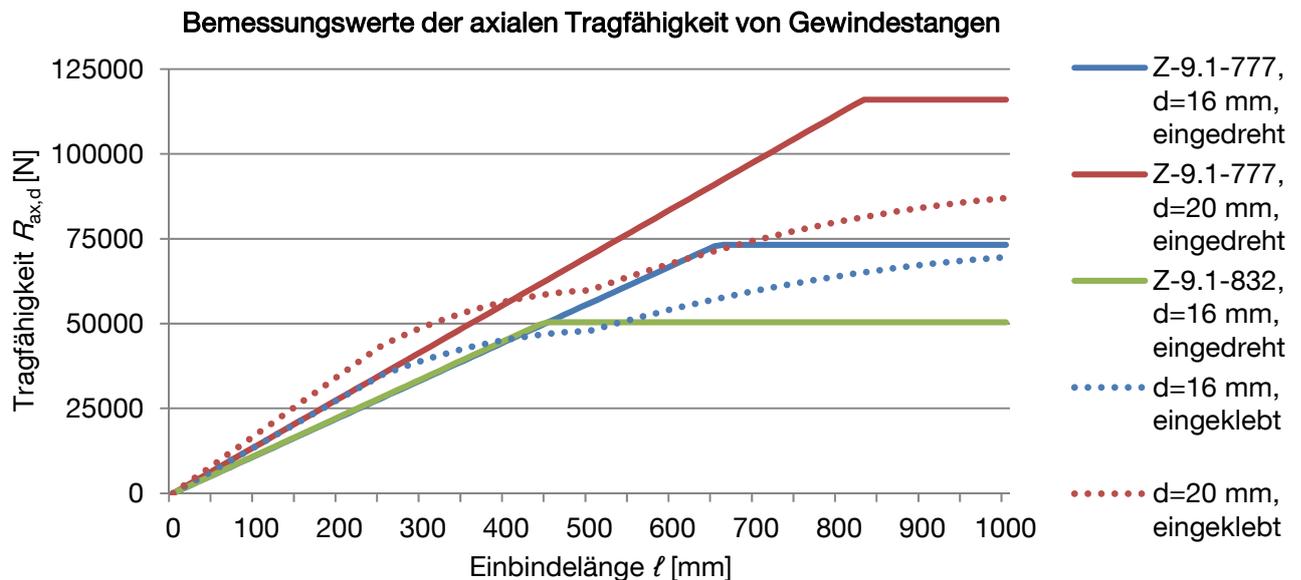


Abbildung 124: Bemessungswerte der axialen Tragfähigkeit  $R_{ax,d}$  von eingedrehten (zugelassener Eindrehwinkel  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ) bzw. eingeklebten Gewindestangen in Abhängigkeit der Einbindelänge

Für die in den folgenden Abschnitten vorgestellten Berechnungen und Parameterstudien zu schub- und querzugverstärkten Brettschichtholzbauteilen werden die Festigkeitskennwerte eingedrehter bzw. eingeklebter Gewindestangen aus hochfestem Stahl ( $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$ ) nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [DIBt Z-9.1-777 2010] angesetzt. Grund ist, dass die Verwendung von Gewindestangen aus hochfestem Stahl größere Abstände und damit geringere Fugensteifigkeiten ermöglicht. Hinsichtlich der Zielsetzung der folgenden Untersuchungen führt dies zu Ergebnissen auf der sicheren Seite. Aufgrund der Neigung der Schubverstärkungen um  $45^\circ$  zur Faser wird nur die Komponente der Tragfähigkeit in Faserrichtung (entspricht der Richtung des Schubflusses in der Rissfuge) angesetzt. Wie den Vergleichsrechnungen im folgenden Abschnitt 4.6.1 zu entnehmen, stellen sich aufgrund der Steifigkeitssprünge im Übergang zwischen verstärktem und unverstärktem Bereich Spannungsspitzen ein. Im Rahmen der Ermittlung der notwendigen Anzahl an Verstärkungselementen zur Übertragung des Schubflusses wird jedoch ein über die zu verstärkende Länge gemittelter Schubfluss angenommen. Diesem Vorgehen liegt die Feststellung zugrunde, dass die Verstärkungselemente ein gewisses, wenn auch geringes Plastifizierungspotential besitzen und dadurch die geringen, hinsichtlich einer Lastumlagerung notwendigen, Verformungen ermöglichen. Im Fall nichtparalleler Gurte wird die Einbindelänge des Verstärkungselementes unter Verwendung des Mittelwertes der Bauteilhöhe des zu verstärkenden Bereiches abgeleitet. Bei der Ermittlung der notwendigen Anzahl an Verstärkungselementen wurde der Ansatz verfolgt, dass die Verstärkungselemente voll ausgelastet, d.h. in einem maximal möglichen Abstand angeordnet sind. Dazu ist ein iteratives Vorgehen notwendig. Über einen frei

gewählten Verbindungsmittelabstand wird die Fugensteifigkeit bestimmt. Mittels dieser Fugensteifigkeit wird ein Schubfluss ermittelt, über welchen die Anzahl und der Abstand der Verstärkungselemente einzugrenzen ist. Eine Übereinstimmung zwischen dem sich aus dem Abstand und der Verbundsteifigkeit der Verstärkungselemente ergebenden Schubfluss und der zugehörigen Tragfähigkeit der Verstärkungselemente kann nach 2-3 Iterationen erreicht werden.

#### 4.5.3 Berechnungsannahmen und untersuchte Geometrien

Im Gegensatz zur Bemessung der Bauteile für die Lebensdauer des Bauwerkes können hinsichtlich des anzusetzenden Lastfalls im Schadensfall zwei Argumentationen vorgebracht werden. Soll nur der sofortige Einsturz verhindert werden, so ist es vertretbar, den außergewöhnlichen Lastfall anzusetzen. Soll das Tragwerk nach einem Schubbruch eines oder mehrerer Bauteile weiter betrieben werden bzw. eine ausreichende Resttragfähigkeit auch für eine spätere Sanierung sichergestellt sein, so wäre für diesen Fall der Grenzzustand der Tragfähigkeit in der ständigen bzw. vorübergehenden Bemessungssituation anzusetzen. Zur Vergleichbarkeit wurde die Parameterstudie für beide Lastfälle durchgeführt, wobei alle Kennwerte gemäß den Angaben der [DIN 1052 2008] und [DIN 1055-100 2001] ( $g/q = 5/6$ ) ermittelt wurden.

Die hinsichtlich Schub und Querzug hochbeanspruchten Trägerformen von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern werden in Abschnitt 2.4 eingegrenzt. Die sich im Lauf der dort dargestellten Untersuchung ergebende Anzahl von Geometrien übersteigt jedoch die im Rahmen einer genaueren Untersuchung mittels der Schubanalogie berechenbare Anzahl von Trägergeometrien. Dementsprechend wurde eine repräsentative Teilmenge unter Berücksichtigung der folgenden Betrachtungen gewählt. Wie in Abschnitt 4.2 erläutert, führt ein faserparalleles Durchreißen des Trägers nicht zwangsläufig zu einem Einsturz desselben. Dieser tritt meist erst dann ein, wenn die im Versagensfall entstehende Erhöhung der Biegespannungen zu einem Biegezugbruch des Trägers führt. Dementsprechend ist der entscheidende Parameter – neben der Ausnutzung auf Schub und Querzug – der Ausnutzungsgrad auf Biegung. Dieser sollte für alle zu untersuchenden Geometrien schon im ungerissenen Zustand im Bereich von 1.0 liegen. Zudem sind unterschiedliche Verhältnisse von Bauteillänge zu Bauteilhöhe abzudecken, da beide Geometrieparameter direkten Einfluss auf die Größe der Biegespannungen haben. Unter dieser Prämisse wurden für den Satteldachträger mit geradem Untergurt insgesamt fünf Geometrien ausgewählt. Die Auswahl ist in Abbildung 43 (siehe Abschnitt 2.4.3) mittels blauer Punkte dargestellt. Alle ausgewählten Geometrien liegen am oberen Rand des markierten Bereiches hochbeanspruchter Trägerformen, die Obergurtneigungen werden in gleichmäßigen Schrittweiten durchlaufen. Alle für die folgende Untersuchung gewählten Träger sind unter Angabe der notwendigen Geometrieparameter und der zugehörigen Steifigkeitskennwerte der Verstärkungselemente im Anhang dargestellt (Tabelle A1). Gleiches Vorgehen wurde für den gekrümmten Träger veränderlicher Höhe und den Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt gewählt, wobei aufgrund der erhöhten Zahl möglicher Geometrien (Untergurtneigung, Krümmungsradius) jeweils zehn Trägerformen ausgewählt wurden. Anhand der blauen Markierungen in Abbildung 45 bzw. Abbildung 48 kann abgelesen werden, dass dadurch die Bandbreite hochbeanspruchter Geometrien abgedeckt wird. Die gewählten Träger sind incl. aller notwendigen Parameter tabellarisch im Anhang dargestellt (Tabelle A2 und Tabelle A3). In den Berechnungen wird neben der Fugensteifigkeit die Schubnachgiebigkeit der Einzelquerschnitte berücksichtigt.

Die hier vorgestellte Untersuchung gerissener, auf Schub und Querzug verstärkter Brettschichtholzträger unterschiedlicher Geometrien ist beschränkt auf zweiteilige Verbundquerschnitte. Die Lage des Risses

wurde unter der Annahme gewählt, dass sich dieser im Bereich der höchsten Schub- bzw. Querkzugbeanspruchung einstellen wird, welcher sowohl in Auflagernähe als auch im First in etwa auf halber Trägerhöhe liegt. Der Ansatz eines Verbundquerschnitts mit zwei Teilquerschnitten gleicher Größe liefert zudem die größtmögliche Zunahme der Biegespannungen im Versagensfall. Ein über die gesamte Trägerlänge durchgehender Riss auf halber Trägerhöhe bedingt im Fall angeschnittener Ränder, dass ein Springen des Risses über wenige Lamellen hinweg möglich ist. Für den Fall des unten gekrümmten Satteldachträgers wird davon ausgegangen, dass der Riss, ausgehend von der halben Querschnittshöhe am Übergang zum gekrümmten Bereich, parallel zur gekrümmten Unterkante verläuft. Diese Versagensform wird durch ausgewertete Schadensfälle bestätigt.

Um eine Aussage hinsichtlich der Anordnung der Schubverstärkungen zu ermöglichen, wird die Länge der schubverstärkten Bereiche zwischen 10%, 15% und 20% der Trägerlänge je Seite variiert. Die maximale Länge von 20% ergibt sich aus der Feststellung, dass Trägerformen mit querkzugbeanspruchten Bereichen von 60% der Trägerlänge möglich sind. In diesen Fällen würde ein über die gesamte Länge verstärkter Träger vorliegen. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt anhand einer Maximalwertbestimmung aus den Längsspannungen am oberen und unteren Rand der Teilquerschnitte. Die einzelnen Berechnungen zur folgend vorgestellten Untersuchung wurden im Rahmen einer vom Verfasser betreuten Masterarbeit [Danzer 2011] unter Verwendung des Stabwerksprogrammes [RSTAB] durchgeführt.

## 4.6 Ergebnisse der Parameterstudie

### 4.6.1 Einfluss der Fugensteifigkeit und der Länge des verstärkten Bereiches

Um einen generellen Eindruck vom Einfluss von Verstärkungen auf die Verteilung des Schubflusses und die Größe der Biegespannungen zweiteiliger Verbundquerschnitte zu erhalten, wird der Studie zu gekrümmten Trägern und Satteldachträgern eine Studie zum Einfluss der Fugensteifigkeit und der Länge des schubverstärkten Bereiches am geraden Träger vorangestellt. Der Träger ( $\ell = 18$  m,  $b/h = 0.18 / 2 \times 0.525$  m, BSH GL 28c, siehe Tabelle A4) wurde derart bemessen, dass sich im ungerissenen Zustand ein Ausnutzungsgrad der Biegespannungen  $\eta = 1.0$  ergibt. Die Ausnutzungsgrade der Biegespannungen des nachgiebig verbundenen Trägers müssen demnach in einem Bereich  $1.0 \leq \eta \leq 2.0$  liegen. Es werden vier Fugensteifigkeiten untersucht:

- $c = 5$  MN/m<sup>2</sup> vgl. Querkzugverstärkung mit Gewindestangen  $\alpha = 90^\circ$ ,  $d = 16$  mm,  $a_1 = 600$  mm
- $c = 50$  MN/m<sup>2</sup> vgl. Schubverstärkung mit eingeschraubten Gewindestangen,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $d = 16$  mm,  $\ell_{ad} = 400$  mm,  $a_1 = 360$  mm
- $c = 500$  MN/m<sup>2</sup> vgl. Schubverstärkung mit eingeklebten Gewindestangen,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $d = 20$  mm,  $\ell_{ad} = 400$  mm,  $a_1 = 110$  mm
- $c = 100000000$  MN/m<sup>2</sup> vgl. starrer Verbund

Die Länge des verstärkten Bereiches wird zwischen 10% und 50% je Trägerseite variiert. Die Ergebnisse dieser Studie sind, getrennt für jede untersuchte Fugensteifigkeit, in Abbildung 125 – Abbildung 128 dargestellt. Diese zeigen sowohl den Verlauf des Schubflusses über die Trägerlänge (linke Vertikalachse) als auch die Größe des maximalen Ausnutzungsgrades der Biegespannungen (rechte Vertikalachse) in Abhängigkeit der Länge des schubverstärkten Bereiches.

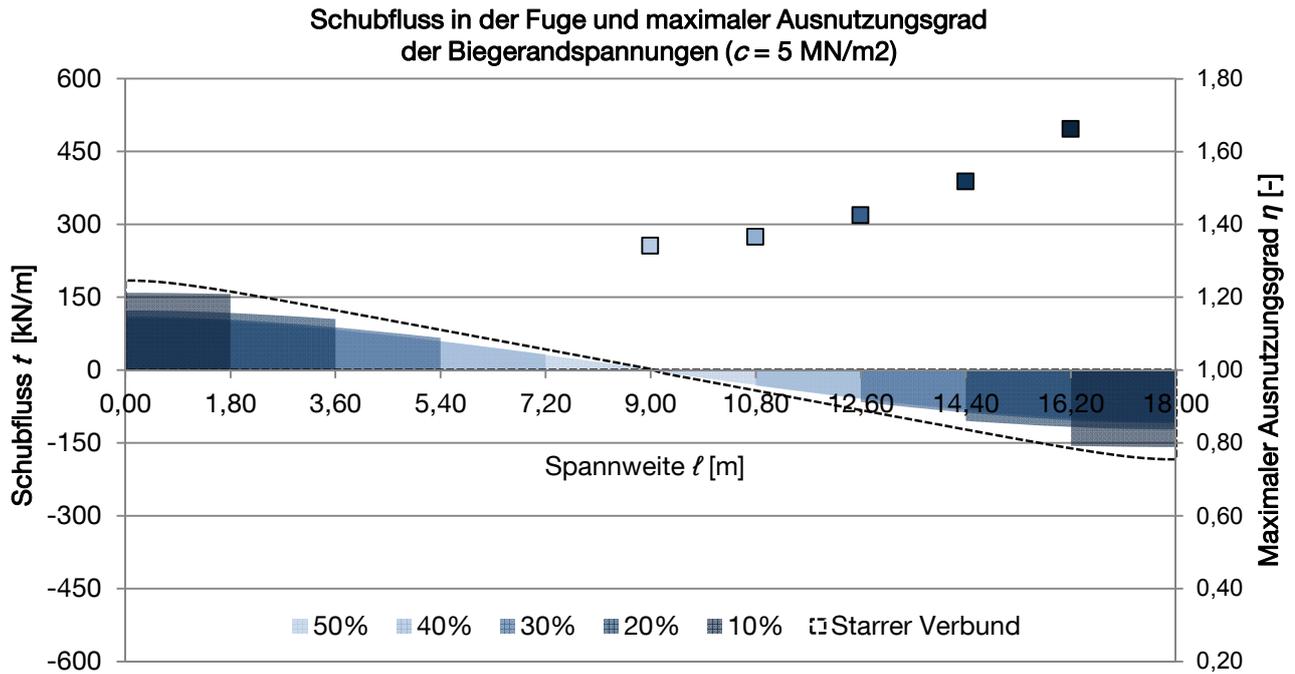


Abbildung 125: Schubfluss und maximaler Ausnutzungsgrad der Biegegrandspannungen ( $c = 5 \text{ MN/m}^2$ ), in Anlehnung an [Danzer 2011]

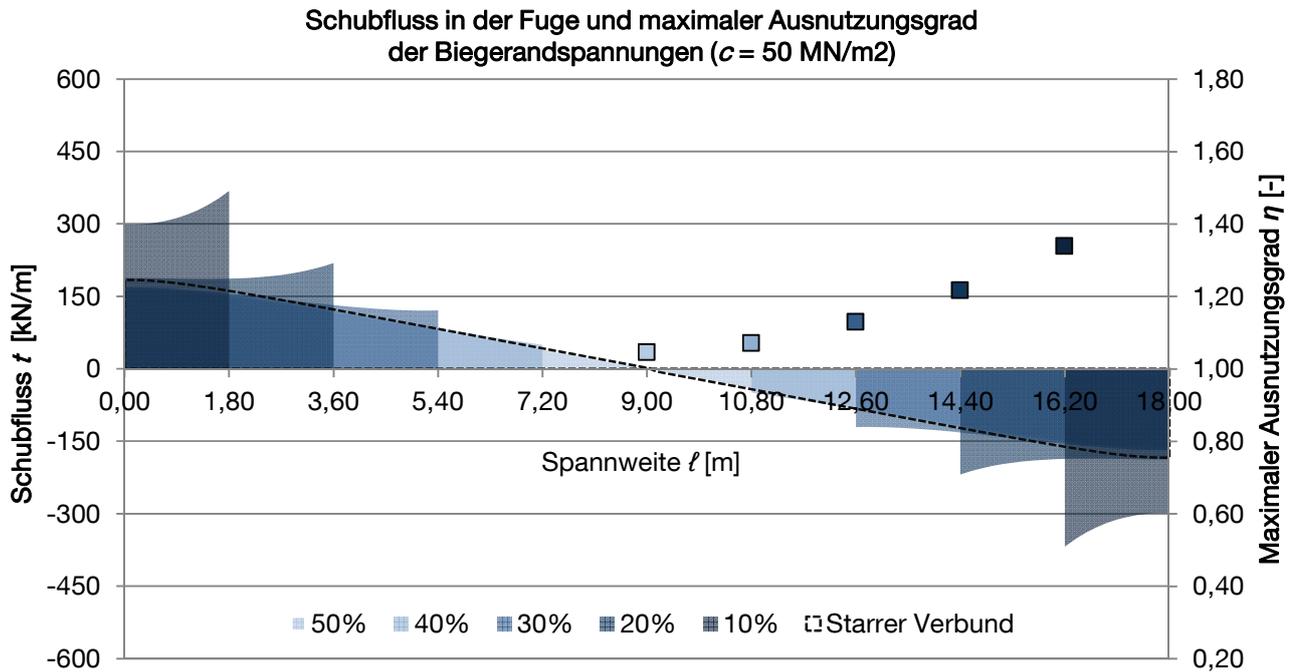


Abbildung 126: Schubfluss und maximaler Ausnutzungsgrad der Biegegrandspannungen ( $c = 50 \text{ MN/m}^2$ ), in Anlehnung an [Danzer 2011]

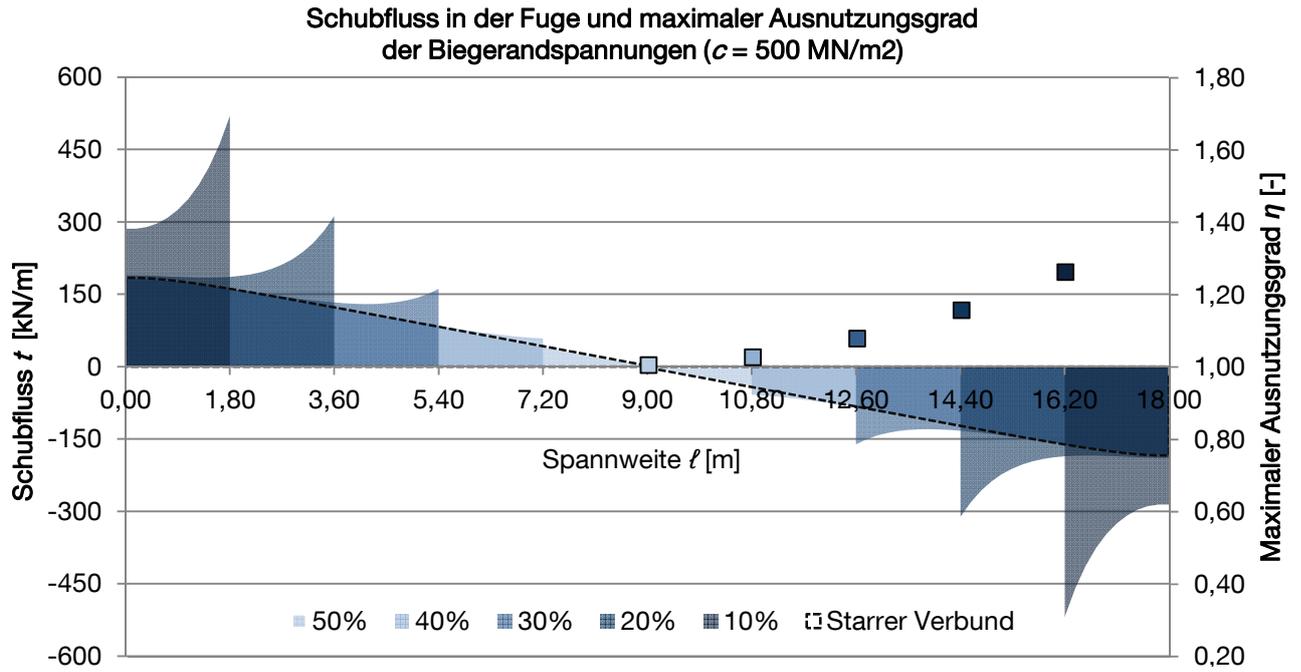


Abbildung 127: Schubfluss und maximaler Ausnutzungsgrad der Biegerandspannungen ( $c = 500 \text{ MN/m}^2$ ), in Anlehnung an [Danzer 2011]

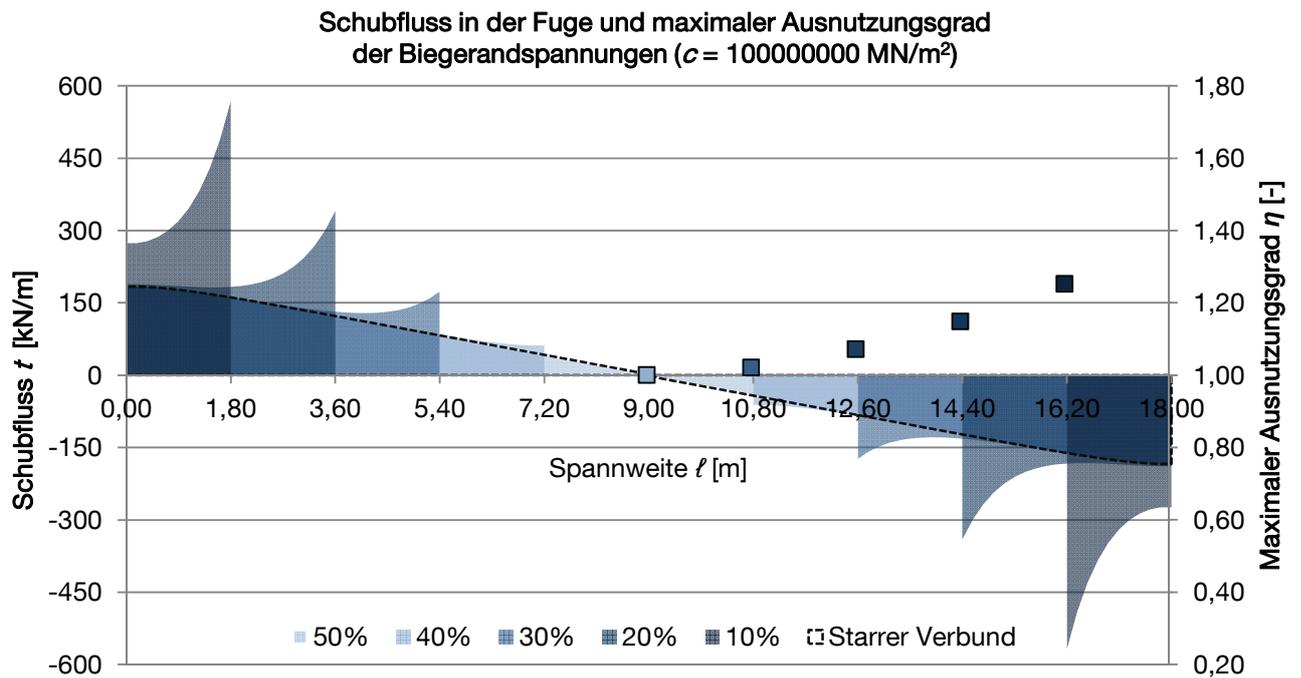


Abbildung 128: Schubfluss und maximaler Ausnutzungsgrad der Biegerandspannungen ( $c = 10^7 \text{ MN/m}^2$ ), in Anlehnung an [Danzer 2011]

Aus den Ergebnissen lassen sich folgende generelle Schlussfolgerungen ableiten. Mit abnehmender Länge des verstärkten Bereiches steigen die Maximalwerte des Schubflusses. Gleiches gilt für eine zunehmende Fugensteifigkeit. Die Zunahme der Größe des Schubflusses erfolgt jedoch stark unterproportional zur Zunahme der Fugensteifigkeit. Sowohl eine abnehmende Länge des verstärkten Bereiches als auch eine zunehmende Fugensteifigkeit resultieren in einer zunehmenden Ausprägung von Spannungsspitzen am Übergang vom verstärkten zum unverstärkten Bereich. Bei geringen Fugensteifigkeiten ( $c = 5$  bzw.  $50 \text{ MN/m}^2$ ) steigt die Summe des insgesamt zu übertragenden Schubflusses mit zunehmender Länge des verstärkten Bereiches. Bei hohen Fugensteifigkeiten ist die Summe des zu übertragenden Schubflusses vergleichsweise unabhängig von der Länge des verstärkten Bereiches. Hinsichtlich der Steigerung des Ausnutzungsgrades der Biegespannungen ist festzustellen, dass eine Reduzierung der Länge des verstärkten Bereiches zu einer größeren Zunahme der Biegespannungen führt, siehe Abbildung 129. Im Fall geringer Fugensteifigkeiten führt eine Erhöhung dieser ( $c = 5 \rightarrow 50 \text{ MN/m}^2$ ) zu einem deutlich positiven Effekt hinsichtlich der Reduzierung des maximalen Ausnutzungsgrades der Biegespannungen. Im Fall höherer Fugensteifigkeiten ist nur noch eine geringe ( $c = 50 \rightarrow 500 \text{ MN/m}^2$ ) bzw. gar keine Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades der Biegespannungen von der Fugensteifigkeit feststellbar. Im für Schubverstärkungen ( $\alpha = 45^\circ$ ) relevanten Bereich der Fugensteifigkeiten ergeben sich maximale Erhöhungen der Biegespannungen von 35%.

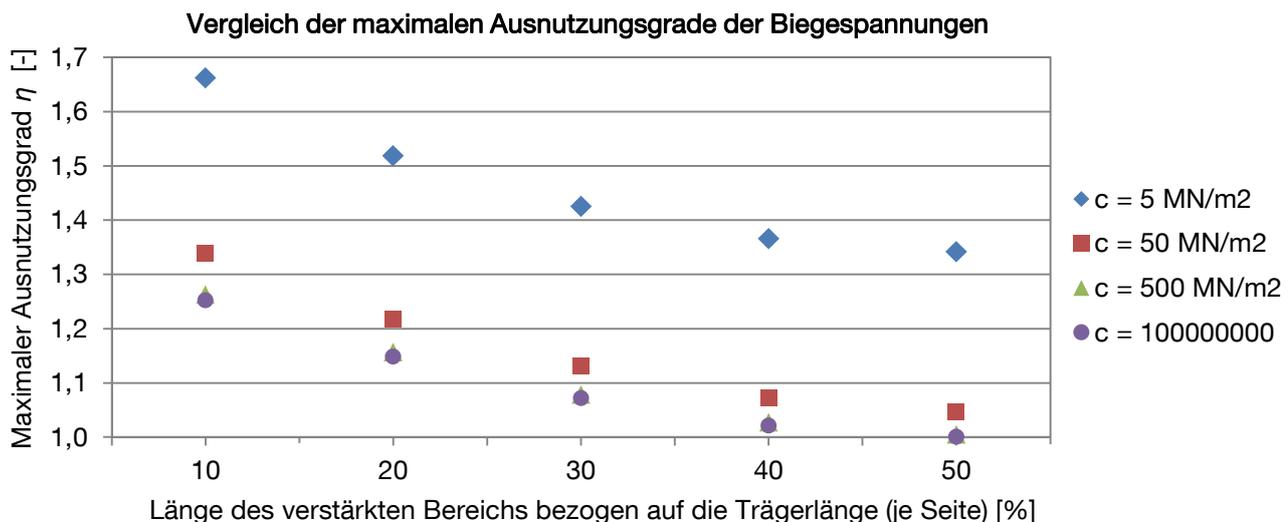


Abbildung 129: Vergleich der maximalen Ausnutzungsgrade der Biegespannungen in Abhängigkeit der Fugensteifigkeit  $c$  und der Länge des verstärkten Bereiches, in Anlehnung an [Danzer 2011]

#### 4.6.2 Einfluss der Trägergeometrie und der Lage der Verstärkung

In den folgenden Abbildungen werden die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen zum Einfluss einer Schub- und Querkzugverstärkung mittels eingeschraubter Gewindestangen auf die Spannungsverteilung in über die gesamte Trägerlänge gerissenen Geometrien von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern dargestellt. Hinsichtlich der Eingangsparameter und weiterer Berechnungsannahmen wird auf den vorausgehenden Abschnitt 4.5 verwiesen. Für den Fall des geraden Satteldachträgers wurden fünf repräsentative, hochbeanspruchte Geometrien gewählt, siehe Abschnitt 4.5.3. Für diese sind die maximalen Ausnutzungsgrade der Biegespannungen in Abhängigkeit der Länge der schubverstärkten

Bereiche, zum einen für den Lastfall „ständig-vorübergehend“ und zum zweiten für den außergewöhnlichen Lastfall in Abbildung 130 dargestellt.

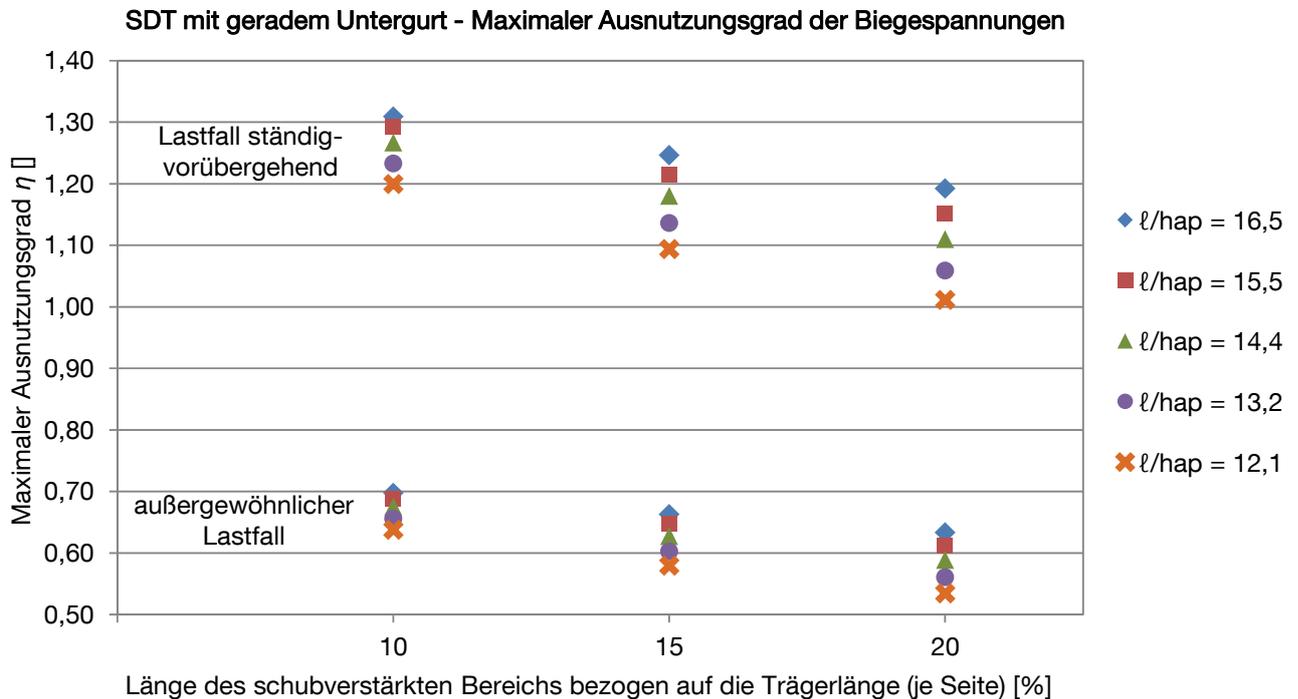


Abbildung 130: Satteldachträger mit geradem Untergurt – Rechnerische Erhöhung der Biegespannungen im Fall des faserparallelen Bruches bei Variation der Geometrie und Anordnung der Verstärkungselemente, in Anlehnung an [Danzer 2011]

Die in Abschnitt 4.6.1 gemachte Feststellung, dass eine zunehmende Länge des verstärkten Bereiches zu einer deutlichen Reduzierung der Zunahme der Biegespannungen führt, wird hier bestätigt. Den gleichen Effekt, jedoch mit geringerer Auswirkung, hat ein abnehmendes Verhältnis von Trägerlänge  $\ell$  zu Firsthöhe  $h_{ap}$ , was einer Zunahme der Neigungsdifferenz zwischen Ober- und Untergurt entspricht. Dies ist auf die im Vergleich zum geraden Träger abweichende Verteilung der Biegespannungen in Trägerlängsrichtung zurückzuführen. Die maximale Steigerung des Ausnutzungsgrades der Biegespannungen im Vergleich zum ungerissenen Zustand beträgt 31%. Diese Steigerungen liegen etwas unterhalb jener eines vergleichbaren parallelgurtigen Trägers (ca. 35%). In der außergewöhnlichen Bemessungssituation beträgt der maximale Ausnutzungsgrad 70%. Zurückzuführen sind die vergleichsweise geringen Steigerungen auf die hohen axialen Verschiebungsmoduln der Gewindestangen und die sich daraus ergebenden hohen Fugensteifigkeiten. Diese wiederum resultieren in hohen Schubflüssen und dadurch – unter Berücksichtigung der axialen Tragfähigkeit der Gewindestangen – in recht geringen Verbindungsmittelabständen.

Die Ergebnisse der zehn untersuchten repräsentativen Geometrien des Satteldachträgers mit gekrümmtem Untergurt sind in Abbildung 131 gegeben. Im linken Teil des Diagrammes sind die Ergebnisse der Geometrien mit dem kleinsten untersuchten Krümmungsradius ( $r_{in} = 7.5\text{ m}$ ) und im rechten Teil die Ergebnisse für den größten untersuchten Krümmungsradius ( $r_{in} = 30\text{ m}$ ) dargestellt.

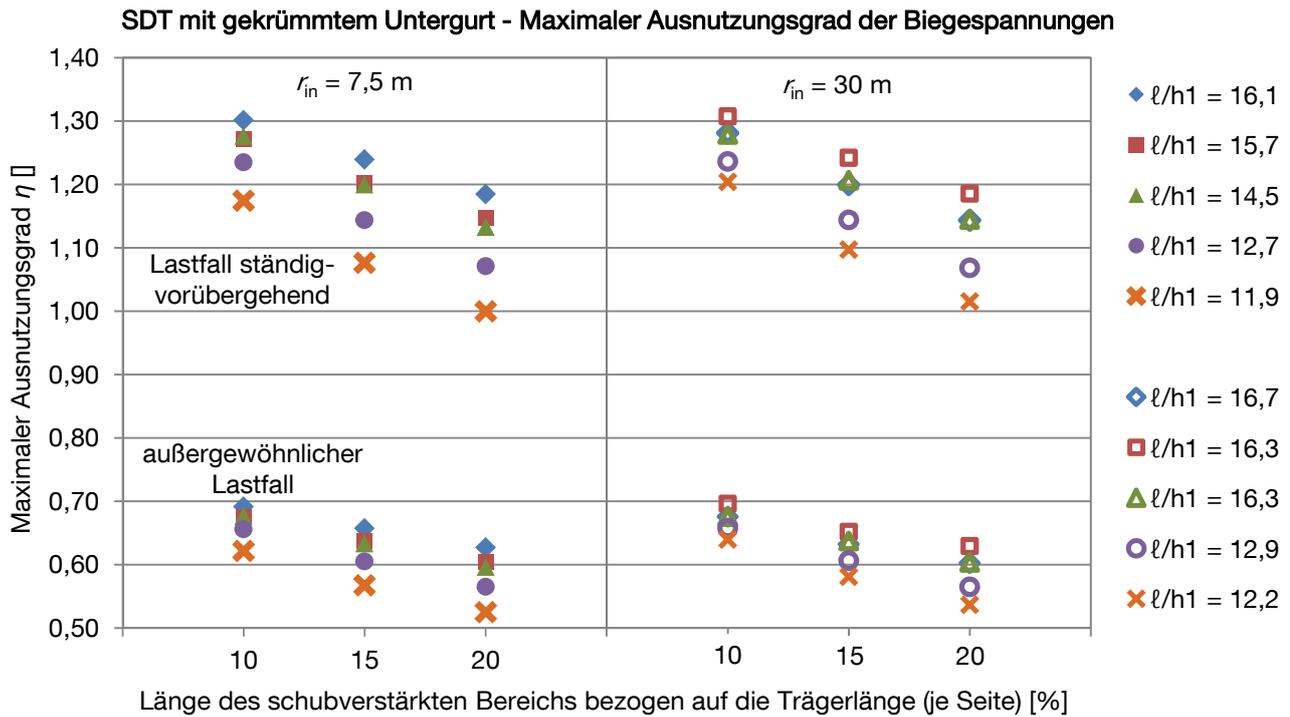


Abbildung 131: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt – Rechnerische Erhöhung der Biegespannungen im Fall des faserparallelen Bruches bei Variation der Geometrie und Anordnung der Verstärkungselemente, in Anlehnung an [Danzer 2011]

Die Ergebnisse sind denen des Satteldachträgers mit geradem Untergurt sehr ähnlich, da die hinsichtlich der maximalen Biegespannungen maßgebenden Schnitte außerhalb des Firstbereiches liegen. Tendenziell liegen die Ergebnisse für den großen Krümmungsradius geringfügig höher als für den kleinen Krümmungsradius. Die geringen Abweichungen sind z.T. darauf zurückzuführen, dass nicht in allen Fällen ein Ausnutzungsgrad im ungerissenen Zustand von  $\eta = 1.0$  gegeben war ( $\eta_{\min} = 0.95$ ). Zudem ist ein geringfügiger Einfluss der Querverstärkungen auf den nachgiebigen Verbund feststellbar. Letztgenannter Einfluss trat im Fall des Satteldachträgers mit geradem Untergurt nicht auf, da für diese keine Querverstärkung notwendig war.

Die Ergebnisse der zehn untersuchten repräsentativen Geometrien des gekrümmten Trägers veränderlicher Höhe sind in Abbildung 132 gegeben. Aufgrund der gleichbleibenden Trägerhöhe im gekrümmten Bereich können die Biegespannungen sowohl innerhalb als auch außerhalb des gekrümmten Bereiches ihren Maximalwert erreichen.

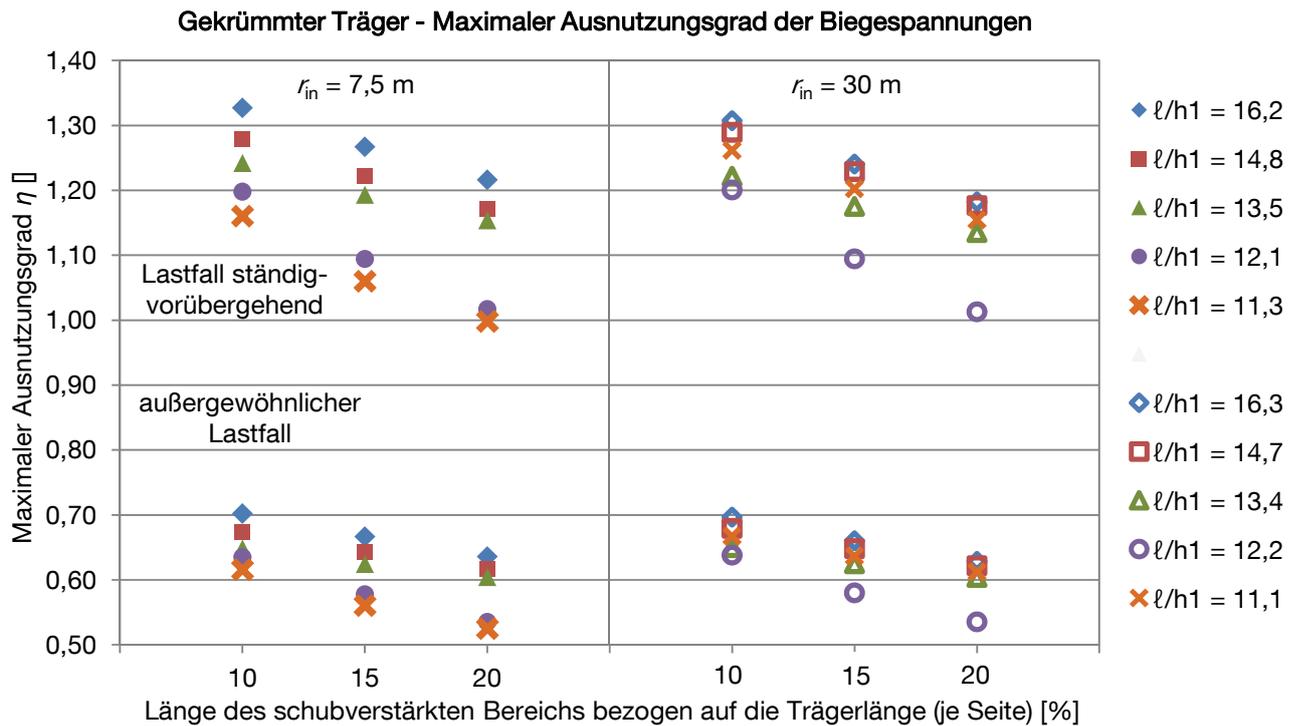


Abbildung 132: Gekrümmter Träger – Rechnerische Erhöhung der Biegespannungen im Fall des faserparallelen Bruches bei Variation der Geometrie und Anordnung der Verstärkungselemente, in Anlehnung [Danzer 2011]

Die Ergebnisse sind mit denen der beiden anderen untersuchten Trägerformen vergleichbar. Tendenziell liegen auch hier die Ergebnisse für den großen Krümmungsradius geringfügig höher als für den kleinen Krümmungsradius. Die Steigerungen der Biegespannungen sind bei Geometrien mit einer großen Neigungsdifferenz zwischen Ober- und Untergurt geringer. Den größten positiven Einfluss hat jedoch eine Steigerung der Länge des Schubverstärkten Bereiches. Die maximale Steigerung des Ausnutzungsgrades der Biegespannungen im Vergleich zum ungerissenen Zustand beträgt 33%. In der außergewöhnlichen Bemessungssituation liegt der maximale Ausnutzungsgrad bei 70%.

In Fällen kleiner Verhältnisse  $l/h_{ap}$  bzw.  $l/h_1$  ergeben sich bei einer Verstärkungslänge von 20% Ausnutzungsgrade nahe  $\eta = 1.0$ , d.h. es liegt fast keine rechnerische Erhöhung der Biegespannungen im gerissenen Fall vor. In diesen Fällen lag der Ort der maximalen Biegespannungen in unmittelbarer Nähe des Endes des verstärkten Bereiches. In den mittels der Schubanalogie ermittelten Biegespannungsverläufen ist im Bereich des Übergangs vom verstärkten zum unverstärkten Bereich eine leichte, lokale Abnahme der Biegespannungen gegeben. Dadurch werden die Biegespannungen in diesen Fällen um einige Prozent unterschätzt. Die Ursache wird im Steifigkeitssprung zwischen dem verstärkten und dem unverstärkten Bereich gesehen.

Eine analoge Berechnung der gleichen Trägerformen mit eingeklebten Gewindestangen ergab Fugensteifigkeiten im Bereich des 2-3-fachen im Vergleich zur Verstärkung mit eingeschraubten Gewindestangen. Die Ausnutzungsgrade reduzierten sich in allen Fällen jedoch nur um 2-3%. Dies bestätigt die Feststellung aus Abschnitt 4.6.1, dass bei hohen Fugensteifigkeiten eine Änderung dieser nur einen minimalen Einfluss auf die Größe der resultierenden Biegespannungen hat.

Eine Untersuchung der maximal möglichen Abstände der Verstärkungselemente (Gewindestangen  $d = 20$  mm, eingeschraubt oder eingeklebt) ergab, dass sich in allen Fällen bei einer Verdoppelung des verstärkten Bereiches nahezu eine Verdoppelung der notwendigen Abstände einstellte (siehe Abbildung A43 im Anhang). Dies bestätigt die in Abschnitt 4.6.1 gemachte Feststellung, dass die Summe des zu übertragenden Schubflusses vergleichsweise unabhängig von der Länge des verstärkten Bereiches ist. In der Mehrheit der Fälle war die Auflagerhöhe ein bestimmendes Maß für den maximal möglichen Abstand, da bei der resultierenden Einbindelänge die Ausziehtragfähigkeit den begrenzenden Parameter darstellt. Die Ausziehtragfähigkeit ist linear (eingeschraubt) bzw. leicht unterproportional (eingeklebt) von der Einbindelänge abhängig, siehe Abschnitt 4.5.2. Dementsprechend reduzieren sich die maximal möglichen Abstände mit abnehmender Auflagerhöhe, was zur Folge hat, dass bei Geometrien mit geringen Auflagerhöhen ( $h_A \leq 0.60$  m) im Fall kurzer Längen der zu verstärkenden Bereiche (10%) die Mindestabstände ( $a_i \geq 5 \cdot d$ ) unterschritten werden. In diesen Fällen liegt ein vergleichsweise ungünstiges Verhältnis von hoher Verbundsteifigkeit zu einer recht geringen Tragfähigkeit vor, da die Zugtragfähigkeit der Gewindestangen nur zu einem geringen Teil aktiviert werden kann. Mit zunehmender Auflagerhöhe und damit Einbindelänge ergeben sich für eingeklebte Gewindestangen geringere Abstände im Vergleich zu den eingedrehten Gewindestangen. Grund ist die bei größeren Einbindelängen ( $\ell_{ad} \geq 500$  mm bei  $d = 20$  mm) geringere resultierende Ausziehtragfähigkeit von eingeklebten Gewindestangen im Vergleich zu eingedrehten Gewindestangen, siehe Abschnitt 4.5.2. Es ist anzumerken, dass die angenommenen Verbundsteifigkeiten von eingedrehten Gewindestangen auf experimentellen Untersuchungen zum axialen Verschiebungsmodul für Einbindelängen  $\ell_{ad} = 200$  bzw. 400 mm beruhen [Blaß & Krüger 2010]. Für größere Einbindelängen liegen noch keine Versuchsergebnisse vor. Die zitierten Versuchsergebnisse lassen darauf schließen, dass der axiale Verschiebungsmodul  $K_{ax}$  mit zunehmender Einbindelänge unterproportional ansteigt (vgl. Abschnitt 4.5.1). Die axiale Tragfähigkeit nimmt, in Abhängigkeit der Stahlgüte und des Kerndurchmessers, bis zu Einbindelängen  $\ell_{ad} = 800$  mm linear zu (vgl. Abschnitt 4.5.2). Dementsprechend sind mit zunehmender Einbindelänge etwas größere Verbindungsmittelabstände zur Deckung des Schubflusses möglich. Für eingeklebte Gewindestangen liegen nur sehr wenige Ergebnisse zum axialen Verschiebungsmodul vor. Setzt man ein ähnliches Verhalten wie im Fall eingedrehter Gewindestangen voraus, so hätte dies einen geringeren Einfluss, da auch die Tragfähigkeit eingeklebter Gewindestangen mit zunehmender Einbindelänge nur unterproportional ansteigt.

## 4.7 Validierung der Ergebnisse anhand von Berechnungen mit der Finite-Element-Methode

### 4.7.1 Modellierung

Zur Validierung der Ergebnisse der Berechnung gerissener, auf Schub und Querkraft verstärkter, gekrümmter Träger und Satteldachträger nach der Schubanalogie wird im Folgenden ein Vergleich mit Ergebnissen einer Berechnung mittels der Finite-Element-Methode geführt.

Aus Gründen der erforderlichen Rechenzeit und der Stabilität des Programmes wurde auf ein Scheibenmodell unter Nutzung von Symmetriebedingungen zurückgegriffen. Hierbei kamen 6- bzw. 8-knotige 2-D Scheibenelemente mit Mittelknoten und quadratischen Ansatzfunktionen zum Einsatz (in [ANSYS 2010] mit Plane187 bezeichnet). Die Steifigkeitskennwerte der als orthotrope Bauteile modellierten Brettschichtholzquerschnitte GL28c wurden der [DIN 1052 2008] entnommen. Die Elementkoordinatensysteme wurden parallel der Unterkante des Bauteils ausgerichtet, die Rissfuge zwischen den beiden Trägerteilen über symmetrische Kontaktelemente (Targe167 bzw. Conta172)

realisiert. Der Reibbeiwert in der Fuge wurde zu Null gesetzt, um analoge Verhältnisse zu einer Berechnung nach der Schubanalogie zu schaffen.

Der Verbund zwischen den beiden Trägerteilen wurde über zwei unterschiedliche Ansätze realisiert, um die Möglichkeit einer fehlerhaften Modellierung zu reduzieren. Der erste Ansatz beruht auf der Abbildung der Verstärkungselemente über axial bzw. lateral beanspruchte Federelemente (Combin39) in der Rissfuge. Diese wurden, abhängig von der Lage der Verstärkungselemente, über zwei explizite Knoten definiert, wobei die Knotenkoordinatensysteme und damit die Wirkungsrichtung der Federelemente gemäß der Ausrichtung der Verstärkungselemente zur Faserrichtung ( $45^\circ$  bzw.  $90^\circ$ ) orientiert wurden. Den Federn wurde eine lineare Last-Verformungskurve zugewiesen, die den in Abhängigkeit der im Rahmen der Berechnungen nach der Schubanalogie verwendeten Verschiebungsmoduln  $K_{ser}$  bzw.  $K_{ax}$  entsprach. Der zweite Ansatz beruht auf der tatsächlichen Abbildung der Verstärkungselemente im Finite-Element-Modell. Hierfür wurden stabförmige Balkenelemente (Beam189) verwendet. Diesen wurden kreisförmige Vollquerschnitte, entsprechend den Kernquerschnitten der Gewindestangen zugewiesen. Der Verbund zwischen Verstärkungselement und Holzquerschnitt liess sich über entlang der Stabachse verteilte, lateral und axial beanspruchten Federelemente realisieren. Der Verschiebungsmodul  $K_{ax}$  wurde dabei, analog dem Ansatz einer Parallelschaltung, gleichmäßig auf die an einer Gewindestange in einem Trägerteil liegenden, axial beanspruchten Federelemente aufgeteilt. Die lateral beanspruchten Federn erhielten den Verschiebungsmodul  $K_{ser}$ . Der Abstand der ersten Feder von der Rissfuge und der Abstand der Federn untereinander wurde aus dem Abstand der Fließgelenke von der Fuge einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung abgeleitet, vgl. z.B. [Hilson 1995]. Die nachfolgend dargestellten Berechnungen wurden erstmals im Rahmen einer vom Verfasser betreuten Masterarbeit [Danzer 2011] durchgeführt. Abbildung 133 enthält eine schematische Darstellung der zwei gewählten Ansätze zur Berücksichtigung der Verbundsteifigkeit.

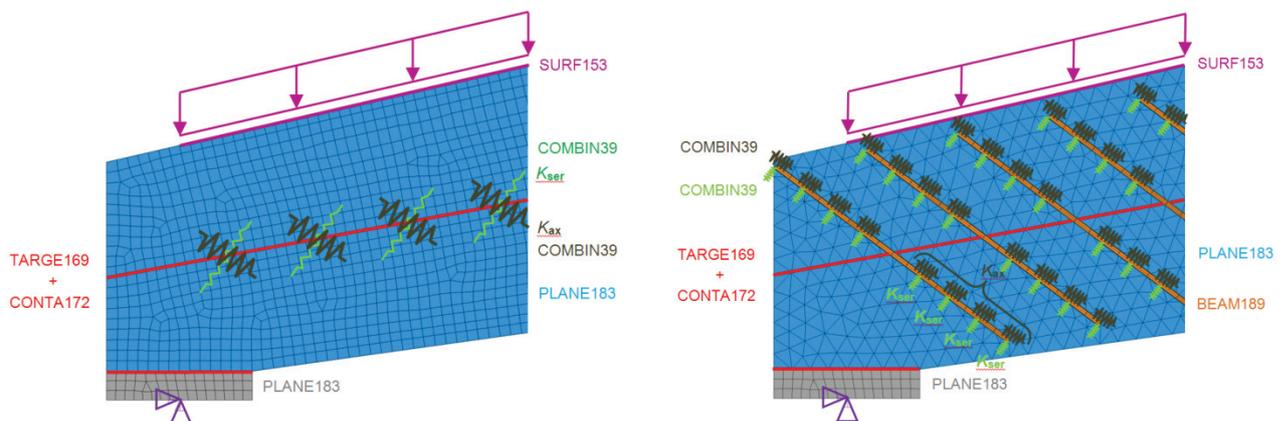


Abbildung 133: Schematische Darstellung der zwei Ansätze zur Berücksichtigung des Verbundes zwischen den zwei gerissenen Trägerteilen am Beispiel des Schubverstärkten Bereiches [Danzer 2011]

#### 4.7.2 Untersuchte Geometrien und Ergebnisse

Mittels des vorab vorgestellten, parametrisierten Modells wurden zwei unterschiedliche, repräsentative Träger modelliert. Die Auswahl wurde unter der Zielsetzung vorgenommen, von der Form des geraden Trägers möglichst abweichende Formen zu wählen, da bei diesen die größten Abweichungen zu einer Berechnung nach der Schubanalogie erwartet werden. Zum einen wurde ein Satteldachträger mit geradem

Untergurt und großer Neigungsdifferenz zwischen Ober- und Untergurt gewählt. Dieser entsprach Träger Nr. 4 der mittels Schubanalogie berechneten Satteldachträger mit geradem Untergurt (siehe Tabelle A1), die wichtigsten Geometrieparameter sind:  $\ell = 27 \text{ m}$ ,  $h_{ap} = 2.05 \text{ m}$ ,  $\delta_{OG} = 5.1^\circ$ . Zum zweiten wurde ein Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt modelliert. Dieser entsprach Träger Nr. 9 der mittels Schubanalogie berechneten Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt (siehe Tabelle A3), die wichtigsten Geometrieparameter sind:  $\ell = 20 \text{ m}$ ,  $h_{ap} = 1.85 \text{ m}$ ,  $\beta_{UG} = 8^\circ$ ,  $\delta_{OG} = 13^\circ$ ,  $r_{in} = 30 \text{ m}$ . Die Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche wurde zu 10% und 20% gewählt. Die Anzahl der Verstärkungselemente entsprach jener der im Rahmen der Berechnung nach der Schubanalogie ermittelten Anzahl. Es wurden nur eingeschraubte Gewindestangen untersucht. Verglichen werden die Verläufe der Biegespannungen über die Trägerlänge am oberen und unteren Trägerrand.

Nach der Methode der Schubanalogie werden die Schnittgrößen entsprechend der technischen Biegetheorie ermittelt. In Satteldachträgern und gekrümmten Trägern liegt jedoch eine nichtlineare Verteilung der Biegespannungen vor, welche mittels der Scheibentheorie angenähert werden kann. Bei einer Nichtberücksichtigung dieses Sachverhalts erhält man, im Vergleich zur tatsächlichen Verteilung, größere Biegespannungen am oberen Trägerrand und kleinere Biegespannungen am unteren Trägerrand. Im Firstpunkt des Satteldachträgers müssen die Biegespannungen am oberen Rand aus Verträglichkeitsgründen zu Null werden. An gleicher Stelle nehmen die Biegespannungen am unteren Rand aus Gleichgewichtsgründen erhöhte Werte an, vgl. Abbildung 134.

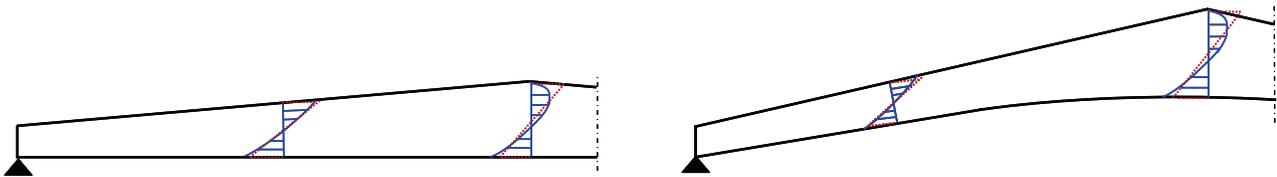


Abbildung 134: Schematische Darstellung der Verteilung der Biegespannungen (blau) in den beiden modellierten Satteldachträgern (ungerissen) in Vergleich zur technischen Biegetheorie (rot, gestrichelt)

Ein Ansatz zur Berücksichtigung der Nichtlinearität der Biegespannungen wurde von [Blumer 1972/1979] erarbeitet, siehe Abschnitt 2.2. Für den Firstquerschnitt konnten hierbei für alle Lastfälle  $M$ ,  $V$  und  $N$  vereinfachte Erhöhungs- bzw. Abminderungsfaktoren angegeben werden. Für einen beliebigen Schnitt in einem allgemeinen gekrümmten Satteldachträger war dies nur noch für den Lastfall Biegemoment möglich. Dementsprechend wurden in der Nachlaufrechnung zur Berechnung nach der Schubanalogie auch nur die Anteile der Biegespannungen mit diesen beaufschlagt. Hierbei wurden beide Teilquerschnitte als jeweils eigenständiger Teil betrachtet. Die Faktoren zur Ermittlung der Biegespannungen am oberen bzw. unteren Trägerrand in einem beliebigen Schnitt in einem Satteldachträger bzw. gekrümmten Träger lauten nach [Blumer 1972/1979] wie folgt:

Oberer Rand eines Satteldachträgers (Abstand  $> h/2$  vom Firstquerschnitt):

$$\sigma_x^M = \left( -1 + 1,83 \cdot \tan \gamma + \underset{=\delta}{(0,333 - 1,805 \cdot \tan \gamma)} \cdot \frac{h}{r} - 0,713 \cdot \left( \frac{h}{r} \right)^2 \right) \cdot \frac{M}{W} \quad (4-11)$$

Unterer Rand eines Satteldachträgers (Abstand  $> h/2$  vom Firstquerschnitt):

$$\sigma_x^M = (1 + 0,37 \cdot \tan \gamma + 4,17 \cdot \tan^2 \gamma + (0,35 - 6,05 \cdot \tan \gamma + 2,85 \cdot \tan^2 \gamma) \cdot \frac{h}{r} + (0,555 + 11 \cdot \tan \gamma + 14,5 \cdot \tan^2 \gamma) \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2) \cdot \frac{M}{W} \quad (4-12)$$

Unterer Rand eines gekrümmten Trägers:

$$\sigma_x^M = \left(1 + 0,333 \cdot \frac{h}{r} + 0,7 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^2 - 0,15 \cdot \left(\frac{h}{r}\right)^3\right) \cdot \frac{M}{W} \quad (4-13)$$

mit:

- $h$ : Querschnittshöhe am zu untersuchenden Schnitt
- $r$ : Krümmungsradius (auf Schwerlinie des Trägers bezogen)
- $\gamma$ : Neigungswinkel des Obergurtes

Eine Ermittlung der Biegespannungen im Firstquerschnitt selbst kann anhand der Gleichungen in [DIN 1052 2008] bzw. [EN 1995-1-1 2008] geschehen (welche ebenso auf der o.g. Arbeit basieren). Es ist anzumerken, dass der Ansatz nach [Blumer 1972/1979] auf der Berechnung einteiliger gekrümmter Träger und Satteldachträger unter konstantem Biegemoment basiert und es sich dementsprechend in vorliegendem Fall nur um eine Annäherung handeln kann. Am hinsichtlich eines Biegezugversagens maßgebenden unteren Trägerrand liegt der Einfluss der Erhöhungsfaktoren für untersuchte Geometrien außerhalb des Firstquerschnittes bei unter 2%.

Abbildung 135 enthält die Verläufe der Biegespannungen nach den drei unterschiedlichen Ansätzen für den Satteldachträger mit geradem Untergurt in den zwei Verstärkungslängen. Die mittels der beiden im Finite-Element-Modell implementierten Ansätze berechneten Verläufe sind nahezu deckungsgleich. Ein Vergleich der Verläufe nach der Schubanalogie mit den Verläufen nach der Finite-Element-Berechnung zeigt recht gute Übereinstimmung im verstärkten Bereich. Zum First hin wird die Größe der Biegerandspannungen bei einer Berechnung nach der Schubanalogie tendenziell überschätzt. Die Abweichungen nehmen mit zunehmender Länge des verstärkten Bereiches ab. Im Fall einer Verstärkungslänge von 10% je Trägerseite betragen die Abweichungen der Maximalwerte der Biegerandspannungen am oberen Trägerrand 5% und am unteren Trägerrand 14%. Bei Verdoppelung der Verstärkungslänge reduzieren sich diese auf 2% am oberen Trägerrand und 5% am unteren Trägerrand.

Auch im Fall des Satteldachträgers mit gekrümmtem Untergurt ergeben sich die größeren Abweichungen zwischen einer Berechnung nach der Schubanalogie und einer Berechnung mit Hilfe der Finite-Element-Methode am unteren Trägerrand, siehe Abbildung 136. Im Bereich der maximalen Biegespannungen wird die Größe der Biegerandspannungen bei einer Berechnung nach der Schubanalogie tendenziell überschätzt. Im Fall der Verstärkungslänge von 10% je Trägerseite betragen die Abweichungen der Maximalwerte der Biegerandspannungen am oberen Trägerrand 4% und am unteren Trägerrand 15%. Bei Verdoppelung der Verstärkungslänge reduzieren sich diese auf 2% am oberen Trägerrand und 9% am unteren Trägerrand. Im Bereich des Firstes werden die maximalen Biegespannungen am unteren Rand bei einer Berechnung nach der Schubanalogie unterschätzt. Hier wurden die Erhöhungsfaktoren für den unteren Teilquerschnitt mit dem Modell des gekrümmten Trägers abgeschätzt. Eine Verwendung der Erhöhungsbeiwerte für den Satteldachträger ergäbe eine bessere Übereinstimmung der Biegezugspannungen im Firstbereich.

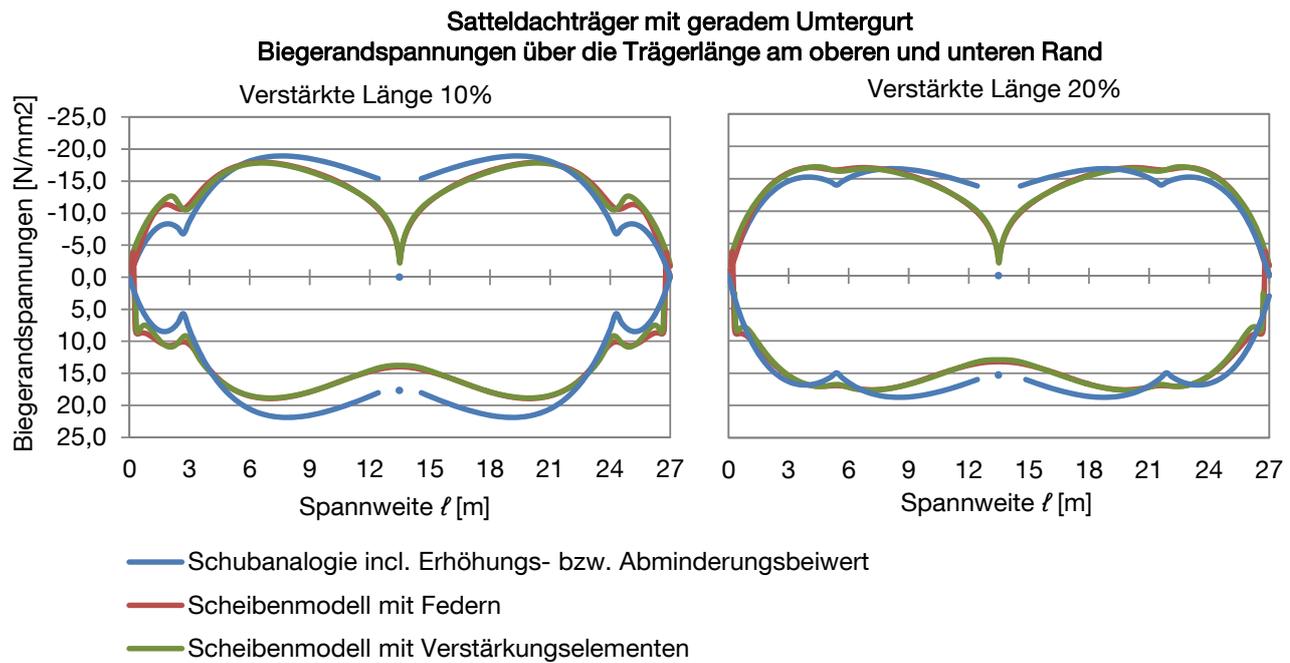


Abbildung 135: Biegerandspannungen für den Satteldachträger mit geradem Untergurt, Länge des verstärkten Bereiches 10% (links) und 20% (rechts), in Anlehnung [Danzer 2011]

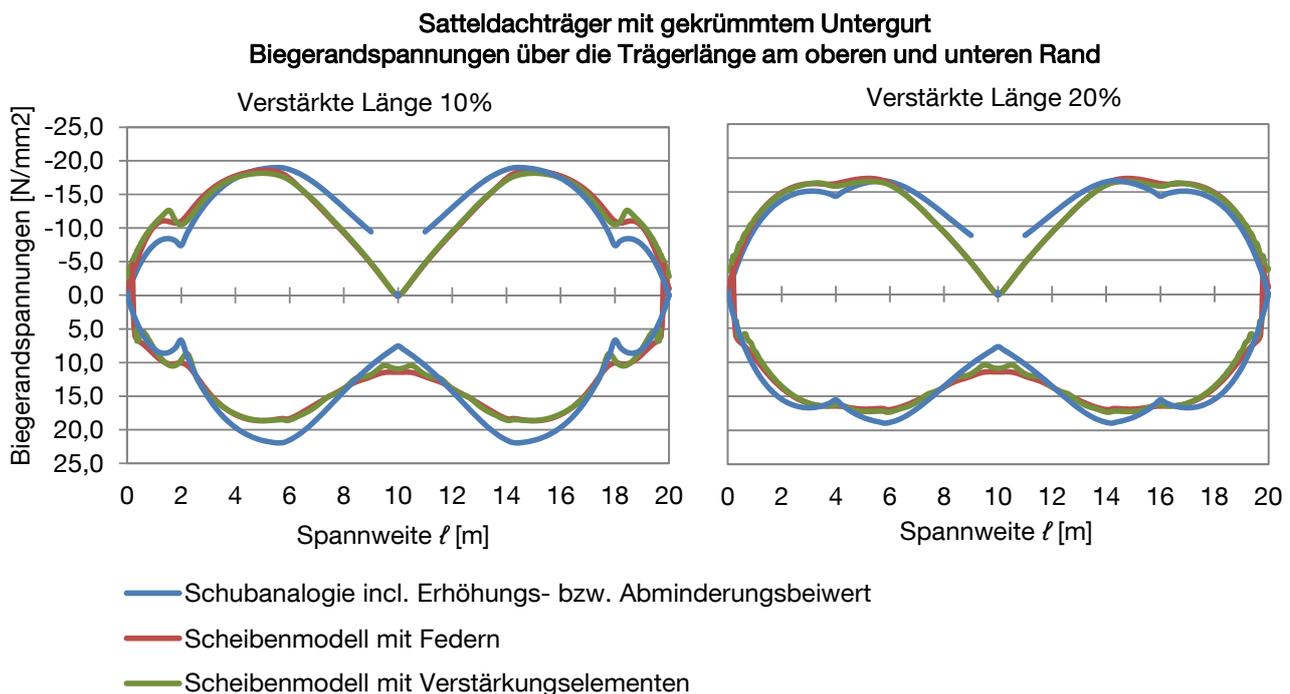


Abbildung 136: Biegerandspannungen für den Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt, Länge des verstärkten Bereiches 10% (links) und 20% (rechts), in Anlehnung [Danzer 2011]

Ein möglicher Grund für die Differenzen könnte in der im Gegensatz zu den Annahmen der Schubanalogie nicht konstanten Verteilung des Schubflusses liegen. Hierzu wurde eine Untersuchung der beiden Trägerformen unter Verwendung eines sehr hohen Schubmoduls  $G$  durchgeführt, um den Einfluss der Schubverformungen zu minimieren. Eine dementsprechende Berechnung nach der Schubanalogie resultiert in abnehmenden Biegespannungen aufgrund der höheren Ersatzschubsteifigkeit. Diese betragen

ca. 3% am Ort der Maximalwerte der Biegespannungen. Die Finite-Element-Berechnungen zeigten leicht abnehmende Biegespannungen am unteren und leicht zunehmende Biegespannungen am oberen Trägerrand. Am Ort der Maximalwerte der Biegespannungen betragen diese Änderungen jeweils ca. 2%. Am hinsichtlich eines Biegezugversagens maßgebenden unteren Trägerrand ergaben sich somit keine markanten Unterschiede. Eine weitere Begründung wird in der sich im querzugbeanspruchten Trägerbereich leicht öffnenden Fuge vermutet. Diese deutete sich auch im Rahmen der Berechnungen nach der Finite-Elemente-Methode an. Derartige Effekte können weder von der Methode der Schubanalogie erfasst werden, noch liegen Rechenansätze vor, um einen derartigen Einfluss auf die Größe der Spannungen zu quantifizieren.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass bei beiden untersuchten Trägerformen eine Berechnung nach der Schubanalogie unter Verwendung der Beiwerte zur Berücksichtigung der nichtlinearen Verteilung der Biegespannungen sowohl am oberen als auch am unteren Trägerrand zu betragsmäßig leicht höheren und damit auf der sicheren Seite liegenden Werten führt.

#### 4.8 Fazit

In Abschnitt 3 wurde eine Methode vorgestellt, die Wirksamkeit von Verstärkungselementen im ungerissenen Zustand zu quantifizieren. Mittels experimenteller Untersuchungen und vergleichender Berechnungen wird dargelegt, dass im Fall von Schubverstärkungen baupraktisch Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit ungerissener Brettschichtholzbauteile von bis zu 20 % erreichbar scheinen. Der Einsatz von Verstärkungselementen resultiert jedoch zusätzlich in einer inneren Redundanz des verstärkten Bauteils gegenüber den zugehörigen Spannungen, d.h. die Verstärkungselemente können so bemessen werden, dass sie die im Versagensfall des Bauteils auftretenden, zugehörigen Spannungen übernehmen. Eine Berechnungsmöglichkeit dieser im Versagensfall nachgiebig verbundenen Trägerteile stellt die Methode der Schubanalogie dar, da sie die Möglichkeit der rechnerorientierten Umsetzung und damit das Potential einer abschnittswisen Definition der Querschnittswerte und Steifigkeitskennwerte bietet. Unter Verwendung dieser Methode wurde eine Studie zu baupraktisch relevanten, hoch biege-, schub- und querzugbeanspruchten Formen von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern durchgeführt, wobei die relevanten Trägerformen der in Abschnitt 2 vorgestellten, umfassenden Untersuchung dieser Trägerformen entnommen wurden.

Diese Berechnungen unter Ansatz einer Mindestbewehrung zur Übertragung des Schubflusses in Rissebene zeigen, dass Bauteile mit einer größeren Neigungsdifferenz zwischen Ober- und Untergurt tendenziell geringere Erhöhungen der Biegespannungen aufweisen als parallelgurtige Bauteile. Die zwischen dem Ausgangszustand und dem gerissenen Zustand eintretende Erhöhung der Biegespannungen beträgt maximal ein Drittel. Unter Ansatz der außergewöhnlichen Bemessungssituation entspricht dies einem rechnerischen Ausnutzungsgrad von maximal 70 %. Zurückzuführen ist dies auf die hohen axialen Verschiebungsmoduln der Gewindestangen und die sich daraus ergebenden hohen Fugensteifigkeiten. Diese wiederum resultieren in hohen Schubflüssen und dadurch – unter Berücksichtigung der axialen Tragfähigkeit der Gewindestangen – in recht geringen Verbindungsmittelabständen. Aufgrund des resultierenden hohen Niveaus der Fugensteifigkeit hat eine Änderung ebendieser nur einen untergeordneten Einfluss auf die Größe der Biegespannungen. Eine Reduzierung des Abstandes der Verstärkungselemente oder der Einsatz von eingeklebten anstelle von vorgebohrten, eingedrehten Gewindestangen führt im gerissenen Zustand somit zu keiner nennenswerten Verbesserung der Spannungszustände. Mit zunehmender Länge der Verstärkungsbereiche ergeben sich

deutlich geringere Erhöhungen der Biegespannungen im Versagensfall. Da die Summe des zu übertragenden Schubflusses jedoch nur in geringem Maße zunimmt und sich zudem baupraktische Vorteile in Form größerer Verbindungsmittelabstände ergeben, ist für diesen Bemessungsfall eine Anordnung der Schubverstärkungen über größere Bereiche der Trägerlänge anzustreben. Aufgrund noch vorhandener Unsicherheiten hinsichtlich der Größe des axialen Verschiebungsmoduls sollten bei einer Bemessung im außergewöhnlichen Lastfall die resultierenden Abstände der Verstärkungselemente nicht maximal ausgenutzt werden.

Zur Validierung der Ergebnisse wurden ausgewählte Trägerformen mithilfe der Finite-Element-Methode unter Verwendung zweier unterschiedlicher Modelle berechnet. Bei den gewählten, stark von der Form des geraden Trägers abweichenden Geometrien zeigte sich, dass das Verfahren der Schubanalogie in allen untersuchten Fällen betragsmäßig leicht höhere Werte der maximalen Biegespannungen ergibt, wobei sich bei größeren Verstärkungslängen eine bessere Übereinstimmung zeigte. Es kann also festgestellt werden, dass die Methode der Schubanalogie somit auch für nachgiebig verbundene, gekrümmte Träger und Satteldachträger als Näherungsverfahren angesehen werden kann, welches im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen tendenziell auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse lieferte. Für Formen von Satteldachträgern, bei denen die maximalen Biegespannungen im Bereich des Firstes (innerhalb ca.  $\pm 2 \cdot h_{ap}$ ) auftreten, sollten gegebenenfalls gesonderte Untersuchungen durchgeführt werden.

Im Hinblick auf die Reaktion von Holz gegenüber Feuchtigkeit stellt sich die Frage des Einflusses von stiftförmigen Verstärkungselementen auf die Größe feuchteinduzierter Spannungen aufgrund ihrer Sperrwirkung gegenüber dem freien Schwinden bzw. Quellen des Holzbauteils. Zu dieser Fragestellung werden im abschließenden Kapitel einige Überlegungen in Form von rechnerischen sowie experimentellen Untersuchungen vorgestellt.

#### **4.9 Ausblick: Zusatzbeanspruchungen aus dynamischer Einwirkung im Versagensfall**

Wie zu Beginn des Abschnitt 4 erwähnt, stellt sich beim Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand (= faserparalleler Bruch über gesamte Trägerlänge) kurzzeitig eine dynamische Einwirkung auf das verstärkte Brettschichtholzbauteil ein. Die Thematik der dynamischen Einwirkung auf Bauteile im Versagensfall stellt eine große, zusätzlich zu erschließende Domäne dar. Ihre umfassende Behandlung bedarf einer intensiven Beschäftigung mit vielen Fragestellungen, welche außerhalb der Zielsetzung dieser Arbeit liegen und in einer eigenständigen Arbeit besser aufgehoben wären. Dennoch sollen hier einige Gedanken und Ansätze im Hinblick auf die Berücksichtigung derartiger Einwirkungen im Rahmen der Tragwerksplanung skizziert werden.

Im ungerissenen Zustand werden die auftretenden Schubbeanspruchungen durch die gemeinsame Tragwirkung des Verbundbauteils (verstärktes Brettschichtholzbauteil) abgetragen. Die anteilige Abtragung der Schubbeanspruchungen ergibt sich aus der Größe der Anteile der Steifigkeiten von Brettschichtholzbauteil und Verstärkungselementen an der Gesamtsteifigkeit, siehe Abbildung 137 (links). In Abschnitt 3 wird dargelegt, dass die vergleichsweise geringe Schubverformung des Brettschichtholzbauteils bis zum Bruch, in Zusammenhang mit dem nachgiebigen Verbund zwischen den stiftförmigen (idealerweise zugbeanspruchten) Verstärkungselementen und dem Holzquerschnitt, dazu führt, dass die Steifigkeit der Verstärkungselemente nicht voll aktiviert wird.

Aus den in Abschnitt 3.6 vorgestellten, experimentellen Untersuchungen zur Schubfestigkeit schubverstärkter Brettschichtholzelemente lässt sich ablesen, dass ein Schubversagen in einem schlagartig auftretenden, spröden Trennbruch resultiert. Im Versuch (weggesteuert) führte dieser zu einer deutlichen Entlastung des Prüfkörpers, bevor eine erneute Lastaufnahme auf niedrigerem Lastniveau feststellbar war. Die Lastabtragung erfolgte anteilig durch die nun aktivierten Verstärkungselemente wie auch durch die Aktivierung von Reibung/Verzahnung in der Bruchfuge.

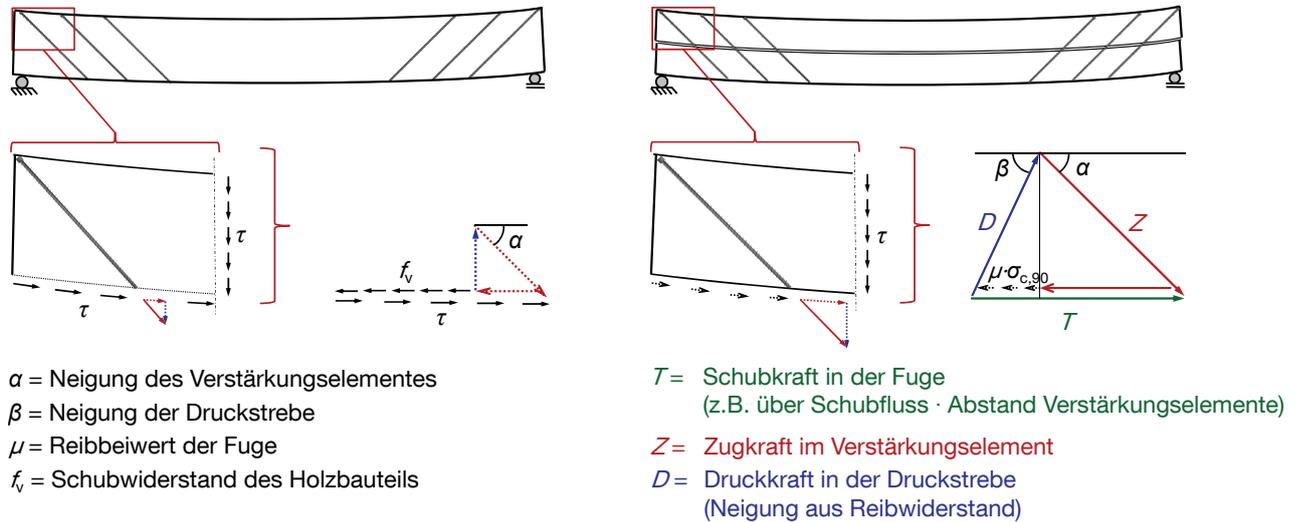


Abbildung 137: Schematische Darstellung der Lastabtragungsmechanismen schubverstärkter Holzbauteile im ungerissenen Zustand (links) und gerissenen Zustand (rechts)

Im gerissenen Zustand bildet sich das Tragsystem aus zwei übereinander liegenden, nachgiebig miteinander verbundenen Teilquerschnitten. Die Schubbeanspruchung (Schubkraft) in der Verbundfuge wird durch den fugeparallelen Anteil der Zugkraft in den Verstärkungselementen und dem Reibwiderstand in der Fuge ausgeglichen, siehe Abbildung 137 (rechts). Die Neigung der sich aus Gleichgewichtsgründen ergebenden Druckstrebe ist abhängig vom Verhältnis der Größe des Reibwiderstandes zum fugeparallelen Anteil der Zugkraft in den Verstärkungselementen. Bei Kenntnis der zu übertragenden Schubkraft lässt sich die Zugkraft in den Verstärkungselementen wie folgt bestimmen:

$$\sum H : D \cdot \cos \beta + Z \cdot \cos \alpha = T \quad (4-14)$$

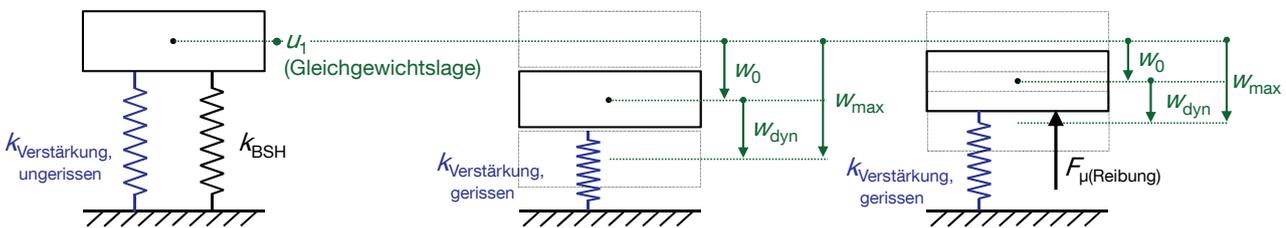
$$\sum V : Z \cdot \sin \alpha = D \cdot \sin \beta \rightarrow D = \frac{Z \cdot \sin \alpha}{\sin \beta} \quad (4-15)$$

$$\sum H : \underbrace{\frac{Z \cdot \sin \alpha}{\sin \beta} \cdot \cos \beta}_{=(Z \cdot \sin \alpha) / \tan \beta} + Z \cdot \cos \alpha = T \rightarrow Z = \frac{T}{(\cos \alpha + \sin \alpha / \tan \beta)} \quad (4-16)$$

mit: Abkürzungen siehe Abbildung 137

Soll die zusätzliche Beanspruchung der Verstärkungselemente durch die dynamische Einwirkung aufgrund ihres Auffangeffektes nach dem Schubbruch des Brettschichtholzbauteils abgeschätzt werden, so bietet es sich an, den schubverstärkten Brettschichtholzträger als Masse-Feder-System darzustellen. Im ungerissenen Zustand bildet sich die Federsteifigkeit aus der Schubsteifigkeit des Holzbauteils und der zusätzlichen Schubsteifigkeit der durch die Schubverformung des Gesamtquerschnitts aktivierten

Verstärkungselemente, siehe Abbildung 138 (links). Tritt ein Schubbruch des Brettschichtholzbauteils ein, so entfällt die zugehörige Feder ( $k_{\text{BSH}}$ ). Die Masse wird nur noch durch die Steifigkeit der den Verstärkungselementen zugehörigen Feder ( $k_{\text{Verstärkung,gerissen}}$ ) getragen, siehe Abbildung 138 (Mitte), im Unterschied zum ungerissenen Zustand kann diese jedoch nun in größerem Maße aktiviert werden. Durch die Reduzierung der Federsteifigkeit fällt das System aus dem ursprünglichen Gleichgewicht in eine neue Gleichgewichtslage, die Größe der Verformung ist abhängig vom Verhältnis zwischen Masse und Federsteifigkeit vor und nach dem Schubbruch. Es stellt sich eine Schwingung des Systems ein, die maximale Amplitude beträgt das Doppelte der statischen Verformung  $w_0$  zwischen Ausgangslage und neuer Ruhelage, siehe Abbildung 139 (oben). Gebremst werden kann diese Schwingung zum einen durch die in der Bruchfuge aktivierte Reibung siehe Abbildung 138 (rechts). Zum anderen kann die Dissipation der beim Schubbruch frei gewordenen Energie über eine plastische Verformung der Verstärkungselemente erreicht werden, siehe Abbildung 139 (unten).



- $k_{\text{Verstärkung}}$  = (Schub-) Steifigkeit der Verstärkungselemente
- $k_{\text{BSH}}$  = (Schub-) Steifigkeit des Brettschichtholzbauteils
- $F_{\mu(\text{Reibung})}$  = Widerstand aus Reibung/Verzahnung in der Bruchfuge

Abbildung 138: Schematische Darstellung des Schubverstärkten Bauteils als Masse-Feder-System, links: ungerissener Zustand im Gleichgewicht, Mitte/rechts: gerissener Zustand ohne/mit Ansatz der Reibung

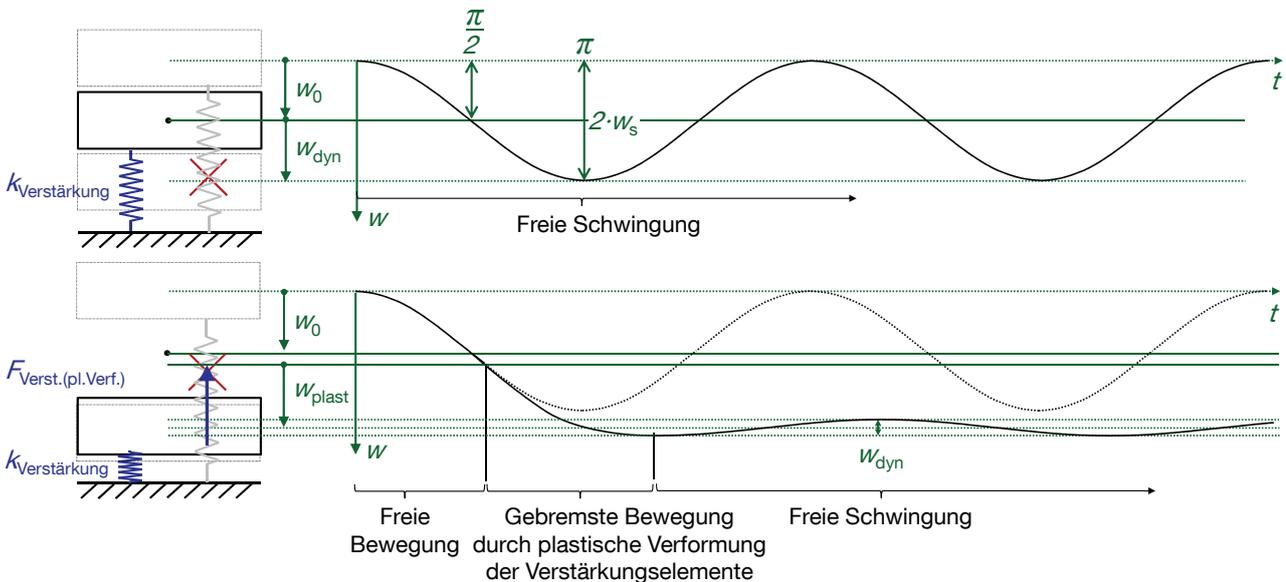


Abbildung 139: Masse-Feder-System nach Schubbruch, oben: freie ungedämpfte Schwingung incl. Anteile der statischen Verformung  $w_0$  zwischen Ausgangslage und neuer Ruhelage und der dynamischen Auslenkung  $w_{\text{dyn}}$ , unten: Dissipation der kinetischen Energie durch plastische Verformung  $w_{\text{plast}}$  der Verstärkungselemente



Das Überschreiten der Bemessungssituation ist rechnerisch gleichzusetzen mit einem spröden, schlagartigen Schubversagen des Brettschichtholzquerschnitts.

2. Durch den Wegfall der Schubsteifigkeit des Brettschichtholzquerschnitts liegt in der Verbundfuge des nun nachgiebig verbundenen Bauteils eine geringere Steifigkeit vor. Die zuvor vom Brettschichtholzquerschnitt abgetragene Schubbeanspruchung ist nun von den Verstärkungselementen zu übernehmen. Bei gleichbleibender Verformung  $u_1$  können die Verstärkungselemente jedoch nur einen Bruchteil der in der Fuge vorliegenden Schubbeanspruchung abtragen. Die Aktivierung des Widerstands zum Erreichen des statischen Gleichgewichts erfolgt durch zusätzliche Verformungen. Ein weiterer Lastabtragungsmechanismus wird sich durch die Aktivierung der Reibung bzw. Verzahnung in der Verbundfuge einstellen. Die Größe des Widerstands aus Gleitreibung ist, neben der Größe des Reibungskoeffizienten, abhängig von der quer zur Fuge wirkenden Druckspannung. Zugbeanspruchte Verstärkungselemente erhöhen diese, siehe Abschnitt 3.2.3. Dementsprechend wird sich mit zunehmender Zugbeanspruchung der Verstärkungselemente auch der Reibwiderstand erhöhen. Wie in Abschnitt 3.6.4 dargelegt, ist der Ansatz eines Reibbeiwertes noch mit großen Unsicherheiten behaftet. Aufgrund der im Rahmen einer Tragwerksplanung gebotenen Zuverlässigkeit wird sein Einfluss in den folgenden Ausführungen vernachlässigt.
3. Der hinsichtlich des Gleichgewichts notwendige Schubwiderstand baut sich über eine Verschiebung der Bruchfuge und zugehöriger Verformung der Verstärkungselemente auf. Das System fällt vom ursprünglichen Gleichgewicht in eine neue Gleichgewichtslage, wobei es von der elastischen Verformung der Verstärkungselemente aufgefangen wird. Als Masse-Feder-System dargestellt ergibt sich die Verformung  $u_{stat}$  zu:

$$u_{stat} = \frac{M \cdot g}{k_{Verstärkung,ger.}} \quad (4-18)$$

Im Falle einer freien Schwingung, d.h. elastischen Verformung der Verstärkungselemente, betrüge die maximale Amplitude das Doppelte der statischen Verformung zwischen Ausgangslage und neuer Ruhelage ( $u_{stat} - u_1$ ). Eine dahingehende Bemessung würde in einer deutlichen Steigerung der notwendigen Beanspruchbarkeit der Verbundfuge (Verstärkungselemente) resultieren. Für die in Abschnitt 4.5 untersuchten, hochbeanspruchten Geometrien von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern (maßgebender Fall der größten untersuchten Verstärkungslänge, unter Vernachlässigung baupraktisch selten eingesetzter Geometrien mit Firsthöhen  $h_{ap} \leq 1.0$  m) wäre die statische Beanspruchbarkeit der Verbundfuge um 60 % bis 80 % (MW 75 %) zu erhöhen.

4. Ein anderer Ansatz bietet sich in der Berücksichtigung der Dissipation der kinetischen Energie durch das plastische Verformungsvermögen der Verstärkungselemente. Die Grenzverformung  $u_{dynamisch}$ , ab der ein Übergang von elastischer zu plastischer Verformung der Verstärkungselemente hinnehmbar ist, sollte einen ausreichenden Abstand von der statischen Ruhelage  $u_{stat}$  haben. Das Verhältnis der beiden Verformungen zueinander lässt sich über einen Erhöhungsbeiwert  $\Phi$  ausdrücken. ( $u_{dyn} = u_{stat} \cdot (1 + \Phi)$ ). Es baut sich ein statisches Gleichgewicht im elastisch-plastischen Bereich auf.
5. Die plastische Verformung der Verstärkungselemente endet, wenn alle kinetische Energie dissipiert ist. Die vom Widerstand der Verbundfuge während der plastischen Verformung der Verstärkungselemente und der Schubbeanspruchung in der Verbundfuge aufgespannte Fläche entspricht der dissipierten kinetischen Energie. Je größer die Differenz zwischen Widerstand und Schubbeanspruchung, desto geringer die notwendige plastische Verformung. Die maximal

auftretende Verformung  $u_{\max}$  lässt sich in Abhängigkeit der statischen Verformung in der Ausgangslage  $u_1$ , in der neuen Ruhelage  $u_{\text{stat}}$  und des Erhöhungsbeiwerts  $\Phi$  wie folgt ausdrücken (Herleitung siehe Anhang zu 4.9):

$$u_{\max} = u_s \cdot \left\{ (1 + \phi) + \frac{\left( (1 - u_1/u_s)^2 - \phi^2 \right)}{2 \cdot \phi} \right\} \quad (4-19)$$

Ist das plastische Verformungsvermögen der Verstärkungselemente bekannt, lässt sich mit Gl. (4-19) der minimal notwendige Erhöhungsbeiwert  $\Phi$  bestimmen.

6. Nach der gebremsten Bewegung stellte sich eine freie Bewegung um die neue statische Ruhelage  $u_2$  ein. Die Schwingungsamplitude entspricht der über die statische Ruhelage  $u_{\text{stat}}$  hinausgehenden, elastischen Verformung  $u_{\text{stat}} \cdot \Phi$ .

Mit zunehmendem Verhältnis der Verformungen bzw. der Steifigkeiten vor und nach dem Bruch

$$\frac{u_1}{u_{\text{stat}}} = \frac{k_{\text{Verstärkung,ger.}}}{k_{\text{BSH}} + k_{\text{Verstärkung,unger.}}} \quad (4-20)$$

reduziert sich das Ausmaß der Schwingungsamplitude  $u_0$  und damit auch die Größe der zu dissipierenden kinetischen Energie. Aus den Ergebnissen der vorherigen Abschnitte lässt sich ableiten, dass eingeklebte Verstärkungselemente hier einen gewissen Vorteil gegenüber eingedrehten bieten. Der gleiche Effekt lässt sich durch eine Erhöhung der Anzahl der Verstärkungselemente erreichen.

Ein ebenso wichtiger Kennwert ist die Duktilität der Verstärkungselemente. Eine Zunahme des plastischen Verformungsvermögens ist gleichzusetzen mit einer Reduktion des Erhöhungsbeiwerts  $\Phi$ . Die notwendige Erhöhung der Beanspruchbarkeit zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchung aus dynamischer Einwirkung auf die Verstärkungselemente wird dementsprechend sinken. Im Fall der heutzutage baupraktisch eingesetzten Verstärkungselemente ist eine Zunahme der axialen Tragfähigkeit zumeist gleichzusetzen mit einer Reduktion der Duktilität des (hochfesten) Stahlquerschnittes. Vergleichsrechnungen deuten an, dass nur eine recht geringe Duktilität notwendig ist, um eine deutliche Reduktion des Erhöhungsbeiwerts zu bewirken. Unter der Annahme, dass das plastische Verformungsvermögen mindestens dem dreifachen der maximalen elastischen Verformung entspricht, ergeben sich für die in Abschnitt 4.6 berechneten, hochbeanspruchten Geometrien von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern (maßgebender Fall der größten untersuchten Verstärkungslänge, unter Vernachlässigung baupraktisch selten eingesetzter Geometrien mit Firshöhen  $h_{\text{ap}} \leq 1.0$  m, Lastfall ständig-vorübergehend) Erhöhungsbeiwerte von  $0.1 \leq \Phi \leq 0.18$  (MW = 0.15).

Genauere Angaben zum Reibwiderstand in der Fuge sind mit dem momentanen Stand des Wissens nicht möglich. Die in der einschlägigen Literatur veröffentlichten Angaben zum Reibbeiwert schwanken stark (siehe Abschnitt 3.6.4). Zudem sind genauere Untersuchungen in Bezug auf die Größe und Verteilung der quer zur Fuge vorliegenden Druckspannungen notwendig.

Aufgrund der fehlenden Versuche und der daraus bedingten Notwendigkeit von Abschätzungen erscheinen genauere Empfehlungen für die Praxis zum momentanen Zeitpunkt noch nicht möglich.



## 5 Einfluss von Holzfeuchteänderungen auf verstärkte Brettschichtholzbauteile

### 5.1 Feuchtetransport in Holz

#### 5.1.1 Einleitung

Die Reaktion von Holz gegenüber Feuchtigkeit ist integraler Bestandteil jeder Auseinandersetzung mit diesem natürlichen Rohstoff. Dies gilt auch für die Planung, Realisierung und Instandhaltung von mit dem Baustoff Holz erstellten Bauwerken. Die Relevanz wird unterstrichen durch die hohe Anzahl von Schäden an Holzbauteilen, hervorgerufen durch die Nichtbeachtung der Mechanismen des Baustoffs Holz gegenüber Feuchtigkeit. In der in Abschnitt 1 vorgestellten Untersuchung zu Schäden an weitgespannten Holztragwerken war in 46 % der Fälle die Reaktion von Holz gegenüber Feuchtigkeit mit ursächlich für den Schaden. Diese Größenordnung wird durch andere entsprechende Untersuchungen (z.B. [Blaß & Frese 2010], [Frühwald et al. 2007]) bestätigt.

[Niemz 1993] legt eine ausführliche und umfassende Beschreibung des Verhaltens von Holz und Holzwerkstoffen gegenüber Feuchte vor. Er bezieht sich darin u.a. auf grundlegende Arbeiten von [Nägeli 1858] und [Vollbehr 1896] sowie die „nahezu enzyklopädische Arbeit“ von [Kollmann 1936]. Für das Bauwesen sind dabei vor allem der Einfluss der Holzfeuchte auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften, das Kriechverhalten, die Anfälligkeit gegenüber Pilzen und die Volumenänderung (Quell- und Schwindverhalten) unterhalb des Fasersättigungsbereiches von Bedeutung. Zu letzterem Themenbereich gehören die aus der Wechselwirkung mit dem umgebenden Klima entstehende Feuchteverteilung (Feuchtegradienten) im Holz und die aus der zugehörigen, inhomogenen Volumenänderung resultierenden Spannungen.

Im Folgenden soll auf die wichtigsten für nachfolgend vorgestellte Forschungsarbeiten relevante Mechanismen des Materials Holz gegenüber Feuchte eingegangen werden. Ausführliche Informationen zu diesem Thema finden sich in den oben sowie im weiteren Text zitierten Quellen.

#### 5.1.2 Diffusionsmechanismen

Holz ist ein hygroskopischer und kapillarporöser Stoff, dessen Hohlraumssystem eine sehr große innere Oberfläche aufweist. Sein hygroskopisches Verhalten ist im geschlagenen und verarbeiteten Zustand bei Holzfeuchten zwischen 4 % und 28 % in hohem Maße durch Dampfdiffusionserscheinungen im Mikrosystem geprägt. Die treibende Kraft für die hierbei stattfindende Teilchenbewegung sind Konzentrationsunterschiede, die erstmals von [Graham 1829] experimentell untersucht und von [Fick 1855] in den heutzutage nach ihm benannten „Fick’schen Gesetzen“ beschrieben wurden. Deren Gültigkeit für Feuchtetransportvorgänge in Holz unterhalb des Fasersättigungspunktes wurde erstmals von [Tuttle 1925] experimentell belegt. Wichtigster Parameter zur Berechnung von Diffusionsvorgängen ist der Diffusionskoeffizient  $D$ , da dieser den zeitlichen Verlauf des Feuchtetransports maßgeblich beeinflusst. Schon ein in [Kollmann 1951] enthaltener Vergleich mehrerer Untersuchungen zeigt zwar eine Zunahme der Diffusionszahl mit wachsender Holzfeuchte und eine Temperaturabhängigkeit, jedoch auch beträchtliche Differenzen der in den unterschiedlichen Quellen angegebenen Koeffizienten. [Becker 2002] zeigt in einer Analyse neuerer Untersuchungen, dass die im Rahmen dieser ermittelten Diffusionskoeffizienten für Nadelholz z.T. noch immer deutlich voneinander abweichen. Eine von ihm durchgeführte Simulation mehrerer experimenteller Untersuchungen (u.a. von [Möhler & Steck 1977]) ergibt größtmögliche Übereinstimmung für einen Diffusionskoeffizienten  $D = 0.5 \cdot e^{4.0 \cdot u}$  [mm/h] und einen

Oberflächenemissionskoeffizienten  $\beta = 0.03$  [1/h]. Der Einfluss des Übergangs- oder Oberflächenemissionskoeffizienten sinkt mit zunehmenden Querschnittsabmessungen. [Aondio 2008] weist darauf hin, dass die für die Ermittlung des Diffusionskoeffizienten verwendeten experimentellen Untersuchungen zumeist unter Laborbedingungen und unter für die baupraktische Anwendung kaum relevanten Klimabeanspruchungen verliefen.

Nach [Kollmann 1951] werden die Sorptionsvorgänge von drei sich in Abhängigkeit der Holzfeuchte überlagernden Teilprozessen (Chemisorption, Adsorption und Kapillarkondensation) bestimmt, siehe Abbildung 141.

Die sich in Abhängigkeit von Luftfeuchte, Temperatur, Luftdruck und holzspezifischen Eigenschaften wie Rohdichte und strukturellem sowie chemischem Aufbau einstellenden Ausgleichsfeuchten werden häufig über sog. Sorptionsisothermen beschrieben ([Hawley 1931] aus Daten von Loughborough, von [Keylwerth 1949] ins metrische System umgerechnet). Die hygroskopischen Eigenschaften von Holz führen zu einem Hystereseeffekt in der Art, dass bei gleicher relativer Luftfeuchte die Isotherme bei Desorption um 1 % - 2 % Holzfeuchte höher liegt als bei Adsorption, siehe Abbildung 142. Eine ausführliche Beschreibung der Transportprozesse von Wasser in Holz ist in [Siau 1984] enthalten.

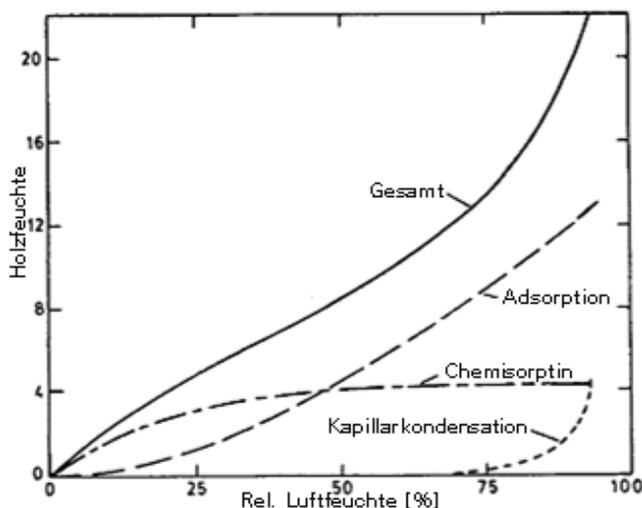


Abbildung 141: am Sorptionsvorgang beteiligte Teilprozesse [Skaar 1988]

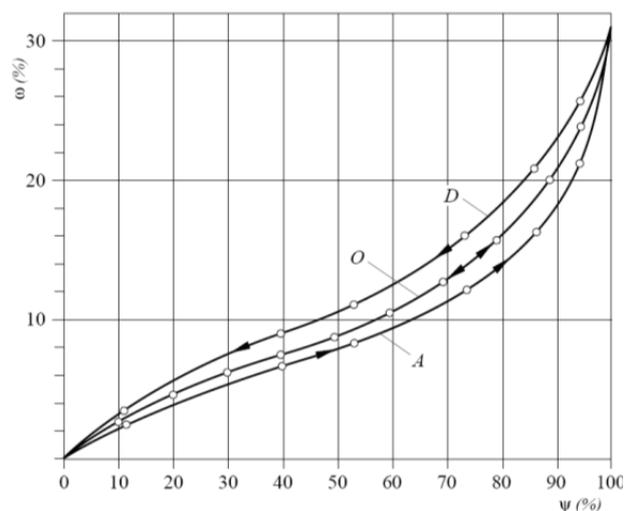


Abbildung 142: Sorptionsisothermen für Fichte bei 20° C, Feuchtegehalt ( $\omega$ ) in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte ( $\psi$ ) [Stamm 1964]  
Bedeutung: A: Adsorption; D: Desorption; O: oszillierende Sorption

### 5.1.3 Schwinden und Quellen

Im Rahmen der Sorptionsvorgänge werden Wassermoleküle als gebundenes Wasser in die intermizellaren und interfibrillaren Hohlräume der Zellwand eingelagert, die Fibrillen rücken auseinander. Da das Volumen der Zellhohlräume konstant bleibt, führt das Ausdehnen der Zellwände zur Volumenvergrößerung. Nach [Kollmann 1951] verläuft das Quellen im baupraktisch relevanten Bereich zwischen 5 % und 25 % Holzfeuchte annähernd linear, wobei es aufgrund der Orientierung der Fibrillen im Holzgefüge radial und tangential wesentlich ausgeprägter ist als in Faserrichtung [Mörath 1932]. Daher wird für baupraktische

Anforderungen meist ein aus radialem und tangenialem Quellen gemitteltes differentielles Quellmaß verwendet, welches z.B. für Fichte zu 0.25 % je Prozent Holzfeuchteänderung angegeben wird [DIN EN 1995-1-1/NA 2010].

## 5.2 Verteilung der Holzfeuchte und feuchteinduzierte Spannungen

### 5.2.1 Holzfeuchtegradienten – Dehnungen und feuchteinduzierte Spannungen

Stellt man sich einen Holzquerschnitt vor, so ist es einleuchtend, dass sich dessen oberflächennahe Bereiche recht schnell an ein geändertes Umgebungsklima anpassen. Tieferliegende Bereiche werden aufgrund der über eine größere Länge notwendigen Diffusionsvorgänge eine längere Zeit bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte benötigen. Die Feuchteverteilung im Querschnitt ist somit nicht nur von der relativen Luftfeuchte abhängig, sondern auch von der Zeit. Die oberflächennahen Bereiche stehen sowohl mit dem Umgebungsklima als auch mit den tieferliegenden Bereichen in ständiger Wechselwirkung. Zwischen dem Ausgangspunkt und dem vollständigen Erreichen der Ausgleichsfeuchte stellt sich über den Querschnitt ein Feuchtegefälle ein. Da die Holzfeuchteänderung eine Volumenänderung (in gegebenem Fall aus Schwinden) bedingt, werden sich folglich über die Querschnittsbreite Dehnungen unterschiedlicher Größe einstellen. Diese Zusammenhänge wurden bereits von [Tiemann 1917] beschrieben, experimentelle Untersuchungen werden von [McMillen 1955] vorgestellt, siehe Abbildung 143. Hierbei wurden zu verschiedenen Zeitpunkten des Trocknungsprozesses die Abmessungen der Prüfkörper erfasst, die Prüfkörper anschließend in Scheiben geschnitten und die Abmessungen der nun spannungsfreien Scheiben erneut aufgenommen. Aus den Dehnungsdifferenzen der einzelnen Scheiben wurde auf die Dehnungsverteilung im Prüfkörper geschlossen.

Während des Austrocknungsprozesses werden die oberflächennahen Bereiche durch das Querschnittsinnere vergleichbar mit einer elastischen Bettung am freien Schwinden gehindert, dort entstehen Querkzugspannungen. Aufgrund des notwendigen Spannungsgleichgewichtes werden sich in den inneren Bereichen Querdruckspannungen aufbauen. Da die Festigkeitskennwerte rechtwinklig zur Faserrichtung wesentlich geringer sind als in Faserrichtung, die Formänderung aus Holzfeuchteänderungen jedoch weitaus höher, ist es nicht unüblich, dass bei solchen Vorgängen die lokale Querkzugfestigkeit überschritten wird. Sie baut sich infolgedessen in Form von oberflächennahen Rissen ab, siehe Abbildung 144. Durch das lokal nun nicht mehr erfüllte Spannungsgleichgewicht lagern sich die Querdruckspannungen im ungerissenen, inneren Querschnitt in Richtung der Zugspannungen um. Dies bedingt erneut lokale Spannungsüberschreitungen und damit einen Rissfortschritt, bis beim Erreichen des Spannungsgleichgewichtes die lokale Querkzugfestigkeit des Holzes nicht mehr überschritten ist.

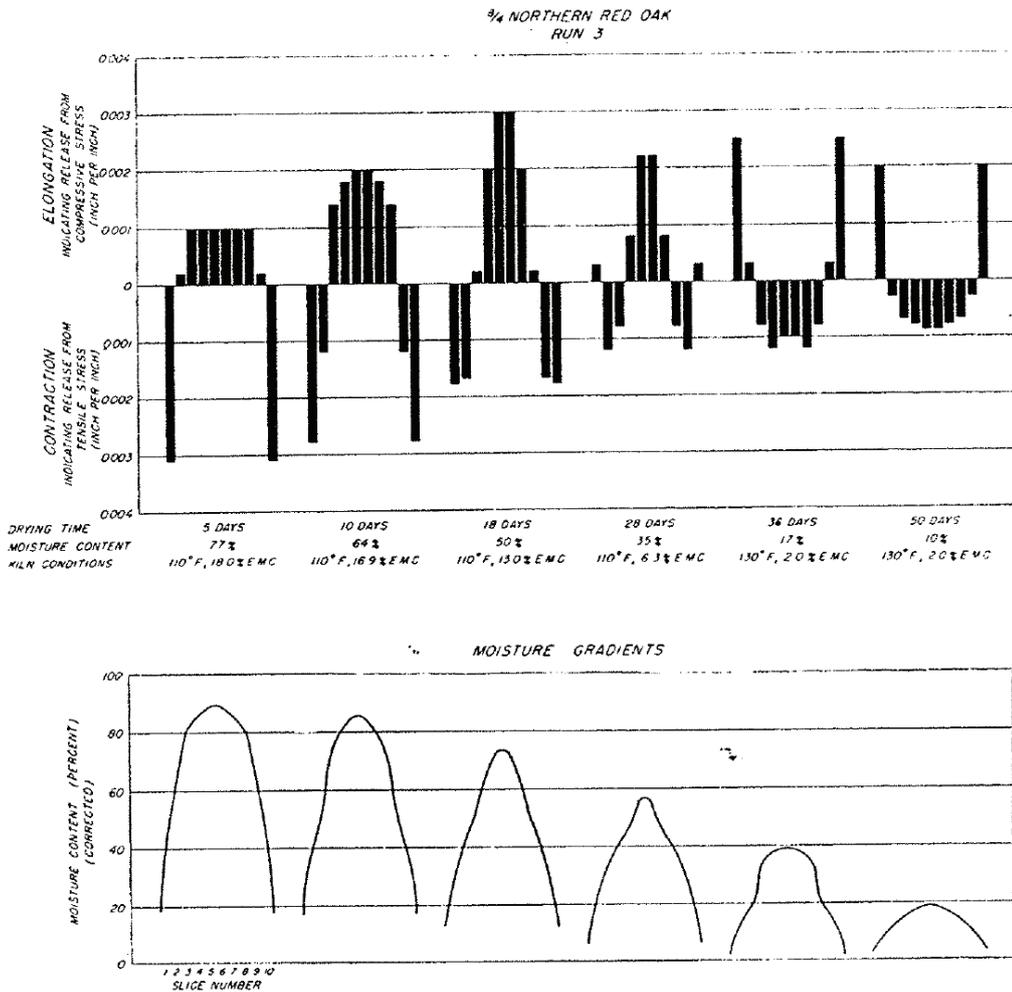


Abbildung 143: Dehnungsdiagramme und Feuchteverteilung für Red Oak, Abmessungen 2 x 7 inch (5.08 x 17.8 cm), getrocknet bei 110° F (43.3° C) [McMillen 1955]

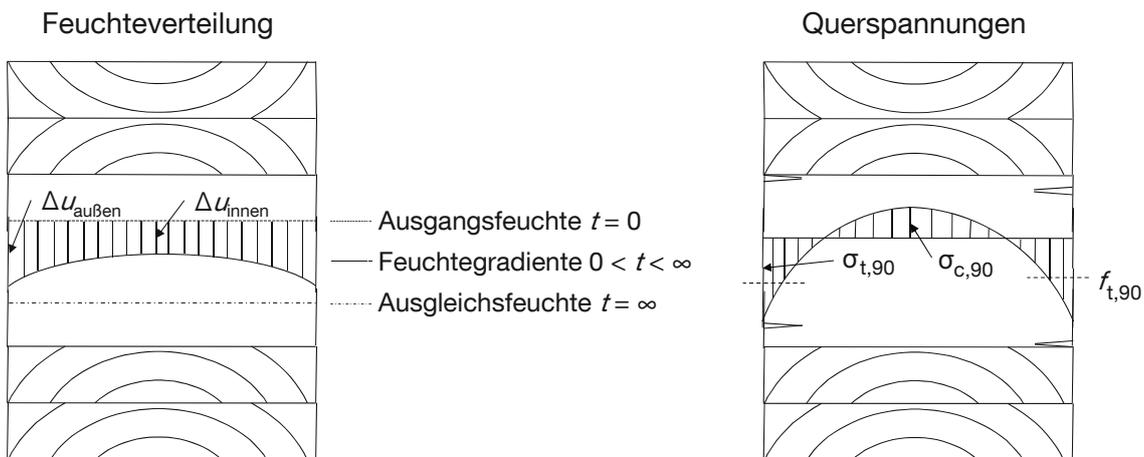


Abbildung 144: Schematische Darstellung einer sich einstellenden Feuchteverteilung aufgrund geänderter Umgebungsbedingungen und resultierender Querspannungen aus Schwindprozessen

Versuche zum Verhalten von Brett-schichtholzelementen baupraktischer Abmessungen gegenüber Holzfeuchteänderungen wurden von [Möhler & Steck 1977] an 150 mm breiten Prüfkörpern durchgeführt. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden die Prüfkörper 55 Tage in ein Feuchtklima von 20° C und 95 % relativer Luftfeuchte (RF) gelegt und anschließend einem zweistufigen Trockenklima (15 Tage bei 20-25° C und 44 % RF sowie 32 Tage bei 32° C, 27 % RF) ausgesetzt. Abbildung 145 zeigt die zu unterschiedlichen Zeitpunkten in unterschiedlichen Tiefen gemessenen Holzfeuchten.

Risse traten auf, wenn die Feuchteabnahme in den 10 mm dicken Randstreifen 5 % erreichte. Bei sehr schneller Trocknung entstanden bereits bei einer Feuchteabnahme von 2 % Schwindrisse. Eine vorherige Behandlung mit einem Feuchteschutzanstrich konnte eine Rissbildung weitestgehend vermeiden, da sie einen deutlich verzögerten Ausgleich der Feuchte im Randbereich bewirkte. Aus anschließend experimentell an entnommenen Probekörpern ermittelten Steifigkeitskennwerten und Quellmaßen wurde auf feuchteinduzierte Spannungen geschlossen. Im Vergleich mit der tatsächlich registrierten Rissbildung zeigte sich, dass bereits beim Überschreiten des unteren Streubereiches der Quersugspannungen mit Rissbildung gerechnet werden muss.

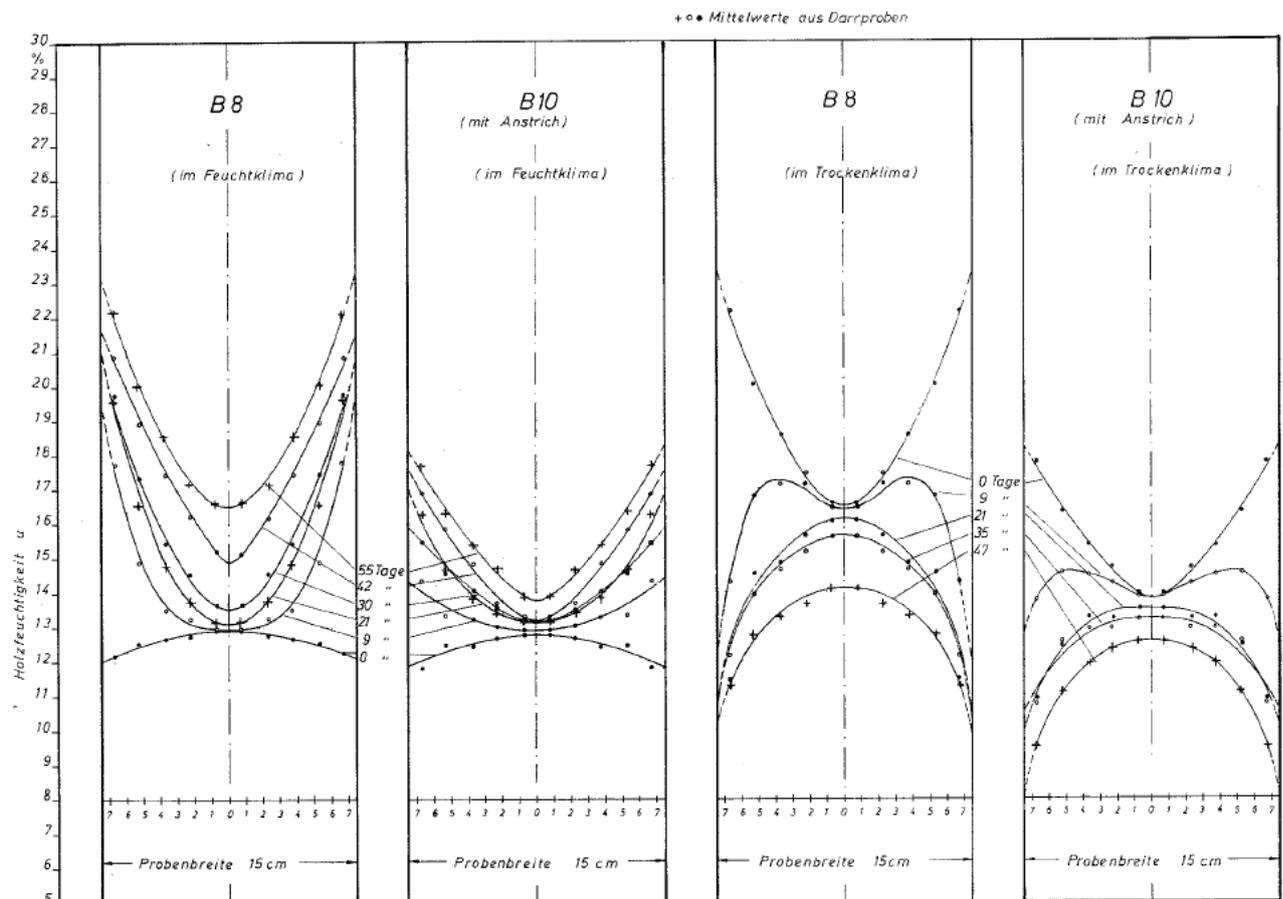


Abbildung 145: Holzfeuchteverteilung in Prüfkörpern aus Brett-schichtholz nach verschieden langer Lagerung im Feuchtklima und daran anschließendem Trockenklima, mit und ohne Feuchteschutzanstrich [Möhler & Steck 1977]

## 5.2.2 Relaxationsvorgänge

[Knight & Newall 1938] untersuchten die Feststellung, dass eine behinderte Quellung von Holz zu einer Änderung des Zellgefüges und damit plastischen Verformungen führt. Unter Berücksichtigung der Beanspruchungszeit erweist sich jeder Körper als mehr oder weniger viskoelastisch. *„Die Zeitabhängigkeit der elastischen Konstanten, hervorgerufen durch die begleitenden viskosen Anteile, äußert sich z. B. bei statischer Beanspruchung und bei vorgegebener Spannung durch eine systematische Zunahme der Dehnung (Kriechen) oder bei vorgegebener konstanter Dehnung durch ein Nachlassen der Spannung (Relaxation)“* [Becker & Reiter 1970]. Aus Versuchen von letztgenannten Autoren an Buchenholz ist bekannt, dass die Relaxation in den ersten Stunden nach der Lastaufbringung am höchsten ist und sich mit der Zeit einem konstanten Wert annähert. Der Absolutwert der Relaxation steigt mit zunehmender Temperatur und zunehmender Holzfeuchte. Obwohl bei Brettschichtholzbauteilen, in denen sich eine Feuchtegradient aufgrund geänderter Umgebungsbedingungen aufbaut, die Formänderungen  $\epsilon(t)$  infolge Schwinden oder Quellen bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte nicht konstant sind, werden Relaxationsvorgänge auch hier zeitabhängig eine Reduzierung der feuchteinduzierten Spannungen bewirken.

[Steck 1985] untersuchte mittels auf ein Aluminiumblech aufgeklebten Brettschichtholzkörpern den Abbau von Eigenspannungen aus Feuchteänderungen. Die von ihm ermittelten Relaxationswerte von 50 % bestätigen die von [Möhler & Maier 1970] für Fichtenholz unter konstanter Zusammendrückung ermittelten Spannungsreduktionen zwischen 50 % und 60 %. [Toratti & Svensson 2000] unterwarfen kleine Probekörper geringen aber konstanten Querkzug- bzw. Querkdruckspannungen und setzten diese anschließend entweder einem einzelnen Zyklus steigender oder sinkender Luftfeuchte aus. Aus den hierbei gemessenen Verformungen im Vergleich zu den Verformungen von Probekörpern mit freien Schwinddehnungen ermitteln sie Relaxationswerte zwischen 40 % und 50 % (siehe Abbildung 146), wobei bei Feuchteaufnahme etwas höhere Werte als bei Feuchteabgabe gemessen wurden. Es zeigte sich, dass der mechano-sorptive Anteil im Bereich des Fünffachen der elastischen Verformung liegt und damit den mit Abstand größten Anteil an der Gesamtdehnung ausmacht. [Angst & Malo 2012] ermittelten in einer der vorgenannten Untersuchung angelehnten Studie Relaxationswerte bis zu 70%, welche sich schon in kurzen Zeiträumen von Tagen bzw. wenigen Wochen einstellten.

[Kolb, Goth & Eppe 1984] weisen für mehrere hintereinander liegende, im Labor realisierte Feuchtezyklen einen noch höheren mechano-sorptiven Anteil an den Gesamtverformungen nach (von den Autoren als *„Kriechanteil“* definiert). Dieser nimmt bei Steigerung der gleichzeitig wirkenden Querkzugbeanspruchung noch zu. Im Rahmen des gleichen Forschungsprojektes in einem der Nutzungsklasse 2 entsprechendem Klima durchgeführte Dauerstandversuche zeigten eine starke Abnahme der Querkzugfestigkeit mit der Dauer der Klimabeanspruchung, wobei sich diese Abnahme bei zunehmender Querkzugbeanspruchung noch steigerte. Dies lässt die Autoren darauf schließen, dass bei Dauerbelastung weniger die Querkzugspannungen als die Querdehnungen das Versagen bestimmen. [Svensson & Toratti 2002] beziffern die mechano-sorptiven Verformungsanteile bei mehreren Feuchtezyklen auf das zehnfache der elastischen Verformungen. Innerhalb der zugrundeliegenden Versuchsreihe teilten sie die Probekörper zu verschiedenen Zeitpunkten in fünf gleich große Abschnitte und approximierten über den gemessenen Verformungsrückgang die internen, feuchteinduzierten Spannungen. Sie zeigen dabei, dass auch nach Erreichen einer konstanten Holzfeuchte über den gesamten Querschnitt noch interne Spannungen verbleiben, die sich aus der zeitlichen Abfolge der vorherigen Holzfeuchteverteilungen ableiten, siehe Abbildung 147.

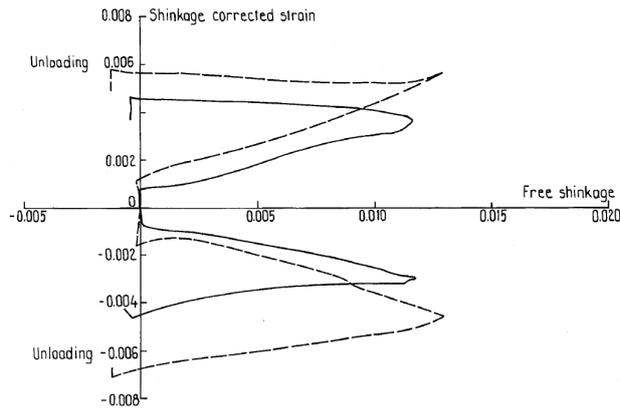


Abbildung 146: Mittlere Verformung von Probekörpern unter konstanter Spannung bei einem Holzfeuchtewechsel im Vergleich zur freien Schwindverformung [Toratti & Svensson 2000]

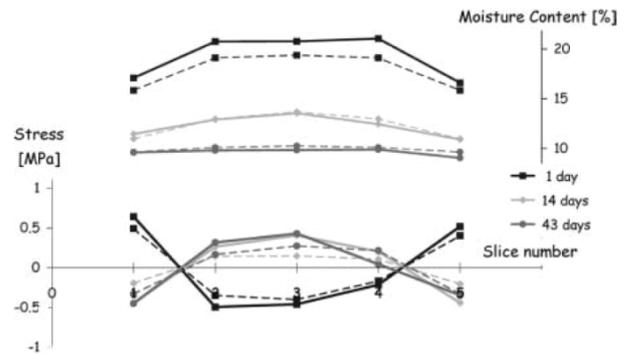


Abbildung 147: Mittlere Holzfeuchteverteilung und angenäherte Verteilung der feuchteinduzierten Spannungen zu verschiedenen Zeitpunkten während eines Trocknungsprozesses [Svensson & Toratti 2002]

### 5.3 „Feuchtekette“ von Brettschichtholz vom Einschlag bis zum Bauwerk

Holz wird vom Einschlag bis zur vorgesehenen Verwendung, z.B. als tragendes Bauteil, mehrere Phasen der Bearbeitung und Gestalt durchlaufen, während der es unterschiedlichen Umgebungsbedingungen unterworfen ist. Deren Einfluss auf die Holzfeuchte kann anhand der in Abbildung 148 dargestellten „Feuchtekette“ erläutert werden. Hierbei kann man in drei Phasen trennen.

#### 5.3.1 Phase 1: Vom Fällen des Baumes bis zum Einbau des Holzbauteils

Fichtenholz weist direkt nach dem Fällen in Abhängigkeit von der Jahreszeit eine mittlere Holzfeuchte von 67 % - 71 % auf, wobei das Splintholz (über 100 %) eine deutlich höhere Holzfeuchte als das Kernholz (ca. 35 %) aufweisen wird, sich jedoch auch besser trocknen lässt [Klaiber 2003]. Ein früher Einschnitt des frischen Holzes reduziert die Gefahr der Schwindrissbildung im Stammquerschnitt. Die technische Trocknung der Brettlamellen auf etwa 12 % Holzfeuchte ist nur aufgrund der geringen Querschnittsmaße und gezielter Temperatur- und Feuchteführung in relativ kurzer Zeit ( $t \geq 48$  h) rissfrei realisierbar. Die Herstellung und Lagerung der Brettschichtholzbauteile erfolgt in geregelter Raumklima, die Lieferung auf die Baustelle zumeist per LKW. Der erste, im Hinblick auf die Holzfeuchteänderungen der großvolumigen Brettschichtholzbauteile kritische Zeitraum liegt zwischen der Lagerung auf der Baustelle und der Inbetriebnahme des Bauwerks. Grund ist die mögliche Erhöhung der Holzfeuchte durch Einflüsse wie Schwitzwasserbildung unter der Transportverpackung, direkte Beregnung und hoher aus Baufeuchte anderer Baustoffe (z.B. aus Estrich- und Putzarbeiten) resultierender Luftfeuchte innerhalb bereits geschlossener Gebäudehüllen.

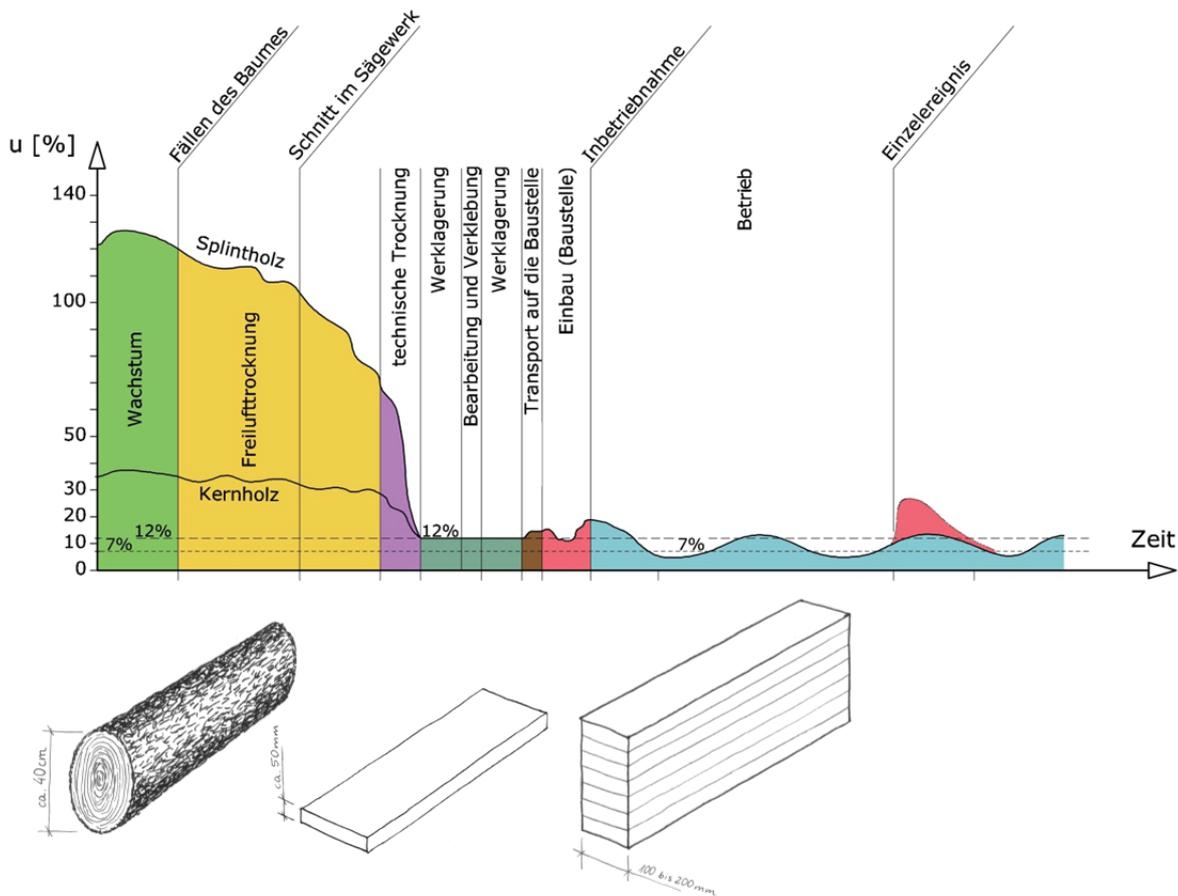


Abbildung 148: „Feuchteketten“ von Brett-schichtholz vom Einschlag bis zum Bauwerk

### 5.3.2 Phase 2: Inbetriebnahme des Gebäudes

Bei Inbetriebnahme des Gebäudes werden sich die Klimarandbedingungen, die bisher von den Bedingungen des Bauzustandes geprägt waren, sukzessive auf die neuen Umgebungsbedingungen, die vom Typ und der Nutzung des Gebäudes bestimmt sind, anpassen.

Einen Einblick in Klimabeanspruchungen und resultierende Holzfeuchten beim Übergang vom Bauzustand in den Betriebszustand eines Hallenbades geben [Krabbe & Neuhaus 1989]. Mit Beginn der Heizperiode und einhergehendem Temperaturanstieg sowie abnehmender relativer Luftfeuchte wurde ein Absinken der Holzfeuchte im oberflächennahen Bereich von 11.7 % auf 6.2 % und eine Zunahme der Holzfeuchtedifferenz zwischen innen liegenden und außen liegenden Querschnittsbereichen auf  $\Delta u_{\max} = 3.4 \%$  festgestellt. Am ausgeprägtesten waren die Änderungen innerhalb der ersten zweieinhalb Monate nach Heizungsbeginn, siehe Abbildung 149.

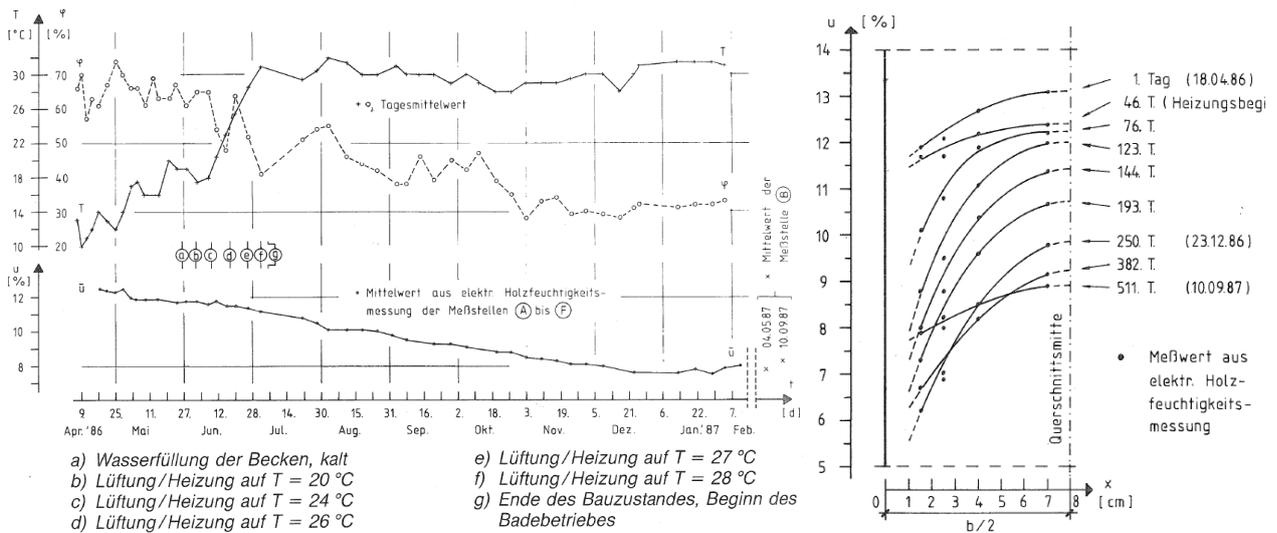


Abbildung 149: Messungen des Klimas und der Holzfeuchte im Hallenbad Heveney. Tagesmittelwerte für Temperatur, relativer Luftfeuchte und Holzfeuchte (links) sowie Holzfeuchteverteilung an ausgewählten Messtagen (rechts) [Krabbe & Neuhaus 1989]

### 5.3.3 Phase 3: Holzfeuchteänderungen im Jahresverlauf

Im Hinblick auf die sich nach Inbetriebnahme langfristig einstellenden Ausgleichsfeuchten lassen sich zwei kritische Umgebungsbedingungen hervorheben: die dauerhaft trockenen Randbedingungen sowie die jahreszeitlich stark schwankenden Umgebungsbedingungen, siehe auch [Winter 2006].

Die Thematik des Einflusses der Umgebungsbedingungen auf die Feuchteverteilung in Holzbauteilen wurde auch im Rahmen der im Jahre 2010 abgeschlossenen *COST Action E55 - Modelling of the Performance of Timber Structures* (u.a. [Köhler & Svensson 2011]) behandelt, an welcher der Verfasser beteiligt war. Einige der dort aufgetretenen Fragestellungen bildeten die Grundlage für ein am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion unter Beteiligung des Verfassers durchgeführtes Forschungsprojekt [Gamper et al. 2012]. Ziel dieses Projektes war die Ermittlung der Auswirkung des Gebäudeklimas in holzbautypischen Gebäudetypen und -nutzungen auf die Feuchteverteilung in tragenden Holzbauteilen. Erreicht wurde dies durch die experimentelle Generierung von Langzeitmessserien (12 Monate) zu klimatischen Bedingungen sowie den daraus resultierenden Holzfeuchten und Holzfeuchteverteilungen. Hierzu wurden in insgesamt 21 Hallen aus sieben für den Holzbau typischen Nutzungen (siehe Tabelle 14) Messungen der Temperatur, der relativen Luftfeuchte und der Holzfeuchte an den Trägerseitenflächen in vier verschiedenen Tiefen durchgeführt, siehe Abbildung 150.

Tabelle 14: Ausgewählte holzbautypische Nutzungen und Anzahl der Hallen je Nutzung

Nutzung	Kategorie	Anzahl	Nutzung	Kategorie	Anzahl
Schwimmhalle	A	3	Produktions- und Verkaufshalle	E	2
Eissporthalle	B	4	Landwirtsch. Halle (Viehbetrieb)	F	3
Reithalle	C	3	Lagerhalle	G	3
Sporthalle	D	3	Summe		21

In jeder Halle wurden die Daten an zwei Messstellen erhoben, um auch über die Hallenfläche hinweg möglicherweise variierende Bedingungen (z.B. Sonneneinstrahlung oder Einfluss haustechnischer Anlagen) zu erfassen, siehe Abbildung 151. Die Tragwerke bestanden ausschließlich aus Brett-schichtholzbauteilen aus Fichtenholz. Für die Holzfeuchtemessung wurde das Widerstandsmessverfahren gewählt, da diese Methode den in Fachkreisen allgemein anerkannten Stand der Technik darstellt. Zudem ist mit diesem Verfahren, bei Verwendung teflonisolierter Elektroden unterschiedlicher Länge, eine zerstörungsfreie Messung der Feuchteverteilung über den Holzquerschnitt möglich. Die Messtechnik wurde in Zusammenarbeit mit einem Hersteller explizit auf die Anforderungen der kontinuierlichen Langzeitmessung hin angepasst. Zur Verifizierung der Messtechnik wurden zwei voneinander unabhängige Serien von Probekörpern unter jeweils vier verschiedenen, kontrollierten klimatischen Umgebungsbedingungen (sehr trocken bis sehr feucht) bis zur Gewichtskonstanz gelagert und die Holzfeuchte dieser Probekörper mit der für das Forschungsprojekt ausgewählten Messtechnik und zwei Referenz-Messgeräten bestimmt. Durch anschließende Trocknung im Darrofen wurde der tatsächliche Feuchtegehalt ermittelt. Es ergaben sich gute Übereinstimmungen für Holzfeuchten zwischen 12% und 18% und maximale Abweichungen von 1.3% für die trockenen Probekörper (8 %), wobei die für das Forschungsprojekt ausgewählte Messtechnik die Holzfeuchten tendenziell unterschätzte.

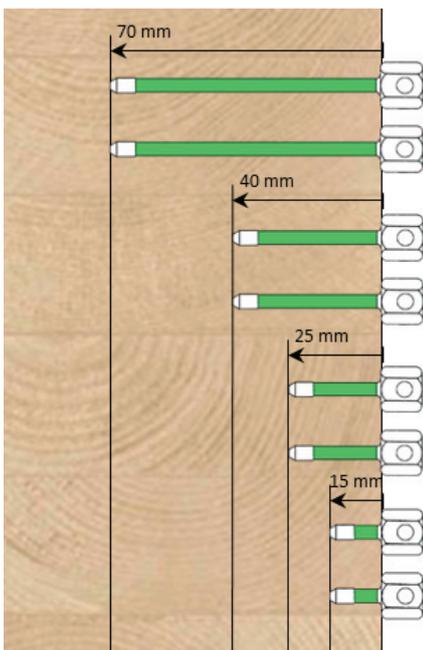


Abbildung 150: Schematische Darstellung der Anordnung der Messelektroden (im eingebauten Zustand waren die Elektroden in einer Lamelle angebracht) [Gamper et al. 2012]

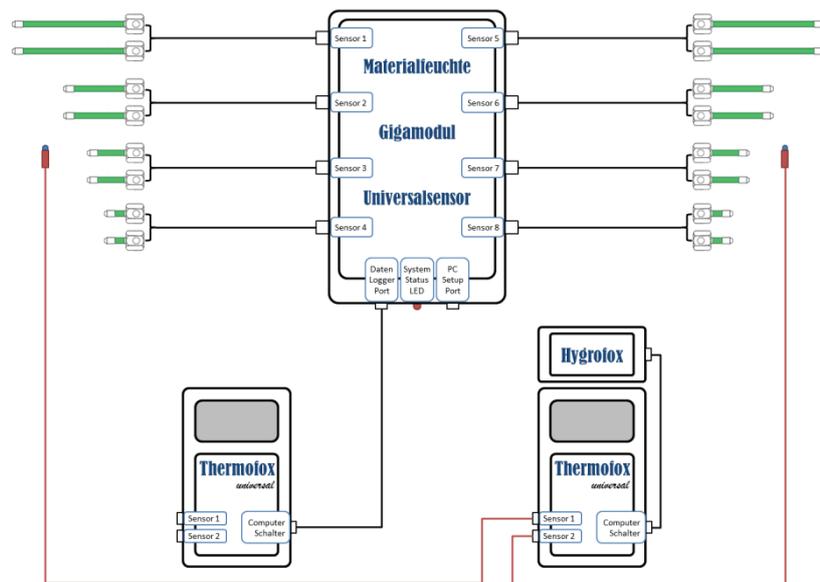


Abbildung 151: Schematische Darstellung der Messtechnik [Gamper et al. 2012]

Durch die stündliche Messung ergaben sich insgesamt mehr als 2.2 Millionen Messwerte. Diese wurden in Form von Diagrammen mit den Jahresverläufen der Temperatur, der relativen und absoluten Luftfeuchte sowie der Holzfeuchte in den vier Bauteiltiefen aufbereitet. Für letztere wurde eine Kompensation des Temperatureinflusses vorgenommen. Abbildung 152 enthält eine beispielhafte Auswertung für eine allseitig

geschlossene, ungeheizte Eissporthalle. Aus diesen Verläufen lässt sich mit zunehmender Messtiefe im Holzquerschnitt sowohl eine gedämpfte als auch eine zeitliche Verzögerung der Anpassung der Holzfeuchte an die Umgebungsbedingungen erkennen.

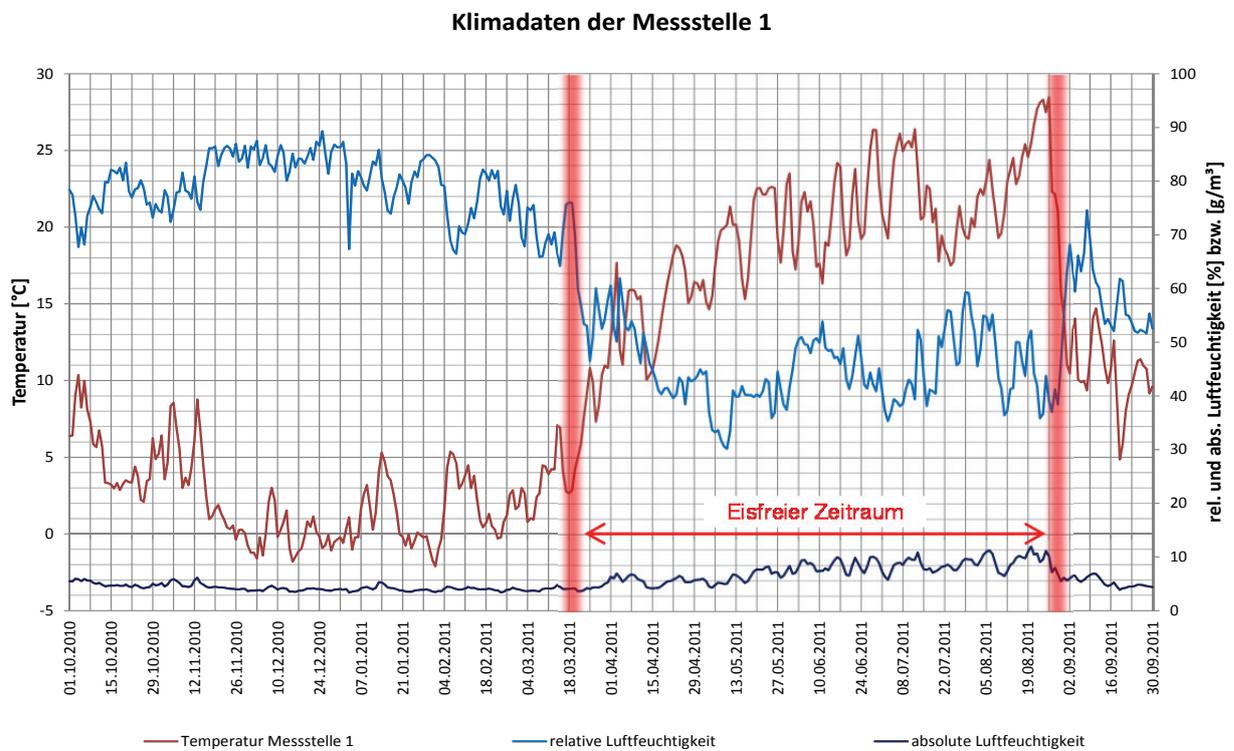
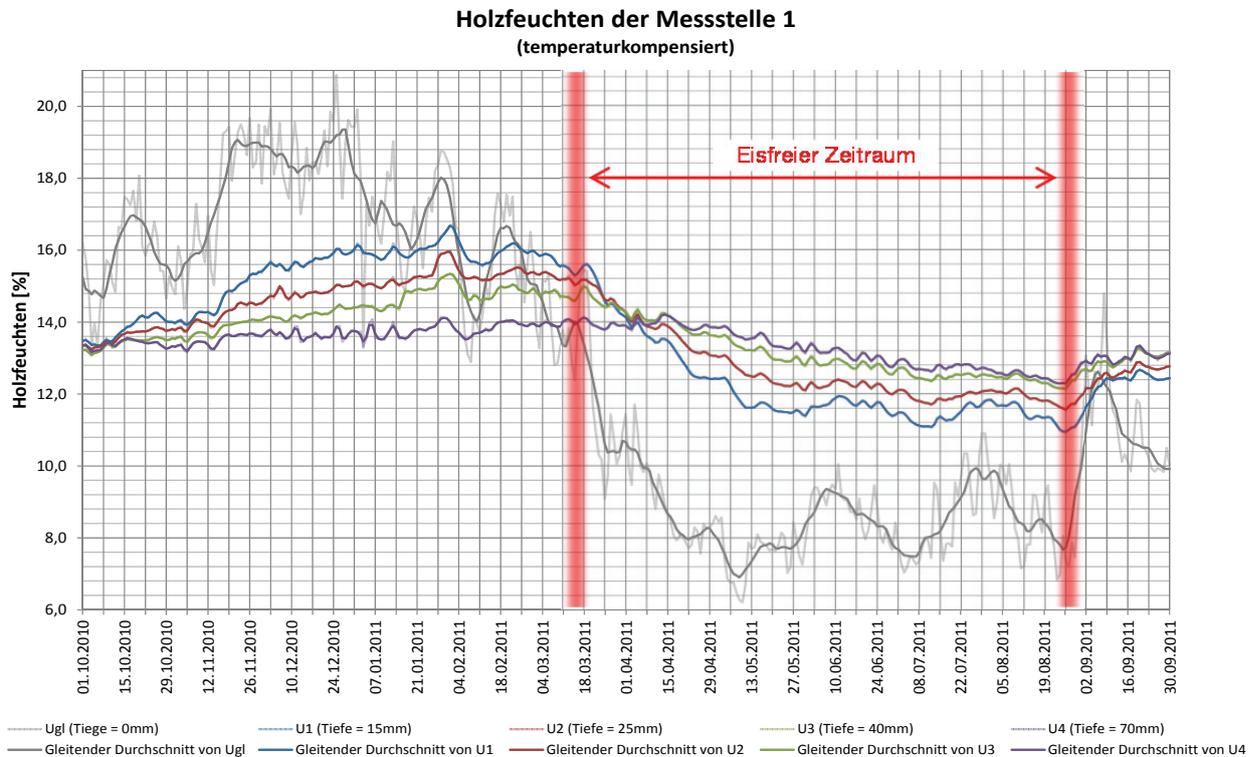


Abbildung 152: Verlauf der Holzfeuchte (oben) sowie der relativen und absoluten Luftfeuchte und der Referenztemperatur (unten) über den betrachteten Messzeitraum am Beispiel der Eissporthalle in Buchloe [Gamper et al. 2012]

Des weiteren wurden die minimalen und maximalen Werte der über den betrachteten Auswertungszeitraum in den unterschiedlichen Tiefen gemessenen Holzfeuchten sowie der berechneten Ausgleichsfeuchten an der Trägeroberfläche als umhüllende Holzfeuchteverläufe dargestellt, vgl. Abbildung 153. Es ist leicht zu erkennen, dass sowohl der Schwankungsbereich der Holzfeuchte, als auch der zugehörige Mittelwert vom Abstand zur Oberfläche abhängt. Mit zunehmender Tiefe sinkt die Amplitude des Holzfeuchteverlaufes über die Zeit aufgrund der dämpfenden Wirkung der zwischen Messpunkt und Oberfläche liegenden Holzschicht. In gleicher Form ist die Umhüllende der Gradienten der Holzfeuchte  $\text{grad}(u) = du/dx$ , ausgewertet zwischen den einzelnen Tiefen der Holzfeuchtemessungen, in einem Diagramm dargestellt (siehe Abbildung 154).

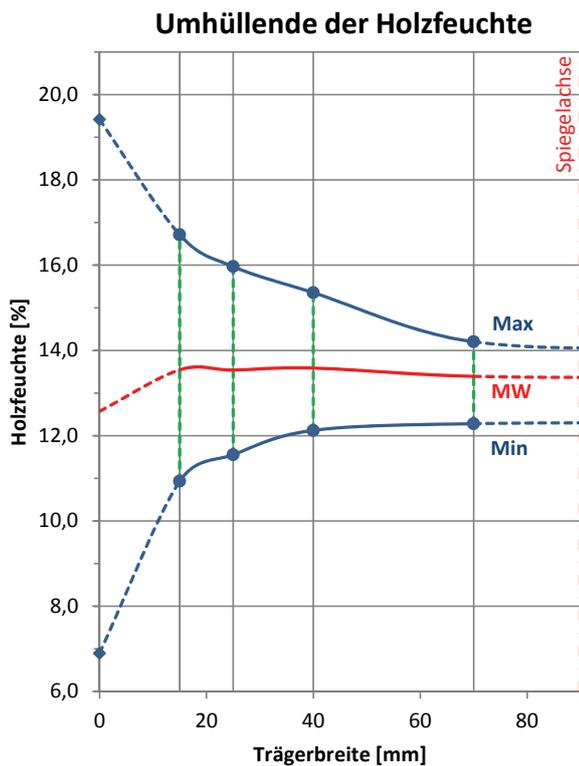


Abbildung 153: Umhüllende der Holzfeuchte über den Querschnitt des Tragwerks am Beispiel der Eissporthalle in Buchloe [Gamper et al. 2012]

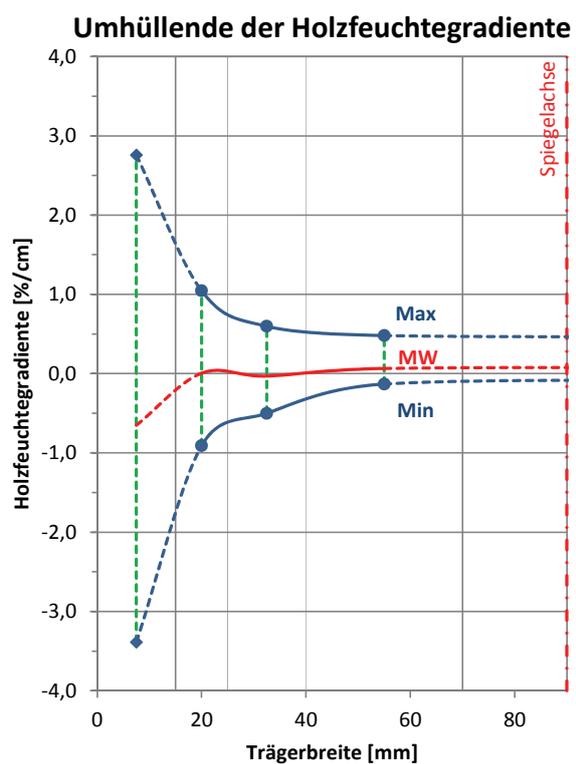


Abbildung 154: Umhüllende der Holzfeuchtegradienten über den Querschnitt des Tragwerks am Beispiel der Eissporthalle in Buchloe [Gamper et al. 2012]

Zum Zweck der Übersichtlichkeit wurden zudem tabellarische Zusammenfassungen der Messwerte erarbeitet, siehe Abbildung 156. Diese Darstellungsweise wurde gewählt, da eine graphische Auswertung zwar unmittelbar verständlich ist, jedoch keinen schnellen und prägnanten Überblick über die Ergebnisse aller Objekte zulässt. Die tabellarische Zusammenfassung enthält neben den für den Messzeitraum ermittelten Mittelwerten von relativer Luftfeuchte, Temperatur (jeweils beruhend auf Tagesmittelwerten) und Holzfeuchte, für alle drei Parameter auch die maximale Amplitude, d.h. die Differenz zwischen größtem und niedrigstem über den Messzeitraum ermittelten Messwert. Für die Holzfeuchte ist zudem die maximale Gradienten der Holzfeuchte  $\text{grad}(u) = du/dx$  zwischen zwei benachbarten Messstellen sowie die maximale Holzfeuchtedifferenz zwischen innerster und äußerster Messstelle angegeben. Eine graphische Erläuterung der in den Tabellen aufgeführten Daten enthält Abbildung 155.

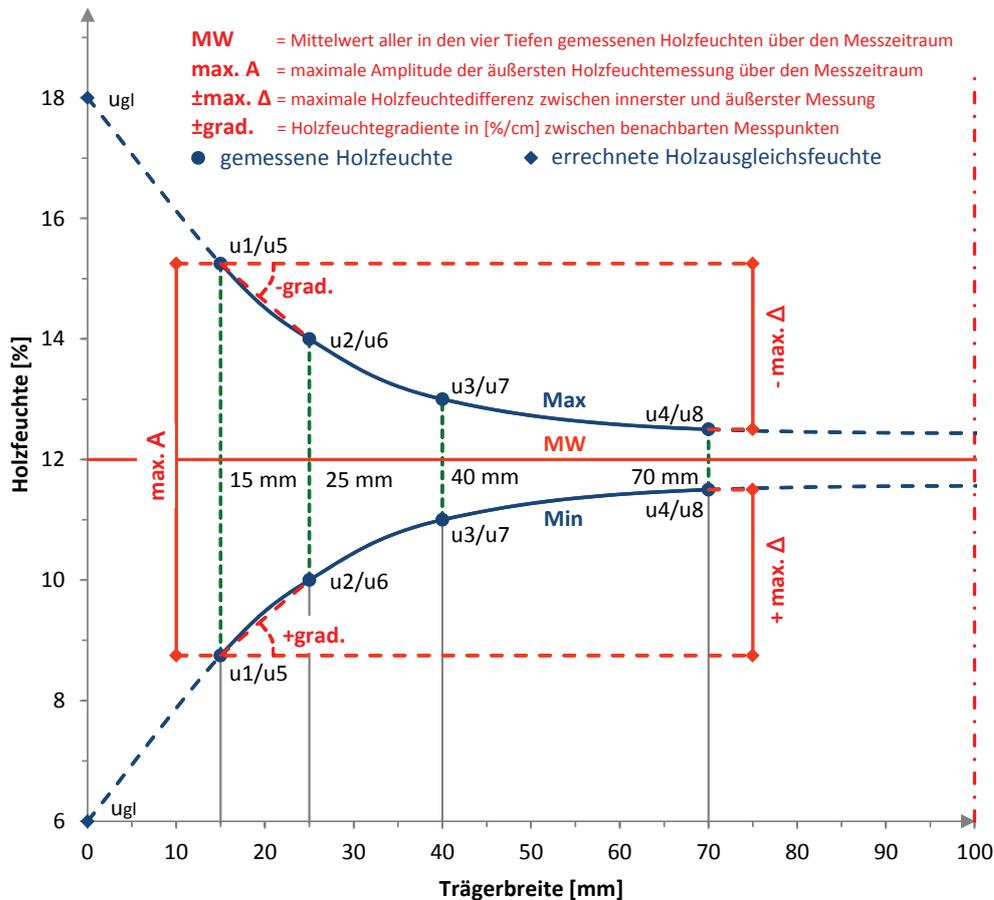


Abbildung 155: Schematische Darstellung des maximalen und minimalen umhüllenden Feuchteverlaufs im Holzquerschnitt mit Bezeichnung der ausgewerteten Größen [Gamper et al. 2012]

Ein Vergleich der Ergebnisse der einzelnen Nutzungen bestätigt die große Bandbreite der möglichen klimatischen Bedingungen in Bauwerken mit Holztragwerken. Über alle Nutzungen hinweg betrachtet, liegen die mittleren Holzfeuchten zwischen 4.4 % und 17.1 %. Die Holzfeuchtegradienten fallen in gedämmten und klimatisierten Bauwerken geringer aus als in Bauwerken mit stärkerem Einfluss des jahreszeitlich schwankenden Außenklimas.

Hinsichtlich der dauerhaft trockenen Randbedingungen sind vor allem die beiden Objekte der Kategorie E „Produktions- und Verkaufshallen“ auffällig, welche mittlere Holzfeuchten von 7.7 % bzw. 4.7 % aufweisen. Durch Schmiedearbeiten herrschen bei zweitem Objekt mit durchschnittlich 27° C sehr hohe Temperaturen bei gleichzeitig geringen relativen Luftfeuchten, die über einen langen Zeitraum im Mittel unter 20 % lag. Wie schon in Abschnitt 1.5.3 angedeutet, liegt auch in der Kategorie D „Sporthallen“ ein konstantes Klima mit relativen Luftfeuchten zwischen 40% und 50%, resultierend in niedrigen Holzfeuchten zwischen 8% und 10%, vor. Für Brett-schichtholzbauteile, die sich z.B. im Bereich von Lichtbändern befinden, wurden mittlere Holzfeuchten von minimal 4.4 % ermittelt.

Objekt	Holzfeuchte Messstelle 1					Holzfeuchte Messstelle 2					Temperatur		rel. Luftfeuchte			
	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [°C]	max. A [°C]	MW [%]	max. A [%]				
A1	8,75	1,38	+1,01	-0,04	+0,11	-0,18	9,26	1,22	+0,37	-0,21	+0,49	+0,03	29,68	6,67	48,26*	6,75*
A2	16,06	1,76	+0,60	-0,48	+0,55	-0,36	14,96	2,60	+1,65	-0,60	+1,31	-0,27	28,72	6,04	88,60*	19,40*
A3	8,68	1,63	+4,82	+2,33	+1,41	+0,66	7,71	1,80	+1,69	+0,22	+1,04	+0,30	30,48	19,50	45,55*	28,95*

\* Da es bei diesen Objekten zu einem zeitweisen Ausfall der Klimasensoren kam, beruhen die Werte auf den Ergebnissen des regulär aufgezeichneten Messzeitraums.

Objekt	Holzfeuchte Messstelle 1					Holzfeuchte Messstelle 2					Temperatur		rel. Luftfeuchte			
	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [°C]	max. A [°C]	MW [%]	max. A [%]				
B1	15,55	3,28	+1,73	-1,00	+0,89	-0,54	14,19	2,46	+0,45	-1,86	+0,68	-0,27	9,42	26,15	68,98	43,96
B2	13,54	5,78	+1,94	-2,76	+0,91	-1,05	15,24	6,55	+1,85	-3,87	+1,23	-0,77	9,86	29,90	62,20	59,06
B3	10,82	5,05	+3,77	-1,59	+1,54	-1,05	9,58	4,00	+2,13	-1,67	+1,28	-0,40	19,91	14,13	40,21	57,00
B4	13,32	1,92	+0,93	-0,61	+0,73	+0,16	14,91	2,82	-0,35	-2,08	-0,05	-0,69	9,16	18,82	68,31	44,67

Objekt	Holzfeuchte Messstelle 1					Holzfeuchte Messstelle 2					Temperatur		rel. Luftfeuchte			
	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [°C]	max. A [°C]	MW [%]	max. A [%]				
C1	17,12	3,25	+1,28	-1,01	+0,65	-0,54	16,39	3,37	-0,02	-2,80	-0,23	-1,25	13,28	22,51	79,71	52,63
C2	15,48	5,06	+0,09	-2,96	-0,14	-2,77	15,83	3,78	+1,15	-1,38	+0,78	-0,70	10,53	28,63	77,79	48,57
C3	14,42	4,95	+2,69	-1,46	+0,71	-1,13	15,48	4,52	+1,75	-1,59	+0,78	-0,49	9,76	30,48	77,85	52,29

Objekt	Holzfeuchte Messstelle 1					Holzfeuchte Messstelle 2					Temperatur		rel. Luftfeuchte			
	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [°C]	max. A [°C]	MW [%]	max. A [%]				
D1	4,37	2,10	+0,58	-0,28	+0,26	-0,16	5,95	1,22	+1,05	+0,02	+0,73	+0,16	27,38	26,68	27,66	29,65
D2	7,98	2,02	+0,71	-0,94	+0,18	-0,26	8,10	2,06	+1,12	-0,64	+0,65	-0,18	20,58	16,72	42,77	42,01
D3	10,21	2,16	+1,33	-0,52	+0,76	-0,10	10,02	2,15	+1,67	-0,17	+0,67	-0,12	20,84	7,90	51,21	33,95

Objekt	Holzfeuchte Messstelle 1					Holzfeuchte Messstelle 2					Temperatur		rel. Luftfeuchte			
	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [°C]	max. A [°C]	MW [%]	max. A [%]				
E1	7,70	1,84	+0,65	-1,17	+0,51	-0,11	7,77	1,55	+0,27	-1,28	+0,51	-0,13	18,35	17,50	40,86	38,59
E2	4,80	1,86	+0,53	-0,72	+0,66	-0,31	4,69	2,20	+0,92	-1,11	+0,54	-0,85	27,09	21,32	25,78	49,93

Objekt	Holzfeuchte Messstelle 1					Holzfeuchte Messstelle 2					Temperatur		rel. Luftfeuchte			
	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [°C]	max. A [°C]	MW [%]	max. A [%]				
F1	16,35	3,69	-0,93	-3,65	-0,33	-1,16	15,64	2,95	-0,86	-2,66	-0,54	-1,86	11,59	21,58	74,67	45,60
F2	14,88	5,58	-0,07	-2,84	-0,70	-2,05	15,12	3,67	+0,18	-2,06	-0,10	-1,41	14,24	22,39	68,35	48,05
F3	14,44	4,74	-1,35	-5,55	-0,91	-2,77	15,24	4,49	-1,19	-5,09	-0,73	-2,58	12,60	28,17	69,22	54,08

Objekt	Holzfeuchte Messstelle 1					Holzfeuchte Messstelle 2					Temperatur		rel. Luftfeuchte			
	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [%]	max. A [%]	±max. Δ [%]	±max. Grad. [%/cm]	MW [°C]	max. A [°C]	MW [%]	max. A [%]				
G1	10,49	8,67	+2,99	-5,20	+1,19	-3,22	13,94	5,41	+1,42	-2,56	+0,72	-2,15	10,12	32,64	74,32	62,49
G2	13,27	6,10	+1,21	-4,41	+1,16	-1,38	12,69	3,59	+0,67	-2,47	+0,48	-1,00	9,67	32,46	67,13	54,01
G3	11,55	3,58	+1,71	-1,44	+1,12	-0,29	12,07	2,86	+0,70	-1,74	+0,65	-0,67	13,36	25,60	61,35	44,04

Abbildung 156: Mittelwerte, maximale Amplituden, maximale Differenzen und maximale Gradienten der Holzfeuchte sowie Mittelwerte und maximale Amplituden der Temperatur und relativer Luftfeuchten in den untersuchten Objekten [Gamper et al. 2012]

Die für Sporthallen ermittelten Werte sind durch die Art des Betriebes solcher Hallen begründbar. Das in [DIN 18032-1 2003] und [DIN 4108-3 2001] festgelegte Normklima von 20 °C und 50% relativer Luftfeuchte (Ausgleichsfeuchte 9.2 %) kann in den Heizperioden im Winter bezüglich der relativen Luftfeuchte durchaus unterschritten werden. Dies gilt vor allem für Heizsysteme mit hoher Frischlufttrate,

welche zumeist in Hallen mit zusätzlicher Zuschauerbelegung verwendet werden. [Machnicki 2009] führt anhand von Berechnungen mit dem Programm TRNSYS™ für eine typische Winterperiode im Raum München (ohne Berücksichtigung des Einflusses der Nutzer) vor, dass die relative Luftfeuchte im Fall von angesaugter und anschließend auf Betriebstemperatur aufgeheizter Frischluft für einen längeren Zeitraum auf unter 30 % relativer Luftfeuchte fallen kann (siehe Abbildung A45 im Anhang). Die dementsprechende Ausgleichsfeuchte von Holz liegt bei 6 %. Diese kann im Bereich von Lichtbändern o.ä. aufgrund der lokalen Erwärmung der Luft und der dadurch reduzierten relativen Luftfeuchte noch unterschritten werden. Die bei derartigen Randbedingungen hinsichtlich der feuchteinduzierten Spannungen und der daraus potentiell resultierenden Rissentstehung an der Oberfläche kritischste Phase ist üblicherweise die erste Heizperiode nach Inbetriebnahme. In dieser werden Brettschichtholzbauteile mit einer Holzfeuchte, die aus den in Abschnitt 5.3.1 erläuterten Gründen am Querschnittsumfang teilweise über 12 % liegt, trockenen Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Eine Dämpfung der Geschwindigkeit der Austrocknung ließe sich durch einen reduzierten und kontrollierten Einsatz der Heizanlagen oder eine künstliche Luftbefeuchtung, z.B. in Form von Verdunstungsbecken, erreichen. Eine Alternative stellt eine Oberflächenbehandlung der Holzquerschnitte, z.B. in Form von Feuchteschutzmitteln dar, welche die Feuchteaufnahme und -abgabe für die ersten Jahre nach der Erstellung des Bauwerkes dämpft. In Querschnittsmitte angeordnete, stiftförmige Verstärkungselemente werden ab dem Moment einen Einfluss auf die feuchteinduzierten Spannungen haben, ab dem die Diffusionsprozesse auch die Holzfeuchte im Querschnittsinneren ändern. Stellt sich auch dort eine dauerhafte Reduktion der Holzfeuchte ein, so kann dies zu kritischen Spannungszuständen in verstärkten Holzbauteilen führen. Die im Forschungsprojekt gemessenen jährlichen Amplituden der Holzfeuchte im Querschnittsinneren ( $t = 70 \text{ mm}$ ) von Bauteilen in Gebäuden mit dauerhaft trockenen Randbedingungen sind mit durchschnittlich 0.6 % jedoch recht gering.

Manche Nutzungen bedingen starke jahreszeitliche Schwankungen der Umgebungsbedingungen. Hierzu sind Nutzungen in ungedämmten, ungeheizten Hallen zu zählen, die maßgeblich vom Außenklima beeinflusst sind wie Reithallen ( $u_{MW} = 15.8 \%$ ), landwirtschaftliche Hallen ( $u_{MW} = 15.3 \%$ ) und Lagerhallen ( $u_{MW} = 12.4 \%$ ) mit jahreszeitlichen Amplituden zwischen 2.9 % und 8.7 % im oberflächennahen Bereich ( $t = 15 \text{ mm}$ ). Derartige Objekte weisen im Winter tendenziell höhere Luftfeuchten und Holzfeuchten auf als im Sommer, vor allem bei zusätzlichem Feuchteeintrag im Gebäude (z.B. durch die in Reithallen angeordneten Sprinkleranlagen). Bauteile in Bauwerken mit starken jahreszeitlichen Schwankungen der Umgebungsbedingungen weisen auch im Querschnittsinneren ( $t = 70 \text{ mm}$ ) noch eine wahrnehmbare jährliche Amplitude der Holzfeuchte auf. Für die im Forschungsprojekt untersuchten Objekte liegt diese zwischen 1.5 % und 4.4 % ( $A_{MW,t=70 \text{ mm}} = 2.4 \%$ ).

Aber auch Objekte, die über den Jahresverlauf Nutzungsänderungen unterworfen sind, können starke jahreszeitliche Schwankungen der Holzfeuchte aufweisen. Dazu gehören nicht klimatisierte Eissporthallen, in denen das Klima durch eine deutliche Änderung zwischen den Wintermonaten und den Sommermonaten (eisfreie Zeit) geprägt ist. Für diese zeigen die Daten aus dem Forschungsprojekt starke jahreszeitliche Amplituden zwischen 2.5 % und 6.5 % in den oberflächennahen Bereichen ( $u_{MW} = 13.5 - 15.5 \%$ ). Über der Eisfläche ergaben sich Holzfeuchten, welche im Mittel um 1.5 % höher lagen als in den Randbereichen der Halle. Die Zuführung von Außenluft welche über der Eisfläche abkühlt, führt zu einer zusätzlichen Erhöhung der relativen Luftfeuchte. Dieser Effekt tritt vor allem in teiloffenen Eissporthallen auf welche in vorliegendem Projekt jedoch nicht Teil der Untersuchungen waren, da zu dieser Bauweise schon Untersuchungen anderer Autoren vorliegen [Feldmeier 2007]. Auch die Erneuerung der Eisfläche, bei der 60° - 70° C warmes Wasser auf die schon vorhandene Eisfläche aufgetragen wird und teilweise verdunstet, kann zu erhöhten Luftfeuchten führen (siehe z.B. [Güldenpfennig et al. 2010]). Die daraus

resultierenden hohen Holzfeuchten führen zu einer Reduktion der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften und zu einer Erhöhung der Verformung durch Kriechen (siehe z.B. [Kollmann 1951]). Wird die Halle außerhalb des Eisbetriebes für andere Nutzungen, z.B. als Sport- oder Versammlungshalle genutzt, so werden sich in diesem Zeitraum trockenere Umgebungsbedingungen einstellen. Dies resultiert in den, auch im Forschungsprojekt gemessenen, jahreszeitlich stark schwankenden Holzfeuchten in den oberflächennahen Bereichen der Brettschichtholzbauteile. Die Klimatisierung von Eissporthallen wie auch der Einsatz filmbildender Anstriche zeigte einen deutlich dämpfenden Effekt. Die stärkste Änderung der klimatischen Bedingungen ergab sich zum Zeitpunkt der Eisherstellung nach der Sommerpause.

Neben den vorab beschriebenen, nutzungsbedingten Klimabedingungen und deren Beanspruchungspotential für die Holzbauteile, verdeutlichen die Ergebnisse des Forschungsprojektes einen weiteren wichtigen Aspekt. Temporäre Eingriffe, wie Renovierungsarbeiten oder Nutzungsänderungen (temporär oder dauerhaft) können zu stark veränderten klimatischen Bedingungen führen, die sich in ausgeprägten Holzfeuchteänderungen niederschlagen. So wurden im Rahmen des Forschungsprojektes sowohl ein starkes Austrocknen von Brettschichtholzbauteilen (temporäre Umnutzung einer Eissporthalle sowie Renovierung eines Hallenbades) als auch das starke Aufweichen von sehr trockenen Brettschichtholzbauteilen (Umnutzung eines ehemals metallverarbeitenden Betriebes) festgestellt. Dies führt zu einem entsprechend steigenden Gefährdungspotential für die Entstehung von Schäden durch Risse in Brettschichtholzbauteilen. Hilfsmaßnahmen im Hinblick auf eine zeitlich kontrollierte Änderung des Raumklimas (z.B. Verdunstungsbecken, Oberflächenbehandlung) könnten derartige Einflüsse mindern.

## **5.4 Berücksichtigung der Auswirkungen von Feuchteänderungen in Holzbauteilen im Rahmen von Planung und Bauunterhalt**

### **5.4.1 Berücksichtigung des Einflusses der Holzfeuchte auf Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften in der Bemessung**

Der Einfluss der Holzfeuchte auf die Festigkeitseigenschaften wird in den aktuellen Normenwerken ([EN 1995-1-1 2008], [DIN 1052 2008]) über den sog. Modifikationsbeiwert  $k_{\text{mod}}$  geregelt. Für Vollholz- und Brettschichtholzbauteile wird diese Festigkeitsreduktion erst in Nutzungsklasse (NKL) 3 berücksichtigt, welche Klimarandbedingungen mit sehr hohen Ausgleichsfeuchten abdeckt [ERL DIN 1052 2004]. In der in Deutschland bis Ende Juni 2009 bauaufsichtlich anwendbaren Vorgängernorm [DIN 1052 1988] waren für Bauteile, bei denen mit einer Ausgleichsfeuchte  $> 18\%$  zu rechnen ist, die zulässigen Spannungen um 1/6 abzumindern.

Der Einfluss der Holzfeuchte auf das Ausmaß der Kriechanteile an der Gesamtverformung wird in [EN 1995-1-1 2008] und [DIN 1052 2008] über den Faktor  $k_{\text{def}}$  geregelt, welcher vor allem in der NKL 3 signifikant steigt, da Kriechen bei häufig wechselnden Holzfeuchten am ausgeprägtesten ist (z.B. [Hearmon & Patton 1964]). In der deutschen Vorgängernorm [DIN 1052 1988] war eine von der Gleichgewichtsfeuchte abhängige Kriechzahl  $\varphi$  implementiert. Alle genannten Normen enthalten zudem Ansätze zur Abminderung der Steifigkeitskennwerte bei feuchten Randbedingungen.

## 5.4.2 Berücksichtigung von feuchteinduzierten Spannungen in der Bemessung

Durch Holzfeuchtegradienten induzierte Querkzugspannungen reduzieren die Beanspruchbarkeit des Querschnitts gegenüber Querkzugspannungen aus z.B. geometriebedingten Umlenkkräften. In [DIN 1052 2008] werden für Satteldachträger und gekrümmte Träger, in denen die Querkzugbeanspruchung aus Umlenkkräften mehr als 60 % der Querkzugbeanspruchbarkeit beträgt, konstruktive Verstärkungen zur Aufnahme klimabedingter Querkzugspannungen gefordert. In [EN 1995-1-1 2008] sind hierzu keine Angaben enthalten, in Deutschland wurde der Ansatz der [DIN 1052 2008] im Rahmen der zusätzlichen, nicht widersprechenden Regeln (engl. Abkürzung NCCI) in [DIN EN 1995-1-1/NA 2010] übernommen. Ein in Fachkreisen diskutierter Vorschlag von [Ranta-Maunus 2003] ist, feuchteinduzierte Spannungen als veränderliche Beanspruchung auf der Lastseite in die Bemessungsgleichungen zu integrieren:

$$\gamma_G \cdot \sigma_{t,90,G} + \gamma_Q \cdot (\sigma_{t,90,Q1} + \psi_0 \sigma_{t,90,Q2}) \leq \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{t,90,k}}{\gamma_M} \quad (5-1)$$

Von [Ranta-Maunus 2003] werden Beanspruchungen von  $\sigma_{t,90,k,u} = 0.25 \text{ [MN/m}^2\text{]}$  (ohne Feuchteschutzanstrich) bzw.  $\sigma_{t,90,k,u} = 0.1 \text{ [MN/m}^2\text{]}$  (mit Feuchteschutzanstrich) vorgeschlagen. [DIN EN 1995-1-1/NA 2010] ordnet Einwirkungen aus Temperatur- und Feuchteänderungen der Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) „mittel“ zu. [EN 1990 2002] ordnet Beanspruchungen dieser KLED Kombinationsbeiwerte  $0.6 \leq \psi_0 \leq 0.7$  zu. Die sich, unter Verwendung der z.B. in [FprEN 14080 2011] angegebenen Querkzugfestigkeit  $f_{t,90,k} = 0.5 \text{ [MN/m}^2\text{]}$  ergebende Reduktion der Querkzugbeanspruchbarkeit ist in Abbildung 157 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich für Bauteile ohne Feuchteschutzanstrich und unter Verwendung der heutzutage gültigen Festigkeitskennwerte in manchen Kombinationen allein aus den feuchteinduzierten Spannungen Überschreitungen der aus den aktuellen Normenwerken resultierenden Querkzugbeanspruchbarkeit (Werte > 100 %) ergeben.

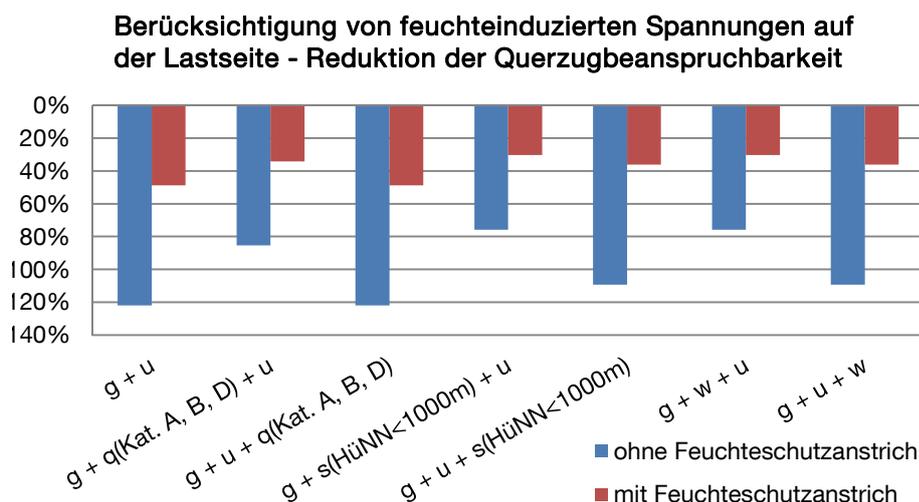


Abbildung 157: Reduktion der Querkzugbeanspruchbarkeit bei Berücksichtigung von feuchteinduzierten Spannungen auf der Lastseite

### 5.4.3 Berücksichtigung der Auswirkung von Rissen auf das Tragverhalten von Holzbauteilen in der Bemessung

Rissbildungen in Faserrichtung reduzieren den Querschnitt zur Übertragung von Schub- und Querkzugspannungen. Da eine Rissbildung bei Holzbauteilen (teilgerissene Querschnitte) nicht ausgeschlossen werden kann, wird eine derartige Querschnittsreduzierung in den Bemessungsnormen bereits berücksichtigt. Hierzu enthalten die deutschen bzw. europäischen Bemessungsnormen zwei unterschiedliche Ansätze:

- In [DIN 1052 2008] werden Querschnittsreduzierungen aufgrund Rissbildung über reduzierte Festigkeitskennwerte berücksichtigt. Für die Schubfestigkeit von Brettschichtholz beträgt diese Reduktion  $f_{v,k,BSH,ger.} / f_{v,k,BSH,unger.} = 2.5/3.5 = 0.71$ . Sie korrespondiert damit mit der in der Baupraxis akzeptierten zulässigen Risstiefe von 1/6 je Seite [Radovic & Wiegand 2005]. Für planmäßig auf Querkzug beanspruchte Bauteile geben die Autoren eine zulässige Risstiefe von 1/8 je Seite an.
- In [EN 1995-1-1 2008] wurde mit dem ersten Änderungspapier [EN 1995-1-1/A1 2008] ein anderer Ansatz implementiert. Hier ist bei der Ermittlung der Schubbeanspruchung eine wirksame Breite des Bauteils anzusetzen, die über die Multiplikation der tatsächlichen Breite mit dem Rissfaktor  $k_{cr}$  zu ermitteln ist. Der Rissfaktor ist ein national festzulegender Parameter (engl. Abkürzung NDP), für Vollholz und Brettschichtholz wird ein Wert  $k_{cr} = 0.67$  empfohlen. In [DIN EN 1995-1-1/NA 2010] wird ein Faktor  $k_{cr} = 2.5/f_{v,k}$  angegeben.

## 5.5 Einfluss von Feuchteänderungen auf verstärkte Holzbauteile – Mechanisches Modell

### 5.5.1 Spannungsverteilung bei Schwindvorgängen in Holzbauteilen – Sperreffekte

Wird die freie Verformung des Querschnitts durch Haltekräfte verhindert, so ist die Größe der entstehenden Spannungen aus Holzfeuchteänderungen von der Differenz zwischen den Dehnungen des Holzquerschnittes und der sperrenden Elemente abhängig. Ein Ausgleich der feuchteinduzierten Spannungen über die Querschnittsbreite (siehe Abbildung 144) wird durch die Haltekräfte unterbunden. Ein Beispiel sind Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. Der zwischen diesen liegende Holzquerschnitt wird am freien Schwinden oder Quellen gehindert, siehe Abbildung 158. Da hierdurch die Möglichkeit der Spannungumlagerung gesperrt wird, werden sich größere Spannungen aufbauen, die im Fall von Schwinden in tiefen Schwindrissen resultieren können. Ein baupraktisches Beispiel sind Auflagerbereiche, in denen die Gabellagerung des Trägers unter Verwendung weit auseinanderliegender Verbindungsmittel realisiert wird. Die größere Schubbeanspruchbarkeit des Holzquerschnitts aufgrund der zusätzlich wirkenden Querdruckspannungen am Auflager kann hierbei durch die hohen Querkzugspannungen bzw. Schwindrisse zwischen den die freie Schwindverformung sperrenden Verbindungsmitteln aufgehoben werden.

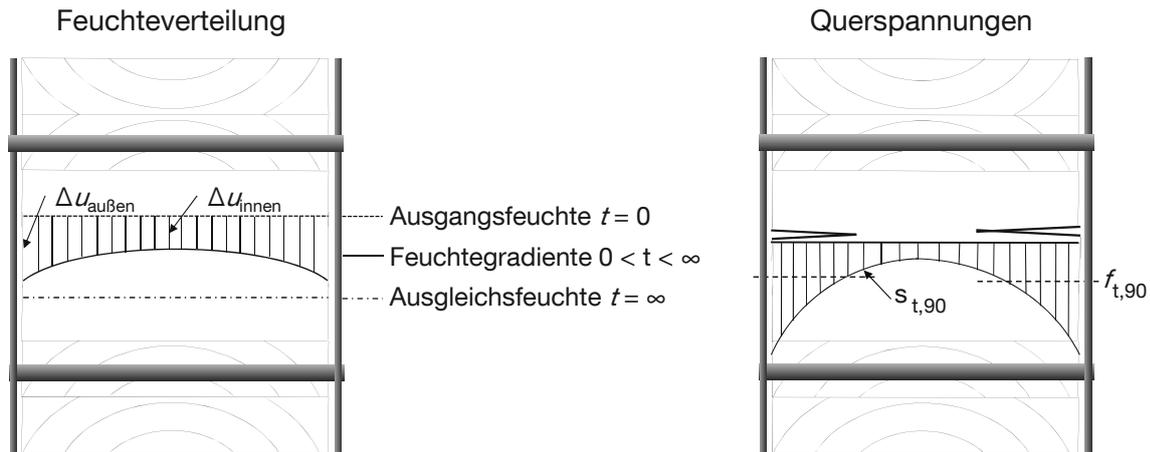


Abbildung 158: Schematische Darstellung einer sich einstellenden Feuchtegradienten und resultierender Querspannungen bei Sperreffekt aus z.B. Verbindungsmitteln

### 5.5.2 Sperreffekte durch senkrecht zur Faser angeordnete Verstärkungselemente

Bei senkrecht zur Faserrichtung angeordneten Verstärkungselementen wird der umliegende Holzquerschnitt durch die mechanische Verzahnung bzw. die Klebefuge zwischen Holz und Verstärkungselement an einer freien Verformung in Richtung des Verstärkungselementes gehindert. Bei Verstärkungselementen aus Holz ist dieser Sperreffekt auf die ausgeprägte Schwindanisotropie von Holz zurückzuführen. Bei Verstärkungselementen aus Stahl entsteht dieser Effekt, da Stahl zwar auf Temperaturänderungen, nicht jedoch auf Feuchteänderungen mit Dehnungsänderungen reagiert. Die im Folgenden aufgeführten mechanischen Überlegungen beziehen sich auf senkrecht zur Faser, mittig in den Holzquerschnitt eingebrachte Verstärkungselemente aus Stahl, sie sind jedoch auf seitlich angebrachte Verstärkungselemente aus Holz übertragbar.

In den Randbereichen, um die Enden der innen liegenden Verstärkungselemente, wird sich ein Druckkegel ausbilden. Senkrecht dazu bilden sich Zugspannungstrajektorien, die sich anschließend parallel zum Verstärkungselement ausrichten, siehe Abbildung 159. Die Größe des Spannungskegels im Querschnitt ist abhängig von der Querschnittsbreite und vom Lastausbreitungswinkel, in Trägerlängsrichtung nur von letzterem (siehe auch Abschnitt 5.6.2).

Um den verstärkten Querschnitt mechanisch zu beschreiben, eignet sich der in Längsrichtung elastisch gebettete Balken, siehe Abbildung 160. Die Steifigkeit der Verbundfuge wird dabei durch die horizontale Bettung abgebildet. Anhand dieses Modells lässt sich nachvollziehen, dass sich bei steifen (z.B. geklebten) Verbindungen bei Dehnung des Holzquerschnittes in den Bereichen um die Enden des Verstärkungselementes Spannungsspitzen ausbilden. Der vertikale Verlauf der Zugspannungen im Holz im Bereich des Verstärkungselementes ist dann annähernd konstant. Bei eingeschraubten Verstärkungselementen wird die Verbundfuge eine geringere Steifigkeit (maximal  $E_{90}$ ) ausbilden, die Spannungsübertragung zwischen Holz und Verstärkungselement wird über eine größere Länge stattfinden.

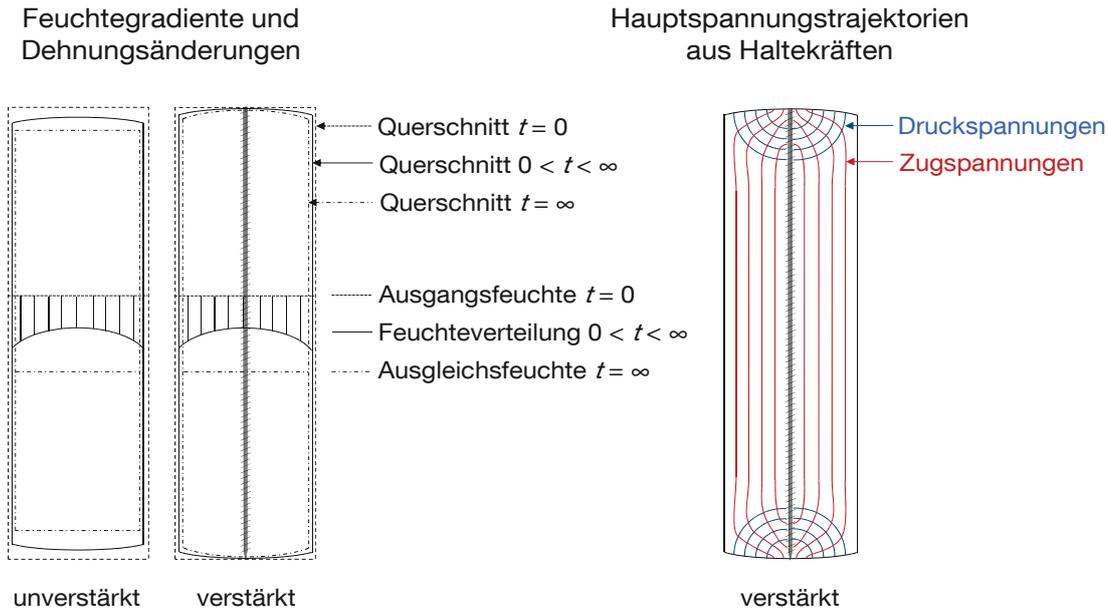


Abbildung 159: Verformungsfigur eines Holzquerschnittes im unverstärkten und verstärkten Zustand bei Schwinddehnungen sowie zugehörige Hauptspannungstrajektorien

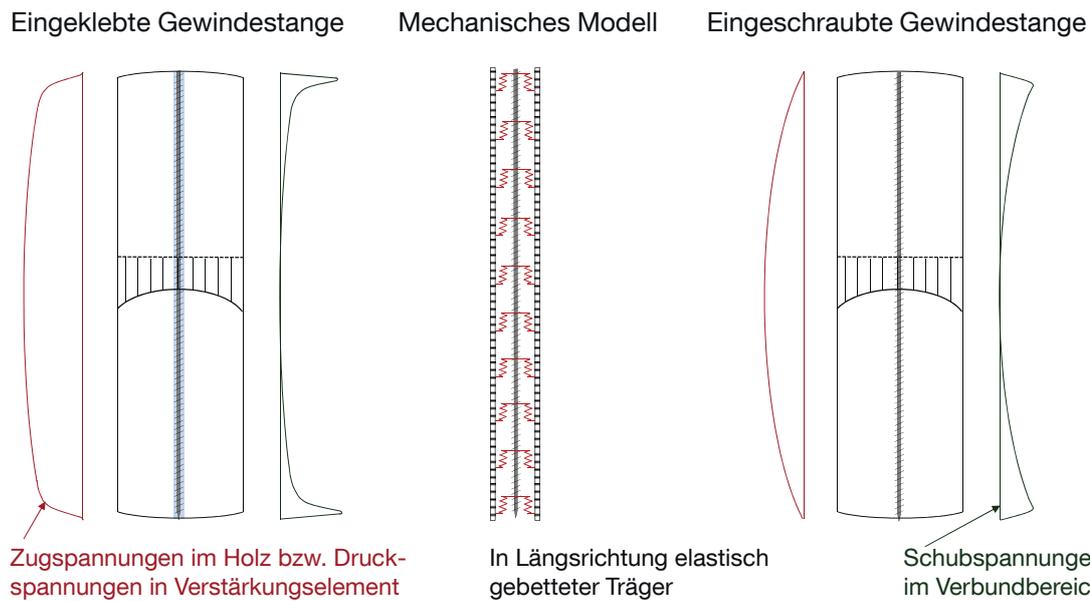


Abbildung 160: Mechanisches Modell für mit stiftförmigen Verstärkungselementen verstärkte Bauteile sowie Schubspannungen (Haftspannungen) im Verbundbereich und Zugspannungen rechtwinklig zur Faser im Holz in Abhängigkeit von der Verbundsteifigkeit (eingeklebt – steif, eingeschraubt – weich)

Bei der Betrachtung des Verbundverhaltens, welches im Stahlbetonbau hinsichtlich des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung seit Jahrzehnten erforscht wird, sind drei Mechanismen zu berücksichtigen: die Adhäsion, die mechanische Verzahnung und die Reibung. Die Aktivierung aller drei Mechanismen geschieht durch eine zwischen Baustoff und Verstärkungselement auftretende Relativverschiebung (Verzerrung). Eine Adhäsion ist nur bei in das Holz eingeklebten Verstärkungselementen vorhanden, ihre Eigenschaften sind von den Charakteristika des Klebstoffes

abhängig. Klebstoffe besitzen meist eine hohe Steifigkeit und nur geringe aufnehmbare Relativverschiebungen. Werden diese überschritten, resultiert dies in einem sofortigen Ausfall der Adhäsionskräfte, es verbleiben Reibungskräfte in der Bruchfläche. Eingeschraubte Verstärkungselemente aktivieren ihre Kraftübertragung über die mechanische Verzahnung, die am Gewinde lokale Druckspannungen erzeugt, welche wiederum Umlenkkräfte in Form von ringförmig um die Verstärkungselemente verlaufenden Zugspannungen erzeugen.

## 5.6 Rechnerische Abschätzung der Spannungsverteilung bei Schwindvorgängen in verstärkten Holzbauteilen

### 5.6.1 Modellierung und Modellannahmen

Zum Zweck einer Abschätzung der Spannungsverteilungen in verstärkten Holzbauteilen unter Schwinddehnungen wurden solche Bauteile mithilfe eines Finite-Element-Programmes [ANSYS 2010] generiert und berechnet.

Hierbei wurden zwei Arten der Verstärkung von Brettschichtholzbauteilen senkrecht zur Faser untersucht:

- Innen liegende, stiftförmige Verstärkungselemente (Gewindestangen) sowie
- Außen liegende, flächenförmige Verstärkungsplatten (Furnierschichtholzplatten).

Da die im Folgenden vorgestellte Modellierung nur Veranschaulichungszwecken dienen soll, wurde ein linear-elastisches Materialmodell ohne die Berücksichtigung von z.B. zeitabhängigen Effekten implementiert. Aus diesem Grund werden in den folgenden Auswertungen auch Spannungen, die über den üblichen Beanspruchbarkeiten liegen, nicht gesondert betrachtet. Zum Zweck der Übersichtlichkeit und zur Reduzierung der Rechenvorgänge wurden die wichtigsten Parameter jeweils nur an baupraktisch relevanten Ober- und Untergrenzen modelliert, die Bauteilhöhen z.B. zu  $h = 1.0 \text{ m}$  und  $h = 2.0 \text{ m}$  festgelegt. Es wurde eine über den Bauteilquerschnitt konstante Änderung der Holzfeuchte von  $\Delta u = -2.5 \%$  aufgebracht, welche über eine Temperaturänderung generiert wurde. Auf die Modellierung über den Querschnitt variierender Holzfeuchteverteilungen wurde verzichtet, um eine getrennte Betrachtung der beiden Phänomene zu ermöglichen. Für die Verstärkungselemente wurde ein annähernd gleiches Verhältnis  $EA$  zwischen dem Spannungsquerschnitt der Gewindestange und dem Querschnitt der beidseitig aufgebrachten flächenförmigen Verstärkungselemente angestrebt ( $d_{S,GS} = 16 \text{ mm} \rightarrow b_{FSH}/d_{FSH} = 73/21 \text{ mm}^2$ ). Die Verbindungsfuge wurde zum einen als steife Klebefuge und zum anderen als weicher Verbund (z.B. Verzahnung zwischen Gewindestange und Holz bzw. Nagelverbindung zwischen Holz und Furnierschichtholzplatte) modelliert. Der gewählte obere Grenzwert des Elastizitätsmoduls entspricht in etwa dem 2.5-fachen Elastizitätsmodul der üblicherweise verwendeten Klebstoffe [DIBt Z-9.1-705 2009]), der untere Grenzwert der Steifigkeit wurde auf etwa ein Viertel des Elastizitätsmoduls von Holz quer zur Faser gesetzt. Das Koordinatensystem wurde so gewählt, dass die x-Achse parallel der Bauteillängsachse, die y-Achse parallel der Höhe und die z-Achse parallel der Bauteilbreite verläuft. Um die Rechenzeit zu reduzieren, wurde eine vertikale Symmetrieebene auf halber Bauteilbreite eingeführt. Zur Erfüllung des Gleichgewichts wurde das Bauteil linear auf halber Höhe bei  $l(x) = 0$  in y- und z-Richtung und bei  $l(x) = l$  in y-Richtung gehalten. Zur Berechnung werden 20-Knotige 3-D Volumenelemente mit Mittelknoten und quadratischen Ansatzfunktionen verwendet (in [ANSYS 2010] mit Solid 95 bezeichnet). Diese Elemente ermöglichen eine flexible Anpassung an vielfältigste Geometrianforderungen. Die Netzweite im Bereich der Verstärkungselemente wurde zu 5 mm gewählt.

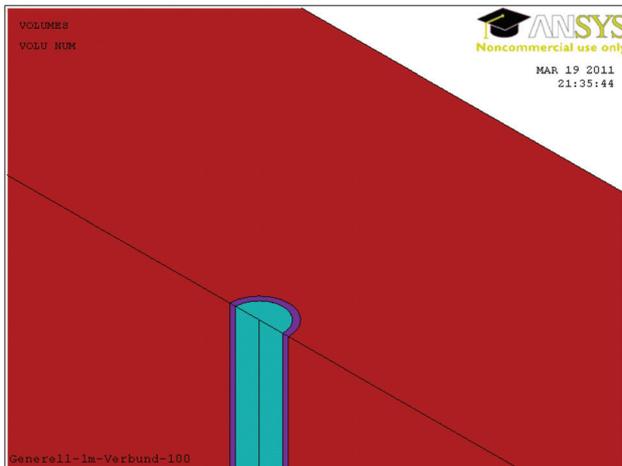
Tabelle 15 enthält die verwendeten Geometrie- und Materialparameter. Eine Berechnung zur Verifizierung der gewählten Parameter ergab die erwarteten Verformungen bei gleichzeitiger Spannungsfreiheit in alle Richtungen (siehe Abbildung A46 im Anhang).

Tabelle 15: In Finite-Element-Modell verwendete Geometrie- und Materialparameter

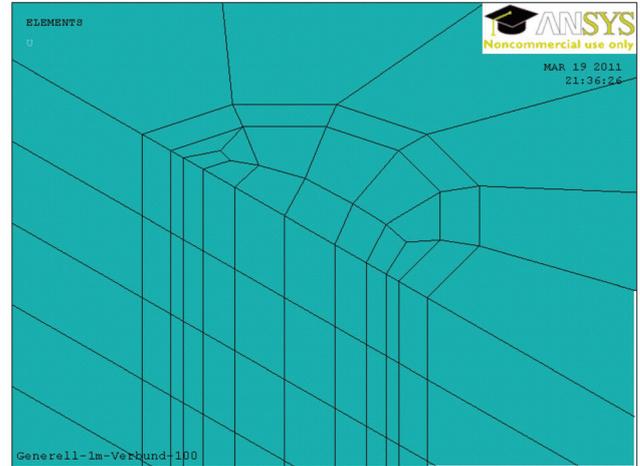
	Brettschichtholz- element [orthotrop]	Furnierschichtholz- platte (parallele Streifen) [orthotrop]	Gewindestange [isotrop]	Verbindungs-fuge (Klebefuge) [isotrop]
Geometrie	$l_x = 10 \text{ m}$ $h_y = 1.0 / 2.0 \text{ m}$ $b_z = 0.2 \text{ m}$	$b_x = 73 \text{ mm}$ $h_y = 1.0 / 2.0 \text{ m}$ $d_z = 21 \text{ mm}$	$l_y = 1.0 / 2.0 \text{ m}$ $d_x = d_z = 16 \text{ mm}$	$d_x = d_y = d_z = 1 \text{ mm}$
Steifigkeits- parameter	$E_0 = E_x =$ 12.600 MN/m <sup>2</sup> $E_{90} = E_y = E_z =$ 420 MN/m <sup>2</sup> $G = G_{xy} = G_{xz} =$ 780 MN/m <sup>2</sup> $G_R = G_{yz} =$ 78 MN/m <sup>2</sup>	$E_0 = E_y =$ 13.800 MN/m <sup>2</sup> $E_{90} = E_x = E_z =$ 300 MN/m <sup>2</sup> $G = G_{xy} = G_{yz} =$ 500 MN/m <sup>2</sup> $G_R = G_{xz} =$ 50 MN/m <sup>2</sup>	$E_x = E_y = E_z =$ 210.000 MN/m <sup>2</sup> Querdehnzahl $\nu = 0.3$	$E = E_x = E_y = E_z =$ 100 / 10.000 MN/m <sup>2</sup> Querdehnzahl $\nu = 0.4$
Schwind- und Quellmaße je % Holzfeuchte- änderung	$\alpha_0 = \alpha_x = 0.01$ $\alpha_{90} = \alpha_y = \alpha_z = 0.24$	$\alpha_0 = \alpha_y = 0.01$ $\alpha_{90} = \alpha_x = 0.32$ $\alpha_{90} = \alpha_z = 0.24$	-	-
Quellen	[DIN 1052 2008]	[DIBt Z-9.1-100 2006]	[DIBt Z-9.1-777 2010]	[Habenicht 2005] [DIBt Z-9.1-705 2009] [Clad 1965]

## 5.6.2 Ergebnisse – Senkrecht zur Faser angeordnete stiftförmige und plattenförmige Verstärkungselemente

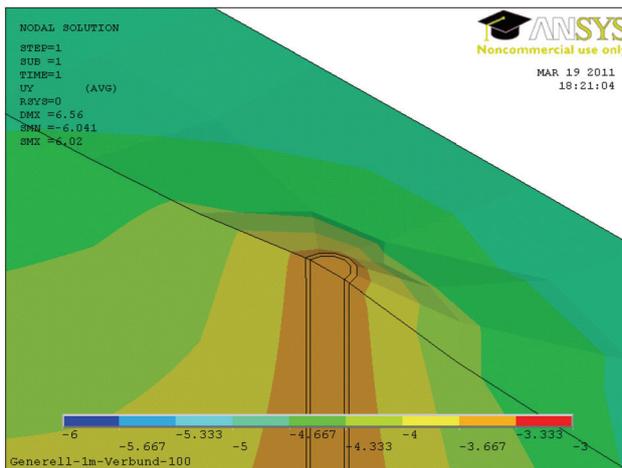
Abbildung 161 zeigt die Volumen und ihre Vernetzung sowie die vertikalen Verformungen und Spannungen für das mit einer Gewindestange senkrecht zur Faser verstärkte Brettschichtholzelement.



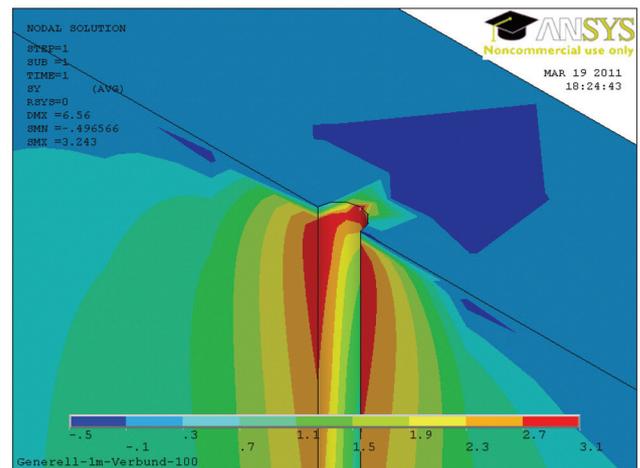
Volumen (Holz, Verbindungsfuge, Verstärkung)



Vernetzte Volumen



Vertikalverformungen in [mm] (überhöht dargestellt)

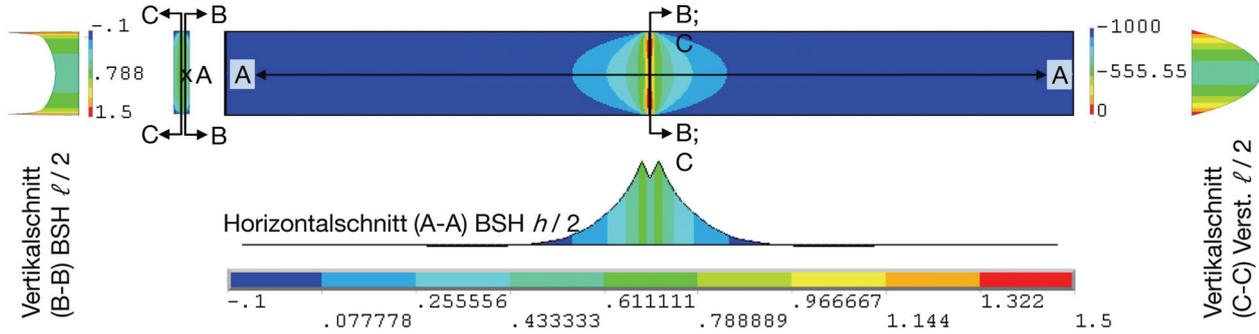


Vertikalspannungen im Holzbauteil in [MN/m<sup>2</sup>]

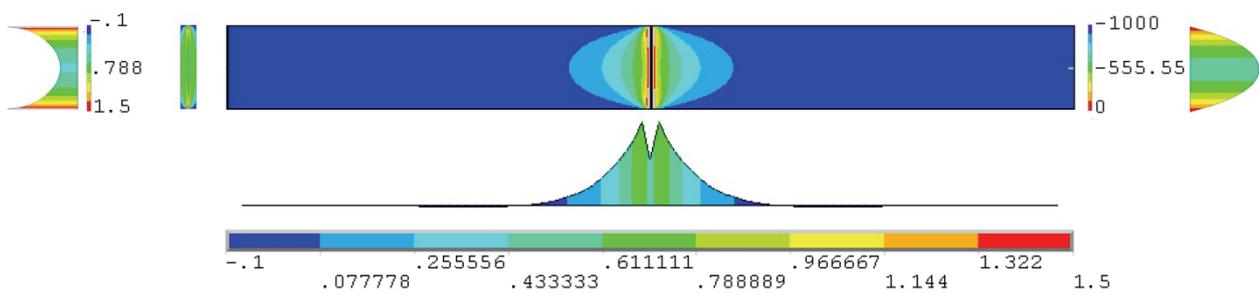
Abbildung 161: Finite-Element-Modell des senkrecht zur Faser verstärkten Brettschichtholzelements – Volumen, Vernetzung sowie Vertikalverformungen und -spannungen

Abbildung 162 und Abbildung 163 zeigen die Ausbreitung der Vertikalspannungen im Längsschnitt und Querschnitt des Brettschichtholzelements und auf Pfaden sowohl parallel zur Bauteillängsachse (Horizontalschnitt A-A) als auch parallel zur Längsachse des Verstärkungselementes (Vertikalschnitt B-B). Um den Einfluss lokaler modellbedingter Spannungsspitzen auszuschließen, verlaufen diese Pfade in einem Querabstand von 5 mm zur Verbindungsfuge. Ein weiterer Pfad gibt die Längsspannungen im Verstärkungselement an (Vertikalschnitt C-C).

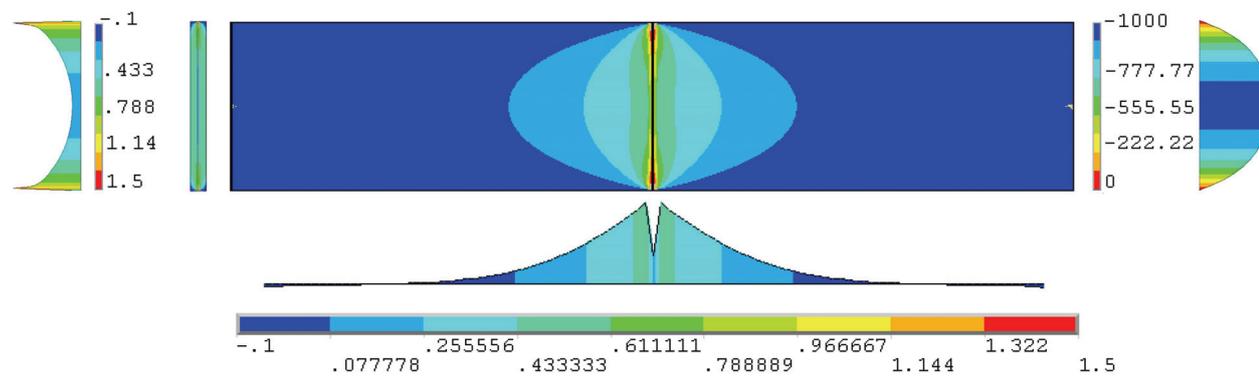
Bauteilhöhe 1.0 m, Gewindestange, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 100$  [MN/m<sup>2</sup>]



Bauteilhöhe 1.0 m, Gewindestange, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 10.000$  [MN/m<sup>2</sup>]



Bauteilhöhe 2.0 m, Gewindestange, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 100$  [MN/m<sup>2</sup>]



Bauteilhöhe 2.0 m, Gewindestange, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 10.000$  [MN/m<sup>2</sup>]

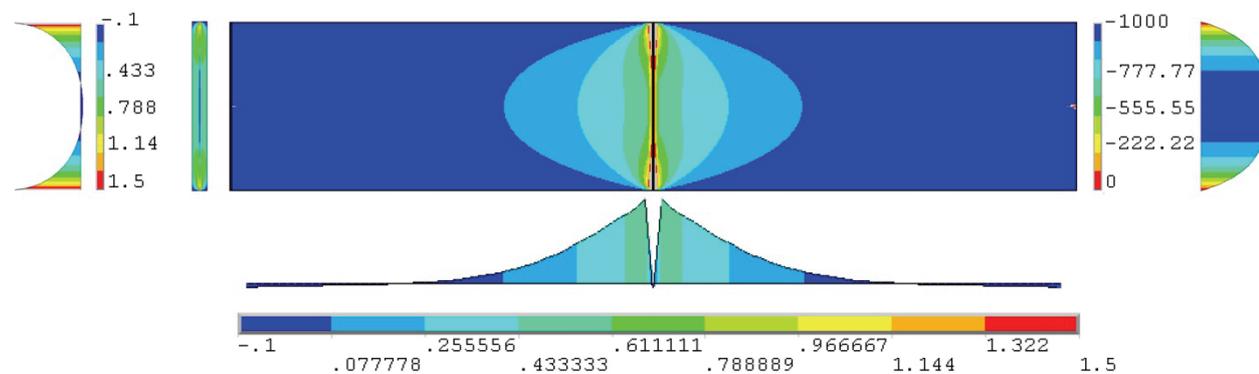
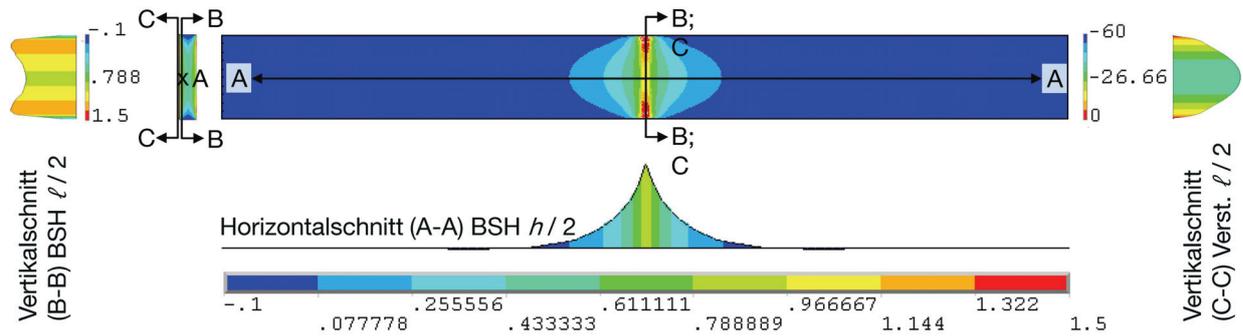
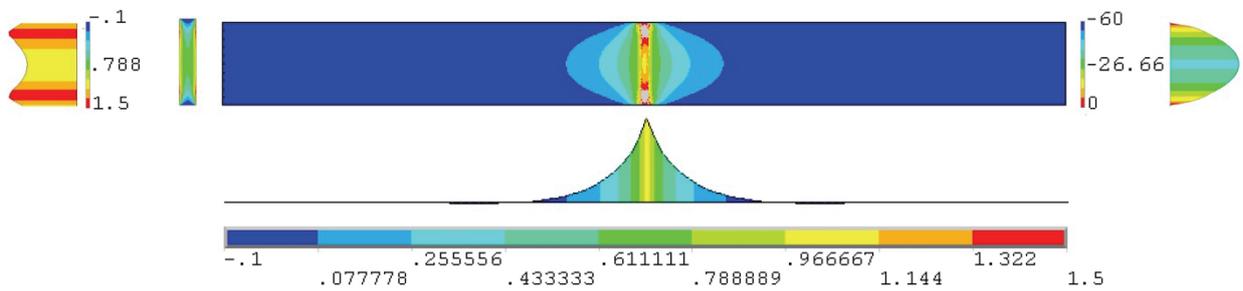


Abbildung 162: Verläufe der Querspannungen für mit Gewindestange verstärktes Brettschichtholzelement in [MN/m<sup>2</sup>]

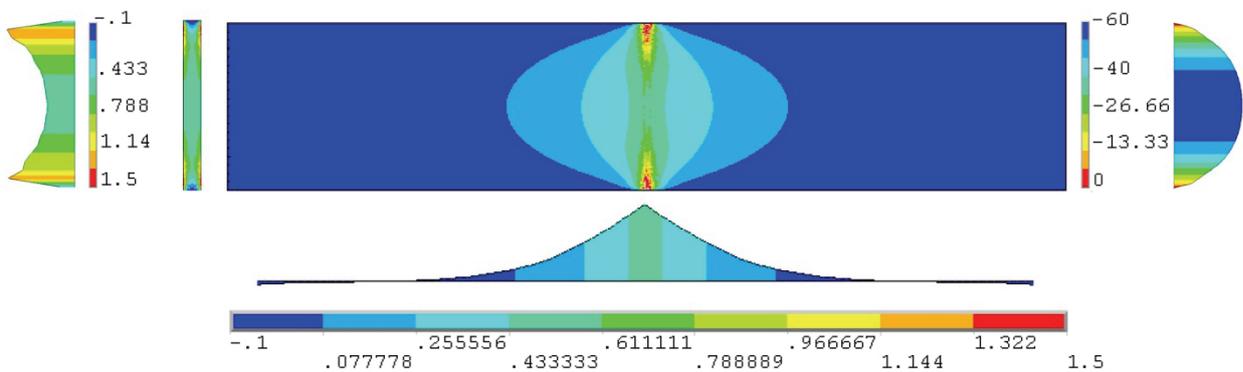
Bauteilhöhe 1.0 m, Furnierschichtholz, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 100 \text{ [MN/m}^2\text{]}$



Bauteilhöhe 1.0 m, Furnierschichtholz, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 10.000 \text{ [MN/m}^2\text{]}$



Bauteilhöhe 2.0 m, Furnierschichtholz, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 100 \text{ [MN/m}^2\text{]}$



Bauteilhöhe 2.0 m, Furnierschichtholz, Verbundsteifigkeit  $E_{Verb.} = 10.000 \text{ [MN/m}^2\text{]}$

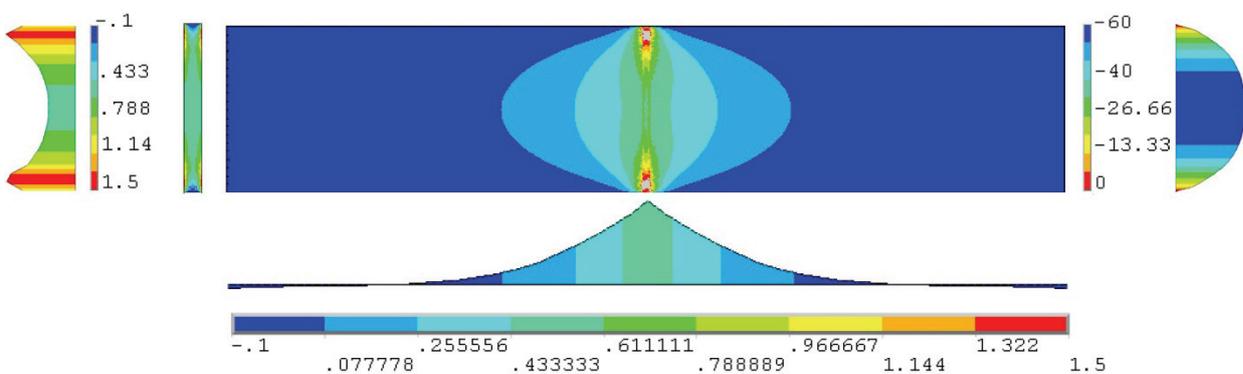


Abbildung 163: Verläufe der Querspannungen für mit Furnierschichtholz verstärktes Brett-schichtholz-element in  $[\text{MN/m}^2]$

Eine Betrachtung der in Abbildung 162 und Abbildung 163 gegebenen Vertikalschnitte durch das Brettschichtholzelement zeigt für alle Konfigurationen im Bereich der Enden der Verstärkungselemente einen sehr schnellen Anstieg der Querspannungen auf ein Spannungsmaximum. Im mit einer Gewindestange verstärkten Brettschichtholzelement zeigen sich deutliche Spannungsspitzen im Holz um die Enden des Verstärkungselementes, gefolgt von einer schnellen Reduktion der Spannungen zur Schwerachse hin. Bei Einsatz von Furnierschichtholz zeigt sich nach Erreichen des Spannungsmaximums eine vergleichsweise gleichmäßige Reduktion der Spannungen auf minimal ca. 40 % der Spannungsspitze im Bereich der Schwerachse. Mit zunehmender Bauteilhöhe (und damit Länge des Verstärkungselementes) werden die beschriebenen Spannungsverteilungen ausgeprägter.

Eine Betrachtung der sich in den Verstärkungselementen aufbauenden Längsspannungen (welche über den Querschnitt aufsummiert der Summe der Querspannungen im Holzbauteil entsprechen) zeigt, dass die Größe der Spannungen in den Furnierschichtholzplatten unabhängig von der Verbundsteifigkeit ist (siehe auch Abbildung A47 im Anhang). Im Fall von Gewindestangen ergibt sich zwischen beiden untersuchten Verbundsteifigkeiten eine Differenz der Spannungen von maximal 20 %, wobei diese mit zunehmender Bauteilhöhe abnimmt.

Bei Verdoppelung der Bauteilhöhe erhöht sich für untersuchte Konfigurationen die Summe der im Verstärkungselement vorhandenen Längsspannungen in etwa um das Dreifache. Bei Verwendung von Furnierschichtholzplatten ist diese Größe annähernd unabhängig von der Steifigkeit der Verbindungsfuge. Bei Gewindestangen mit weichem Verbund ergibt sich eine etwa 10 % größere Steigerung als bei Gewindestangen in steifem Verbund.

Da die horizontale Ausbreitung der Vertikalspannungen im Holzbauteil bei variierender Bauteilhöhe linear zu- oder abnimmt, steigt das Volumen unter Spannung bei zunehmender Bauteilhöhe quadratisch. Unter Berücksichtigung der vorab gemachten Feststellung, dass sich bei Verdoppelung der Bauteilhöhe die Summe der Spannungen in etwa verdreifacht, wird die im Mittel je Volumenelement übertragene Spannung leicht sinken.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Steifigkeit der Verstärkungselemente und der Verbundfuge zwar einen deutlichen Einfluss auf die Verteilung der zwischen Holzbauteil und Verstärkungselement übertragenen Spannungen haben, der Einfluss auf die Gesamtsumme der übertragenen Spannungen jedoch vergleichsweise gering ist.

Gerade im Hinblick auf Verstärkungen mit innen liegenden, stiftförmigen Verstärkungselementen ist zusätzlich noch der Einfluss des Winkels zwischen Verstärkungselement und Faserrichtung des verstärkten Holzbauteils sowie die gegenseitige Beeinflussung mehrerer in Bauteillängsrichtung nebeneinander angeordneter stiftförmiger Verstärkungselemente von praxisrelevanter Bedeutung. Die Ergebnisse hierzu werden in den beiden folgenden Abschnitten unter Beibehaltung der vorab vorgestellten Vorgehensweisen dargestellt.

### 5.6.3 Ergebnisse - Senkrecht und schräg zur Faser angeordnete stiftförmige Verstärkungselemente

Die Verstärkung von Holzbauteilen für Beanspruchungen, gegenüber denen Holz nur eine geringe Beanspruchbarkeit aufweist (z.B. Querkraft und Schub), wird über einen bestimmten zu verstärkenden Bereich unter Verwendung einer geeigneten Anordnung und ausreichenden Anzahl von Verstärkungselementen realisiert. Die Anordnung, z.B. der Neigungswinkel der Verstärkungselemente, ist

dabei abhängig von der Beanspruchungsart. Bei Querkzug beträgt der Winkel zwischen Verstärkungselement und Faserrichtung des Bauteils  $90^\circ$ , bei Schub sollten Verstärkungselemente vorzugsweise unter  $45^\circ$  eingebracht werden (siehe Abschnitt 3.2.3). Aufgrund der Anisotropie von Holz, die sich im Schwind- und Quellverhalten wie auch in den Steifigkeitseigenschaften widerspiegelt, wird der Neigungswinkel der Verstärkungselemente unterschiedliche Auswirkungen auf die Spannungsverteilung bei Schwind- und Quellschwindungen des verstärkten Holzbauteils haben.

Für die folgenden Berechnungen wurde die in Abschnitt 5.6.1 dargestellte Modellbildung incl. Materialparameter übernommen, erste Proberechnungen wurden im Rahmen einer vom Verfasser betreuten Studienarbeit [Rauch 2010] durchgeführt. Die Auswertungen werden auf das Modell mit 1.0 m Bauteilhöhe und eingeklebte Gewindestangen beschränkt, wobei (falls nicht anders angegeben) die Steifigkeit der Verbindungsfuge auf  $E_{\text{Fuge}} = 3000 \text{ MN/m}^2$  mit einer Querdehnzahl  $\nu = 0.4$  ([Habenicht 2005], [Clad 1965]) festgelegt wurde. Es werden Winkel zwischen Verstärkungselement und Faserrichtung von  $45^\circ$  und  $90^\circ$  untersucht.

Abbildung 164 zeigt die Verteilung der Längsspannungen und Querspannungen (Vertikalspannungen) auf dem Vertikalschnitt durch die Schwerachse des verstärkten Brettschichtholzelements. Zum Zweck der besseren Veranschaulichung wurden die Spannungsspitzen um das Verstärkungselement und die Klebefuge ausgeblendet. Für das Brettschichtholzelement mit rechtwinklig zur Faser angeordneter Gewindestange zeigen sich Spannungsverteilungen, die qualitativ mit denen des in Abschnitt 5.5.2 vorgestellten theoretischen Modells übereinstimmen. Es bildet sich ein zum Verstärkungselement achsensymmetrischer Kegel aus Zugspannungen. Bei der unter  $45^\circ$  geneigten Gewindestange zeigt sich ein zum Schwerpunkt der Gewindestange punktsymmetrischer Spannungsverlauf. Trägt man gedanklich im Schwerpunkt der Gewindestange eine Längs- und Vertikalachse an, so zeigt sich in beide Achsenrichtungen eine Spannungsausbreitung, die, von der Gewindestange ausgehend, in Richtung der senkrecht zur jeweiligen Spannung stehenden Achse verläuft. Die Querspannungen in Richtung der Bauteilbreite haben in beiden Konfigurationen ein vernachlässigbares Ausmaß. Sie werden deshalb in den folgenden Auswertungen nicht näher betrachtet.

Die Spannungsverteilungen im Brettschichtholzelement mit unter  $45^\circ$  zur Faserrichtung angeordneten Gewindestangen lassen sich mit dem Bestreben des Brettschichtholzelements erklären, während des Schwindvorgangs seinen Querschnitt in Richtung der Längsachse zu verringern. Dadurch entstehen im Holzquerschnitt zwischen Gewindestange und Längsachse des Brettschichtholzelements Querkzugspannungen, auf der anderen Seite der Gewindestange entstehen sehr geringe Querdruckspannungen. Da die Gewindestange in diesem Prozess vom Holzquerschnitt aus ihrer geraden Form in eine S-Form gezwungen wird (siehe Abbildung 165), werden sich im Bereich zwischen Gewindestange und dem Rand des Brettschichtholzelements Längszugspannungen ausbilden, deren Größe auf die höhere Längssteifigkeit von Holz zurückgeführt werden kann.

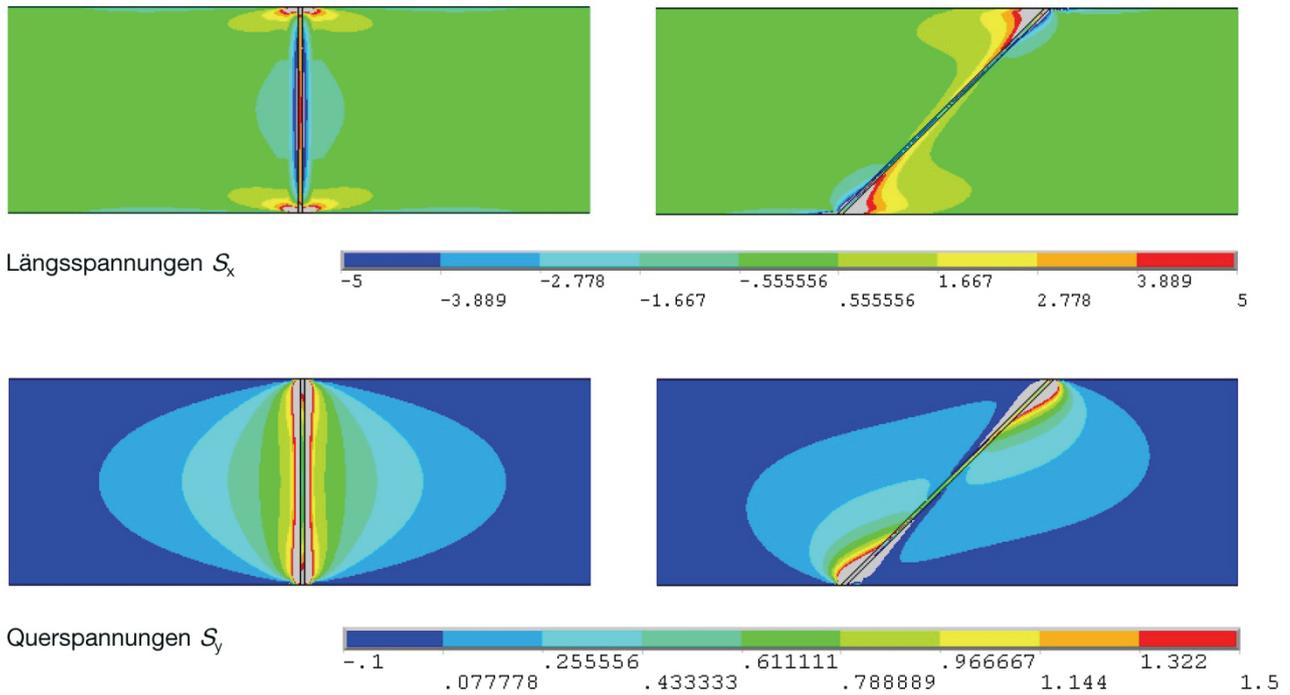


Abbildung 164: Verteilung der Längs- und Querspannungen (Vertikalspannungen) im mit einer Gewindestange verstärkten Brett-schichtholzelement bei Anordnungswinkeln von  $90^\circ$  (links) und  $45^\circ$  (rechts)

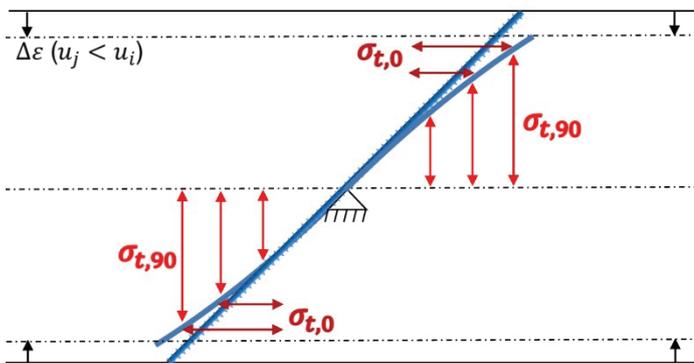


Abbildung 165: Schematische Darstellung von Verformungsfigur und Spannungen in einem mit einer unter  $45^\circ$  angeordneten Gewindestange verstärkten Holzbauteil

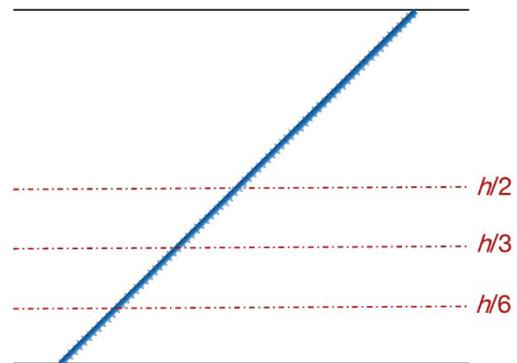


Abbildung 166: Darstellung der im Finite-Element-Modell geführten Horizontalschnitte durch das Brett-schichtholzelement

Da die Querspannungen bei der senkrecht zur Faserrichtung eingebrachten Gewindestange ihr Maximum im Bereich der Schwerachse, im Fall der um  $45^\circ$  geneigten Gewindestange jedoch im Abstand von ca.  $h/6$  zum Rand erreichen, werden zur Ermöglichung eines quantitativen Vergleichs die Spannungen auf drei Horizontalschnitten entlang der Längsachse auf den Höhen  $h/2$ ,  $h/3$  und  $h/6$  verglichen, siehe

Abbildung 166. Die in Abbildung 167 abgebildeten Spannungsverläufe zeigen ein insgesamt höheres Spannungsniveau im Brettschichtholzelement mit der senkrecht zur Faserrichtung eingebrachten Gewindestange. Hier zeigen die Verläufe auf allen Schnitten ein annähernd gleiches Niveau, nur bei  $h/6$  ist ein höheres Maximum bei gleichzeitig schnellerem Spannungsabfall erkennbar. Für diese Konfiguration zeigt sich im Mittel, von der Gewindestange ausgehend bis zu einem Längsabstand von ca. 100 mm, eine sehr ausgeprägte, anschließend eine abgeminderte Reduktion der Querspannungen.

Im Brettschichtholzelement mit der unter  $45^\circ$  eingebrachten Gewindestange bleiben die Querspannungen mit einer Ausnahme unterhalb dieses Niveaus, die geringsten Spannungen ergeben sich auf halber Elementhöhe. Nur die Querspannungen im Längsschnitt auf  $h/6$ , innerhalb des zwischen Gewindestange und Elementachse liegenden Querschnitts, zeigen einen der anderen Konfiguration vergleichbaren Anstieg, wobei auch hier die Maximalwerte nicht erreicht werden.

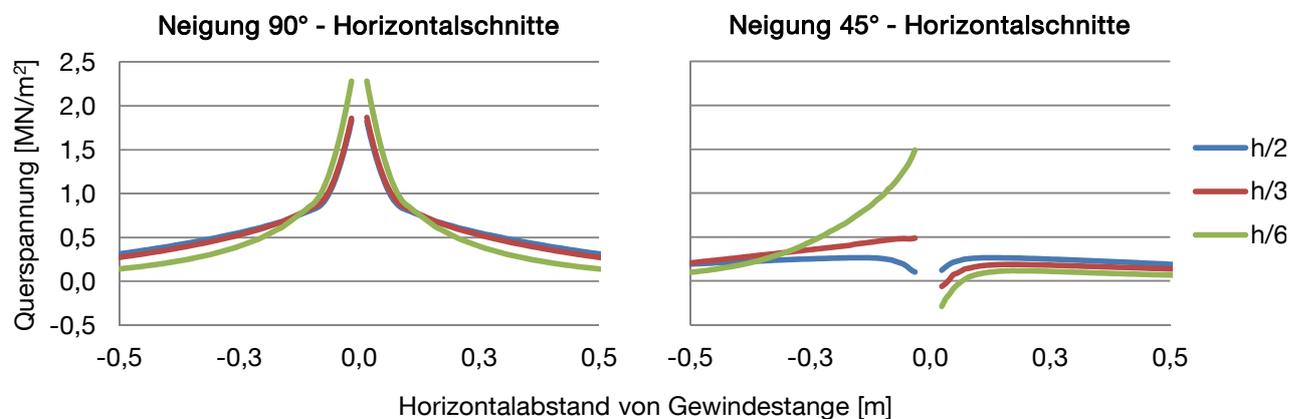


Abbildung 167: Querspannungen im Brettschichtholzelement entlang von Horizontalschnitten auf unterschiedliche Höhen – Anordnungswinkel der Gewindestange  $90^\circ$  und  $45^\circ$

Über einen Vergleich der Abbildung 164 mit Abbildung 167 lässt sich zusammenfassend feststellen, dass sich für beide Konfigurationen zwar bereichsweise Spannungen vergleichbarer Größe einstellen, das Volumen unter Querspannungen relevanter Größe im Brettschichtholzelement mit senkrecht zur Faser eingebrachten Gewindestangen jedoch um das 6-7-fache höher liegt als im Brettschichtholzelement mit um  $45^\circ$  geneigten Gewindestangen.

#### 5.6.4 Gegenseitige Beeinflussung mehrerer nebeneinander angeordneter stiftförmiger Verstärkungselemente

Bei Bauteilen, in denen stiftförmige Verstärkungselemente zur Aufnahme von Quersug- oder Schubspannungen zum Einsatz kommen, hängen die Anzahl und Abstände der Verstärkungselemente von der Länge des zu verstärkenden Bereiches, der Größe der zu übertragenden Spannungen und der Mindest- und Maximalabstände ab. [DIN 1052 2008] empfiehlt, die Abstände von Verstärkungselementen zur Aufnahme von Quersugverstärkungen im Krümmungsbereich von Trägern auf mindestens 250 mm und höchstens 75 % der maximalen Trägerhöhe zu begrenzen. Für Schubverstärkungen liegen derartige Angaben noch nicht vor. Im Folgenden werden Abstände der Verstärkungselemente untereinander in den oben angegebenen Grenzen ( $a_1 = 250$  mm und 750 mm) sowie zu Vergleichszwecken für einen größeren

Abstand von  $a_1 = 1250 \text{ mm}$  ( $= 1.25 h$ ) untersucht. Die Winkel zwischen Verstärkungselement und Faserrichtung entsprechen den in den oben dargestellten Untersuchungen verwendeten Winkeln.

Die Verteilung der Querspannungen (Vertikalspannungen) im Brettschichtholzelement bei Variation der Abstände und Anordnungswinkel der Gewindestangen ist in Abbildung 168 gegeben. Erwartungsgemäß zeigt sich eine Reduktion der gegenseitigen Beeinflussung bei zunehmenden Abständen der Gewindestangen. Es ist jedoch auch feststellbar, dass bei der Konfiguration mit dem größten untersuchten Abstand für beide Anordnungswinkel immer noch eine gegenseitige Beeinflussung der Verstärkungselemente vorliegt. Die im vorherigen Abschnitt gemachte Feststellung, dass das Volumen unter Querspannung bei senkrecht zur Faser angeordneten Gewindestangen sehr viel größer ist, führt im Fall mehrerer nebeneinanderliegender (unter  $90^\circ$  zu Faser angeordneter) Verstärkungselemente zu einer größeren gegenseitigen Beeinflussung und damit zu höheren Spannungen in den Bereichen des Brettschichtholzelements zwischen den Verstärkungselementen. Bei der geneigten Anordnung führt eine Verringerung des Abstands zwischen den Gewindestangen zu einer vergleichsweise geringeren Zunahme der Bereiche hoher Querspannungen um die Spitzen der Gewindestange sowie einer geringeren Spannungszunahme im Bereich der Schwerachse des Brettschichtholzelements.

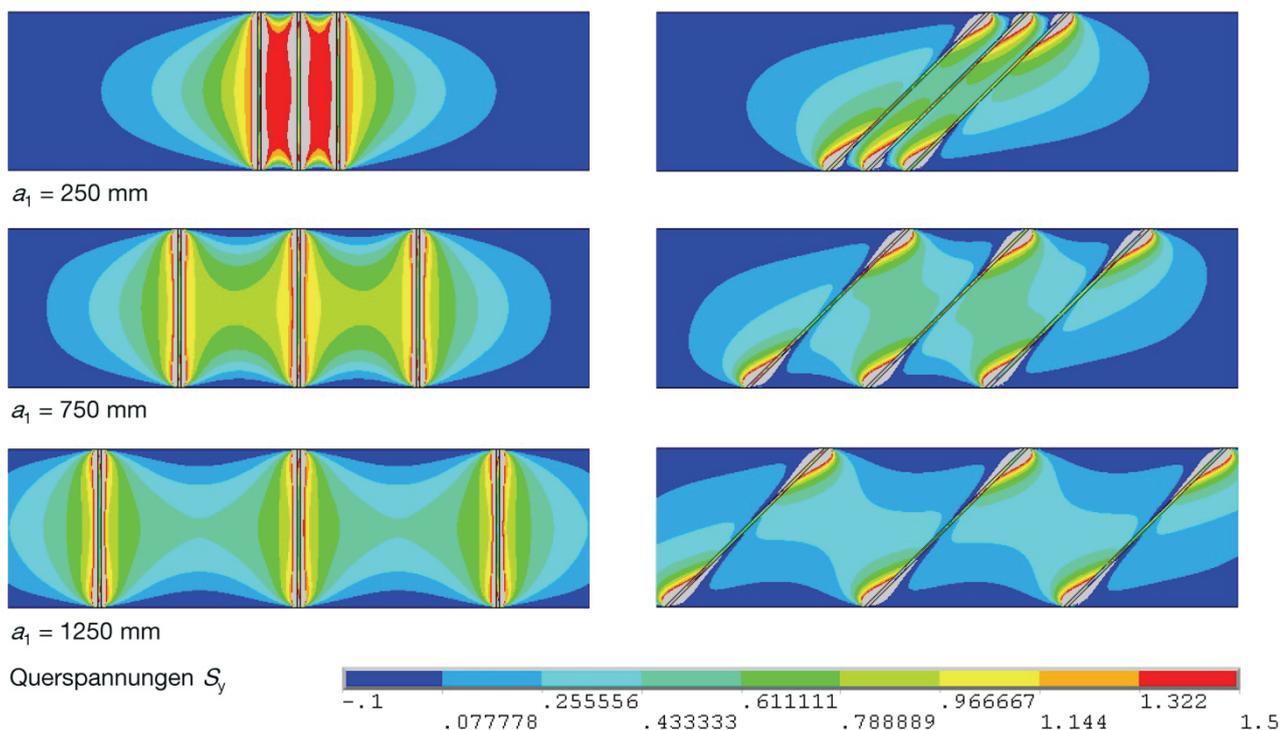


Abbildung 168: Verteilung der Querspannungen (Vertikalspannungen) im Brettschichtholzelement mit in unterschiedlichen Abständen angeordneten Gewindestangen bei Anordnungswinkeln von  $90^\circ$  (links) und  $45^\circ$  (rechts)

Einen Vergleich der Querspannungen für beide Konfigurationen auf drei Horizontalschnitten ( $h/2$ ,  $h/3$  und  $h/6$ ) parallel der Längsachse des Brettschichtholzelements zeigt Abbildung 169. Es ist erkennbar, dass die Größen der Spannungsspitzen unabhängig vom Abstand der Verstärkungselemente sind. Betrachtet man die Schnitte zwischen den Gewindestangen, außerhalb der Spannungsspitzen (d.h. unter Ausblendung der Bereiche innerhalb eines Radius von  $100 \text{ mm}$  um die Gewindestange), so liegen die Querspannungen

für die geneigte Anordnung im Mittel um 45 % unter den mittleren Querspannungen im Brettschichtholzelement mit senkrecht zur Faser eingebrachten Gewindestangen. Bei Erhöhung des Abstands auf  $a_1 = 750$  mm reduzieren sich die Spannungen für beide Konfigurationen um etwa 45 % sowie um weitere 37 % für den größten untersuchten Abstand ( $a_1 = 1.25 h$ ). Die Größenverhältnisse zwischen den Spannungen beider Anordnungen bleiben damit bei Variation der Abstände annähernd gleich. Da diese Vergleiche auf einem für die jeweilige Konfiguration unterschiedlichen Ausgangswert beruhen ist es selbsterklärend, dass die Absolutwerte der Spannungsdifferenzen zwischen den Konfigurationen Unterschiede aufweisen.

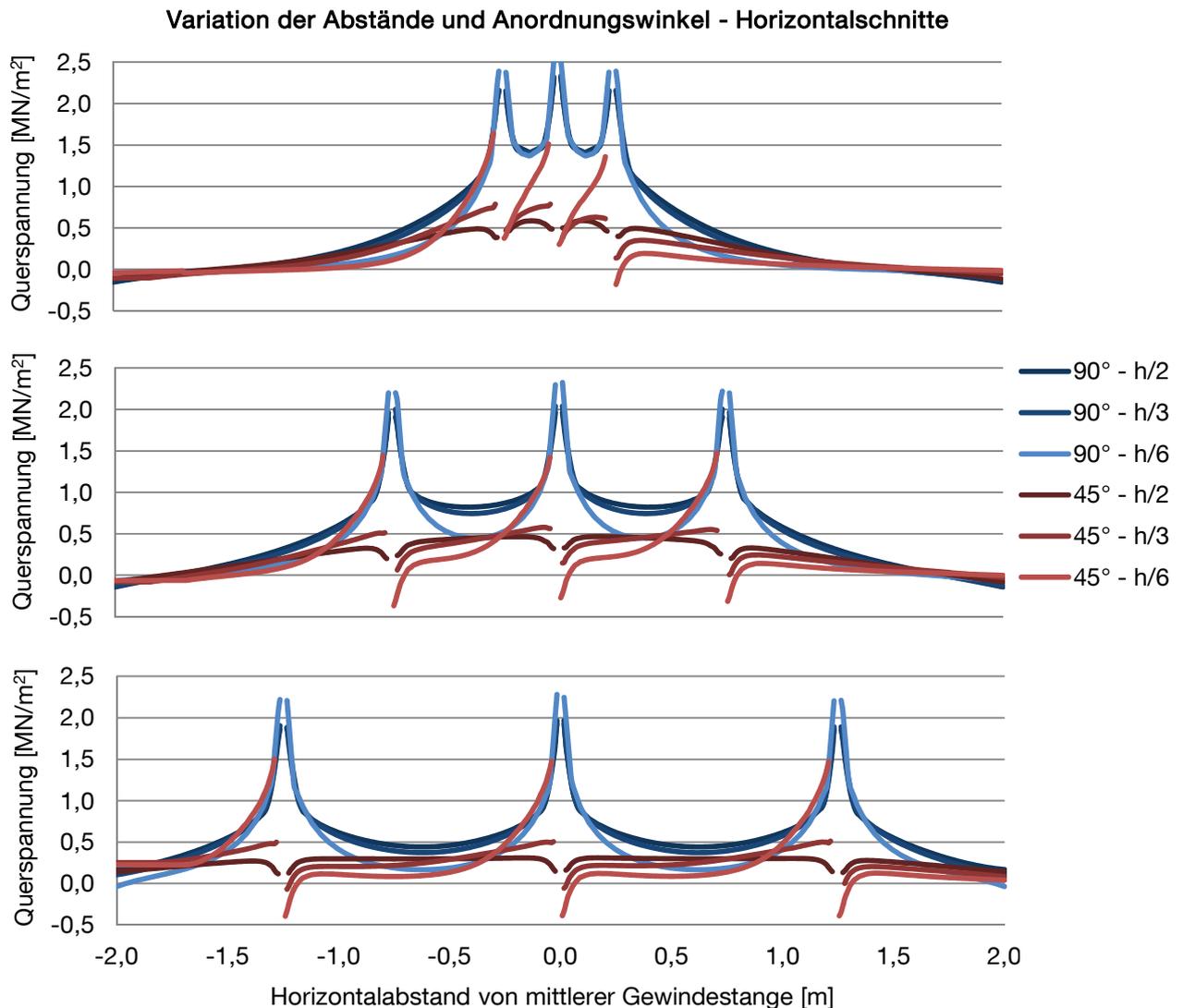


Abbildung 169: Querspannungen auf Horizontalschnitten im Brettschichtholzelement bei Variation der Abstände der Gewindestangen – Anordnungswinkel 90° und 45°

Die Verteilung der Querspannungen im Brettschichtholzelement in Abhängigkeit der Verbundsteifigkeit zwischen Holz und Gewindestange und der Abstände der Verstärkungselemente untereinander wird in Abbildung 170 für den Fall der senkrecht zur Faser eingebrachten Gewindestange dargestellt. Eine Verringerung der Verbundsteifigkeit von  $E = 3000$   $[\text{MN}/\text{m}^2]$  auf  $E = 100$   $[\text{MN}/\text{m}^2]$  (Vergleichbar mit einem sehr weichen Verbund) führt zu einer Reduktion der Spannungsspitzen von im Mittel 22 %. Gleichzeitig ist

eine Reduktion der mittleren Spannungen zwischen den Gewindestangen bemerkbar, welche sich für den geringsten untersuchten Abstand auf 10 % beläuft. Mit zunehmendem Abstand steigt diese Reduktion prozentual (nicht jedoch im Absolutwert) leicht auf bis zu 15 % (für  $a_1 = 1.25 h$ ) an. Bei einer Erhöhung der Verbundsteifigkeit von  $E = 3000$  [MNm<sup>2</sup>] auf  $E = 10000$  [MNm<sup>2</sup>] ist der Einfluss sowohl auf die Größe der Spannungsspitzen als auch auf die mittleren Spannungen zwischen den Gewindestangen vernachlässigbar klein.

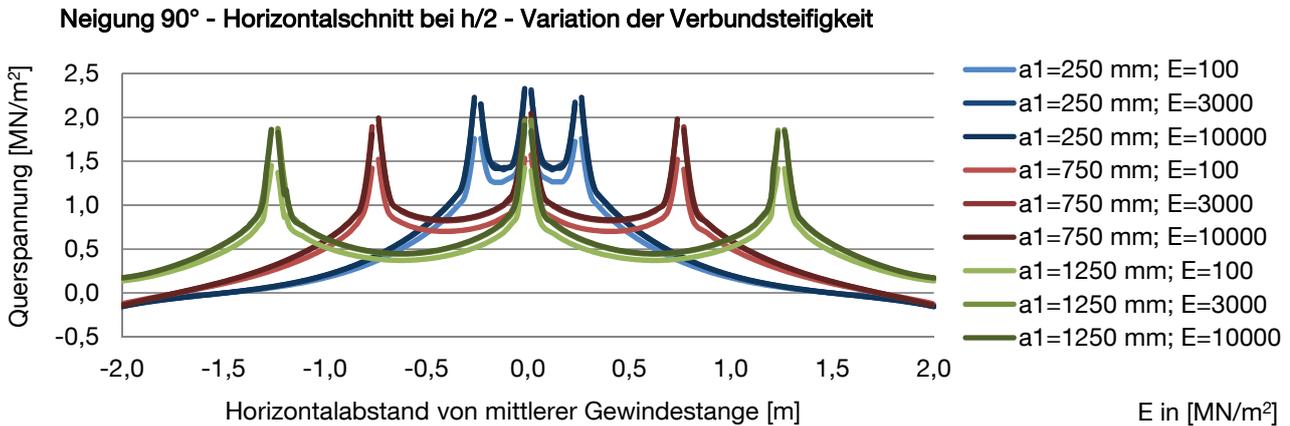


Abbildung 170: Querspannungen auf Horizontalschnitt im Brettschichtholzelement mit in unterschiedlichen Abständen unter 90° zur Faser angeordneten Gewindestangen – Variation der Verbundsteifigkeit

Eine analoge Untersuchung für einen Anordnungswinkel von 45° zeigt einen Einfluss der Verbundsteifigkeit in gleicher Größenordnung, sowohl hinsichtlich der Größe der Spannungsspitzen als auch auf die mittleren Spannungen im Brettschichtholzelement. Abbildung 171 zeigt beispielhaft die Querspannungen im Brettschichtholzelement auf dem Horizontalschnitt bei  $h/6$ .

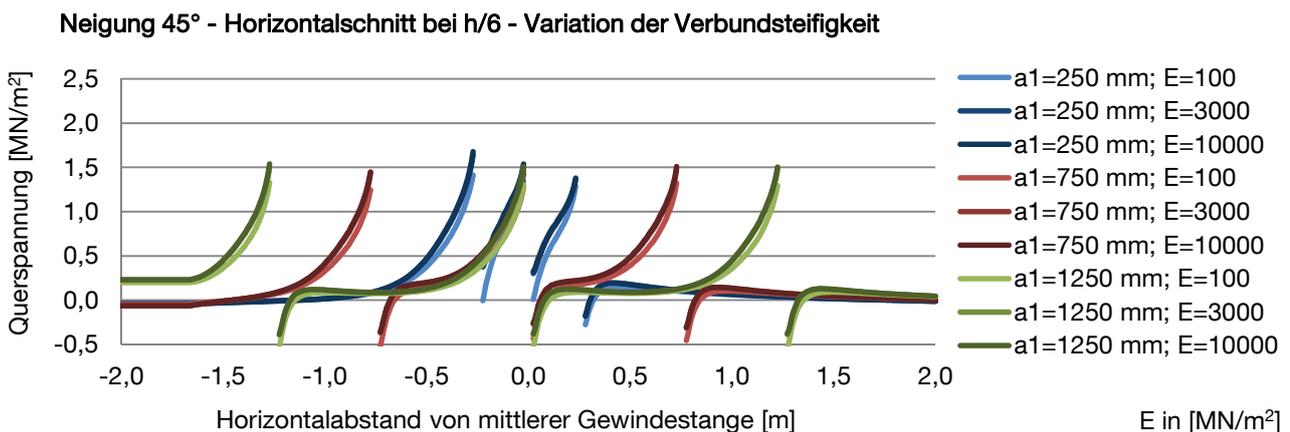


Abbildung 171: Querspannungen auf Horizontalschnitt im Brettschichtholzelement mit in unterschiedlichen Abständen unter 45° zur Faser angeordneten Gewindestangen – Variation der Verbundsteifigkeit

## 5.7 Experimentelle Untersuchungen zum Schädigungspotential von Schwindvorgängen in mit stiftförmigen Verbindungsmitteln verstärkten Brettschichtholzbauteilen

### 5.7.1 Rissbildung aufgrund von Sperreffekten durch Verstärkungselemente - Szenarien

In Abschnitt 5.5.1 wurde dargestellt, dass senkrecht oder unter einem Winkel zur Faser angeordnete Verstärkungselemente einen gewissen Sperreffekt auf die Schwind- und Querdehnungen des Holzbauteils ausüben, was interne Spannungszustände in das Holzbauteil induziert. Da Holz gegenüber den bei Schwindvorgängen entstehenden Querkzugspannungen bekanntermaßen nur eine sehr geringe Beanspruchbarkeit aufweist, sollte die Möglichkeit der Rissentstehung aufgrund dieser Effekte untersucht werden. Hierzu soll in den folgenden Abschnitten ein Beitrag, sowohl in Form von experimentellen Untersuchungen, als auch in Form von Modelluntersuchungen geliefert werden. In Abschnitt 5.3.2 wurde hierzu erläutert, dass dauerhaft trockene Umgebungsbedingungen und eine dadurch stetige aber dauerhafte Reduzierung der Holzfeuchte hinsichtlich der Rissbildung aufgrund von Sperreffekten in Holzbauteilen mit senkrecht zur Faser eingebrachten stiftförmigen Verstärkungselementen den kritischsten Zustand darstellen. Der Grund ist, dass jahreszeitliche Schwankungen der Umgebungsbedingungen meist nur geringe Auswirkungen auf die Holzfeuchte im Querschnittsinneren haben.

Hinsichtlich der Modellvorstellung zur Rissentstehung aufgrund von Sperreffekten durch ein Verstärkungselement bietet sich ein Blick auf die Ansätze im Stahlbetonbau an. Abbildung 172 enthält einen – dem Stahlbetonbau entlehnten – mechanischen Ansatz. Zur Anschauungszwecken wurden die Spannungs- und Festigkeitsverteilungen unter Vernachlässigung der z.T. starken lokalen Streuungen der Steifigkeiten und Festigkeiten von Holz quer zur Faser angetragen. Übersteigen die aufgrund der Sperrwirkung entstehenden Zugspannungen quer zur Faser lokal die Querkzugfestigkeit, werden sich die Spannungen in Form von Rissen abbauen. In jedem Riss fällt die Querkzugspannung im Holz wie auch die Stahlspannung ab, es ergeben sich Schubspannungsspitzen in der Verbundfuge. Durch den Riss reduzieren sich die Dehnungen in den ungerissenen Bereichen und damit auch die Querkzugspannungen. Solange jedoch die verbleibenden Querkzugspannungen die Querkzugfestigkeiten lokal übersteigen, werden sich weitere Risse ausbilden.

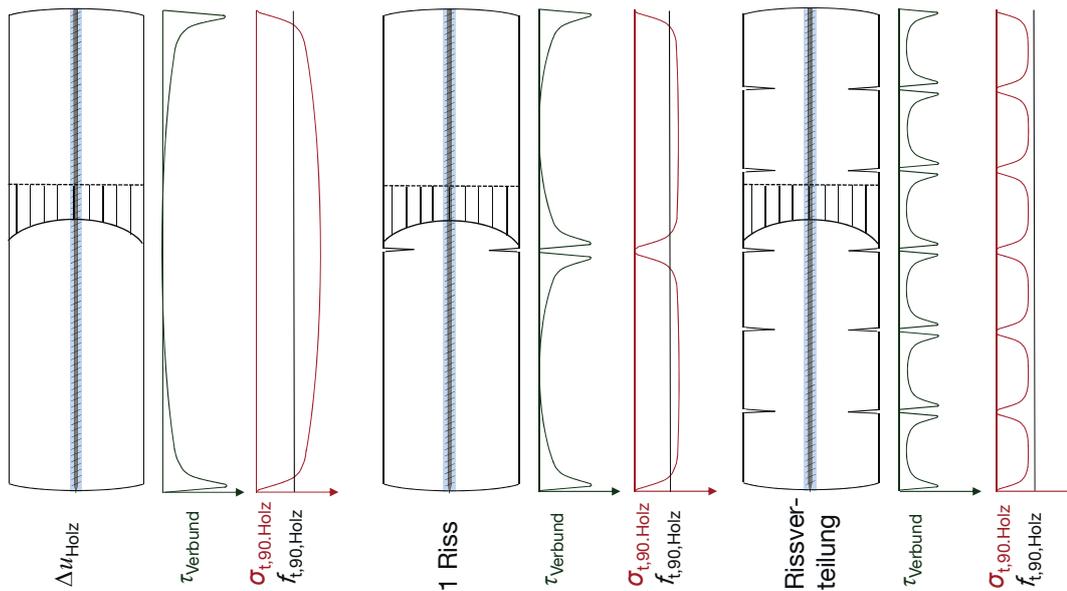


Abbildung 172: Schubspannungen (Haftspannungen) in der Verbundfuge und Zugspannungen rechtwinklig zur Faser im Holz sowie mögliche resultierende Rissverteilung für den Fall konstanter Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften

Aus diesem Ansatz können sich für verstärkte Holzbauteile drei mögliche Szenarien hinsichtlich einer möglichen Rissentstehung aufgrund von Sperreffekten bei Schwinddehnungen ergeben:

- Das Entstehen von einem großen Riss, wie es in Holzbauteilen im Bereich zwischen weit auseinander liegenden Verbindungsmittelgruppen zu beobachten ist (siehe Abschnitt 5.5.1).
- Das Entstehen von vielen kleinen Rissen, aufgrund der Verbindung zwischen Verstärkungselement und Holz (vgl. elastisch gebetteter Balken), welche zu einer Rissverteilung führt. Dieser Effekt wird im Stahlbetonbau beobachtet.
- Keine Rissentstehung aufgrund folgender Möglichkeiten:
  - Geringe Steifigkeit des Verbundes und daraus folgend geringer Sperreffekt.
  - Geringe Querschnittsfläche des Verstärkungselementes im Vergleich zum umliegenden Holz und damit geringes Verhältnis  $EA$  zwischen Holz und Verstärkungselement.
  - Geringe Steifigkeit des Holzes quer zur Faser und damit Abbau der Quersugspannungen durch Formänderungen.

### 5.7.2 Bisherige Untersuchungen

Die Forschung im Bereich des Tragverhaltens von Gewindestangen in Holz begann in den 80er Jahren im Bereich der eingeklebten Gewindestangen, einen umfassender Überblick über bis heute durchgeführte Forschung geben [Tlustochowicz et al. 2011]. Der Einfluss der Umgebungsbedingungen auf das Tragverhalten und die Dauerhaftigkeit von eingeklebten Gewindestangen wurde durch mehrere Autoren untersucht, so z.B. im Rahmen des multinationalen Girod-Projektes Ende der 1990er Jahre ([Bengtsson & Johansson 2001], [Aicher & Dill-Langer 2001]). Zielsetzung dieser Projekte war die Untersuchung der Tragfähigkeit der Klebeverbindung zwischen Gewindestange und Holz unter

unterschiedlichen Umgebungsbedingungen. Verbindungen mit Phenol-Resorcin-Formaldehyd- (PRF) oder Polyurethan- (PUR) Klebstoffen zeigten unter überdachtetem Außenklima bzw. unter dauerhafter hoher Luftfeuchte einen Festigkeitsabfall von bis zu 20 %. Eine Temperaturerhöhung auf 50° C ergab für gleiche Klebstoffe eine Reduktion der Kurzzeitfestigkeit von bis zu 25 %. Für Probekörper unter Langzeitbelastung konnte auch im Fall von Epoxidharz- (EP) Klebstoffen ein gleichgerichteter Temperatureinfluss festgestellt werden.

Forschungsarbeiten mit der Zielsetzung der Untersuchung eines möglichen Sperreffektes von stiftförmigen Verstärkungselementen auf das freie Schwinden und Quellen von Holzbauteilen konnten trotz intensiver Recherche nur wenige gefunden werden. [Blaß & Krüger 2010] untersuchten die Möglichkeit einer Verhinderung von Rissbildungen durch Verstärkungselemente. Hierzu setzten sie unverstärkte und mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkte, normalklimatisierte Brettschichtholzabschnitte einer, der Delaminierungsprüfung ähnlichen, scharfen Trocknung und damit starken Schwindbeanspruchung aus. Zur Beurteilung verwenden sie das Kriterium der maximalen Rissbildung, d.h. des Anteils des rissgeschädigten Querschnittsbereiches in Bezug auf die Querschnittsbreite. Eine dementsprechende Auswertung ergab im Mittel keinen Unterschied in der Rissbildung der jeweils drei unverstärkten und verstärkten Prüfkörper. Die der obengenannten Zielsetzung nächstliegende Arbeit stellen die Untersuchungen von [Ehlbeck et al. 1992] dar. Im Rahmen dieser wurden Versuche an Prüfkörpern aus Brettschichtholz mit eingeschraubten Schlüsselschrauben bzw. eingeklebten Gewindestangen durchgeführt, welche in der Klimakammer unterschiedlichen klimatischen Randbedingungen ausgesetzt wurden. Die gewählten klimatischen Randbedingungen betragen im Minimum 20° C / 30 % RF und im Maximum 30° C / 90 % RF. Die Dauer der einzelnen Zyklen betrug zwischen 6 und 7.5 Wochen. Da eine Bestimmung der tatsächlich vorliegenden Verteilung der Holzfeuchte nicht erfolgte, wurde mittels [Kollmann 1951] auf die jeweiligen Ausgleichsfeuchten (min. 6%, max. 20 %) geschlossen. Aus diesen und den mittels Dehnmessstreifen entlang der Gewindestange ermittelten Dehnungen werden die Dehnungen der Verstärkungselemente je Prozentpunkt Holzfeuchteänderung im Mittel zu 46.5 µm/m bei eingeklebten bzw. 25 µm/m bei eingeschraubten Verstärkungselementen angegeben. Bei Annahme eines mittleren Schwindmaßes von 0.25 % je Prozent Holzfeuchteänderung und freiem Schwinden entspräche dies nur 1.9 % bzw. 1 % der zugehörigen Dehnung des Holzes. Eine unter Verwendung des Berechnungsprogrammes von [Aondio 2008] durchgeführte, vergleichende Berechnung der Verteilung der Holzfeuchte zum Abschluss jeder Klimaperiode ergibt Holzfeuchteänderungen am Ort der Verstärkungselemente (Querschnittsmitte), die nur im Bereich von einem Zehntel der Differenz der jeweiligen Ausgleichsfeuchten liegen (siehe Abbildung A48 im Anhang). Die Gewindestangen werden demnach eine vielfach höhere Dehnung je Prozentpunkt Holzfeuchteänderung erfahren. [Ehlbeck et al. 1992] stellen an zwei Prüfkörpern ausgeprägte Querzugrisse fest. Aufgrund der sehr scharfen Klimazyklen ist jedoch nicht festzustellen, ob diese aus der sehr hohen Holzfeuchtegradienten oder einem möglichen Sperreffekt resultieren. Aufgrund der Unsicherheiten hinsichtlich der tatsächlich vorhandenen Holzfeuchten wie auch der Steifigkeits- und Festigkeitsparameter der Brettschichtholzquerschnitte wurde auf eine Berechnung der während der Klimazyklen vorhandenen Feuchte- und Spannungsverteilungen verzichtet. Die Untersuchungen von [Ehlbeck et al. 1992] geben jedoch wertvolle Anregungen hinsichtlich der Konzeption von potentiell zukünftig durchzuführenden experimentellen Untersuchungen auf diesem Gebiet.

### 5.7.3 Versuchskonfiguration

Hinsichtlich der Konfiguration von experimentellen Untersuchungen zur Rissbildung aufgrund von Sperreffekten durch innen liegende Verstärkungselemente in Holzbauteilen bieten sich zwei unterschiedliche Vorgehensweisen an, die im Folgenden kurz erläutert werden.

#### a) Verfahren a: Langzeitversuche

Mehrere riss- und spannungsfreie Trägerabschnitte mit einer konstanten Holzfeuchte werden abschnittsweise mit stiftförmigen Verstärkungselementen verstärkt (andere Abschnitte bleiben unverstärkt) und in einer Klimakammer einem langsamen Trocknungsprozess ausgesetzt. Um die einer Rissbildung zugrunde liegenden Effekte klar trennen zu können, ist es hierbei von großer Wichtigkeit, dass der Trocknungsprozess äußerst schonend verläuft, um die Rissentstehung aufgrund einer ausgeprägten Holzfeuchtegradienten zu vermeiden. In zyklischen Abständen werden einerseits die Holzfeuchtegradienten mittels Holzfeuchtemessungen in mehreren Tiefen, andererseits die Änderungen der Dehnungen entlang des Verstärkungselementes (mittels Dehnmessstreifen siehe z.B. [Ehlbeck et al. 1992], [Blaß & Laskewitz 2002]) und zwischen bestimmten Punkten auf der Holzoberfläche (mittels z.B. berührungsloser optischer Messtechnik) aufgezeichnet. Letztgenannte Messungen sind sowohl im Bereich der verstärkten als auch der unverstärkten Abschnitte durchzuführen. Gleichzeitig werden die Holzoberflächen auf entstehende Risse hin untersucht. Beim Auftreten eines Risses werden die Ergebnisse der Holzfeuchte- und Dehnungsmessungen bis zur letzten Messung vor der Rissentstehung ausgewertet. Über eine Auswertung der Ergebnisse der Dehnungsmessungen im unverstärkten Bereich und im verstärkten, teilgerissenen Bereich und ihrer Differenzen zueinander kann auf die Größe des Sperreffektes und der Größenordnung der aufgetretenen Querspannungen geschlossen werden. Im Anschluss an die gesamte Versuchsreihe kann die Größe der Querspannungen über eine Ermittlung des lokalen Elastizitätsmoduls quer zur Faser genauer quantifiziert werden, wobei die Holzfeuchte im Bereich der Holzfeuchte bei Rissentstehung liegen sollte. Eine skizzenhafte Darstellung der Versuchskonfiguration ist im Anhang (Abbildung A49) enthalten. Vorabberechnungen ergaben, dass für eine Änderung der Holzfeuchte in Querschnittsmitte von  $\Delta u = 5\%$ , bei einer Querschnittsbreite von 140 mm und einer maximal zulässigen Holzfeuchtegradienten  $\Delta u_{\text{grad}} = 2\%$ , eine Trocknungszeit von annähernd einem Jahr notwendig wäre. Da weder Klimakammern, noch die erforderliche Messtechnik für den notwendigen Zeitraum zur Verfügung standen wurde entschieden, einen anderen versuchstechnischen Ansatz zu verfolgen.

#### b) Verfahren b: Kurzzeitversuche

Der zweite Ansatz zur Konfiguration von Versuchen zum Zweck eines ersten Einblicks in das Rissverhalten von verstärkten Holzbauteilen unter Schwinddehnungen basiert auf der Überlegung, dass Art und Lage der induzierten Dehnungsänderung bei einem relativ steifen Verbund zwischen Holz und Verstärkungselement nur einen recht geringen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Holzbauteil haben. Als Modell kann wieder der in Längsrichtung elastisch gebetteten Balken (siehe Abbildung 160) herangezogen werden, bei dem sich unter Annahme einer relativ hohen Steifigkeit der elastischen Bettung die Übertragung der Spannung zwischen den zwei verbundenen Elementen sowohl bei einem äußeren Lastangriff (z.B. Zug auf einem Element) als auch bei intern auftretenden Spannungen (z.B. Temperatur- oder Schwinddehnungen eines Elementes) hauptsächlich am Anfang ( $x = 0$ ) und Ende ( $x = \ell$ ) der Elemente stattfinden wird. Das heißt, dass sich zwar die Art der Dehnung (interne Querschnittsverringerng durch Schwinddehnungen bzw. Querschnittsvergrößerung durch von außen

aufgebrachte Zugdehnungen) voneinander unterscheidet, die Ausbreitung und Verteilung der Spannungen im Holzbauteil aufgrund der Interaktion zwischen diesem und dem Verstärkungselement jedoch vergleichbar sind. Eine schematische Darstellung der beiden Modelle und ihrer Dehnungsänderungen in Abhängigkeit der Beanspruchung, der resultierenden Spannungstrajektorien sowie das mechanische Modell ist in Abbildung 173 gegeben.

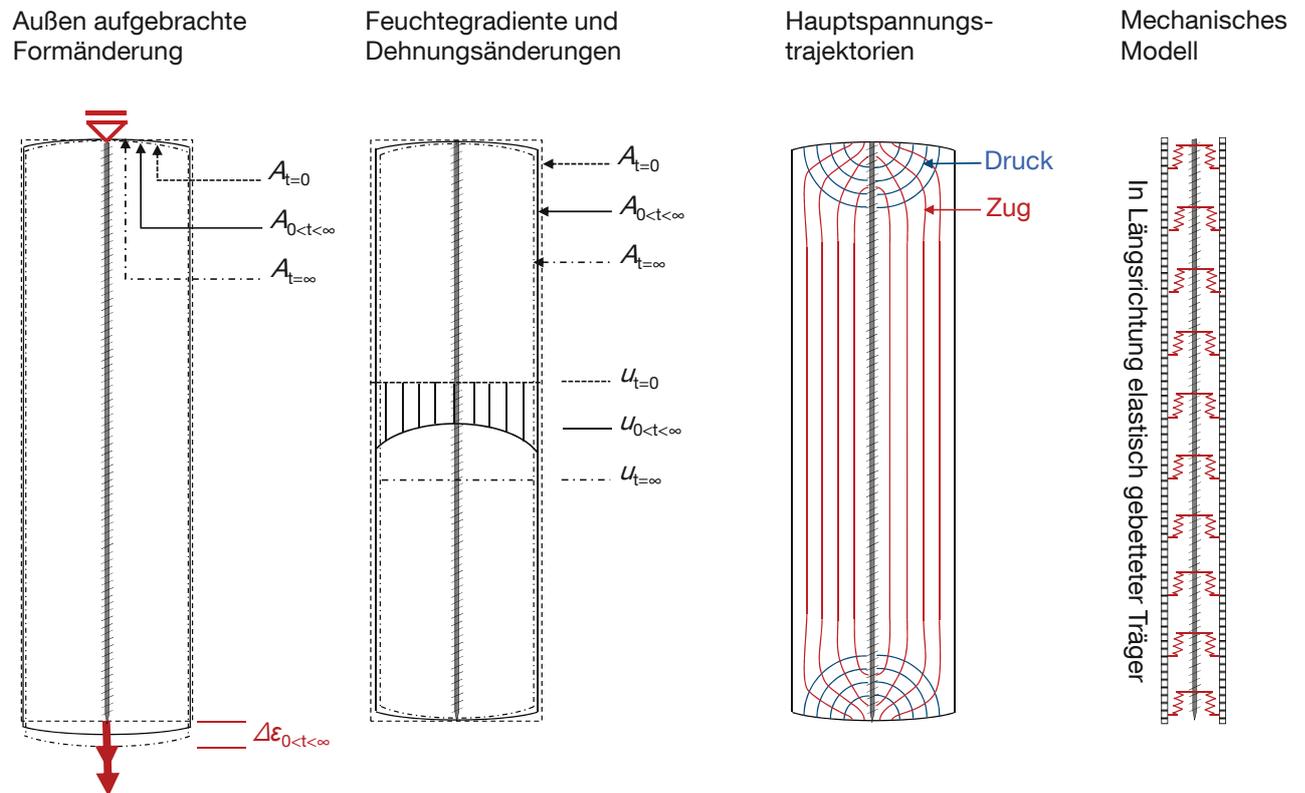
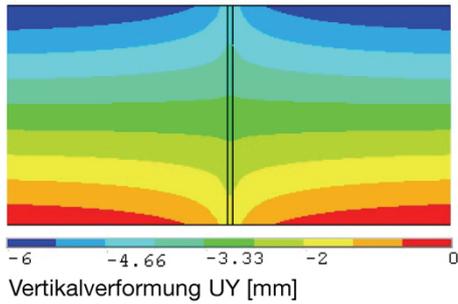


Abbildung 173: Schematische Darstellung der Dehnungsänderung in Abhängigkeit der Beanspruchungsart, der resultierenden Spannungstrajektorien und des mechanischen Modells

Zum Vergleich wurden beide Konfigurationen in das in Abschnitt 5.6.1 vorgestellte Finite-Element-Modell implementiert. Zuerst wurde auf das mit einer eingeklebten Gewindestange verstärkte Brettschichtholzelement ( $h = 1.0 \text{ m}$ ) eine konstante Änderung der Holzfeuchte von  $\Delta u = -2.5 \%$  aufgebracht. Die mit diesem Modell ermittelte Differenz zwischen der Dehnung des unverstärkten Brettschichtholzelements und der Dehnung der Gewindestange im verstärkten Brettschichtholzelement wurde anschließend im zweiten Modell als positive Dehnung auf die Gewindestange aufgebracht. Abbildung 174 zeigt die zugehörigen Vertikalverformungen im Längsschnitt durch die Achse der Gewindestange sowie die Querspannungen im Längsschnitt und Querschnitt sowie auf der Oberfläche des Brettschichtholzelements.

Beanspruchung: Schwinden



Extern aufgebrachte Dehnungen

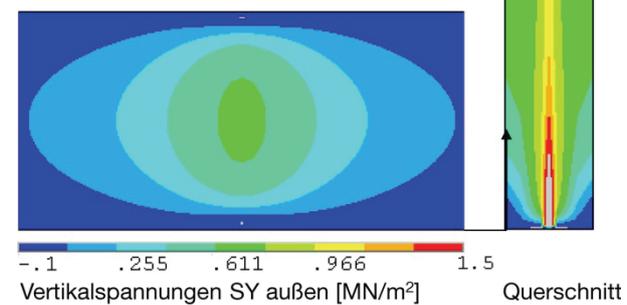
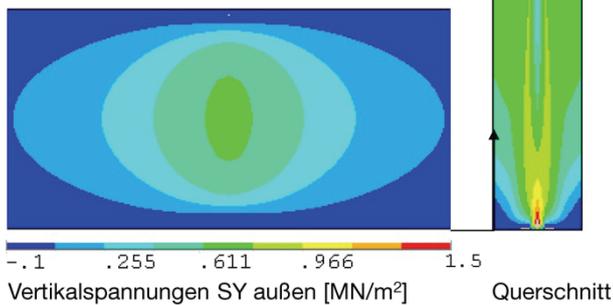
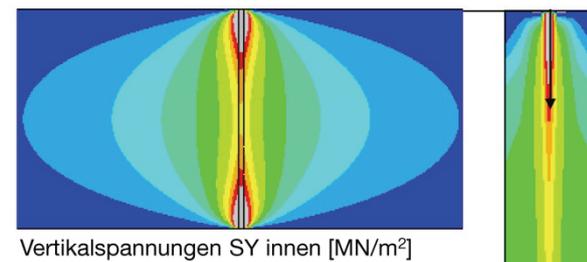
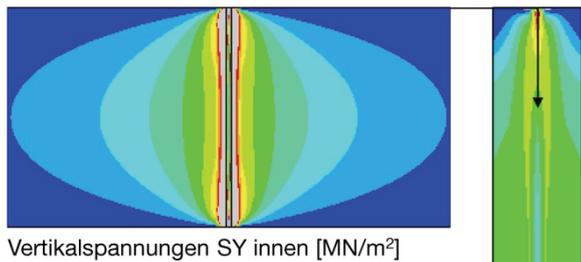
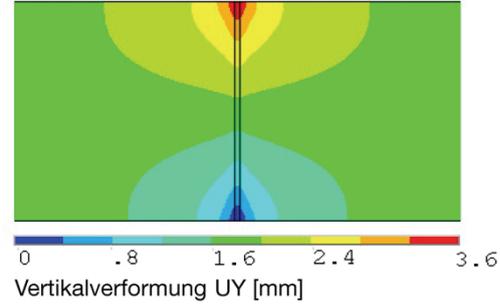


Abbildung 174: Vertikalverformungen und Vertikalspannungen in Brettschichtholzelement bei unterschiedlicher Art der Beanspruchung (Schwinddehnung und auf Gewindestange aufgebrachte Dehnungen).

Es zeigt sich, dass die oben getroffene Annahme gleicher Spannungsausbreitung im direkten Umkreis der Gewindestange nicht ganz zutrifft, da sich die Querspannungen im Fall der von außen aufgebrachten Dehnung deutlicher im Bereich der Enden der Gewindestangen konzentrieren. Außerhalb dieses Bereiches, welcher in Faserlängsrichtung eine horizontale Ausbreitung von ca. 50 mm und in Faserquerrichtung von ca. 20 mm einnimmt, trifft die Annahme gleicher Spannungsverteilungen jedoch zu. Dies lässt sich auch aus der Verteilung der Vertikalspannungen auf den Oberflächen des Brettschichtholzelements ablesen. Bestätigung liefert eine Auswertung der resultierenden Spannungen entlang eines horizontalen Pfades durch die Schwerachse des Brettschichtholzelements und eines vertikalen Pfades außerhalb des Bereiches der Spannungsspitzen (siehe Abbildung A50 im Anhang). Von baupraktischem Interesse hinsichtlich potentieller Rissbildung durch gesperrte Schwinddehnungen sind jene Bereiche des Querschnitts, in denen hohe Spannungen über ein Volumen deutlicher Ausprägung auftreten. Dies ist in beiden Fällen im Bereich der Schwerlinie des Bauteils der Fall. Die Spannungsspitzen im Bereich der Enden der Gewindestangen bauen sich in horizontaler Richtung so schnell ab, dass dort potentiell auftretende Risse und damit einhergehende Lastumlagerung lokal begrenzt bleiben werden. Dies ist am besten anhand der Spannungsverteilung über den Querschnitt zu erkennen. Auch aus der Spannungsverteilung an den Außenseiten des Brettschichtholzelements lässt sich folgern, dass eine dort

auftretende (und damit im Versuch wahrnehmbare) Rissbildung mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht im Bereich der Enden der Gewindestangen, sondern eher in einem Bereich von  $\frac{1}{4}$  der Bauteilhöhe ober- und unterhalb der Schwerlinie auftreten wird. In diesem Bereich sind die Spannungsverteilungen für beide Beanspruchungsarten gleich.

Aus diesen Gründen wurde entschieden, im Rahmen von Tastversuchen großmaßstäbliche Kurzzeitversuche, basierend auf oben vorgestelltem Ansatz b) durchzuführen, wobei zu beachten ist, dass bei der Wertung der Ergebnisse in Realität vorkommende zeitabhängige Effekte wie Relaxationserscheinungen zusätzlich zu berücksichtigen sind.

#### 5.7.4 Material und Prüfkörpereigenschaften

Da die Versuche zur Untersuchung des Rissverhaltens von verstärkten Brettschichtholzbauteilen unter Schwinddehnungen so nah an der baupraktischen Realität wie möglich sein sollten, wurde entschieden, großmaßstäbliche Prüfkörper zu verwenden. Geometrie und Abmessungen der zwei Prüfkörper aus Brettschichtholz aus mit Resorcinharzklebstoff (PRF) verklebten Fichtenlamellen sind in Abbildung 175 gegeben. Die wichtigsten Daten zu Rohdichte und Holzfeuchte der Prüfkörper enthält Tabelle 16.

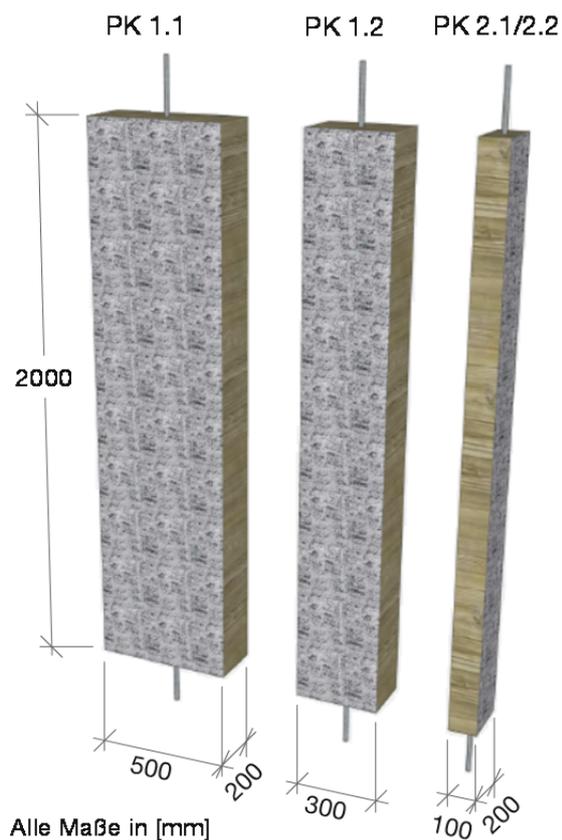


Abbildung 175: Geometrie der Prüfkörper [Denig 2009]



Abbildung 176: Prüfkörper 1.1 in Prüfmaschine, incl. stochastisches s/w-Muster

Tabelle 16: Prüfkörpereigenschaften

	PK 1.1	PK 2.1	PK 1.2	PK 2.2		PK 1.1	PK 2.1	PK 1.2	PK 2.2	
Höhe $h$ [mm]	2000				Rohdichte $\rho_{12\%}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	423	416			
Länge $\ell$ [mm]	500	300	100	100	Jahringbreite [mm]	Min.	2.0	2.1		
Breite $b$ [mm]	200					Max.	5.7	5.7		
Lamellendicke $t$ [mm]	40					Mittel	3.9	4.0		
					Holzfeuchte $u$ [%]	10 mm	9.5	9.6	9.9	10.7
						30 mm	9.8	10.0	10.3	11.2
						50 mm	10.2	10.1	10.7	11.4

Die Variation der Längen begründet sich durch das Ziel, unterschiedlich große Einflussbereiche (Abstände) der Gewindestangen zu erfassen. Nach Abschluss der ersten Versuchsreihe wurde die Länge beider Prüfkörper für eine zweite Versuchsreihe auf  $\ell = 100$  mm reduziert. Als Verstärkungselemente wurden Gewindebolzen M16 x 2500 - 8.8 nach [DIN 976-1 2002] mit metrischem Gewinde und einem Spannungsquerschnitt  $A_s = 157$  mm<sup>2</sup> senkrecht in den Prüfkörper eingeklebt, wobei am Prüfkörper 2 eine maximale Ausmitte von 30 mm festzustellen war. Als Klebstoff wurde Epoxidharzkleber verwendet, die Klebefugendicke betrug ca. 2 mm. Die folgend dargestellte Versuchsdurchführung wurde durch eine vom Verfasser betreute Studienarbeit [Denig 2009] begleitet.

#### 5.7.5 Versuchsdurchführung

Die Prüfungen selbst wurden als weggesteuerte Zugversuche mit einer Geschwindigkeit von 1.5 mm/min gefahren. Neben der Kraft und dem Maschinenweg wurde die Dehnungsverteilung einer kompletten Seitenfläche mittels eines berührungslosen optischen Messsystems [Aramis 2007] unter Verwendung von zwei Kameras mit je 5 Megapixel und einer Aufnahme Frequenz von 1 Hz aufgenommen. In Verbindung mit der minimal geforderten Kalibrierengenauigkeit von 0.04 und dem notwendigen Messausschnitt von 2000 mm Höhe ergibt sich daraus eine Messtoleranz von unter 0.03 mm bzw.  $\varepsilon = 0.0015$  %. Zum Zweck der korrekten Erfassung der Dehnungen durch die Kameras wurden die Prüfkörper auf der Seite der Messungen mit einem stochastischen schwarz-weißen Muster versehen, um einen ausreichenden Kontrast zu erreichen, siehe Abbildung 176.

Das Kraft-Verschiebungsdiagramm aller Versuche ist in Abbildung 177 gegeben. Es ist ersichtlich, dass alle Versuche zunächst linear verliefen, ab einer Kraft von ca. 110 kN begann sich die Gewindestange plastisch zu verformen. Ausnahme bildet der erste Versuch an Prüfkörper 1.1, bei dem ab einer Kraft von ca. 60 kN ein zur Einspannvorrichtung gehöriges U-Profil zu fließen begann. Mit Ende des Versuches hatte sich das U-Profil um 7 mm vertikal verformt. In der ersten Versuchsreihe ist bei Versuch 1.1 bei  $F = 107$  kN und  $u = 10.7$  mm, bei Versuch 2.1 bei  $F = 99$  kN und  $u = 7.4$  mm ein kleiner Knick zu erkennen. Dieser markiert jeweils das Auftreten eines sichtbaren, durchgehenden Querschnitts. Das Fehlen eines solchen Knicks in der zweiten Versuchsreihe deutet an, dass während dieser Versuche keine weiteren Risse auftraten.

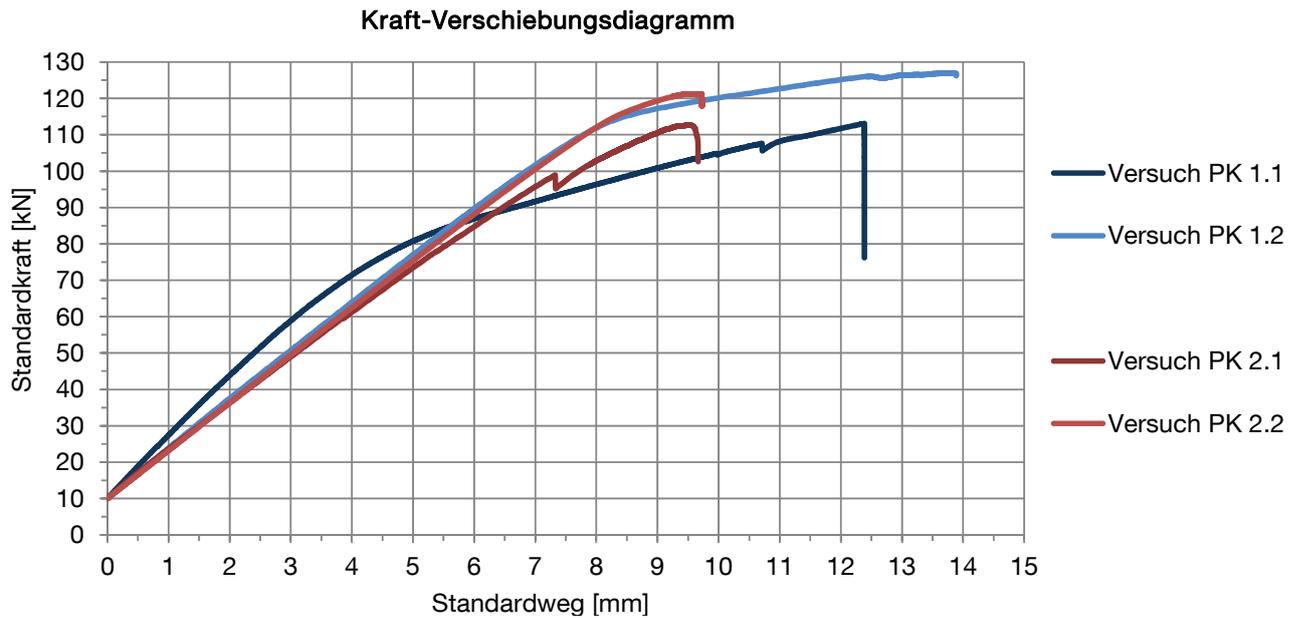


Abbildung 177: Kraft-Verschiebungsdiagramm aus den Daten der Prüfmaschine

#### 5.7.6 Versuchsauswertung mittels eines berührungslosen optischen Messsystems

Die Auswertung der Dehnungen und Verformungen der Prüfkörper mittels eines optischen, berührungslosen Messsystems [Aramis 2007] kann derart durchgeführt werden, dass die Starrkörperverschiebungen des Prüfkörpers ohne Berücksichtigung bleiben, wohingegen die Dehnungen und Verformungen der Prüfkörperoberfläche, ausgehend von einem frei platzierbaren Koordinatensystem über die gesamte Prüfdauer ausgewertet werden. Diese wurden zusätzlich mit dem Kraftsignal der Prüfmaschine gekoppelt. Abbildung 178 zeigt beispielhaft die Dehnungsverteilung über die Prüfkörperoberfläche zu verschiedenen Lastzeitpunkten des Versuches PK 1.1 sowie die Prüfkörperverformung direkt nach Auftritt des Querschlisses. In diesem Versuch war das Auftreten eines sehr kleinen und lokal begrenzten Risses und sein langsames Fortschreiten ab einer Last von ca. 70 kN mit bloßem Auge erkennbar. Bei  $F = 107$  kN trat ein plötzlicher Rissfortschritt über die gesamte Prüfkörperoberfläche hinweg auf. Dies zeigt auch die Auswertung der Dehnungen in der späteren Rissebene (Punkte 1 und 2 in Abbildung 178), welche im Anhang (Abbildung A51) dargestellt ist.

Prüfkörper 1, Versuch 1.1

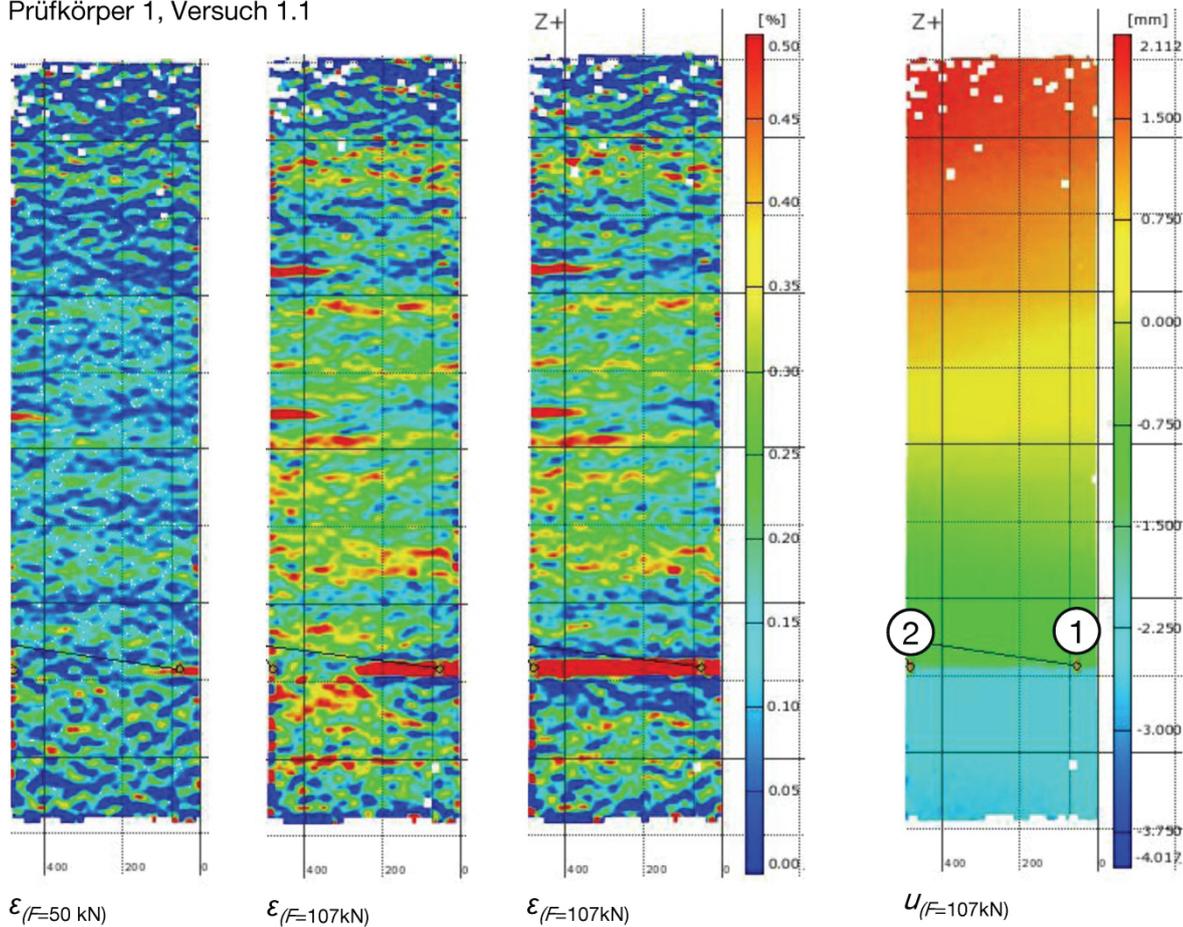


Abbildung 178: Dehnungsverteilung des Prüfkörper 1.1 bei  $F = 50 \text{ kN}$ , vor und nach Durchriss ( $F = 107 \text{ kN}$ ) sowie Vertikalverformungen nach Durchriss nach [Denig 2009]

Abbildung A52 und Abbildung A53 zeigen die Dehnungsverteilungen auf den Prüfkörperoberflächen aller Versuche zu bestimmten Lastzeitpunkten. In allen Versuchen wurden lokal begrenzte, maximale Dehnungen  $\epsilon_{\max} = 0.5 \text{ %}$  gemessen. Deutlich erkennbar ist die inhomogene Dehnungsverteilung über die Prüfkörperoberfläche, welche bei der zweiten Versuchsreihe, bei der die Dehnungen an der Seitenfläche des Prüfkörpers (d.h. am Hirnholz) erfasst wurden, noch ausgeprägter auftritt. Zudem ist eine deutliche Abnahme der Dehnungen, d.h. Entspannung des Prüfkörpers oberhalb und unterhalb des Risses erkennbar. Dass in der zweiten Versuchsreihe keine weiteren Risse auftraten, zeigt sich auch an den fehlenden Flächen geringer Dehnungen ober- und unterhalb eines Bereiches großer Dehnungen.

### 5.7.7 Vergleichende Berechnungen

Wie aus den Dehnungsverteilungen in Abbildung 178 erkennbar, traten in den Versuchen an der Prüfkörperoberfläche schon vor Risseintritt lokal begrenzte, maximale Dehnungen bis  $\epsilon_{\max} = 0.5 \text{ %}$  auf. Bei Ansatz der 5 %- bzw. 95 %-Quantile des in [FprEN 14080 2011] gegebenen Elastizitätsmoduls quer zur Faser  $E_{90,g,\text{mean}} = 300 \text{ MN/m}^2$  entspricht dies maximalen Querzugspannungen  $1.25 \text{ MN/m}^2 < \sigma_{t,90} < 1.8$ . Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Verteilung des Elastizitätsmoduls quer zur Faser  $E_{90}$  über die Lamellenbreite stark variieren kann. Laut [Bodig & Jayne 1982] ist  $E_{90}$  in radialer Richtung am höchsten, tangential zur Faser beträgt es ca. 60 % dieses Wertes und bei Jahringlagen zwischen radialer und

tangentialer Richtung kann  $E_{90}$  auf nur 20 % des Wertes in radialer Richtung abfallen, siehe auch Abbildung 179. Untersuchungen von [Jönsson & Svensson 2004] an vertikal in Scheiben geschnittenen Brettschichtholzelementen ( $u_{\text{mean}} 12 \%$ ) zeigen für die Scheiben im Querschnittsinneren einen mittleren Elastizitätsmodul quer zur Faser  $E_{90,\text{mean}} = 540 \text{ MN/m}^2$ , wohingegen dieser Wert für die oberflächennahen Scheiben auf  $E_{90,\text{mean}} = 180 \text{ MN/m}^2$  abfällt. [Blaß, Ehlbeck & Schmid 1998] ermitteln vergleichbare Verhältnisse. Bei beiden für vorliegende Arbeit verwendeten Prüfkörpern lagen an den oberflächennahen Bereichen zumeist Jahrringlagen zwischen  $30^\circ$  und  $60^\circ$  vor (siehe Abbildung 180). Unter der Annahme des Vorhandenseins geringer Steifigkeiten in Bereichen lokal hoher Dehnungen lässt sich damit auf eine an den Prüfkörperoberflächen maximal vorliegende Quersugspannung bei Durchriss in einer Größenordnung von  $\sigma_{t,90} = 0.90 \text{ MN/m}^2$  schließen. Hinsichtlich der für einen Vergleich heranzuziehenden Quersugfestigkeiten ist festzustellen, dass diese in geringerem Maße von der Jahrringlage abhängig sind. [Blaß, Ehlbeck & Schmid 1998] ermitteln für Prüfkörper baupraktischer Abmessungen folgende Verhältnisse: tangential /  $45^\circ$  / radial = 100 % / 113 % / 142 %. Andere Autoren (z.B. [Kolb, Goth & Epple 1984], [Boström 1992]) ermitteln (unter Verwendung sehr kleiner Prüfkörper) noch geringere Differenzen.

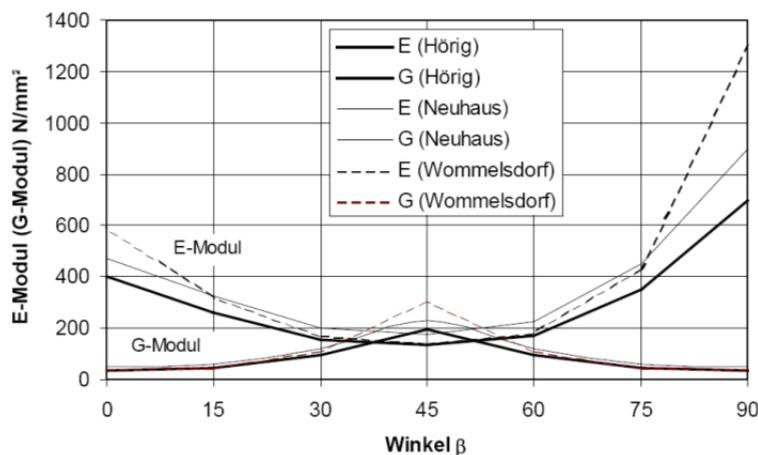


Abbildung 179: Variation des Elastizitätsmoduls quer zur Faser und des Rollschubmoduls in Abhängigkeit von der Jahrringlage (verschiedene Autoren nach [Görlacher 2002])



Abbildung 180: Hirnholzfläche eines gerissenen Prüfkörpers und typische Jahrringlage

Um den tatsächlichen während der Versuche vorliegenden Spannungszustand weiter einzugrenzen, wurden die Prüfkörper in das in Abschnitt 5.7.2 vorgestellte Finite-Element-Modell implementiert. Nach Aufbringen einer Kraft von 10 kN wurden die Steifigkeitsparameter so lange variiert, bis die Verformung der Oberfläche der im Versuch gemessenen durchschnittlichen Zunahme der vertikalen Verformungen je 10 kN Laststeigerung entsprach (PK 1: 0.36 mm / 10 kN; PK 2: 0.32 mm / 10 kN). Die für die Verformungsfigur des Prüfkörpers bei gegebener Belastung relevanten Steifigkeitsparameter sind der Elastizitätsmodul quer zur Faser  $E_{90,g,\text{mean}}$  und (eingeschränkt) der Rollschubmodul  $G_{r,g,\text{mean}}$ . Auch der Rollschubmodul weist eine starke Abhängigkeit von der Jahrringlage auf, wie [Görlacher 2002] unter Berücksichtigung anderer Quellen belegt (siehe Abbildung 179). Da in einem Großteil der Lamellen beider Prüfkörper, mit Ausnahme der inneren 25 %, Jahrringlagen zwischen  $30^\circ$  und  $60^\circ$  vorlagen (siehe Abbildung 180), wurde im Finite-Element-Modell ein erhöhter Rollschubmodul  $G_{r,g,\text{mean}} = 150 \text{ MN/m}^2$  verwendet. Alle weiteren Steifigkeitsparameter entsprachen den in [DIN 1052 2008] angegebenen

Kennwerten für Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL24c. Die Steifigkeit und Querschnittsabmessungen der Gewindestange wurden nicht variiert, da diese nur sehr geringe Streuungen aufweisen. Auch die Eigenschaften der Klebefuge wurden konstant gehalten, da sich ihr Einfluss auf die Spannungen und Verformungen des Prüfkörpers als marginal erwies.

Durch oben genannte Ansätze wurde für den Prüfkörper 1 ein mittlerer Elastizitätsmodul quer zur Faser  $E_{90,\text{mean}} = 250 \text{ MN/m}^2$  und für PK 2  $E_{90,\text{mean}} = 320 \text{ MN/m}^2$  berechnet. Der für Prüfkörper 1 berechnete Wert erscheint auf den ersten Blick gering, liegt aber bei Betrachtung der in [Blaß, Ehlbeck & Schmid 1998] für Lamellen der Abmessungen  $b/t = 200/40 \text{ mm}$  gegebenen Werte von  $190 \leq E_{90,\text{mean}} \leq 395 \text{ MN/m}^2$  durchaus in einem realistischen Bereich.

Mittels dieser Steifigkeitskennwerte wurden die in Tabelle 17 gegebenen mittleren Querkzugspannungen im höchstbeanspruchten Bereich der Prüfkörperoberfläche direkt vor der Rissentstehung sowie bei Maximallast ermittelt. Zudem wurde mit dem gleichen Modell auf die äquivalente (über den Prüfkörperquerschnitt konstante) Abnahme der Holzfeuchte geschlossen, welche eine entsprechende Querspannungsverteilung hervorrufen. Die zugehörigen Verformungsfiguren und Spannungsverteilungen der Prüfkörper aus den Finite-Element-Berechnungen sind im Anhang (Abbildung A54 und Abbildung A55) gegeben.

*Tabelle 17: Mittlere Querkzugspannungen der Prüfkörper (Anpassung des Finite-Element-Modells auf die Versuchsergebnisse) und äquivalente Abnahme der Holzfeuchte*

	$\sigma_{t,90,\text{mean}} [\text{MN/m}^2]$ (vor Riss)	$\Delta u_{\text{äquivalent}} [\%]$ (ohne Relaxation)	$\sigma_{t,90,\text{mean}} [\text{MN/m}^2]$ ( $F_{\text{max}}$ )
Prüfkörper 1.1 ( $\ell = 500 \text{ mm}$ )	0.48	1.43	0.51
Prüfkörper 2.1 ( $\ell = 300 \text{ mm}$ )	0.60	1.23	0.68
Prüfkörper 1.2 ( $\ell = 100 \text{ mm}$ )			0.83
Prüfkörper 2.2 ( $\ell = 100 \text{ mm}$ )			0.98

Unter Berücksichtigung der Abhängigkeit der Querkzugfestigkeit vom beanspruchten Volumen passen sich die in Tabelle 17 angegebenen Querkzugspannungen vor dem Versagen gut in die von [Gustafsson 2003] zusammengetragenen Ergebnisse verschiedener Untersuchungen zur Querkzugfestigkeit von Vollholz- und Brettschichtholzproben unterschiedlicher Volumen ein. Aus dieser ergäben sich für die Prüfkörper mittlere zu erwartende Querkzugfestigkeiten von  $f_{t,90,\text{exp},b=500} = 0.47 \text{ MN/m}^2$  bzw.  $f_{t,90,\text{exp},b=300} = 0.53 \text{ MN/m}^2$ . Unter Verwendung der von [Blaß, Ehlbeck & Schmid 1998] ermittelten Querkzugfestigkeiten von Brettschichtholz unter Berücksichtigung der dort angegebenen Größenordnungen des Volumeneffektes ergäben sich etwas höhere zu erwartende mittlere Querkzugfestigkeiten von  $f_{t,90,\text{exp},b=500} = 0.63 \text{ MN/m}^2$  bzw.  $f_{t,90,\text{exp},b=300} = 0.74 \text{ MN/m}^2$ .

## 5.8 Wertung der Ergebnisse und Fazit

Die in Abschnitt 5.2.2 dargestellten Forschungsarbeiten zur Relaxation von Holzelementen bei Holzfeuchteänderungen geben für baupraktische Umgebungsbedingungen einen Spannungsabbau aufgrund der mechano-sorptiven Eigenschaften von Holz in der Größenordnung zwischen 40 % und 60 % an. Für eine realitätsnahe Wertung der in Abschnitt 5.7.7 vorgestellten Versuchsergebnisse vor dem Hintergrund einer notwendigen Abnahme der Holzfeuchte bis zum Eintreten von Querkzugrissen ist die

Beachtung dieser Mechanismen von großer Bedeutung. Unter Berücksichtigung der in den Prüfkörpern zum Prüfzeitpunkt vorhandenen Verteilung der Holzfeuchte und Relaxationsthermen zwischen 40 % und 60 % wurden die in Tabelle 18 gegebenen notwendigen äquivalenten, und über den Querschnitt konstanten Holzfeuchteänderungen bis zum Eintritt eines Querschnitts auf Grund der Haltekräfte der Verstärkungselemente ermittelt. In Abhängigkeit der Lage der Verstärkungselemente im Bauteil ist hier die Abnahme der Holzfeuchte im Querschnittsinneren von Bedeutung. Aufgrund der verlangsamten Anpassung der Holzfeuchte im Querschnittsinneren werden Kriecheinflüsse einen größeren Anteil haben als von [Toratti & Svensson 2000] ermittelt, so dass die tatsächlichen Relaxationswerte vermutlich im oberen Bereich anzusiedeln sind.

*Tabelle 18: Äquivalente Abnahme der Holzfeuchte unter Berücksichtigung unterschiedlicher Relaxationsterme und der in den Prüfkörpern vorhandenen Verteilung der Holzfeuchte*

Holzfeuchteänderungen [%]	$\Delta u_{\text{äquivalent}} [\%]$ (Relaxation 40 %)	$\Delta u_{\text{äquivalent}} [\%]$ (Relaxation 50 %)	$\Delta u_{\text{äquivalent}} [\%]$ (Relaxation 60 %)
Prüfkörper 1.1 ( $\ell = 500$ mm)	2.6	3.1	3.8
Prüfkörper 2.1 ( $\ell = 300$ mm)	2.2	2.6	3.2

Bei den Versuchen trat jeweils ein einzelner durchgehender Riss auf. Obwohl die Ergebnisse der Finite-Element-Berechnung der zweiten Versuchsreihe in diesen Prüfkörpern lokal um bis zu 70 % höhere Querschnittsspannungen andeuten, bildeten sich keine weiteren Risse. Eine Rissverteilung, wie sie z.B. bei Stahlbetonbauteilen unter Schwinddehnungen bekannt ist, stellte sich nicht ein. Eine Erklärung kann die „Theorie des schwächsten Gliedes“ liefern ([Weibull 1939], [Barrett 1974], siehe auch Abschnitt 2.2), nach der der Riss im „schwächsten Glied“ der Kette auftritt und sich die Spannungen anschließend auf die verbleibenden Bereiche höherer Querschnittsfestigkeit umlagern. Gleichzeitig nehmen die Lasteinleitungsbereiche zu, wodurch sich die Bereiche potentiell hoher Querschnittsspannungen reduzieren. Dazu kommt die Feststellung, dass die Querschnittsfestigkeit von Holz aufgrund seines inhomogenen Aufbaus und der sehr heterogenen Verteilung festigkeitsmindernder Einflüsse wie Ringschäle, Äste oder Harzgallen über den Querschnitt hinweg stark schwankt. Dies kann erklären, dass neben dem Bereich um den Riss keiner der im zweiten Versuch höherbeanspruchten Bereiche der Prüfkörper eine Querschnittsfestigkeit aufwies, die unter den lokal vorliegenden Querschnittsspannungen lag, siehe Abbildung 181.

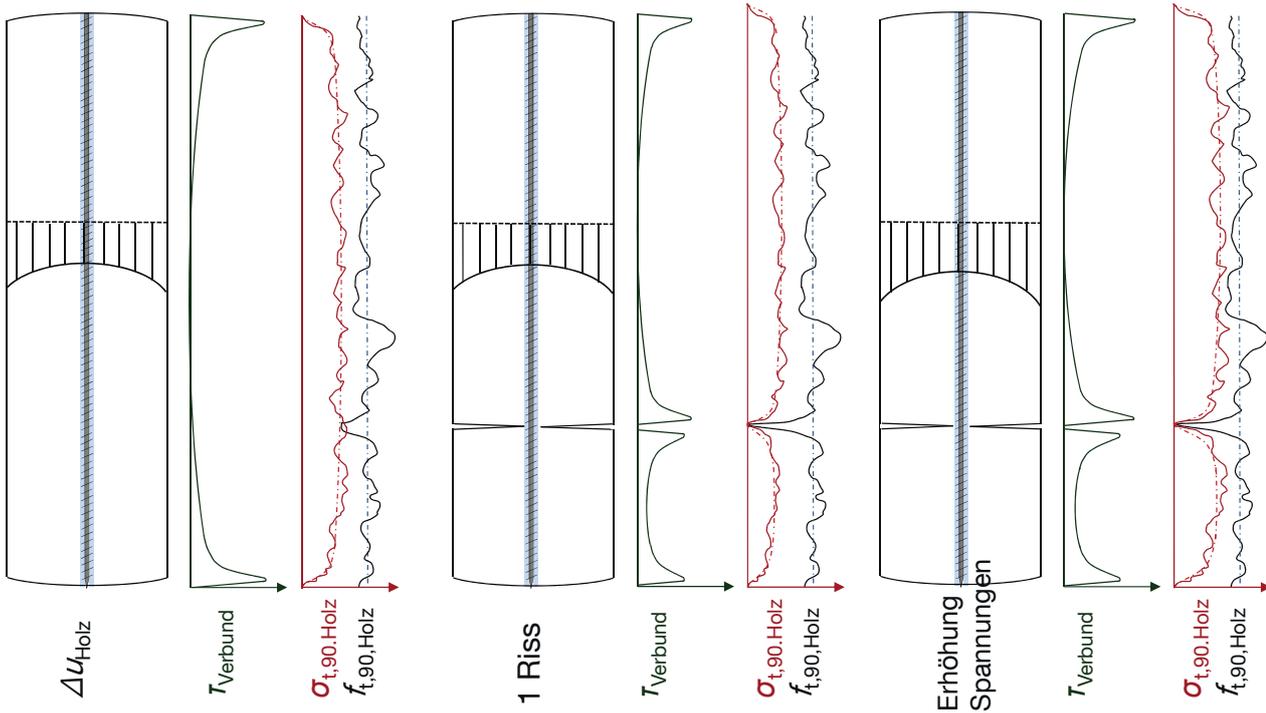


Abbildung 181: Schematische Darstellung der Verteilung der Zugspannung sowie Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faser für den Fall streuender Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften sowie daraus resultierende Rissentstehung

Zur Beantwortung der Frage, warum sich in den Versuchen keine (wie aus dem Stahlbetonbau bekannte) Rissverteilung einstellte, sind hauptsächlich zwei Faktoren zu berücksichtigen. Der erste, hinsichtlich einer gleichmäßigen Rissverteilung wichtige Faktor, ist eine homogene Verteilung der Steifigkeiten und Festigkeiten im betrachteten Bereich. Sowohl für den Elastizitätsmodul von Holz quer zur Faser als auch für den Elastizitätsmodul von Beton werden Variationskoeffizienten in der Größenordnung von  $COV = 20\%$  ermittelt, für die (Quer-) Zugfestigkeit beider Materialien liegt dieser im Bereich von  $COV = 30\%$ , wobei lokal weitaus größere Streuungen auftreten können ([EN 1992-1-1 2010] [Zilch & Zehetmaier 2010] [Blaß, Ehlbeck & Schmid 1998]). Zum zweiten ist – neben einer hohen Verbundsteifigkeit – ein möglichst hohes Verhältnis zwischen Steifigkeit und Festigkeit des Materials notwendig, um eine schnelle Lasteinleitung nach dem Riss bei geringer Verformung zu erreichen. Dies ist bei Beton gegeben, bei Holz ist dieses Verhältnis jedoch näherungsweise um das 25-fache geringer.

$$\frac{E_{cm,C30/37}}{f_{ctk;0,05,C30/37}} = \frac{31.900}{2.0} = 26.5 : 1 = \frac{300}{0.5} = \frac{E_{90,g,mean,BSH}}{f_{t,90,g,k,BSH}}$$

Zudem ist der Umstand zu berücksichtigen, dass mittig ins Holzbauteil eingebrachte Verstärkungselemente einen Randabstand zur Oberfläche haben, der dem 2- bis 5-fachen der im Stahlbetonbau üblichen Betondeckungen entspricht. In Summe kann dies erklären, dass die durch den Schwindvorgang induzierten Haltekräfte der Verstärkungselemente nicht zu einer Verteilung der sich dadurch im Holzbauteil einstellenden Entlastungsrisse führt.

Die Ergebnisse deuten auch an, dass die Anordnung von stiftförmigen Verstärkungselementen in Querschnittsmitte sinnvoll ist. Jahreszeitliche Schwankungen des Umgebungsklimas haben einen geringen Einfluss auf die Holzfeuchte im Querschnittsinneren. Dauerhafte Holzfeuchteänderungen werden zu einer langsamen, abgeschwächten Anpassung der Holzfeuchte im Querschnittsinneren führen, so dass sich Relaxationsvorgänge maximal entfalten können. Aufgrund der heterogenen Verteilung der Steifigkeitseigenschaften über die Lamellenbreite werden Spannungen aus äußeren Lasten (z.B. Querkzugspannungen) in Querschnittsmitte ihr Maximum erreichen. Zu guter Letzt ist der Einbringvorgang von stiftförmigen Verstärkungselementen bei hohen Brettschichtholzbauteilen z.B. von in den Lamellen vorhandenen Ästen abhängig. Dementsprechend steigt mit zunehmender Bauteilhöhe das Risiko eines „Verlaufens“ der Bohrspitze und damit des Verstärkungselementes. Das Risiko des seitlichen Austretens der Bohrspitze wird durch eine mittige Anordnung reduziert. Aufgrund vorgenannter Argumente ist eine einreihige Anordnung der Verstärkungselemente einer zweireihigen Anordnung vorzuziehen. Letzgenannte Anordnung ist z.B. bei breiten Querschnitten denkbar. In diesem Fall ist, neben der Einhaltung der Mindestabstände untereinander, auf einen ausreichenden Abstand zu den Seitenflächen des Querschnitts zu achten. Die in Abschnitt 5.3.3 vorgestellten Langzeitmessserien zu klimatischen Bedingungen sowie den daraus resultierenden Holzfeuchten und Holzfeuchteverteilungen deuten an, dass jahreszeitliche Schwankungen des Umgebungsklimas ab Querschnittstiefen von ca. 70 mm einen geringeren Einfluss auf die Holzfeuchte haben, so dass dieser Wert eine Praxisempfehlung darstellen könnte, bis genauere Untersuchungen vorliegen.

Die Versuche deuten an, dass im Fall von über die ganze Höhe auf Querkzug verstärkten Brettschichtholzbauteilen schon eine Reduktion der Holzfeuchte in Querschnittsmitte in der Größenordnung von 3 - 4 % zu Rissen aus Schwinddehnungen führen kann. Die in Abschnitt 5.6.4 vorgestellten Vergleichsrechnungen an Brettschichtholzbauteilen mit um 45° geneigten Gewindestangen zeigen, dass bei dieser Anordnung Querkzugspannungen in der Größenordnung von etwa der Hälfte der Querkzugspannungen eines vergleichbaren Bauteils mit senkrecht eingebrachten Gewindestangen entstehen. Auch das hochbeanspruchte Volumen reduziert sich in diesem Fall um etwa 85 %. Für die senkrechte wie auch die geneigte Anordnung ist eine deutliche gegenseitige Beeinflussung mehrerer nebeneinander angeordneter Verstärkungselemente zu erkennen. Bei sehr geringen Abständen (z.B. 250 mm) führen die höheren potentiell entstehenden Querkzugspannungen aus Schwinddehnungen demnach zu geringeren im Bereich der Verstärkungselemente tolerierbaren Holzfeuchteänderungen.

In Abschnitt 1.6.3 wird dargestellt, dass im Rahmen von Ertüchtigungsmaßnahmen an Bestandstragwerken häufig das Einbringen von Verstärkungselementen in Kombination mit einer gleichzeitig stattfindenden Rissverpressung ausgeführt wurde. Werden bei Bauteiluntersuchungen am bestehenden Bauwerk Risse mit Tiefen oberhalb der zulässigen Risstiefen vorgefunden, so sind genauere Untersuchungen dieses Sachverhaltes notwendig [Blaß et al. 2006]. Dabei werden zumeist Vergleichsrechnungen angestrengt, die Aussagen dazu liefern, ob die tatsächlich in den teilgerissenen Bereichen vorliegenden Schub- bzw. Querkzugspannungen vom verbleibenden Restquerschnitt noch übertragen werden können (siehe Abschnitt 2.5). Bestehen berechtigte Zweifel, dass diese Voraussetzung noch eingehalten ist, so wird häufig eine Rissanierung in Form einer Rissverpressung vorgeschlagen. Hierbei wird der Riss gereinigt, gegebenenfalls nachgeschnitten und anschließend entweder mit einem transparenten Sicherungsklebeband abgeklebt oder mittels einer Spachtelmasse oberflächennah verschlossen. Daraufhin wird das Epoxidharz in Abständen von ca. 100 mm mittels Injektion eingebracht ([Radović & Goth 1992] [Wiegand 2010]). Ein in diesem Zusammenhang in Fachkreisen noch nicht abschließend geklärt Punkt ist der richtige Zeitpunkt der Sanierung im Hinblick auf jahreszeitliche

Schwankungen der Holzfeuchte. Werden die Risse in einer trockenen Periode saniert, kann ein späteres Auffeuchten dazu führen, dass sich die oberflächennahen Bereiche ausdehnen. Dies führt im Querschnittsinneren zu Querspannungen und potentieller Rissentstehung, welche aufgrund ihrer Lage nur schwer detektierbar sind. Werden die Risse in einer feuchten Phase saniert, kann eine spätere Trockenphase in Schwinddehnungen und damit einem erneuten Öffnen der Risse – ausgehend von der Bauteiloberfläche - resultieren.

In Bezug auf den richtigen Zeitpunkt für eine Sanierung von Rissen in Brettschichtholzbauteilen mit jahreszeitlich schwankendem Klima gibt [Aondio 2008] an, dass diese idealerweise in der trockenen Phase erfolgen sollte. Er begründet dies mit dem positiven Einfluss der Superposition der Spannungen vor und nach der Sanierung. Die so entstehenden Querspannungen sind – bei Annahme eines über die Lamelle konstanten Elastizitätsmoduls quer zur Faser tatsächlich geringer (siehe Abbildung A56 im Anhang). Zusätzlich ließe sich so ein Rissfortschritt bzw. das spätere Aufreißen des sanierten Risses vermeiden. Dieser Argumentation sind jedoch zwei Aspekte hinzuzufügen. Zum einen die Tatsache, dass die Verteilung des Elastizitätsmoduls quer zur Faser über die Lamellenbreite sehr inhomogen ist. Die in Querschnittsmitte meist liegenden Jahrringe führen zu einer höheren Quersteifigkeit und somit auch zu höheren Querspannungen bei Quell- und Schwindvorgängen (siehe Abschnitt 5.7.7). Hinzu kommt die Tatsache, dass das Potential der Rissentstehung umso höher ist, je schneller eine Feuchteänderung verläuft, d.h. je größer die sich einstellende Holzfeuchtegradient ist. Das hygroskopische Verhalten von Holz führt dazu, dass sich eine Feuchteaufnahme schneller realisiert als eine Feuchteabgabe. Dies zeigt sich am besten bei Betrachtung der Hysteresekurven (siehe Abbildung 142). Ein schneller Aufbau von Querspannungen im Querschnittsinneren bei gleichzeitig höherer, dort vorliegender Steifigkeit könnte die von [Aondio 2008] genannten Vorteile aufheben. Die Möglichkeit einer derartigen Rissbildung wird von [Jönsson & Thelandersson 2003] anhand von Versuchen bestätigt. Der Einfluss der Geschwindigkeit der Feuchteaufnahme kann mittels eines im Rahmen der Rissanierung zusätzlich aufgetragenen Feuchteschutzanstriches reduziert werden. Für belastbare Aussagen hinsichtlich des richtigen Zeitpunktes zur Rissanierung sind noch eingehende Untersuchungen, vor allem gepaart mit Versuchen an Prüfkörpern mit baupraktisch relevanten Querschnittsabmessungen, notwendig.

Hinsichtlich der Konfiguration von Versuchen zur Ermittlung des richtigen Zeitpunktes einer Rissanierung durch Verpressen mit Epoxidharz bietet sich folgende Vorgehensweise an. Zunächst werden Rohkörper aus Brettschichtholz hergestellt. Diese könnten zu einem Teil aus rückgebauten Bestandsbauten stammen, an denen sich unter realen Bauwerksbedingungen durch Beanspruchungen aus klimatischen Veränderungen eine Rissbildung eingestellt hat. Der andere Teil wird aus neu produziertem Brettschichtholz gewonnen. Um eine möglichst natürliche Rissbildung in diesen zu erreichen, werden die Risse nicht durch mechanische Einwirkung erzeugt, sondern die Rohkörper werden in einer Klimakammer gezielten Schwankungen von Temperatur und relativer Luftfeuchte ausgesetzt. Der sich aus dieser Beanspruchung einstellende Feuchtegradient im Holzquerschnitt führt zu Rissbildungen, die mit denen der Rohkörper aus rückgebauten Bestandsbauten vergleichbar sind. Anschließend werden die Rohkörper schonend auf vorab definierte Holzfeuchten konditioniert. Um den Umfang zu reduzieren, werden die Untersuchungen zunächst für die Grenzfälle der sich einstellenden Holzfeuchte vorgenommen. Wie in Abschnitt 5.3.3 dargestellt, liegen im unteren Bereich z.B. Sporthallen oder Produktionshallen mit Holzfeuchten von ca.  $8 \pm 2 \%$  und im oberen Bereich Reithallen, landwirtschaftliche Hallen mit Viehbetrieb und nicht klimatisierte Eissporthallen mit Holzfeuchten von ca.  $16 \pm 5 \%$ . An den entsprechend konditionierten Rohkörpern werden die Risse, eventuell mit Unterstützung durch ein für diese Sanierungsmaßnahme zugelassenes Unternehmen, durch Einpressen von Epoxidharz saniert. Die

sanierten Rohkörper werden ihrer Länge nach aufgeteilt, um Prüfkörper mit handlichen Längsmaßen bei gleichzeitig konstant bleibenden Querschnittsabmessungen zu erhalten. Dabei erfolgt eine Überprüfung, ob das Verpressmaterial vollständig in den Riss eingedrungen ist. Dies ist von besonderer Bedeutung bei Rissen, die über den Querschnitt hinweg nicht fugenparallel auftreten, sondern vertikal verlaufen. Ein derartiges Auftrennen würde zudem einen Vergleich der mit den heutigen Methoden (Fühlerlehre, z.B. [Blaß et al. 2006]) messbaren Risstiefen und den tatsächlich auftretenden Risstiefen erlauben. Die Hirnholzflächen aller Prüfkörper sollten versiegelt werden, um einen Feuchtetransport über diese zu vermeiden. An einem Teil der Prüfkörper können die Seitenflächen mit einem Feuchteschutzanstrich versehen werden, um dessen Einfluss beurteilbar zu machen. Anschließend werden die Prüfkörper in Klimakammern Temperatur- und Feuchteänderungen ausgesetzt. Dabei sollte einerseits die Geschwindigkeit der klimatischen Veränderung wie auch die maximale Amplitude der sich einstellenden Ausgleichsfeuchten variiert werden. Um die Auswirkungen der Schwind- und Quellvorgänge im Querschnitt untersuchen zu können, werden die Prüfkörper nach Durchführung der Klimabeanspruchungen senkrecht zur Verpressfuge aufgetrennt. Somit können auch innen liegende verdeckte Schädigungen festgestellt werden. Abschließend sollen zerstörende Querzug- und Scherversuche an diesen Prüfkörpern klären, wie sich die Festigkeitseigenschaften von Brettschichtholzbauteilen mit sanierten Rissen zu denen von Brettschichtholzbauteilen aus ungeschädigten Bereichen verhalten.



## 6 Zusammenfassung

Ziel dieser Arbeit war es, einen Ansatz zur Berechnung der Tragfähigkeit von Brettschichtholzbauteilen auszuarbeiten, bei denen stiftförmige, im Wesentlichen auf Zug beanspruchte Verstärkungselemente als Schubverstärkungen vorliegen. Die Notwendigkeit, den Einsatz derartiger Verstärkungselemente zu erleichtern, indem ihre Wirkungsweise beschrieben und berechenbar gemacht wird, ergibt sich aus Schadensfällen. Diese dokumentieren die Möglichkeit eines Versagens weitgespannter Brettschichtholzbauteile auf Schub oder Querkzug, manchmal in Kombination und teilweise gefolgt von einem Biegezugbruch aufgrund des Systemwechsels.

Um die Häufigkeit, das Ausmaß und die Ursache von derartigen Schäden genauer zu untersuchen, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Schadensfälle an 230 weitgespannten Holztragwerken, für die zum Großteil sehr genaue Informationen vorlagen, klassifiziert und statistisch ausgewertet. Die Auswertung zeigt die vielfältige Verwendung von weitgespannten Holztragwerken z.B. für Sporthallen, Versammlungsstätten und Lagerhallen. In über zwei Drittel der Fälle kamen Brettschichtholzbauteile zum Einsatz. Der am häufigsten erfasste Schadensfall sind Risse in Faserrichtung (46 %). Die Auslöser für diese Rissbildungen sind gemeinhin eine niedrige oder häufig wechselnde Holzfeuchte sowie geometriebedingte Querkzug- und Schubspannungen. Insgesamt wies fast die Hälfte der Bauteile in Nähe der Oberfläche Holzfeuchten von unter 10 % auf, die Streuung der erfassten Holzfeuchten war in allen Nutzungsklassen hoch. Die Schäden sind im Wesentlichen auf Planungsfehler zurückzuführen. Der Werkstoff Holz, unter Berücksichtigung des Standes der Technik bearbeitet und eingebaut, war in den seltensten Fällen die Schadensursache. Gleiches gilt für hohe Schneelasten, die aufgrund des geringen Eigengewichts der Dachtragwerke zwar den Auslöser, meist jedoch nicht die Ursache für erfasste Schäden darstellen.

Sowohl für Satteldachträger als auch für gerade Vollwandträger ist der Anteil von Risschäden an der Gesamtsumme der Schäden überdurchschnittlich hoch. Hinsichtlich des zugehörigen Schadensausmaßes sind die Tendenzen beider Trägerformen jedoch gegenläufig. Risschäden in Satteldachträgern resultierten häufiger in einem Bauteilversagen (Verlust des Tragwiderstands), wohingegen Risserscheinungen in geraden Vollwandträgern meist nur zu einem Bauteilschaden (Reduzierung der Beanspruchbarkeit) führten. Daraus lässt sich schließen, dass in Satteldachträgern sowohl Ausmaß als auch Auswirkung der Risserscheinungen größer sind als in Trägern anderer Geometrien. Risse in Faserrichtung verkörpern zumeist abgebaute Querkzugspannungen, in manchen Fällen auch abgebaute Schubspannungen. Im Fall von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern liegen sowohl Querkzugspannungen aus Umlenkkraften als auch hohe Schubspannungen im auflagnahen Bereich vor. Diese planmäßig vorhandenen Spannungen werden häufig noch von Querkzugspannungen aus Schwindvorgängen überlagert.

Zum Zweck einer Eingrenzung der für diese Fragestellung relevanten Geometrien wurde aus der Bandbreite aller möglicher Geometrien von geraden Trägern, Pultdachträgern, gekrümmten Trägern und Satteldachträgern systematisch die jeweilige Teilmenge, d.h. die wirtschaftlichen, aber gleichzeitig hoch auf Schub bzw. Querkzug ( $\eta \geq 0.75$ ) beanspruchten Geometrien bestimmt. Für Satteldachträger mit geradem Untergurt ergeben sich keine hoch auf Querkzug beanspruchten Geometrien, die Längen der hoch schubbeanspruchten Bereiche liegen im Mittel bei 10 %. Für Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt liegt das Ausmaß hoch schubbeanspruchter Bereiche in der gleichen Größenordnung, größere Trägerbereiche können eine hohe Querkzugbeanspruchung aufweisen (max. 32 % der Trägerlänge). Die potentiell größten Bereiche hoher Querkzugbeanspruchung (max. 55 % der Trägerlänge) ergeben sich für

gekrümmte Träger. Der Zuwachs der hochbeanspruchten Bereiche bei Berücksichtigung der Interaktion von Schub- und Querkzugspannungen nach [DIN 1052 2008] kann im Fall der gekrümmten Träger als gering, im Fall der gekrümmten Satteldachträger als marginal eingeschätzt werden. Dies ist auf die Lage der querkzugbeanspruchten Bereiche und die am Ende der gekrümmten Bereiche schnell abfallenden Querkzugspannungen zurückzuführen. Gekrümmte Träger (häufig in Kombination mit lose aufgelegtem Firstkeil zur Realisierung der Form des Satteldaches) bieten die größte Bandbreite an realisierbaren Geometrien. Vor allem bei großen Untergurtneigungen in Verbindung mit größeren Faseranschnittwinkeln (Nebenfirst) ergeben sich jedoch Geometrien, bei denen bis zu zwei Drittel der Trägerlänge hohe Ausnutzungsgrade auf Schub und Querkzug aufweisen. Unter Berücksichtigung des zusätzlichen, die zugehörigen Beanspruchbarkeiten reduzierenden Einflusses feuchteinduzierter Spannungen lassen sich damit auch Schadensfälle erklären, bei denen ein faserparalleles Durchreißen über die gesamte Trägerlänge und damit ein Systemwechsel aufgrund der Trennung in zwei voneinander unabhängige Trägerteile vorlag.

Es liegt auf der Hand, Bauteile gegenüber Beanspruchungen zu verstärken, denen gegenüber der Baustoff Holz geringe Beanspruchbarkeiten sowie spröde Versagensformen aufweist. Stiff förmige Verstärkungselemente in Form von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen sind im Hinblick auf die Verstärkung querkzugbeanspruchter Bereiche Stand der Technik. Mit der konstruktiven Anisotropie wurde im Rahmen dieser Arbeit ein dem Mehrschichtenverbund entlehnter, analytischer Ansatz zur Berechnung der Tragfähigkeit von Holzbauteilen ausgearbeitet, bei denen stiff förmige Verstärkungselemente als Schubverstärkungen vorliegen. Anhand bekannter mechanischer Grundlagen und Werkstoffgesetze und unter Anwendung der Matrizen Schreibweise lassen sich mit ihm die aus einer Schubbeanspruchung resultierenden Dehnungen und daraus wiederum die Spannungen in den Verstärkungselementen bzw. im Holzbauteil ermitteln. Die Erfassung des nachgiebigen Verbundes zwischen den Verstärkungselementen und dem Holzquerschnitt kann über die Abminderung der Steifigkeitsmatrix der Schubverstärkung durch einen Beiwert  $\gamma$  erfolgen. Auch der Effekt einer Interaktion von Schub- und Querspannungen kann durch dieses Verfahren erfasst werden. Vergleiche sowohl mit experimentellen Untersuchungen anderer Forschungseinrichtungen als auch mit selbst durchgeführten experimentellen Untersuchungen, ergaben eine gute Übereinstimmung zwischen den Schubsteifigkeiten sowie Bruchlasten und den analytisch ermittelten Steifigkeiten sowie Traglasten. Die beste Übereinstimmung ergibt sich, wenn zusätzlich zur anteiligen Abtragung auftretender Beanspruchungen durch die Verstärkungselemente die Erhöhung der Schubbeanspruchbarkeit des Holzbauteils aufgrund der Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen berücksichtigt wird. Die Qualität der Lösung ist abhängig von der Genauigkeit der Eingangsparameter (z.B. dem Verschiebungsmodul der Verstärkungselemente) und den Grundlagen zu den Auswirkungen der Spannungsinteraktion auf die Schubfestigkeiten. Das Verfahren ist auf Bauteile unter einachsiger Lastabtragung und mit einer bereichsweise gleichmäßigen Anordnung der Schubverstärkungen und gleichmäßiger Schubbeanspruchung in diesem Bereich anwendbar. Bei Biegebalken unter Linienlasten und üblichen Längen- zu Höhenverhältnissen kann von einer ausreichenden Näherung ausgegangen werden.

Sowohl das analytische Verfahren als auch die hierzu durchgeführten experimentellen Untersuchungen an mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben schubverstärkten Brettschichtholzelementen ergaben nur eine geringe Erhöhung der wirksamen Schubsteifigkeit durch die Verstärkungselemente und somit auch nur einen geringen Anteil derselben an der Abtragung der Schubbeanspruchung. Zerstörende Versuche an den gleichen Elementen bestätigten diese Tendenz auch für ihren Einfluss auf die Schubfestigkeiten. Unter baupraktischen Bedingungen erscheinen Erhöhungen der Schubbeanspruchbarkeit von bis zu 20 %

möglich. Voruntersuchungen hinsichtlich einer weiteren Erhöhung der Schubbeanspruchbarkeit unter Verwendung von stiftförmigen Verstärkungselementen zeigen, dass sich eine Betrachtung vorgespannter und in Tellerfedern mit degressiver Federkennlinie verankerter Gewindestangen als zielführend erweisen könnte.

Um den betrachteten Themenbereich der schubverstärkten Brettschichtholzbauteile im ungerissenen Zustand abzurunden, wurden weitere Untersuchungen zur Beantwortung gesonderter Fragestellungen durchgeführt. Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten zwischen Schraube und Brettschichtholz bei mehreren Belastungszyklen zeigten eine Verbesserung des Verbundes zwischen Verstärkungselement und Brettschichtholzelement mit zunehmender Belastungswiederholung. Numerische Untersuchungen zum Einfluss von Schwindrissen (welche nicht über die gesamte Trägerbreite gehen) auf die Größe und Verteilung der Schubspannungen zeigten, dass ebendiese im Mittel leicht unter den Schubspannungen bei Ansatz eines Restquerschnitts liegen. Vor dem Hintergrund, dass sowohl die baupraktische Messung von Risstiefen als auch die rechnerische Erfassung der Kombination aus Schub- und Querkzugspannungen bis heute mit Unsicherheiten behaftet ist, sollte kritisch betrachtet werden, ob diese Abminderung rechnerisch (z.B. über den Abminderungsbeiwert  $k_{\text{crack}}$  zur Berücksichtigung des Einflusses von Schwindrissen auf die Schubbeanspruchung) geltend gemacht werden sollte. Analoge Untersuchungen im Hinblick auf Torsionsspannungen zeigen, dass der Einfluss von Schwindrissen auf die Größe und Verteilung ebendieser als gering eingestuft werden kann. Dementsprechend erscheint die Aufnahme eines Abminderungsbeiwertes  $k_{\text{crack,tor}}$  zur Berücksichtigung des Einflusses von Schwindrissen auf die Torsionsbeanspruchung zum momentanen Zeitpunkt nicht gerechtfertigt.

Die Anwendbarkeit der konstruktiven Anisotropie auf den Gesamtquerschnitt endet mit dem Fall des Schubbruchs des Holzbauteils. Werden Schub- oder Querkzugverstärkungen entworfen, um auch die im gebrochenen (gerissenen) Zustand angreifenden Kräfte zu übertragen, so resultiert dies in einer inneren Redundanz des verstärkten Holzbauteils gegenüber den beiden spröden Versagensmechanismen. Die Verstärkungselemente bilden eine zweite Verteidigungslinie gegenüber den spröden Versagensmechanismen wie Schub oder Querkzug, da sie einen anschließenden Biegezugbruch des Bauteils potentiell verhindern können. Eine Möglichkeit, die nach dem Versagen nachgiebig verbundenen Trägereile zu berechnen, stellt das Verfahren der Schubanalogie dar. Durch die rechnerorientierte Umsetzung bietet sich die Möglichkeit einer abschnittswisen Definition der Querschnittswerte und der Steifigkeitskennwerte. Die notwendige Anzahl und Anordnung der Verstärkungselemente lässt sich hierbei, unter Berücksichtigung der resultierenden Fugensteifigkeit und der Tragfähigkeit der Verstärkungselemente, nach 2-3 Iterationen bestimmen. Im Rahmen dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass die Methode der Schubanalogie auch für verstärkte Satteldachträger und gekrümmte Träger anwendbar ist, bei denen die maximalen Biegespannungen außerhalb des Firstbereiches ( $\pm 2 \cdot h_{\text{ap}}$ ) auftreten, da sie dort betragsmäßig geringfügig höhere und damit auf der sicheren Seite liegende Werte liefert. Durch eine Studie zu baupraktisch relevanten, hochbeanspruchten Formen von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern unter Ansatz einer Mindestbewehrung zur Übertragung des Schubflusses in Rissebene konnte gezeigt werden, dass die zwischen dem Ausgangszustand und dem gerissenen Zustand maximal eintretende Erhöhung der Biegespannungen im Bereich von einem Drittel liegt. Unter Ansatz der außergewöhnlichen Bemessungssituation entspricht dies einem rechnerischen Ausnutzungsgrad von maximal 70 %. Zurückzuführen ist das auf die hohen axialen Verschiebungsmoduln der Gewindestangen und die sich daraus ergebenden hohen Fugensteifigkeiten. Diese wiederum resultieren in hohen Schubflüssen und dadurch – unter Berücksichtigung der axialen Tragfähigkeit der stiftförmigen Verstärkungselemente – in eher geringen Verbindungsmittelabständen. Eine Reduzierung des

Abstandes der Verstärkungselemente oder der Einsatz von eingeklebten anstelle von eingedrehten Verstärkungselementen führt zu keiner nennenswerten Verbesserung der Spannungszustände im gerissenen Zustand. Mit zunehmender Länge der Verstärkungsbereiche ergeben sich deutlich geringere Erhöhungen der Biegespannungen im Versagensfall. Da die Summe der notwendigen Verstärkungselemente jedoch annähernd gleich bleibt, ist für diesen Bemessungsfall eine Anordnung der Schubverstärkungen über größere Bereiche der Trägerlänge anzustreben. Da der Reibbeiwert in der Fuge zum momentanen Zeitpunkt nicht näher quantifizierbar ist, sollte er unter Berücksichtigung der für die Tragwerksplanung gebotenen Zuverlässigkeit vernachlässigt werden. Im Fall geringer Einbindelängen, z.B. im Bereich geringer Auflagerhöhen, ist der Einsatz stiftförmiger Verstärkungselemente weniger wirkungsvoll. Eine Alternative stellen plattenförmige Verstärkungselemente dar, welche zudem Vorteile im Hinblick auf die spätere Wiederverwendbarkeit bzw. Entsorgung der Brettschichtholzbauteile haben. Der Einfluss der dynamischen Einwirkung im Augenblick des Schubbruchs ist gesondert zu untersuchen. Ein Ansatz zur Abschätzung der Größe dieser Einwirkung wird in dieser Arbeit skizziert.

Im Hinblick auf die Reaktion von Holz gegenüber Feuchtigkeit stellt sich die Frage der Sperrwirkung von stiftförmigen Verstärkungselementen gegenüber dem freien Schwinden bzw. Quellen des Holzbauteils. Hierzu wurden Tastversuche mit anschließenden Vergleichsrechnungen auf Basis der Finite-Element-Methode durchgeführt. Unter Einbeziehung des Einflusses von Relaxationsvorgängen deutet sich an, dass im Fall von Brettschichtholzbauteilen mit senkrecht zur Faser angeordneten Gewindestangen, eine Abnahme der Holzfeuchte um 3 – 4 % am Ort der Verstärkungen zu kritischen Spannungszuständen hinsichtlich feuchteinduzierter Risse führen kann. Im Fall von um 45° geneigten Verstärkungselementen reduziert sich die Größe der resultierenden Querkzugspannungen in etwa um die Hälfte, noch deutlicher reduziert sich das Ausmaß des hoch auf Querkzug beanspruchten Volumens. Für beide Anordnungsvarianten ist eine deutliche gegenseitige Beeinflussung mehrerer nebeneinander angeordneter Verstärkungselemente zu erkennen. Demnach sollten größere Abstände der Verstärkungselemente untereinander angestrebt werden. Aufgrund der gedämpften Anpassung der Holzfeuchte und der überwiegend höheren, lokal vorliegenden Quersteifigkeiten der Lamellen sollten stiftförmige Verstärkungselemente in Querschnittsmitteln angeordnet werden. Ist eine zweireihige Anordnung notwendig, sollte ein ausreichender Abstand der Verstärkungselemente zu den Seitenflächen des Querschnitts (Vorschlag 70 mm) eingehalten werden.

## 7 Literaturverzeichnis

Das Literaturverzeichnis ist in fünf Abschnitte geteilt: Materielle Literatur, Normen und Zulassungen, vom Verfasser betreute Diplom-, Master- und Bachelorarbeiten, Immaterielle Quellen sowie Software

### Materielle Literatur

- [Aicher & Roth 1987] Aicher, S., Roth, W., Ein modifiziertes  $\gamma$ -Verfahren für das mechanische Analogon: dreischichtiger Sandwichverbund – zweiteiliger verschieblicher Verbund, Bautechnik, Band 64, Ausgabe 1, 1987, S. 21-29
- [Aicher 1987] Aicher, S., Bemessung biegebeanspruchter Sandwichbalken mit dem modifizierten  $\gamma$ -Verfahren, Bautechnik, Band 64, Ausgabe 3, 1987, S. 79-86
- [Aicher & Herr 1997] Aicher, S., Herr, J., Bonded glulam-steel rod connections with long anchorage length, Otto-Graf-Journal, Band 8, 1997, S. 232-254
- [Aicher, Gustafsson & Wolf 1999] Aicher, S., Gustafsson, P., J., Wolf, M., Load displacement and bond strength of glued-in rods in timber influenced by adhesive, wood density, rod slenderness and diameter in: Boström, L. (ed.), 1<sup>st</sup> International RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, RILEM Publications S.A.R.L., Cachan, France, 1999, S. 369-378
- [Aicher & Dill-Langer 2001] Aicher, S., Dill-Langer, G., Influence of moisture, temperature and load-duration on performance of glued-in rods in: Aicher, S., Reinhardt, H.-W. (eds.), Joints in timber structures, Rilem publications S.A.R.L., Cachan, France, 2001, S. 383-392
- [Aicher & Schrank 2006] Aicher, S., Schrank, M., Schubverstärkung von Brettschichtholzträgern mittels eingeklebter Gewindestangen – Ein Fallbeispiel, Otto-Graf-Journal, Band 17, 2006, S. 143-160
- [Angst & Malo 2012] Angst, V., Malo, K., A., The effect of climate variations on glulam— an experimental study, European Journal for Wood Products, Online Article, published online 19. Januar 2012, DOI: 10.1007/s00107-012-0594-y
- [Aramis 2007] Aramis – Benutzerhandbuch, GOM – Gesellschaft für optische Messtechnik, Braunschweig, 2007
- [Barrett 1974] Barrett, J.D., Effect of size on tension perpendicular to grain strength of Douglas Fir, Wood and Fiber, Volume 6, Issue 2, 1974, pp. 126-143
- [Barrett, Foschi & Fox 1975] Barrett, J. D., Foschi, R., O., Fox, S., P., Perpendicular-to-grain-strength of Douglas-fir, Canadian Journal of Civil Engineering, Volume 2, Issue 1, pp. 50-57

- [Becker 2002] Becker, P., Modellierung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens zur Untersuchung des Langzeittragverhaltens von Druckstäben aus Holz, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
- [Becker & Reiter 1970] Becker H., Reiter L., Über den Einfluss von Temperatur und Holzfeuchtigkeit auf die Relaxation der Biegespannungen in Rotbuchenholz, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 28, Ausgabe 7, 1970, S. 264 – 270
- [Bengtsson & Johansson 2001] Bengtsson, C., Johansson, C.-J., Girod – Glued-in rods for timber structures, CIB-W18 / 34-7-8, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 - timber structures, Meeting 34, Venice, Italy, 2001
- [Bergfelder 1974] Bergfelder, J., Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit elastischem Verbund, Bauingenieur, Band 49, Ausgabe 9, 1974, S. 350-357
- [Bernoulli 1697] Bernoulli, J., Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte, Handschriftliche Aufzeichnungen, Basel, 1697
- [Blaß et al. 1996] Blaß, H.-J., Eberhart, O., Ehlbeck, J., Gerold, M., Wirkungsweise von eingeleimten Gewindestangen bei der Aufnahme von Querkraften in gekrümmten Biegeträgern und Entwicklung von Bemessungsgrundlagen - Teil 3, Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1996
- [Blaß, Ehlbeck & Schmid 1998] Blaß, H.-J., Ehlbeck, J., Schmid, M., Ermittlung der Querkraftfestigkeit von Voll- und Brettschichtholz, Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1998
- [Blaß & Bejtka 2003] Blaß, H.-J., Bejtka, I., Verbindungen mit geneigt angeordneten Schrauben, Bauen mit Holz, Band 105, Heft 10, 2003, S. 28-36.
- [Blaß et al. 2006] Blaß H.-J., Brüninghoff, H., Kreuzinger, H., Radović, B., Winter, S., Leitfaden zu einer ersten Begutachtung von Hallentragwerken aus Holz, Studiengemeinschaft Holzleimbau, Wuppertal, 2006
- [Blaß, Bejtka & Uibel 2006] Blaß, H.-J., Bejtka, I., Uibel, T., Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde, Band 4 der Reihe Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2006
- [Blaß & Frese 2010] Blaß, H.-J., Frese, M., Schadensanalyse von Hallentragwerken aus Holz, Band 16 der Reihe Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2010

- [Blaß & Krüger 2010] Blaß, H.-J., Krüger, O., Schubverstärkung von Holz mit Holzschrauben und Gewindestangen, Band 15 der Reihe Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2010
- [Blaß & Laskewitz 2002] Blaß, H.-J., Laskewitz, B., Axiale Kraftverteilung in der Bewehrung von Satteldachträgern mit gekrümmten Untergurt aus Brettschichtholz, Bautechnik, Band 79, Ausgabe 7, 2002, S. 446-454
- [Blaß & Steck 1999] Blaß, H.-J., Steck, G., Querszugverstärkung von Holzbauteilen, (3-tlg.), Bauen mit Holz, Band 101, Ausgabe 3, S. 42-46, Ausgabe 4, S. 44-49, Ausgabe 5, S. 46-50, 1999
- [Blaß & Steilner 2011] Blaß, H.-J., Steilner, M., Vorspannen von Holz mit Vollgewindeschrauben, Tagungsband 17. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch, 2011
- [Blumer 1972/1979] Blumer, H., Spannungsberechnungen an anisotropen Kreisbogenscheiben und Sattelträgern konstanter Dicke, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe, 1972/1979
- [Bodig & Jayne 1982] Bodig, J., Jayne, B.A., Mechanics of Wood and Wood Composites, Van Nostrand Reinhold, New York, 1982
- [Bosl 2002] Bosl, R., Zum Nachweis des Trag- und Verformungsverhaltens von Wandscheiben aus Brettlagenholz, Dissertation, Universität der Bundeswehr, München, 2002
- [Boström 1992] Boström L., Method for determination of the softening behaviour of wood and the applicability of a nonlinear fracture mechanics model, Doctoral thesis, Report TVBM-1012, Division of Building Materials, Lund University, Sweden, 1992
- [Brandner et al. 2008] Brandner, R., Freytag, B., Schickhofer, G., Determination of shear modulus by means of standardized four-point bending tests, CIB-W18 / 41-21-1, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 - timber structures, Meeting 41, St. Andrews, Canada, 2008
- [Brüninghoff et al. 1993] Brüninghoff, H., Schmidt, C., Wiegand, T., Praxisnahe Empfehlungen zur Reduzierung von Querszugrissen bei verleimten Satteldachbindern aus Brettschichtholz, Bauen mit Holz, Band 95, Heft 11, 1993, S. 928-937
- [Buchanan et al. 2008] Buchanan, A., Deam, B., Fragiaco, M., Pampanin, S., Palermo, A., Multi-storey prestressed timber buildings in New Zealand, Structural Engineering International, Volume 18, Issue 2, 2008, pp. 166-173

- [Buchmann 1967] Buchmann, W., Beitrag zur Berechnung polarorthotroper Kreisbogenscheiben konstanter Dicke unter reiner Biegebeanspruchung, Dissertation, Technische Universität Wien, 1967
- [BVPI 2010] Spannungsnachweise bei Satteldachträgern aus Brettschichtholz, Technische Mitteilung 06 / 011 der Bundesvereinigung der Prüfungenieure für Bautechnik e.V., Berlin, 2010
- [CEN TC 250 N681 2005] CEN TC 250, Letter of Warning: Application of ENV 1995-1-1:1993 and EN 1995-1-1:2004, Document Nr. N681, CEN, Brüssel, 2005
- [Chawla 2001] Chawla, K., K., Composite Materials: Science and Engineering, 2<sup>nd</sup> Edition, Springer, New York, 2001
- [Clad 1965] Clad, W., Über die Fugenelelastizität ausgehärteter Leimfugen bei Holzverleimungen, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 23, Heft 2, S. 58-67, 1965
- [Colling 1986-1] Colling, F., Influence of volume and stress distribution on the shear strength and tensile strength perpendicular to grain, CIB-W18 / 19-12-3, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 - timber structures, Meeting 19, Florenz, Italien, 1986
- [Colling 1986-2] Einfluß des Volumens und der Spannungsverteilung auf die Festigkeit eines Rechteckträgers (2-tlg.), Holz als Roh- und Werkstoff, Band 44, Ausgabe 4, S. 121-125 und Ausgabe 5, S. 179-183, 1986
- [Colling 2000] Colling, F., Lernen aus Schäden in Holzbau - Ursachen, Vermeidung, Beispiele, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2000
- [Da Vinci 1478 - 1519] Da Vinci, L., Codex Atlanticus, Studien in Form von Zeichnungen, Skizzen und Notizen, 1119 Blätter, 1478 – 1519, Biblioteca Ambrosiana, Mailand
- [de l'Orme 1561] de l'Orme, P., Nouvelles inventions pour bien bastir et a petits frais, Federic Morel, Paris, 1561
- [Dietsch 2011] Dietsch, P., Robustness of large-span timber roof structures - Structural aspects, Engineering Structures, Volume 33, Issue 11, 2011, pp. 3106–3112
- [Dietsch, Wolfrum & Winter 2008] Dietsch, P., Wolfrum, A., Winter, S., Evaluation of wide-span timber structures - results and recommendations, Proceedings 10<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008

- [Dietsch & Winter 2009] Dietsch, P., Winter S., Assessment of the Structural Reliability of all wide span Timber Structures under the Responsibility of the City of Munich, Proceedings 33<sup>rd</sup> IABSE Symposium, Bangkok, Thailand, 2009
- [Divos et al. 1998] Divos, F., Tanaka, T., Nagao, H., Kato, H., Determination of shear modulus on construction size timber, Wood Science and Technology, Volume 32, Issue 6, 1998, S. 393-402
- [Dröge & Dröge 2003] Dröge G., Dröge T., Schäden an Holztragwerken, Band 28, Schadenfreies Bauen, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2003
- [Eberhardsteiner 2002] Eberhardsteiner, J., Mechanisches Verhalten von Fichtenholz - Experimentelle Bestimmung der biaxialen Festigkeitseigenschaften, Springer, Wien, 2002
- [Ehlbeck et al. 1992] Ehlbeck, J., Belchior-Gaspard, P., Gerold, M., Eingeleimte Gewindestangen unter Axialbelastung bei Übertragung von großen Kräften und bei Aufnahme von Querkraftkräften in Biegeträgern – Teil 2: Einfluß von Klimaeinwirkung und Langzeitbelastung, Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1992
- [Ehlbeck & Kürth 1990] Ehlbeck, J., Kürth, J., Einfluß des querzugbeanspruchten Volumens auf die Tragfähigkeit gekrümmter Träger konstanter Höhe und gekrümmter Satteldachträger aus Brettschichtholz, Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1990
- [Ellingwood 1987] Ellingwood B., Design and Construction Error Effects on Structural Reliability, Journal of Structural Engineering, Volume 113, Issue 2, 1987, pp. 409-422
- [Emy 1828] Emy, A.R., Description d'un nouveau système d'arcs pour les grandes charpentes, Carilian-Goeury, Paris, 1828
- [Emy 1837] Emy, A., R., Traité de L'Art de la Charpenterie, Anselin, Paris, 1837
- [Engesser 1922] Engesser, F., Über verdübelte Balken, Bauingenieur, Band 3, Ausgabe 8, 1922, S. 226-229
- [ERL DIN 1052 2004] Blaß, H., J., Ehlbeck, J., Kreuzinger, H., Steck, G., Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08, Bruderverlag, Karlsruhe, 2004
- [Euler 1744] Euler, L., De curvis elasticis. In: Methodus Inveniendi Lineas Curvas Maximi Minimive Proprietate Gaudentes, Bousquet&Soc., Lausanne, 1744
- [Ewald & Lischke 1987] Ewald, G., Lischke, N., Das Werkstoffgesetz mehrlagiger anisotroper Gitterstrukturen, Bauingenieur, Band 62, Ausgabe 4, 1987, S. 255-261

- [Feldmeier 2007] Feldmeier, F., Ergebnisse und Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen einer Eissporthalle, Tagungsband Ingenieurholzbau - Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe, 2007
- [Fick 1855] Fick, A. Über Diffusion, Poggendorff's Annalen der Physik, Band 94, 1855, S. 59 – 86
- [Foschi 1970] Foschi, R., O., Point-matching analysis of curved timber beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Volume 96, No. ST1, 1970, pp. 35-48
- [Foschi & Barrett 1976] Foschi, R., O., Barrett, J. D., Longitudinal shear strength of Douglas Fir, Canadian Journal of Civil Engineering, Volume 3, Issue 2, 1976, pp. 198-208
- [Foschi & Barrett 1977] Foschi, R.D., Barrett, J.D., Longitudinal shear in Wood beams: a design method. Canadian Journal of Civil Engineering, Volume 4, Issue 3, 1977, pp. 363-370
- [Foschi & Fox 1970] Foschi, R., O., Fox S., P., Radial stresses in curved timber beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Volume 96, No. ST10, 1970, pp. 1997-2008
- [Frühwald et al. 2007] Frühwald, E., Serrano, E., Toratti, T., Emilsson, A., Thelandersson, S., Design of safe timber structures – How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber?, Report TVBK-3053, Division of Structural Engineering, Lund University, 2007
- [Gamper et al. 2012] Gamper, A., Dietsch, P., Merk, M., Winter, S., Langzeitmessung zur Bestimmung der Auswirkungen auf Feuchtegradienten in Holzbauteilen, Schlussbericht zum Forschungsvorhaben, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2012
- [Glos & Denzler 2004] Glos, P., Denzier, J., K., Kalibrierung der charakteristischen Schubfestigkeitskennwerte für Vollholz in EN 338 entsprechend den Rahmenbedingungen der nationalen Sortiernorm, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2004
- [Görlacher 1984] Görlacher, R., Ein neues Meßverfahren zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Holz, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 42, Ausgabe 6, 1984, S. 219 – 222
- [Görlacher 2002] Görlacher, R., Ein Verfahren zur Ermittlung des Rollschubmoduls von Holz, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 60, Ausgabe 5, 2002, S. 317 – 322
- [Gopu 1976] Gopu, V., K., A., Behaviour and design of double-tapered pitched and curved glulam beams, Ph. D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1976
- [Graf 1930] Graf, O., Versuche mit verdübelten Holzbalken, Bauingenieur, Band 11, Ausgabe 10, 1930, S. 157-160

- [Graham 1829] Graham, T., A short Account of Experimental Researches on the Diffusion of Gases through each other, and their Separation by mechanical means, Quarterly Journal of Science, Literature and Art, Volume 27, 1829, pp. 74 – 83
- [Güldenpfennig et al. 2010] Güldenpfennig, J., Vogelsberg, A., Stamminger, P., Zur Feuchteproblematik in Eissporthallen, Bautechnik, Band 87, Ausgabe 3, 2010, S. 133 – 138
- [Gustafsson 2003] Gustafsson, P.J., Fracture perpendicular to grain – structural applications, in: Thelandersson, S., Larsen, H.J. (eds.), Timber Engineering, Wiley, West Sussex, England, 2003
- [Habenicht 2005] Habenicht, G., Kleben: Grundlagen, Technologien, Anwendungen, Springer, Berlin, 5. Auflage, 2005
- [Hartmann 1999] Hartmann, H., Die Berücksichtigung elastisch-plastischer Verformungseigenschaften mechanischer Verbindungsmittel bei Verbundkonstruktionen im Ingenieurholzbau, Dissertation, Technische Universität München, 1999
- [Hawley 1931] Hawley, L., F., Wood-liquid relations, Technical Bulletin Nr. 248, United States Department of Agriculture, Washington, D.C., 1931
- [HBM 2010] Induktive Standard-Wegaufnehmer – Datenblatt, HBM – Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt, 2010
- [Hearmon & Patton 1964] Hearmon, R., F., S., Patton, J., M., Moisture content changes and creep of wood, Forest Products Journal, Volume 14, Issue 8, 1964, pp. 357-359
- [Hearmon 1966] Hearmon, R., F., S., Theory of the vibration testing of Wood, Forest Products Journal, Volume 16, Issue 8, 1966, pp. 29–40
- [Heilig 1953] Heilig, R., Theorie des elastischen Verbunds, Stahlbau, Band 22, Ausgabe 4, 1953, S. 104-108
- [Heimeshoff 1967] Heimeshoff, B., Praktische Spannungsberechnung für den gekrümmten Träger mit Rechteckquerschnitt, Bautechnik, Band 44, Ausgabe 4, 1967, S. 135-140
- [Heimeshoff 1982] Heimeshoff, B., Über den Einfluß der Anisotropie auf den Spannungs- und Verformungszustand von Stäben mit Rechteckquerschnitt bei Torsionsbeanspruchung, in: Ehlbeck, J., Steck, G. (Hrsg), Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis, Bruderverlag Karlsruhe, 1982
- [Heimeshoff 1991] Heimeshoff, B., Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Einfeldträgern, die aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, im Ingenieurholzbau, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 49, Ausgabe 6, 1991, S. 243-249

- [Hemmer 1984] Hemmer, K., Versagensarten des Holzes der Weißtanne (*Abies Alba*) unter mehrachsiger Beanspruchung, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1984
- [Hempel 1965] Hempel, G., Der gekrümmte oder geknickte Biegeträger, Bauen mit Holz, Band 67, Ausgabe 5, 1965, S. 211-212
- [Hilson 1995] Hilson, B., O., Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln - Theorie, in: Blaß, H.-J., Görlacher, R., Steck, G. (Hrsg.), Holzbauwerke nach Eurocode 5: Bemessung und Baustoffe (STEP 1), Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Fachverlag Holz, Düsseldorf, 1995, S. C3/1-C3/12
- [Hoeft 1994] Hoeft, M., Zur Berechnung von Verbundträgern mit beliebig gefügten Querschnitt, Dissertation, EPFL Lausanne, 1994
- [Hoffmeyer 1995] Hoffmeyer, P., Holz als Baustoff, in: Blaß, H.-J., Görlacher, R., Steck, G. (Hrsg.), Holzbauwerke nach Eurocode 5: Bemessung und Baustoffe (STEP 1), Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Fachverlag Holz, Düsseldorf, 1995, S. A4/1-A4/22
- [Hoischen 1952] Hoischen, A., Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter Vollwandträger mit elastischen Verbindungsmitteln, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1952
- [Homberg 1952] Homberg, H., Brücke mit elastischem Verbund zwischen den Stahlhauptträgern und der Betonfahrbahntafel, Bauingenieur, Band 27, Ausgabe 6, 1952, S. 213-216
- [Hooke 1678] Hooke, R., Lectures de potentia restitutiva, or, of Spring: explaining the power of springing bodies: to which are added some collections, printed for John Martyn, London, 1678
- [Hornbogen et al. 2011] Hornbogen, E., Eggeler, G., Werner, E., Werkstoffe: Aufbau und Eigenschaften von Keramik-, Metall-, Polymer- und Verbundwerkstoffen, 10. Auflage, Springer, Berlin Heidelberg, 2011
- [Jönsson & Thelandersson 2003] Jönsson, J., Thelandersson, S., The effect of moisture gradients on tensile strength perpendicular to grain in glulam, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 61, Ausgabe 5, 2003, S. 342-348
- [Jönsson & Svensson 2004] Jönsson, J., Svensson, S., A contact free measurement method to determine internal stress states in glulam, Holzforschung, Band 58, Ausgabe 2, 2004, S. 148-153
- [Jones 1999] Jones, R., M., Mechanics of Composite Materials, 2<sup>nd</sup> Edition, Taylor & Francis, Philadelphia/USA, 1999
- [Kelletshofer 2007] Kelletshofer, W., Angaben und Ergebnisse zu Ausziehversuchen einer UBt-Schraube 6x80, Prüfstelle Holzbau, Materialprüfungsamt für das Bauwesen, TU München, 2007

- [Kersten 1921] Kersten, C. (Hrsg.), Freitragende Holzbauten, Springer, Berlin, 1921
- [Keylwerth 1949] Keylwerth, R., Einfache Kontrollmessung bei der Holz Trocknung, Holz-Zentralblatt, Band 75, 1949, S. 307-309
- [Killer 1942] Killer, J., Die Werke der Baumeister Grubenmann, Dissertation, ETH Zürich, 1942
- [Klaiber 2003] Klaiber, V., Dimensionsstabilität von Fichtenholz unter dem Einfluss verschiedener Varianten der Rundholzbereitstellung und Schnittholztrocknung – Untersucht am Beispiel eines Fichtenreinbestandes in Mittelgebirgslage, Dissertation, Albert-Ludwigs-Universität Freiburg im Breisgau, 2003
- [Klapp & Brüninghoff 2005] Klapp, Brüninghoff Shear Strength of Glued Laminated Timber, CIB-W18 / 38-6-3, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 - timber structures, Meeting 38, Karlsruhe, Germany, 2005
- [Klöppel & Schardt 1960] Klöppel, K., Schardt, R., Systematische Ableitung der Differentialgleichungen für ebene anisotrope Flächentragwerke, Stahlbau, Band 29, Ausgabe, 2, 1960, S. 33-43
- [Kneidl 1991] Kneidl, R., Ein Beitrag zur linearen und nichtlinearen Berechnung von Schichtbalkensystemen, Dissertation, Technische Universität München, 1991
- [Kneidl & Hartmann 1995] Kneidl, R., Hartmann, H., Träger mit nachgiebigem Verbund, Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen, Bauen mit Holz, Band 97, Ausgabe 4, 1995, S. 285-290
- [Knight & Newall 1938] Knight, R., A., G., Newall, R., J., Permanent set of timber, Forestry, Volume 12, 1938, pp. 125-135
- [Köhler & Svensson 2011] Köhler, J., Svensson, S. (eds), Modelling the Performance of Timber Structures, Engineering Structures, Volume 33, Issue 11, 2011, pp. 2957-3124
- [Kolb 1969] Kolb, H., Festigkeitsuntersuchungen an gestoßenen und gekrümmten Teilen aus Brettschichtholz, Bauen mit Holz, Band 71, Ausgabe 7, 1969, S. 323-334
- [Kolb, Goth & Epple 1984] Kolb, H. Goth, H., Epple, A., Untersuchungen zum Einfluss von Dauerbelastung, Temperatur- und Klimawechsellagerung auf die Quersugfestigkeit von Fichtenholz, Forschungsbericht der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg - FMFA, Otto-Graf-Institut, Stuttgart, 1984
- [Kollmann 1936] Kollmann, F., Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe, 1. Auflage, Springer, Berlin, 1936
- [Kollmann 1951] Kollmann, F., Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe, 2. erweiterte Auflage, Springer, Berlin, 1951

- [Kollmann & Krech 1960] Kollmann, F., Krech, H., Dynamische Messung der elastischen Holzeigenschaften und der Dämpfung, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 18, Ausgabe 2, 1960, S. 41–54
- [Koronev & Rabinovič 1980] Koronev, B.G., Rabinovič, Baudynamik (Übersetzung aus dem Russischen von W.O. Beyer), VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1980
- [Krabbe & Neuhaus 1989] Krabbe, E., Neuhaus, A., Über Konstruktion, Klima und Holzfeuchtigkeit eines Hallenbades, Bauen mit Holz, Band 91, Ausgabe 4, 1989, S. 214-217
- [Kreuzinger 1995] Kreuzinger, H., Schwingungsmessung von Fußgängerbrücken – Berechnung und Bemessung in: Blaß, H.-J., Görlacher, R., Steck, G. (Hrsg.), Holzbauwerke nach Eurocode 5: Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen (STEP 3), Arbeitsgemeinschaft Holz e.V, Fachverlag Holz, Düsseldorf, 1995, S. 17/1-17/16
- [Kreuzinger 1999a] Kreuzinger, H., Platten, Scheiben, Schalen – Ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme, Bauen mit Holz, Band 101, Ausgabe 1, 1999, S. 34-39
- [Kreuzinger 1999b] Kreuzinger, H., Flächentragwerke: Platten, Scheiben, Schalen, Berechnungsmethoden und Beispiele, In: Informationsdienst Holz - Brücken aus Holz, Hrsg.: Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., 1999, S. 43-60
- [Kreuzinger 2000] Kreuzinger, H., Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen, Tagungsband Ingenieurholzbau - Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe, 2000
- [Kreuzinger 2002] Kreuzinger, H., Verbundkonstruktionen, in: Holzbaukalender 2002, Bruderverlag, Karlsruhe, 2001, S. 598-621.
- [Kreuzinger & Scholz 2003] Kreuzinger, H., Scholz, A., Flächentragwerke – Berechnung und Konstruktion, Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 12979, Fachgebiet Holzbau, Technische Universität München, 2003
- [Kreuzinger & Spengler 2002] Kreuzinger, H., Spengler, R., Gutachterliche Stellungnahme zur Wirksamkeit sowie dem Tragverhalten von eingeklebten Gewindestangen, Fachgebiet Holzbau, Technische Universität München, 2003 (unveröffentlicht)
- [Lackner 2011] Lackner, H., Festlegung einer Prüfkonfiguration für die Ermittlung der Schubfestigkeit von Vollholz sowie Analyse des Größeneinflusses, Diplomarbeit D-4-1/2011, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2011

- [Larsen 1986] Larsen, H.-J., Eurocode 5 and CIB structural timber design code, CIB-W18 / 19-102-2, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 - timber structures, Meeting 19, Florence, Italy, 1986
- [Lekhnitskii 1968] Lekhnitskii, S., G., Anisotropic Plates (übersetzt aus dem Russischen von Tsai, S., W., Cheron, T., G.), Gordon and Breach Science Publishers, New York London Paris, 1968
- [Leonhardt 1974] Leonhardt, F., Vorlesungen über Massivbau – Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, Springer, Berlin, 1974
- [Lischke 1985] Lischke, N., Zur Anisotropie von Verbundwerkstoffen am Beispiel von Brettlagenholz, Fortschritts-Bericht VDI, Reihe 5, Nr. 98, VDI-Verlag, Düsseldorf, 1985
- [Longworth 1977] Longworth, J., Longitudinal Shear Strength of Timber Beams, Forest Products Journal, Volume 27, Issue 8, 1977, pp. 19-23
- [Matousek & Schneider 1976] Matousek, M., Schneider, J., Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitproblems bei Bauwerken, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Bericht Nr. 59, Birkhäuser Verlag, Basel, 1976
- [McMillen 1955] McMillen, J., M., Drying stresses in red oak, Forest Products Journal, Volume 5, Issue 2, 1955, pp. 71-76
- [Mestek & Winter 2010] Mestek, P., Winter, S., Konzentrierte Lasteinleitung in Brettsperrholzkonstruktionen - Verstärkungsmaßnahmen., Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 15892, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München 2010
- [Mestek 2011] Punktgestützte Flächentragwerke aus Brettsperrholz (BSP) – Schubbemessung unter Berücksichtigung von Schubverstärkungen, Dissertation, Technische Universität München 2011
- [Mistler 1979] Mistler, H.-L., Die Tragfähigkeit des am Endauflager unten rechtwinklig ausgeklinkten Brettschichträgers, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1979
- [Mistler 1998] Mistler, H.-L., Quersugbemessung von BSH-Trägern nach EC 5: Ein Vergleich mit Forschungsergebnissen, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 56, Ausgabe 1, 1998, S. 51-59
- [Möhler 1956] Möhler, K., Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln, Habilitation, Universität Karlsruhe, 1956

- [Möhler & Blumer 1974] Versuche mit gekrümmten Brettschichtträgern (Teil 1 und Teil 2), In: Universität Karlsruhe (Hrsg.), Berichte aus der Bauforschung 92, Ernst & Sohn, Karlsruhe 1974
- [Möhler & Hemmer 1977] Möhler, K., Hemmer, K., Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Nadelvoll- und Brettschichtholz bei Torsionsbeanspruchung, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 35, Ausgabe 12, 1977, S. 473-478
- [Möhler & Hemmer 1978] Möhler, K., Herrner, K., Zusammenwirken von Längs-, Quer- und Schubspannungen bei Brettschicht- und Vollholzbauteilen, Forschungsbericht des Lehrstuhls für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe, 1978
- [Möhler & Maier 1969] Möhler, K., Maier, G., Der Reibbeiwert bei Fichtenholz im Hinblick auf die Wirksamkeit reibschlüssiger Holzverbindungen, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 27, Ausgabe 8, 1969, S. 303 - 307
- [Möhler & Maier 1970] Möhler, K., Maier, G., Kriech- und Relaxations-Verhalten von lufttrockenem und nassem Fichtenholz bei Querdruckbeanspruchung, Holz als Roh- und Werkstoff, Band 28, Ausgabe 1, 1970, S. 14 - 20
- [Möhler & Siebert 1984] Möhler K., Siebert W., Untersuchung zur Erhöhung der Querkzugfestigkeit in gefährdeten Bereichen, Bauen mit Holz, Band 86, Ausgabe 6, 1984, S. 388-393
- [Möhler & Steck 1977] Möhler K., Steck G., Rissbildung in Brettschichtträgern durch Trocknung oder durch Trocknung nach vorheriger Feuchtigkeitszunahme, Forschungsbericht des Lehrstuhls für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe, 1977
- [Mönck & Erler 2004] Mönck, W., Erler, K., Schäden an Holzkonstruktionen, Huss-Medien GmbH, Verlag Bauwesen, 4. Auflage, Berlin 2004
- [Mörath 1932] Mörath, E., Studien über die hygroskopischen Eigenschaften und die Härte der Hölzer, Heft 1 der Mitteilungen der Holzforschungsstelle an der TH Darmstadt, Schaper-Verlag, Hannover, 1932
- [Nägeli 1858] Nägeli, C. v., Die Stärkekörner, Pflanzenphysiologische Untersuchungen, 2. Heft, Friedrich Schulthess, Zürich, 1858
- [Neuhaus 2011] Neuhaus, H., Ingenieurholzbau, Vieweg & Teubner, Wiesbaden, 2011
- [Niemz 1993] Niemz, P., Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe, DRW-Verlag, Leinfelden-Echterdingen, 1993
- [Norris 1962] Norris, C., B., Strength of orthotropic materials subjected to combined stresses, Report No. 1816, U.S. Dept. of Agriculture, Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin, 1962

- [Pfleiderer 1907] Pfleiderer, C., Die Beanspruchung stabförmiger Träger mit gekrümmter Mittellinie, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Ausgabe 51, 1907, S. 209-213
- [Pirazzi 2005] Zur Berechnung von Holzschalen in Brettruppenbauweise mit elastischem Verbundquerschnitt, Dissertation, EPFL Lausanne, 2005
- [Pischl 1969] Pischl, R., Die praktische Berechnung zusammengesetzter Biegeträger mit Hilfstafeln zur Berechnung der Abminderungsfaktoren, Bauingenieur, Band 44, Ausgabe 5, 1969, S. 181-185
- [Pontos 2007] Pontos – Benutzerhandbuch, GOM – Gesellschaft für optische Messtechnik, Braunschweig, 2007
- [QS-Holzplattenbrücken 1995] Holzbau Handbuch (Reihe 1, Teil 9, Folge 4) - QS-Holzplattenbrücken, Bearbeitung: Kreuzinger, H., Mohr, B., Hrsg.: Absatzförderungsfonds der deutschen Forst und Holzwirtschaft & DGfH Innovations- und Service GmbH, Bonn & München, 1995
- [Radović & Goth 1992] Radović, B., Goth, H. Entwicklung und Stand eines Verfahrens zur Sanierung von Fugen im Brettschichtholz (2-tlg.), Bauen mit Holz, Band 94, Ausgabe 9, S. 732-742 und Ausgabe 10, S. 816-818, 1992
- [Radovic & Wiegand 2005] Radovic, B., Wiegand, T., Oberflächenqualität von Brettschichtholz – Teil 1, Bauen mit Holz, Band 107, Ausgabe 8, 2005, S. 33-38
- [Ranta-Maunus 2003] Ranta-Maunus, A., Effects of climate and climate variations on strength, in: Thelandersson, S., Larsen, H., J., (eds), Timber Engineering, Wiley & Sons, London, 2003, pp. 153-167
- [Report EUR 9887 1987] Common Unified Rules for Timber Structures: Eurocode No. 5. Report EUR 9887, Europäische Kommission, Brüssel, 1987
- [Riberholt 1979] Riberholt, H., Tapered timber beams, CIB-W18 / 11-10-1, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 - timber structures, Meeting 11, Vienna, Austria, 1979
- [Roth & Butenschön 1990] Roth, v., W., Butenschön, B., Rechnerische Querkzugspannungen von gekrümmten Brettschichtholzträgern, deren geometrische Form nicht den Voraussetzungen der Berechnungsformeln nach DIN 1052 entspricht, Bauen mit Holz, Band 92, Ausgabe 8, 1990, S. 581-584
- [Rouger & Barrett 1995] Rouger, F., Barrett, J., D., Size effects in timber, in: Blaß, H.-J., Görlacher, R., Steck, G. (Hrsg.), Holzbauwerke nach Eurocode 5: Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen (STEP 3), Arbeitsgemeinschaft Holz e.V, Fachverlag Holz, Düsseldorf, 1995, S. 3/1-3/24

- [Rug 1986] Rug, W., Bewehrte und vorgespannte Holzkonstruktionen - Ein Beitrag zur höheren Veredlung des Baustoffes Holz und zur Weiterentwicklung des Ingenieurholzbaus, Dissertation, Bauakademie der DDR, 1986
- [Sattler 1952] Sattler, K., Ein allgemeines Berechnungsverfahren für Tragwerke mit elastischem Verbund, Veröffentlichung des Deutschen Stahlbauverbandes, Heft 8, Köln, 1955
- [Schelling 1967] Schelling, W., Berechnung gekrümmter Brettschichtrager mit Biegebeanspruchung, Bauen mit Holz, Band 69, Ausgabe 4, 1967, S. 158-160
- [Schelling 1968] Schelling, W., Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1968
- [Schickhofer 1994] Schickhofer, G., Starrer und nachgiebiger Verbund bei geschichteten, flächenhaften Holzstrukturen, Dissertation, TU Graz, 1994
- [Schickhofer 2001] Schickhofer, G., Determination of Shear Strength Values for GLT Using Visual and Machine Graded Spruce Laminations, CIB-W18 / 34-12-6, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 - timber structures, Meeting 34, Venice, Italy, 2001
- [Schmidt 1995] Schmidt, P., Beitrag zur Bemessung und Berechnung abgewinkelter, quervorgespannter Verbindungen im Ingenieurholzbau unter Berücksichtigung von Kriechen, Quellen und Schwinden, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Baukonstruktionen, Ingenieurholzbau und Bauphysik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 9, IRB Verlag, Stuttgart, 1995
- [Scholz 2004] Scholz, A., Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz, Dissertation, Technische Universität München, 2004
- [Schürmann 2003] Schürmann, H., Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden, 2. Auflage, Springer, Berlin Heidelberg, 2007
- [Siau 1984] Siau, J.F., Transport processes in wood, Springer, New York, 1984
- [Skaar 1988] Skaar, C. Wood-water relations, Springer series in wood science, Springer, Berlin, 1988
- [Spengler 1982] Spengler, R., Festigkeitsverhalten von Brettschichtholz unter zweiachsiger Beanspruchung, Teil 1 - Ermittlung des Festigkeitsverhaltens von Brettelelementen aus Fichte durch Versuche, Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 62, Laboratorium für den konstruktiven Ingenieurbau der TU München, 1982

- [Stamm 1964] Stamm, A., J., Wood and cellulose science, The Ronald Press Company, New York, 1964
- [Stamm & Witte 1974] Stamm, K., Witte, H., Sandwichkonstruktionen - Berechnung, Fertigung, Ausführung, Springer Verlag, Wien, 1974
- [Steck 1985] Steck, G., Abbau von Eigenspannungen aus Feuchteänderungen bei Brettschichtholz durch Sägeschnitte, Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1985
- [Steck 2007] Steck, G., 100 Holzbau-Beispiele, Werner Verlag, Köln, 2007
- [Stüssi 1943] Stüssi, F., Über den verdübelten Balken, Schweizerische Bauzeitung, Band 122, Ausgabe 21, 1943, S. 271-274
- [Svensson & Toratti 2002] Svensson, S., Toratti, T., Mechanical response of wood perpendicular to grain when subjected to changes of humidity, Wood Science and Technology, Volume 36, Issue 2, 2002, pp. 145-156
- [Timoshenko 1921] Timoshenko, S. P., On the correction factor for shear of the differential equation for transverse vibrations of bars of uniform cross-section, Philosophical Magazine, Volume 41, Issue 245, 1921, p. 744-746
- [Tlustochowicz et al. 2011] Tlustochowicz, G., Serrano, E., Steiger, R., State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods, Materials and Structures, Volume 44, Issue 5, 2011, pp. 997-1020
- [Tiemann 1917] Tiemann, H., D., The kiln drying of lumber, J.B. Lipincott, New York, 1917
- [Toratti & Svensson 2000] Toratti, T., Svensson, S., Mechano-sorptive experiments perpendicular to grain under tensile and compressive loads, Wood Science and Technology, Volume 34, Issue 4, 2000, pp. 317-326
- [Trautz & Koj 2009] Trautz, M., Koj, C., Mit Schrauben Bewehren 2, Ergebnisbericht zum gleichnamigen Forschungsprojekt, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, RWTH Aachen, 2009
- [Tsai & Hahn 1980] Tsai, S., W., Hahn, H., T, Introduction to Composite Materials, Technomic Publishing, Westport, 1980
- [Tsai & Wu 1971] Tsai, S., W., Wu, E., M., A general theory of strength for anisotropic materials, Journal of Composite Materials, Volume 5, Issue, 1, 1971, pp. 58-80,
- [Tukiainen & Hughes 2010] Tukiainen P., Hughes, M., Fracture of spruce and birch in the RT crack propagation based on digital image correlation analysis of ESEM images, Proceedings 11<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda, Italy, 2010

- [Tuttle 1925] Tuttle, F., A mathematical theory of the drying of wood, Journal of the Franklin Institute, Volume 200, 1925, p. 609-614
- [Verantius 1616] Machinae Novae, Fausti Verantii siceni cum delaratione Latina, Italica, Hispanica, Gallica, et Germanica, Venedig, 1616
- [Voigt 1910] Voigt, W., Lehrbuch der Kristallphysik, Verlag B.G. Teubner, Leipzig, 1910
- [Volkersen 1938] Volkersen, O., Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten, Luftfahrtforschung, Band 15, Ausgabe 1-2, 1938, S. 41-47
- [Volkersen 1953] Volkersen, O., Die Schubkraftverteilung in Leim-, Niet- und Bolzenverbindungen, Teile 1 bis 3, Energie und Technik, Band 5, Ausgabe 3, S. 68-71, Ausgabe 5, S.103-108, Ausgabe 7, S. 150-154, 1953
- [Vollbehr 1896] Vollbehr, B., Untersuchungen über die Quellung der Holzfaser, Dissertation, Philosophische Fakultät Kiel, 1896
- [Walker 1981] Walker, A., C., Study and analysis of the first 120 failure cases, Proceedings Symposium on Structural Failures in Buildings, The Institution of Structural Engineers, 1981, pp. 15-39
- [Weibull 1939] Weibull, W., A Statistical Theory of the Strength of Materials, Royal Swedish Institute for Engineering Research, Proceedings No. 151, 1939
- [Wiegand 2010] Wiegand, T., Sanierung von BS-Holzbauteilen, Studiengemeinschaft Holzleimbau, Wuppertal, 2010
- [Wilson 1939] Wilson, T., R., C., The glued-laminated wooden arch, Technical bulletin No. 691, Forest products laboratory, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., 1939
- [Winkler 1858] Winkler, E., Formänderung und Festigkeit gekrümmter Körper, insbesondere der Ringe, Der Civilingieur, 4. Jahrgang, 1858, S. 232-246
- [Winter 2006] Winter, S., Aktuelle Schäden an Holzkonstruktionen – Bestandsaufnahme, Tagungsband 12. Internationales Holzbau Forum, Garmisch, 2006
- [Winter & Kreuzinger 2008] Winter, S., Kreuzinger, H., The Bad Reichenhall ice-arena collapse and the necessary consequences for wide span timber structures, Proceedings 10<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008
- [Zilch & Zehetmaier 2010] Zilch, K., Zehetmaier, G., Bemessung im konstruktiven Betonbau, Springer-Verlag, Berlin, 2010

**Zitierte Normen und Zulassungen**

- [DIBt Z-9.1-100 2006] DIBt Z-9.1-100, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, KERTO®-Furnierschichtholz, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2006
- [DIBt Z-9.1-519 2007] DIBt Z-9.1-519, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, SPAX-S Schrauben mit Vollgewinde als Holzverbindungsmittel, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2007
- [DIBt Z-9.1-705 2009] DIBt Z-9.1-705, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, 2K-EP-Klebstoff WEVO-Spezialharz EP 32 S mit WEVO-Wärter B 22 TS zum Einkleben von Stahlstäben in Holzbaustoffe, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2009
- [DIBt Z-9.1-777 2010] DIBt Z-9.1-777, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Gewindestangen mit Holzgewinde als Holzverbindungsmittel, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2010
- [DIBt Z-9.1-832 2011] DIBt Z-9.1-832, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, SPAX-Gewindestangen als Holzverbindungsmittel, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2011
- [DIN 1052 1969] DIN 1052:1969-10, Holzbauwerke - Berechnung und Ausführung, Blätter 1+2, DIN, Berlin 1969
- [DIN 1052 1988] DIN 1052:1988-04 + A1 1996-10, Holzbauwerke - Berechnung und Ausführung, Teile 1-3, DIN, Berlin 1988
- [DIN 1052 2008] DIN 1052:2008-12, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, DIN, Berlin, 2008
- [DIN 1055-5 1975] DIN 1055-5:1975-06 + A1:1994-04, Lastannahmen für Bauten, Verkehrslasten, Schneelast und Eislast, DIN, Berlin, 1975
- [DIN 1055-5/A1 1994] DIN 1055-5/A1:1994-04, Lastannahmen für Bauten, Verkehrslasten, Schneelast und Eislast, DIN, Berlin, 1994
- [DIN 1055-5 2005] DIN 1055-5:2005-07, Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 5: Schnee- und Eislasten, DIN, Berlin, 2005
- [DIN 1055-1 2002] DIN 1055-1:2002-06, Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen, DIN, Berlin, 2002
- [DIN 1055-100 2001] DIN 1055-100:2001-03, Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, DIN, Berlin, 2001
- [DIN 18032-1 2003] DIN 18032-1:2003-09, Hallen und Räume für Sport und Mehrzwecknutzung, Teil 1: Grundsätze für die Planung, DIN, Berlin, 2003

- [DIN 4108-3 2001] DIN 4108-3:2001-07, Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden, Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz, Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung, DIN, Berlin, 2003
- [DIN 976-1 2002] DIN 976-1:2002-12, Gewindebolzen - Teil 1: Metrisches Gewinde, DIN, Berlin, 2002
- [DIN EN 1995-1-1/NA 2010] DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, DIN, Berlin, 2010
- [DIN EN ISO 9513 2003] DIN EN ISO 9513:2003-05, Metallische Werkstoffe - Kalibrierung von Längenänderungs-Messeinrichtungen für die Prüfung mit einachsiger Beanspruchung, DIN, Berlin, 2003
- [FprEN 14080 2011] FprEN 14080:2011-01, Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen, CEN, Brüssel, 2011
- [EN 14358 2006] EN 14358:2006, Holzbauwerke – Berechnung der 5%-Quantile für charakteristische Werte und Annahmekriterien für Proben, CEN, Brüssel, 2006
- [EN 1990 2002] EN 1990:2002-04, Eurocode – Basis of structural design, CEN, Brüssel, 2002
- [EN 1992-1-1 2010] EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, CEN, Brüssel, 2010
- [ENV 1995-1-1 1993] ENV 1995-1-1:1993, Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, CEN, Brüssel, 1993
- [EN 1995-1-1 2004] EN 1995-1-1:2004-11, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, CEN, Brüssel, 2004
- [EN 1995-1-1/A1 2008] EN 1995-1-1/A1:2008-06, Amendment A1 zu Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, CEN, Brüssel, 2008
- [EN 1995-1-1 2008] EN 1995-1-1:2004-11 + AC:2006 + A1:2008, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, CEN, Brüssel, 2008

- [EN 26891 1991] EN 26891:1991, Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln, Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens, CEN, Brüssel, 1991
- [EN 408 2003] EN 408:2003, Holzbauwerke, Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz, Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften, CEN, Brüssel, 2003
- [EN 408 2010] EN 408:2010, Holzbauwerke, Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz, Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften, CEN, Brüssel, 2010
- [SIA 265 2003] SIA 265:2003-03, Holzbau, SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, SNV Schweizerische Normen-Vereinigung, Zürich, 2003

#### Vom Verfasser betreute Diplom-, Master- und Bachelorarbeiten

- [Aondio 2008] Aondio, P., Auswirkungen klimatischer Umgebungsbedingungen auf sanierte BSH-Bauteile, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2008
- [Atalar 2005] Atalar, I., Schubanalogie – ERBS, Diplomarbeit, Fachgebiet Holzbau, Technische Universität München, 2005
- [Besenius 2010] Besenius, G., Auswirkungen von Risserscheinungen in Brettschichtholzträgern und Potentiale neuer Instandsetzungsmaßnahmen, Masterarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2010
- [Danzer 2011] Danzer, M. Verstärkte Brettschichtholzträger veränderlichen Querschnitts – Berechnungsmöglichkeiten und Spannungszustände im gerissenen Zustand, Masterarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2011
- [Denig 2009] Denig, A., Verhalten von verstärkten BSH-Bauteilen gegenüber Holzfeuchteänderungen - Auszugversuche inkl. berührungsloser Verformungsmessung, Studienarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2009
- [Dieringer 2008] Torsion im Holzbau, Studienarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2008
- [Gamper 2010] Gamper, A., Schubverstärkung im Holzbau – Einfluss der Steifigkeit und Möglichkeiten der Vorspannung, Studienarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2010
- [Hofbauer 2011] Hofbauer, F., Untersuchung an Hallentragwerken aus Holz - Tragsysteme und Ressourcenverbrauch, Bachelorarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2011

- [Höger 2008] Höger, B., Überprüfung einer Theorie zur Schubbewehrung von Holzträgern mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2008
- [Kraus 2011] Kraus, M., Nachgiebig verbundene Querschnitte veränderlicher Bauhöhe – Berechnungsmöglichkeiten, Bachelorarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2011
- [Machnicki 2009] Machnicki, J., Feuchtebeanspruchung von Holzbauteilen – von der Herstellung bis zum fertigen Bauwerk, Studienarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2009
- [Rabensteiner 2010] Rabensteiner, S., Untersuchungen an geschädigten Hallentragwerken aus Holz - Lastanteile und Ausnutzungsgrade, Bachelorarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2010
- [Rauch 2010] Modellierung der Auswirkungen von Holzfeuchteänderungen auf mit stiftförmigen Verbindungsmitteln verstärkte Holzbauteile, Studienarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2010
- [Schön 2011] Schön, M., Mit Schrauben verstärkte Holzbauteile – Aufteilung der Last auf Holz und Verstärkungselement bei mehreren Belastungszyklen, Studienarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2011

### **Immaterielle Quellen**

- [Müller-Westermeier 2006] Klimatologische Anmerkungen zu den Schneedecken im Bayrischen Wald im Februar 2006, <http://www.dwd.de> (Abruf vom 4.2.2011)
- [wetteronline 2011] <http://www.wetteronline.de> (Abrufe vom 4.2. und 9.3.2011)

### **Software**

- [ANSYS 2010] ANSYS, Release 12.0, ANSYS Inc., Canonsburg/PA, 2010
- [Excel] Excel Tabellenkalkulationsprogramm, Release 2010, Microsoft Corp., Redmond/WA, 2010
- [RSTAB] RSTAB, Release 7.xx, Ingenieur-Software Dlubal GmbH, Tiefenbach, 2010
- [Sofistik 2010] Sofistik 2010 Statik, Sofistik AG, Oberschleißheim, 2010

## 8 Formelzeichen und Abkürzungen

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Beiwert; Winkel; Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung; Faseranschnittwinkel; Winkel für Transformation; Neigungswinkel Verstärkungselement; Schwindmaß
$\beta$	Winkel; Neigungswinkel Untergurt; Neigungswinkel Druckstrebe; Verhältniswert; Oberflächenemissionskoeffizient
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert; Abminderungsbeiwert; Winkel; Gleitung
$\delta$	Winkel; Neigungswinkel Obergurt; Verschiebung
$\Delta$	Änderung; Differenz
$\varepsilon$	Dehnung
$\eta$	Beiwert; Ausnutzungsgrad; Verstärkungsgrad
$\lambda$	Beiwert
$\kappa$	Beiwert
$\mu$	Querdehnzahl; Reibungskoeffizient
$\nu$	Querdehnzahl; Poisson'sche Konstante
$\rho$	Rohdichte
$\sigma$	Normalspannung
$\tau$	Schubspannung; Torsionsspannung
$\varphi$	Winkel; Winkel für Transformation; Erhöhungsbeiwert; Kriechzahl
$\psi$	Kombinationsbeiwert; relative Luftfeuchte
$\omega$	Eigenkreisfrequenz; Feuchtegehalt

### Große lateinische Buchstaben

$A$	Querschnittsfläche; Adsorption; Amplitude
$B$	Biegesteifigkeit im Rahmen der Schubanalogie
$C$	Steifigkeitsmatrix; Celsius; Beton
$D$	Druckkraft; Diffusionskoeffizient; Desorption
$E$	Elastizitätsmodul
$F$	Einzellast; Kraft
$G$	Schubmodul
$I$	Flächenträgheitsmoment
$K$	Federsteifigkeit; Verschiebungsmodul
$M$	Moment; Biegemoment; Masse; metrisch
$N$	Normalkraft; Newton
$O$	oszillierende Sorption
$R$	Korrelationskoeffizient; Tragfähigkeit; Beanspruchbarkeit
$R^2$	Bestimmtheitsmaß

<i>S</i>	Nachgiebigkeitsmatrix; Schubnachgiebigkeit; Spannungen (FEM)
<i>T</i>	Transformationsmatrix; Schubkraft; Temperatur
<i>V</i>	Querkraft; Volumen
<i>W</i>	Widerstandsmoment
<i>X</i>	Baustoffeigenschaft allgemein
<i>Z</i>	Zugkraft
<i>BSH</i>	Brettschichtholz
<i>BSP</i>	Brettsperrholz
<i>COV</i>	Variationskoeffizient (coefficient of variation)
<i>DMS</i>	Dehnmessstreifen
<i>EA</i>	Dehnsteifigkeit
<i>EI</i>	Biegesteifigkeit
<i>EP</i>	Epoxidharz
<i>FEM</i>	Finite-Elemente-Methode
<i>GA</i>	Schubsteifigkeit
<i>GL</i>	Brettschichtholz (glued-laminated timber)
<i>HWS</i>	Holzwerkstoff
<i>KLED</i>	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
<i>MW</i>	Mittelwert
<i>NKL</i>	Nutzungsklasse
<i>NN</i>	Normalnull
<i>PK</i>	Prüfkörper
<i>PRF</i>	Phenol-Resorcin-Formaldehyd
<i>PUR</i>	Polyurethan
<i>RF</i>	relative Luftfeuchte
<i>SDT</i>	Satteldachträger
<i>SLZ</i>	Schneelastzone
<i>TW</i>	Tragwerk

#### **Kleine lateinische Buchstaben**

<i>a</i>	Abstand; Feldlänge
<i>b</i>	Breite; Bauteilbreite; Querschnittsbreite
<i>c</i>	Fugensteifigkeit; Länge des gekrümmten Firstbereiches; kombinierter Querschnittsaufbau
<i>d</i>	Dicke; Durchmesser; Gewindeaußendurchmesser
<i>e</i>	Abstand; Abstand senkrecht zur Verbindungsmittelachse; Exponentialfunktion
<i>f</i>	Festigkeit; Eigenfrequenz
<i>g</i>	Eigengewicht; ständige Einwirkung; Erdbeschleunigung; Gramm
<i>h</i>	Höhe; Bauteilhöhe; Querschnittshöhe; homogener Querschnittsaufbau

$k$	Beiwert; Hilfsgröße allgemein; Bettungssteifigkeit; Auflagersteifigkeit
$\ell$	Länge; Bauteillänge; Spannweite; Feldlänge; Abstand
$m$	Meter; Masse pro Flächeneinheit
$n$	Anzahl; Beanspruchungsvektor
$q$	Gleichstreckenlast; veränderliche Einwirkung
$r$	Radius; Krümmungsradius
$s$	Schneelast; Sekunde
$t$	Dicke; Lamellendicke in Brettschichtholz; Tiefe; Risstiefe; Schubfluss; Zeit
$u$	Verformung; Holzfeuchte
$w$	Durchbiegung; Winddruck
$x, y, z$	Koordinatenrichtungen
$z$	Abstand
<i>grad</i>	Gradiente
<i>max</i>	Maximalwert
<i>min</i>	Minimalwert

**Indizes**

$\alpha$	Winkel; Faseranschnittwinkel; Winkel zur Faserrichtung
$\tau$	Schubspannung
$A$	Auflager; Ebene A der Schubanalogie
$B$	Ebene B der Schubanalogie
$G$	Ständige Einwirkung; Schubmodul
$M$	Material; Baustoffeigenschaft; Biegemoment
$Q$	veränderliche Einwirkung
$R$	Tragwiderstand; Rollschub
$S$	Stiftförmiges Verstärkungselement; Schubverstärkung
$T$	Torsion
$a$	außen; Amplitude
$c$	Druck; Steifigkeitsmatrix
$d$	Bemessungswert (design-Wert)
$f$	freie Bewegung (Schwingung)
$g$	global; gebremste Bewegung (Schwingung)
$i; j$	Laufvariablen
$k$	charakteristischer Wert; 5%-Quantil; Federsteifigkeit
$\ell$	lokal
$m$	Biegung
$o$	oben
$s$	Schwerpunkt; lokaler Wert; Nachgiebigkeitsmatrix; statisch; Spannung

<i>t</i>	Zug
<i>u</i>	Unverstärkt; Bruchzustand; unten; Holzfeuchte
<i>v</i>	Querkraft; Schub; Geschwindigkeit; verstärkt
<i>y</i>	Fließgrenze
<i>x, y, z</i>	Koordinatenrichtungen; Schnittufer
<i>FEM</i>	FEM-Berechnungsergebnis
<i>FSH</i>	Furnierschichtholz
<i>GS</i>	Gewindestange
<i>OG</i>	Obergurt
<i>QS</i>	Querschnitt
<i>UG</i>	Untergurt
<i>VB</i>	Verbindungsmittel
<i>Hz</i>	Hertz
<i>Res</i>	Resultierende
<i>Red</i>	Reduktion
<i>analyt</i>	analytisch
<i>ap</i>	First (Apex)
<i>app</i>	scheinbar (apparent)
<i>ax</i>	axial; in Richtung der Stiftachse
<i>char</i>	charakteristisch
<i>def</i>	Verformung (deformation)
<i>dyn</i>	dynamisch
<i>ein</i>	einhängen
<i>ef</i>	wirksam (effektiv)
<i>exp</i>	Versuchswert (experimentell)
<i>ger</i>	gerissen
<i>in</i>	innen
<i>int</i>	Interaktion
<i>max</i>	größter Wert
<i>mean</i>	mittlerer Wert
<i>min</i>	kleinster Wert
<i>mod</i>	Modifikation
<i>pl</i>	plastisch
<i>ser</i>	Gebrauchstauglichkeitsniveau
<i>rad</i>	radial
<i>red</i>	abgeminderter Wert; Abminderung
<i>req</i>	erforderlicher Wert (required)
<i>ser</i>	Gebrauchszustand

<i>stat</i>	statisch
<i>tang</i>	tangential
<i>tor</i>	Torsion
<i>tot</i>	gesamt
<i>unger</i>	ungerissen
<i>verb</i>	Verbund
<i>verst</i>	verstärkt
II	Parallel
⊥	Senkrecht
0	Referenzwert; globaler Wert; Anfangswert; in Faserrichtung
05	5%-Quantil
1	in Faserrichtung (bei Verbindungsmitteln)
2	senkrecht zur Faserrichtung (bei Verbindungsmitteln)
90	senkrecht zur Faserrichtung
95	95%-Quantil

#### Große Lateinische Buchstaben mit Index

$A_s$	Spannungsquerschnitt
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul für Normalbeton
$K_{ser}$	Verschiebungsmodul in senkrecht zur Verbindungsmittelachse auf Gebrauchstauglichkeitsniveau

#### Kleine Lateinische Buchstaben mit Index

$d_1$	Innendurchmesser des Gewindes
$f_{c,t,k,0,05}$	charakteristischer Wert des 5%-Quantils der zentrischen Betonzugfestigkeit
$h_1$	Höhe im First (Hilfsgröße)
$k_{Gr}$	Rissfaktor
$k_{dis}$	Verteilungsbeiwert für Spannungen in einem Firstbereich
$k_{vol}$	Volumenbeiwert
$l_{ad}$	Verankerungslänge
$u_{1/2}$	statische Ruhelagen



## Anhang

### Anhang zu Abschnitt 1 – Auswertung von Schäden an weitgespannten Holztragwerken

Zu Abschnitt 1.3: Datenerfassung und Auswertung

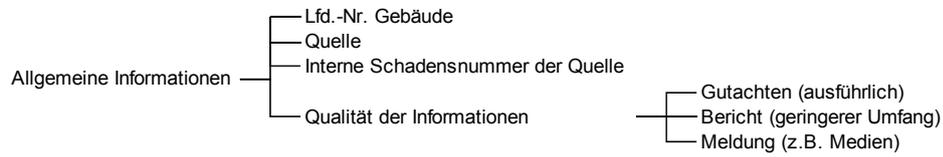


Abbildung A1: Baumdiagramm (in Anlehnung an [Blaß & Frese 2010]) zur Darstellung der allgemeinen Informationen und zugehörige Schlagwörter

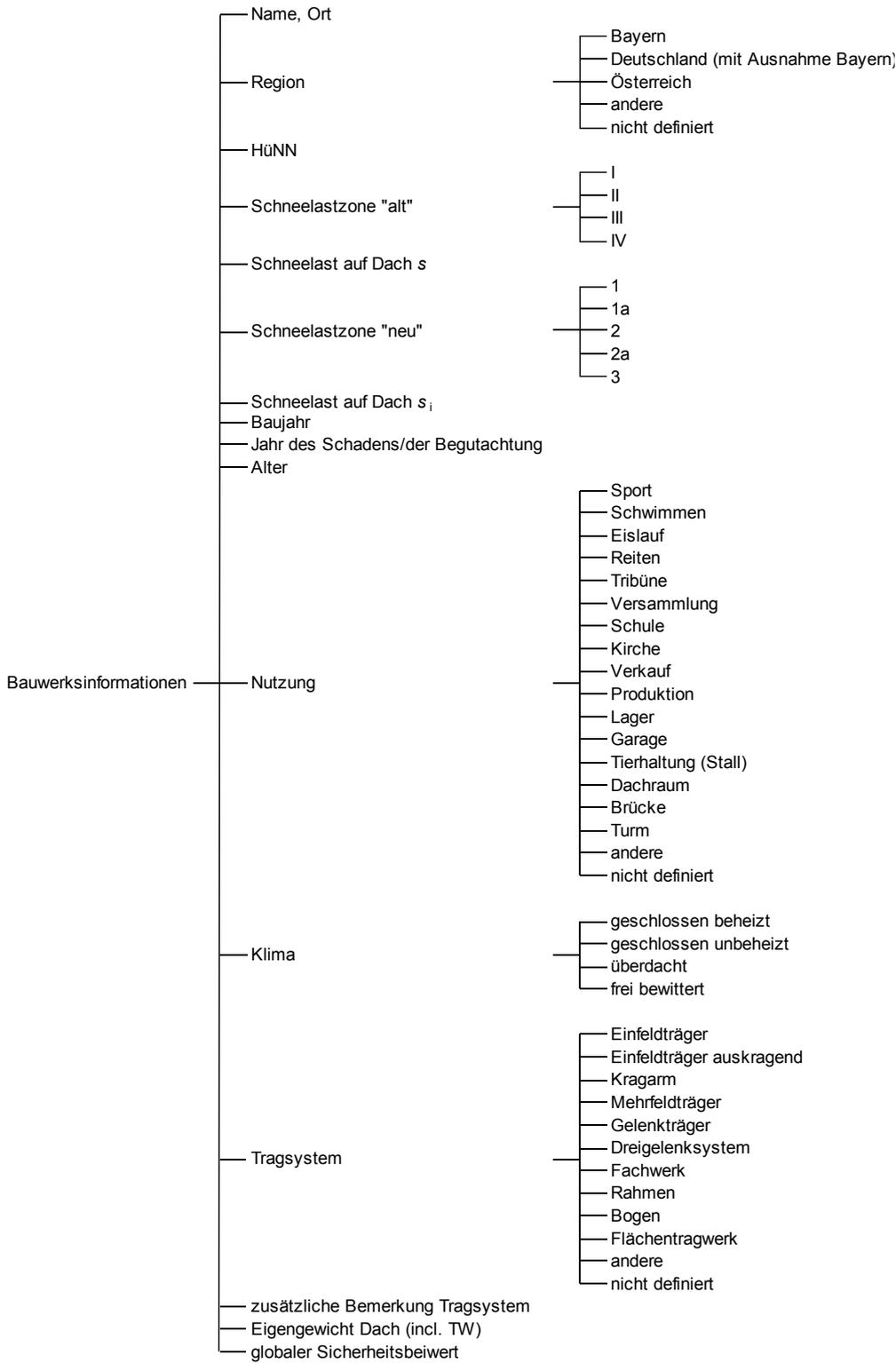


Abbildung A2: Baumdiagramm (in Anlehnung an [Blaß & Frese 2010]) zur Darstellung der Bauwerksinformationen und zugehörige Schlagwörter

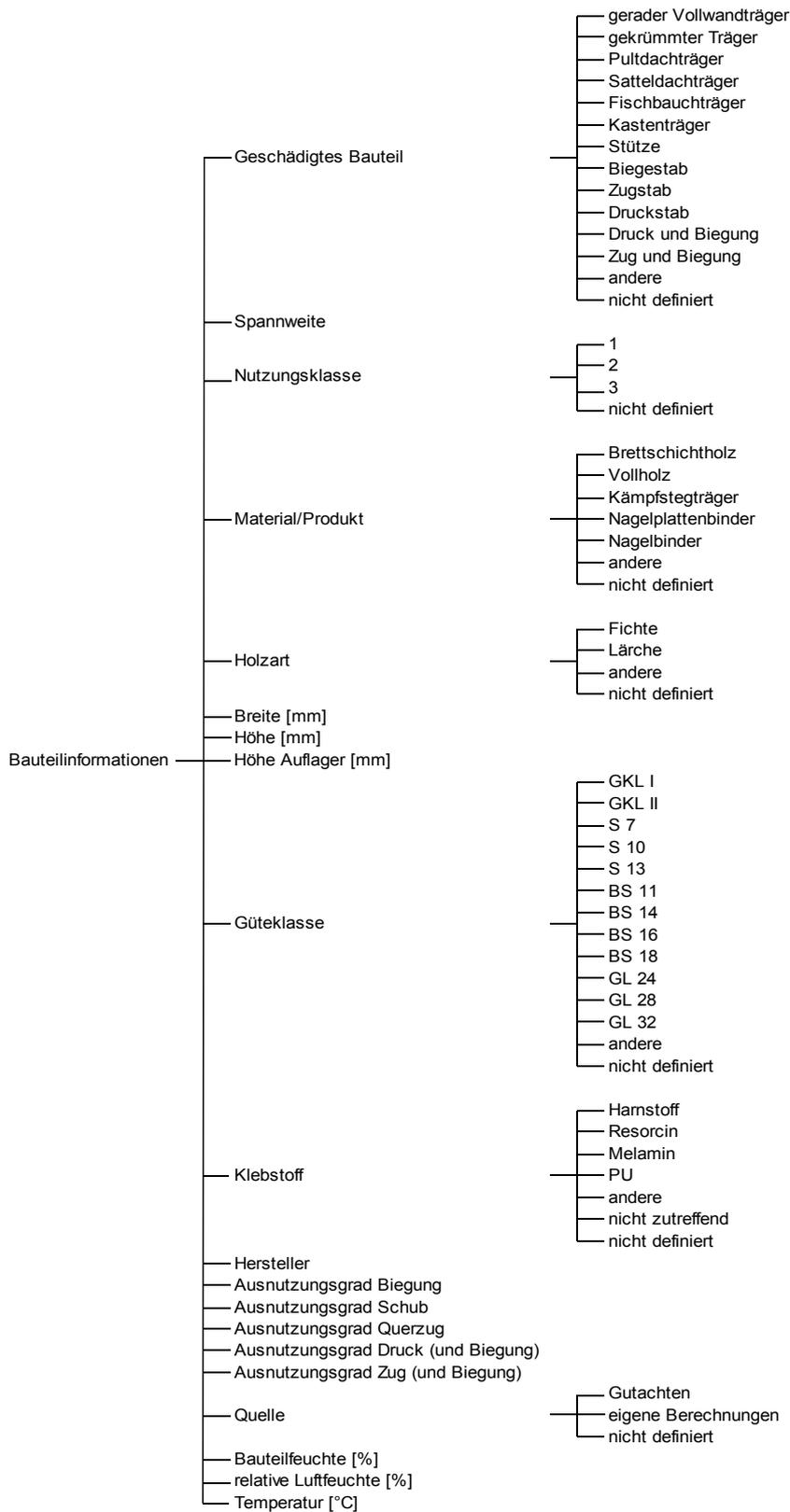


Abbildung A3: Baumdiagramm (in Anlehnung an [Blaß & Frese 2010]) zur Darstellung der Bauteilinformationen und zugehörige Schlagwörter



Abbildung A4: Baumdiagramm (in Anlehnung an [Blaß & Frese 2010]) zur Darstellung der Schadensinformationen und zugehörige Schlagwörter – Teil 1

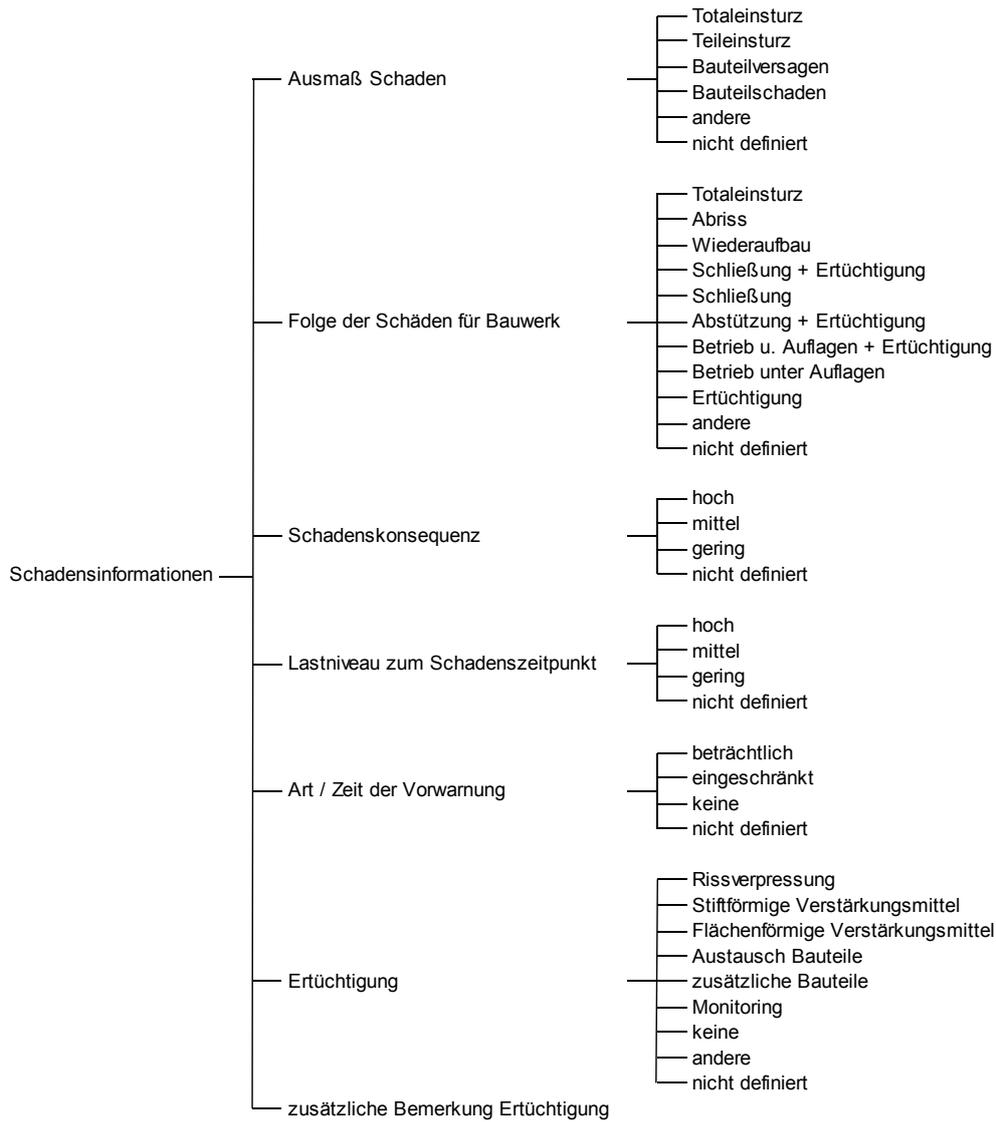


Abbildung A5: Baumdiagramm (in Anlehnung an [Blaß & Frese 2010]) zur Darstellung der Schadensinformationen und zugehörige Schlagwörter – Teil 2

Zu Abschnitt 1.4.4: Schneelast

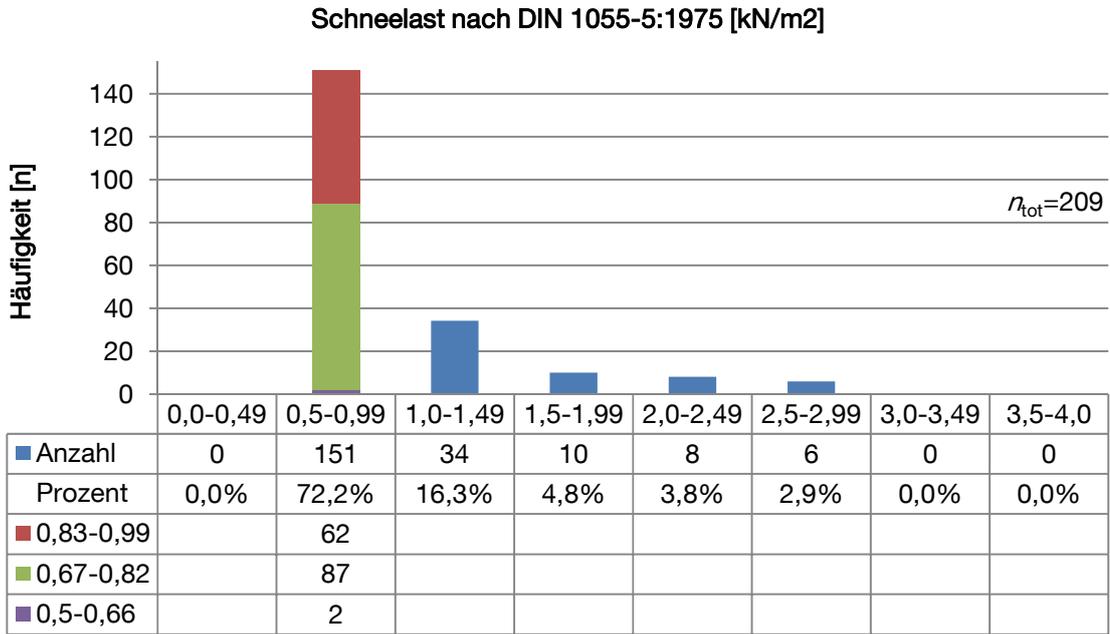


Abbildung A6: Häufigkeitsverteilung der Schneelasten nach DIN 1055-5:1975

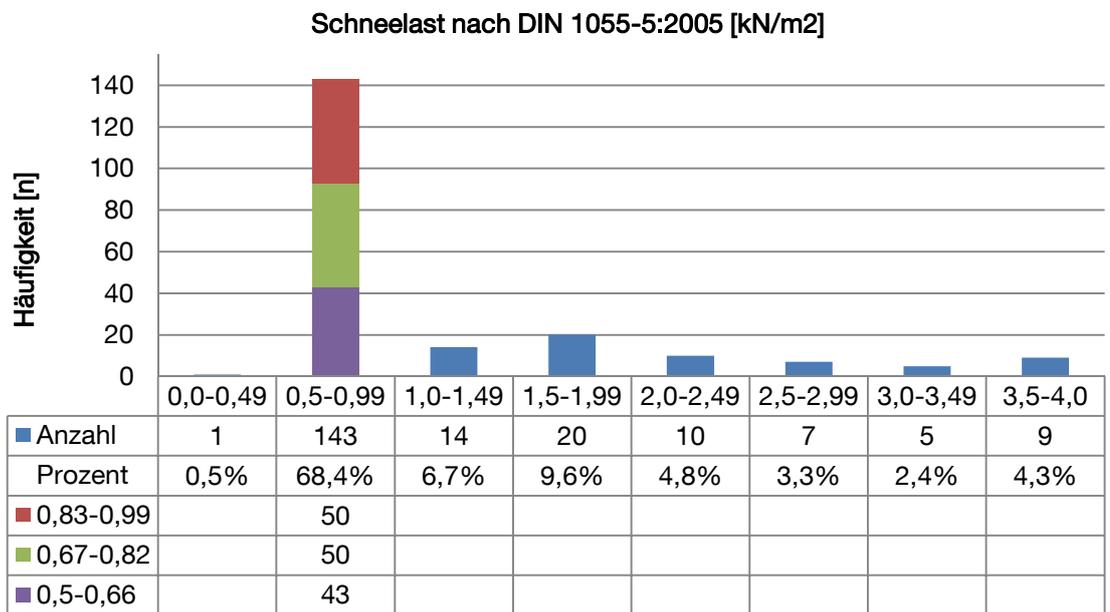


Abbildung A7: Häufigkeitsverteilung der Schneelasten nach DIN 1055-5:2005

Zu Abschnitt 1.4.6: Verhältnis von Eigengewicht zu Schneelast

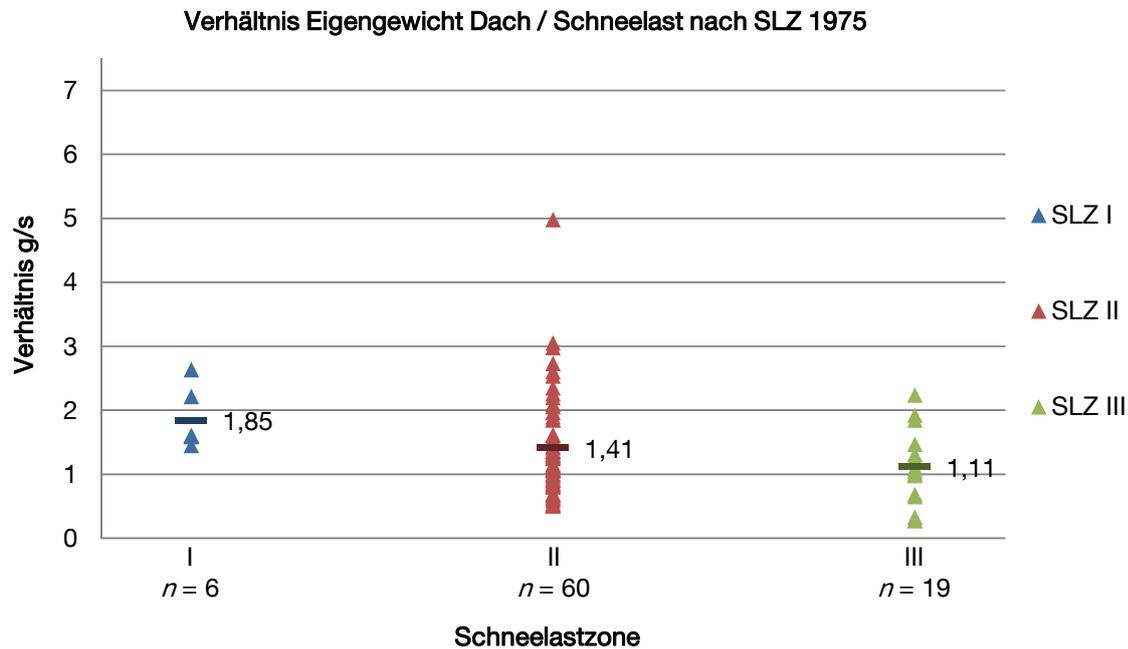


Abbildung A8: Verhältnis zwischen Eigengewicht des Dachtragwerks und Schneelast auf Dach in Abhängigkeit von der Schneelastzone nach DIN 1055-5:1975

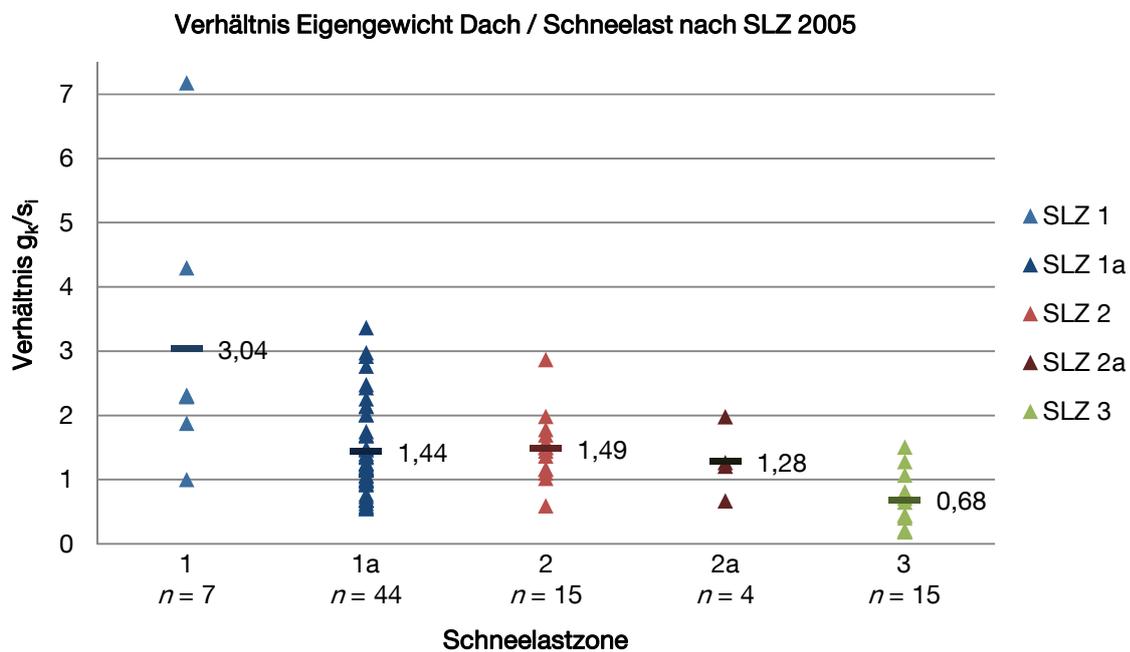


Abbildung A9: Verhältnis zwischen Eigengewicht des Dachtragwerks und Schneelast auf Dach in Abhängigkeit von der Schneelastzone nach DIN 1055-5:2005

Zu Abschnitt 1.5.1: Geschädigtes Bauteil, Spannweiten, Material und Nutzungsklasse

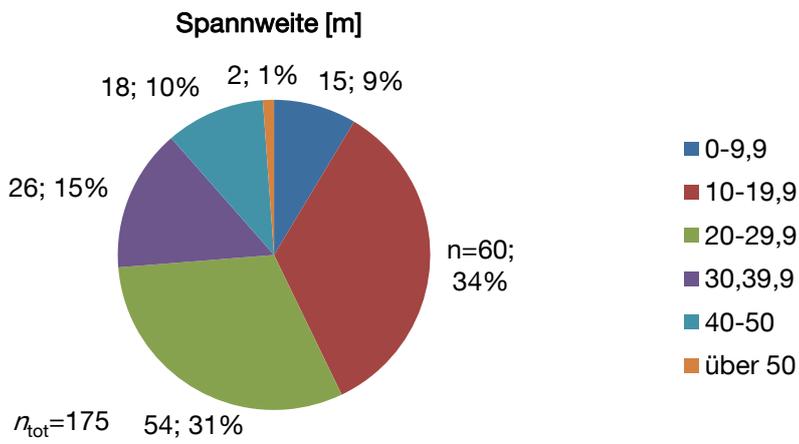


Abbildung A10: Häufigkeitsverteilung der Spannweiten der geschädigten Bauteile

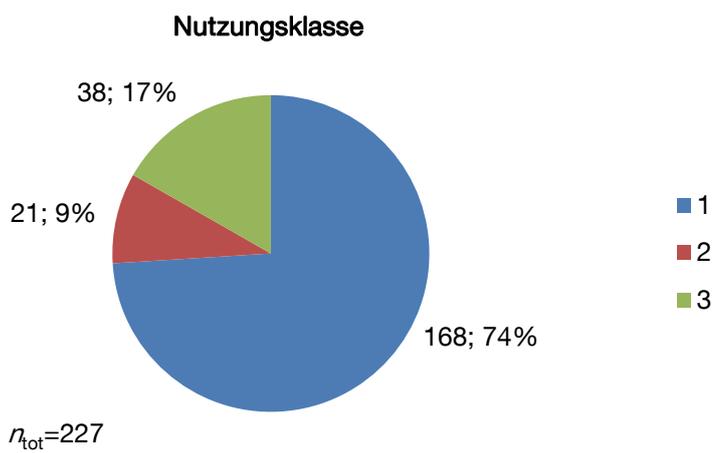


Abbildung A11: Häufigkeitsverteilung der Nutzungsklassen der geschädigten Bauteile

Zu Abschnitt 1.5.3: Holzfeuchten und Umgebungsbedingungen

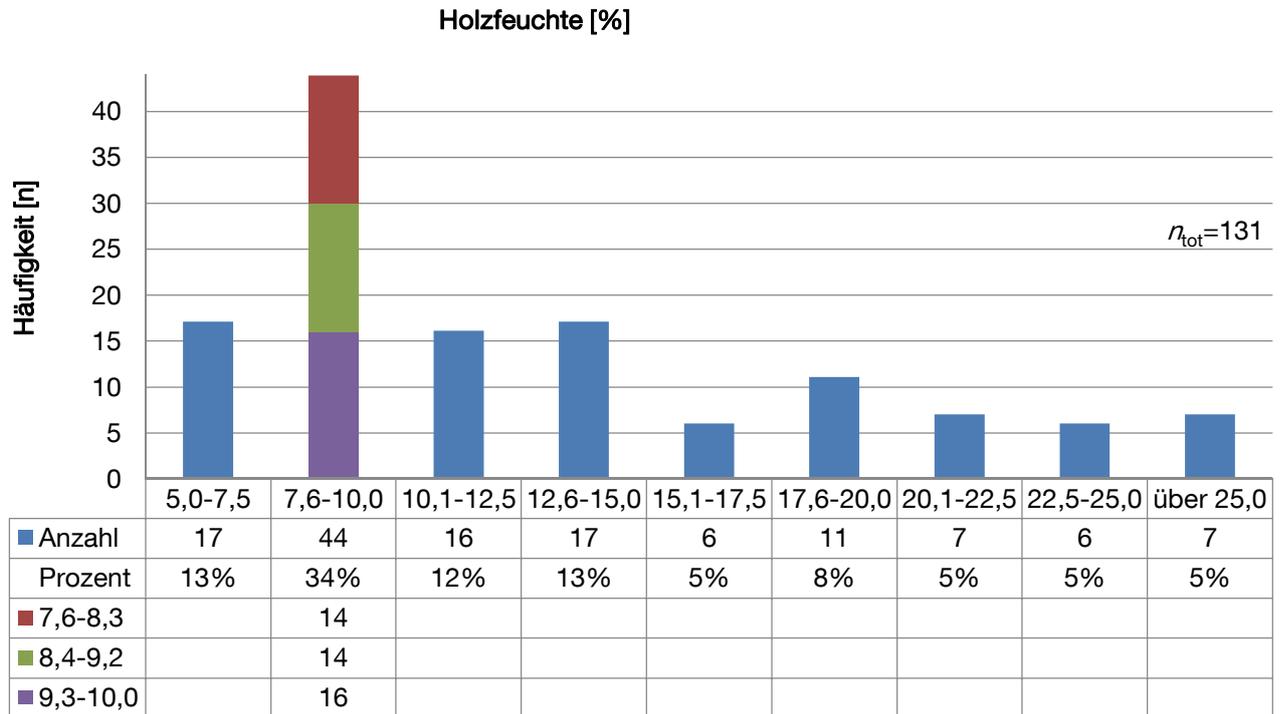


Abbildung A12: Häufigkeitsverteilung der gemessenen Holzfeuchten der geschädigten Bauteile

Zu Abschnitt 1.6.4: Ausmaß des Schadens in Abhängigkeit der Schneelast, des Eigengewichtes und der Ausnutzungsgrade

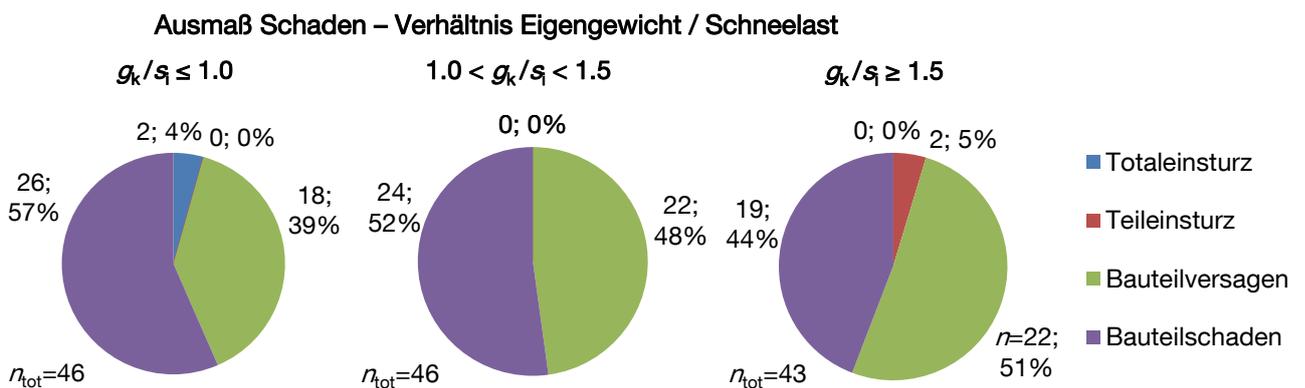


Abbildung A13: Häufigkeitsverteilung des Ausmaßes der erfassten Schäden in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen Eigengewicht der Dachkonstruktion und Schneelast

**Ausmaß Schaden – Ausnutzungsgrade**

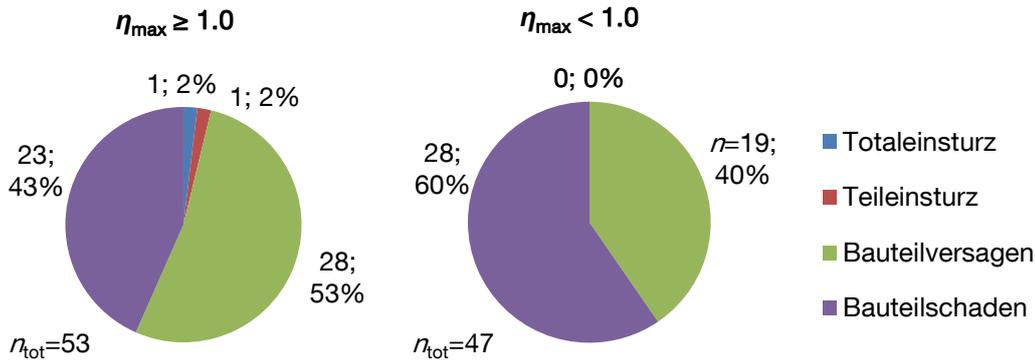


Abbildung A14: Häufigkeitsverteilung des Ausmaßes der erfassten Schäden in Abhängigkeit der ermittelten Ausnutzungsgrade

Zu Abschnitt 1.6.5: Rissentstehung – Holzfeuchte und Bauteilabmessungen

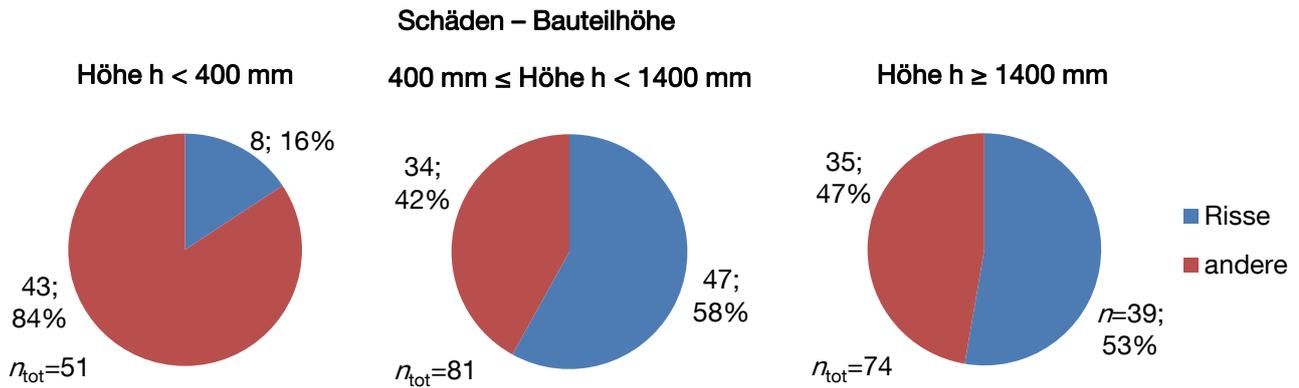


Abbildung A15: Häufigkeitsverteilung der erfassten Schäden in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe

Anhang zu Abschnitt 2 – Spannungszustände in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern

Zu Abschnitt 2.4.4: Ergebnisse – Gekrümmter Träger

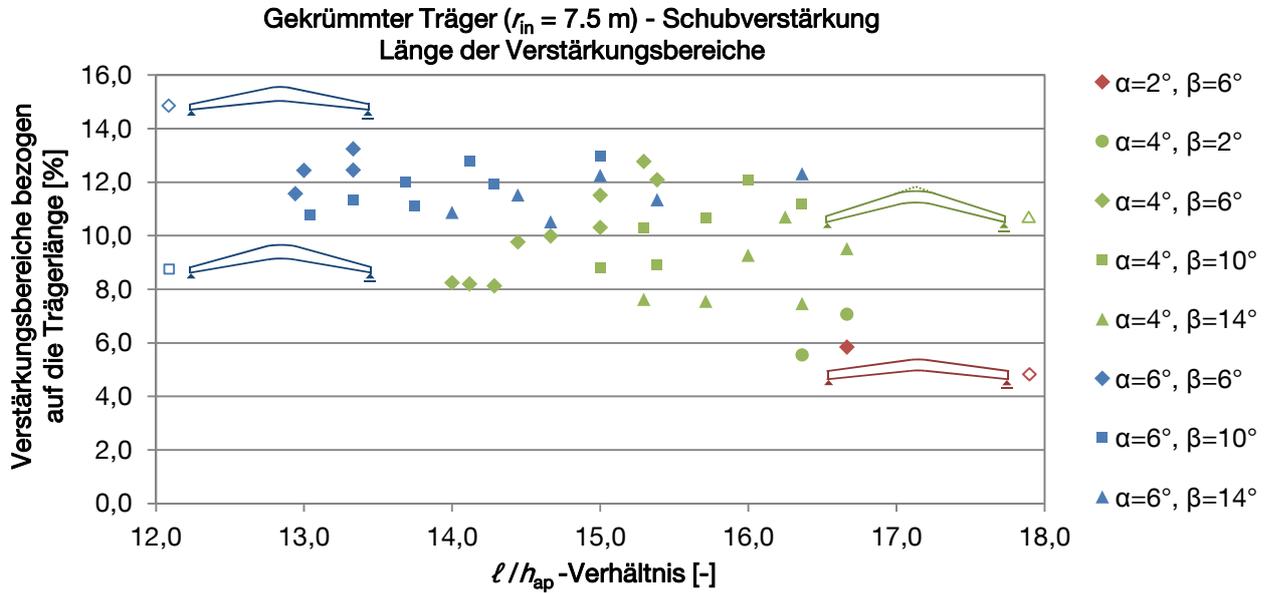


Abbildung A16: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe mit Innenradius  $r_{in} = 7.5 \text{ m}$  – Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_\tau \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzner 2011] ( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

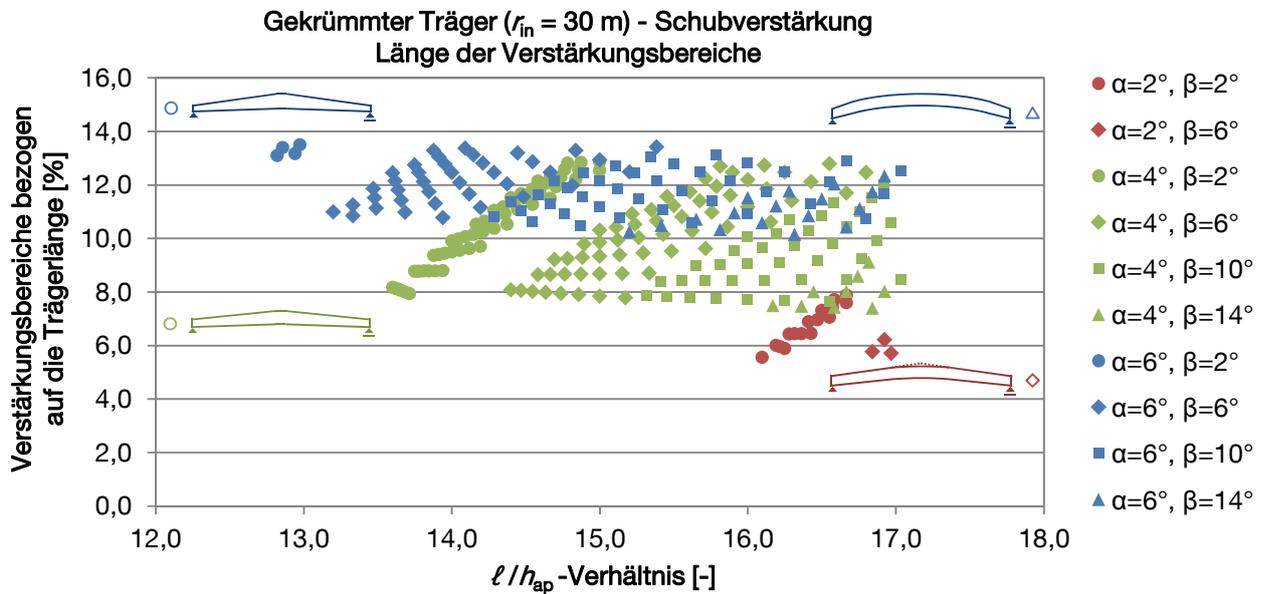


Abbildung A17: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe mit Innenradius  $r_{in} = 30 \text{ m}$  – Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_\tau \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzner 2011] ( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

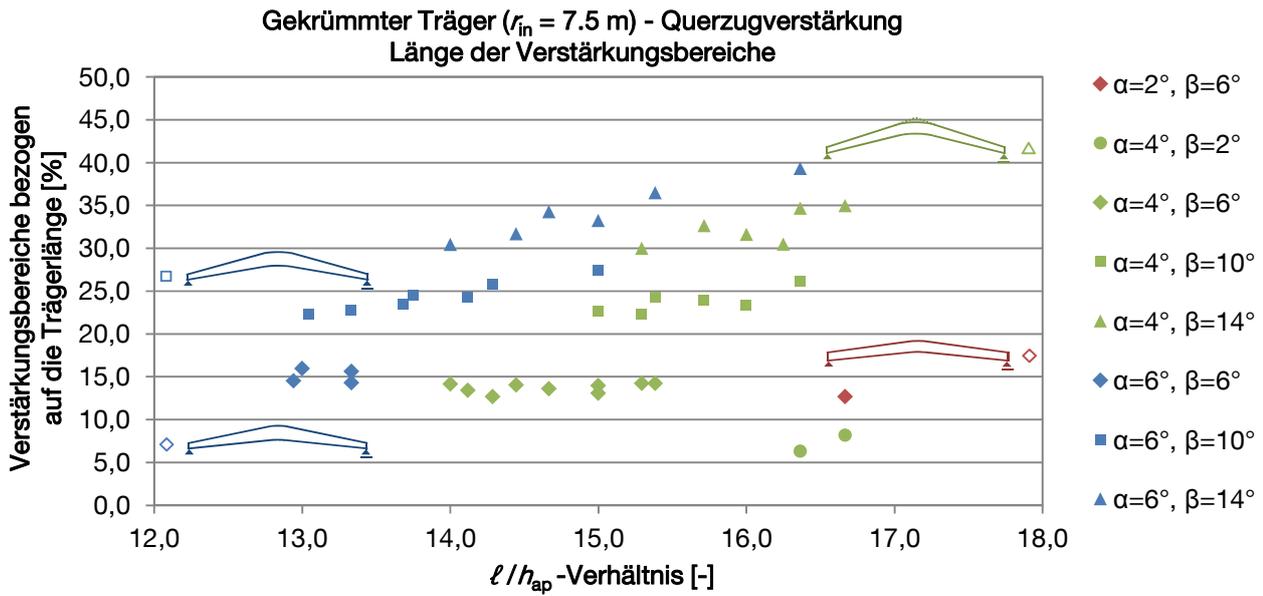


Abbildung A18: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe mit Innenradius  $r_{in} = 7.5 \text{ m}$  – Länge der auf Querszug zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_r \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011] ( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

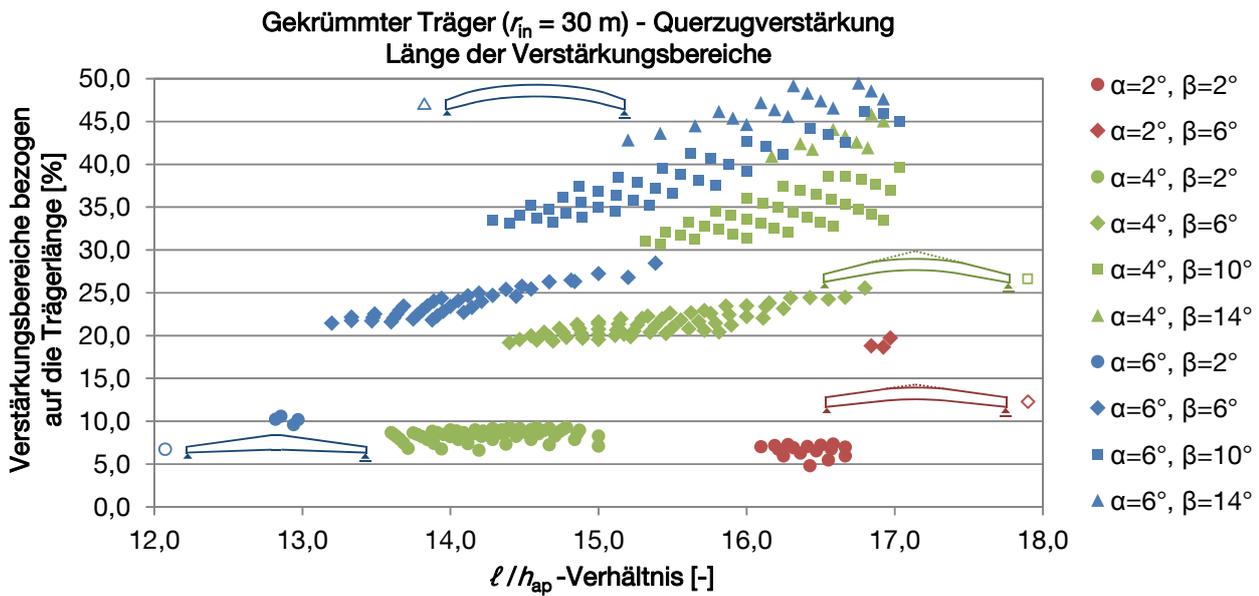


Abbildung A19: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe mit Innenradius  $r_{in} = 30 \text{ m}$  – Länge der auf Querszug zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_r \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011] ( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

Zu Abschnitt 2.4.5: Ergebnisse – Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt

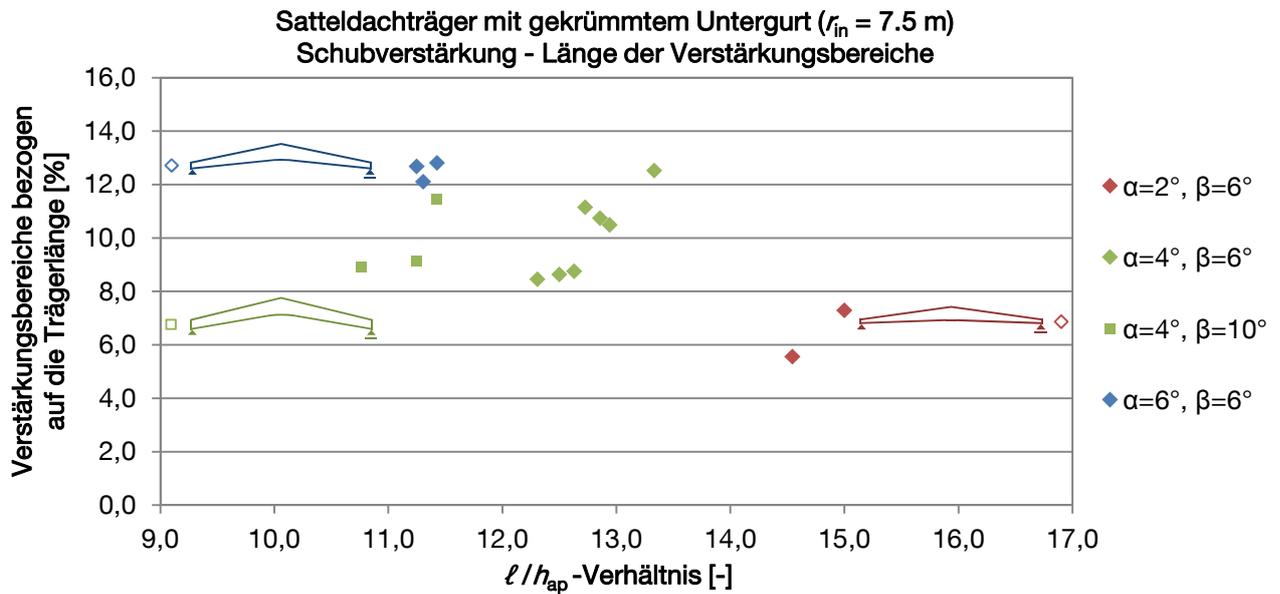


Abbildung A20: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt mit Innenradius  $r_{in} = 7.5 \text{ m}$  – Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_\tau \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

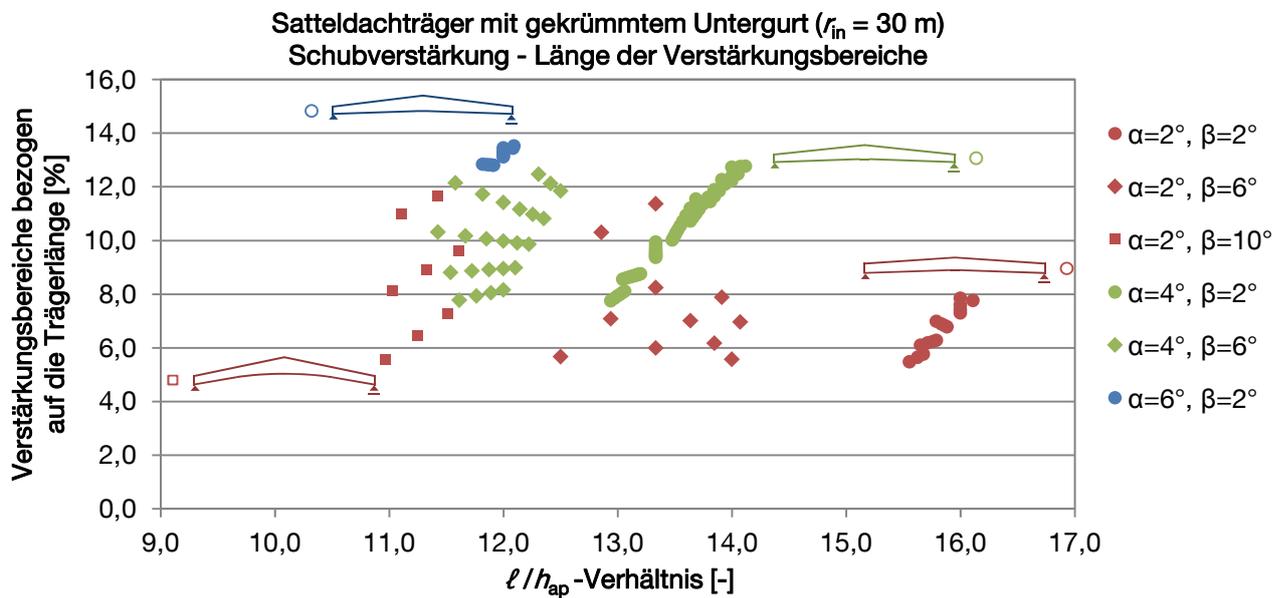


Abbildung A21: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt mit Innenradius  $r_{in} = 30 \text{ m}$  – Länge der auf Schub zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_\tau \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011]

( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

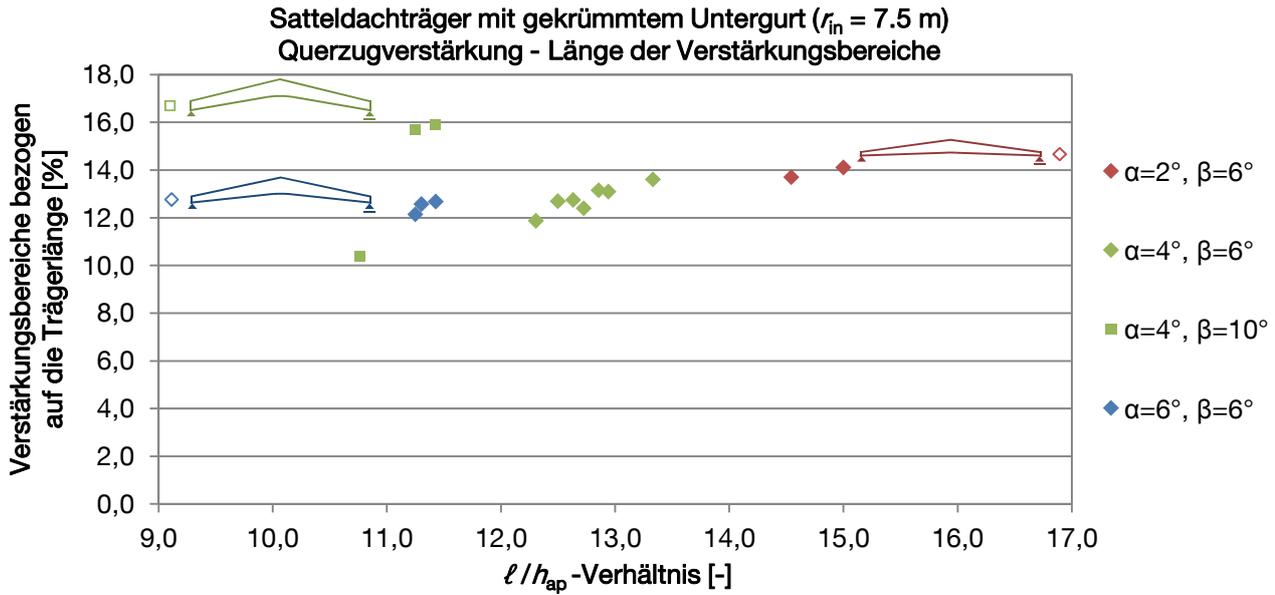


Abbildung A22: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt mit Innenradius  $r_{in} = 7.5 \text{ m}$  – Länge der auf Querzug zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_r \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011] ( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

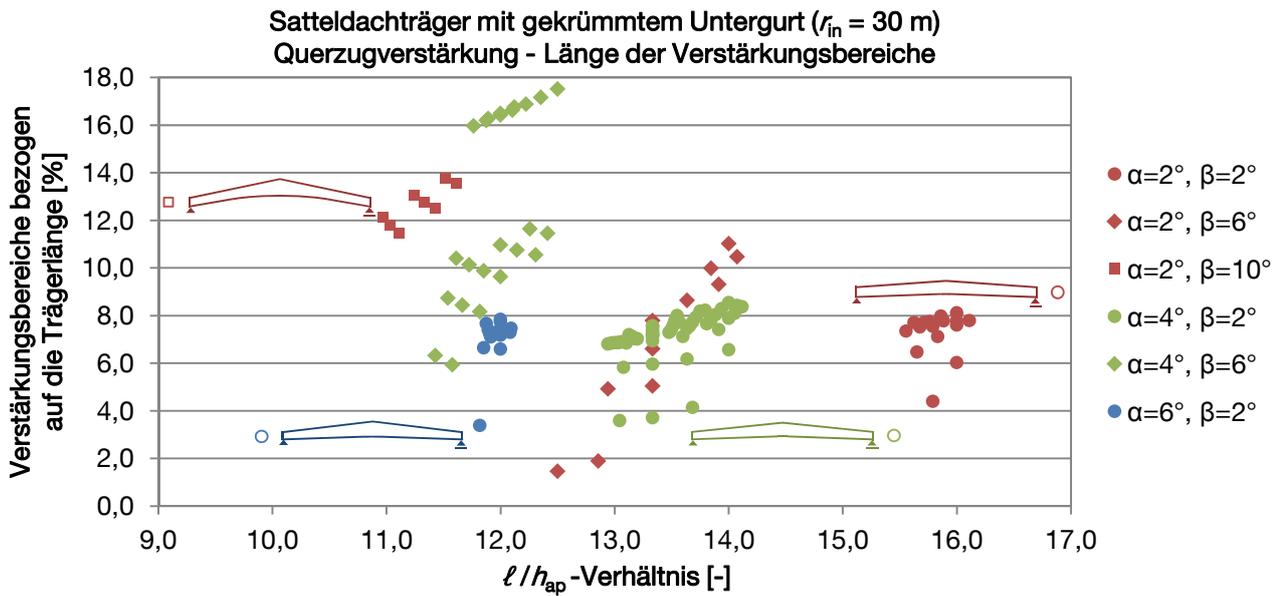


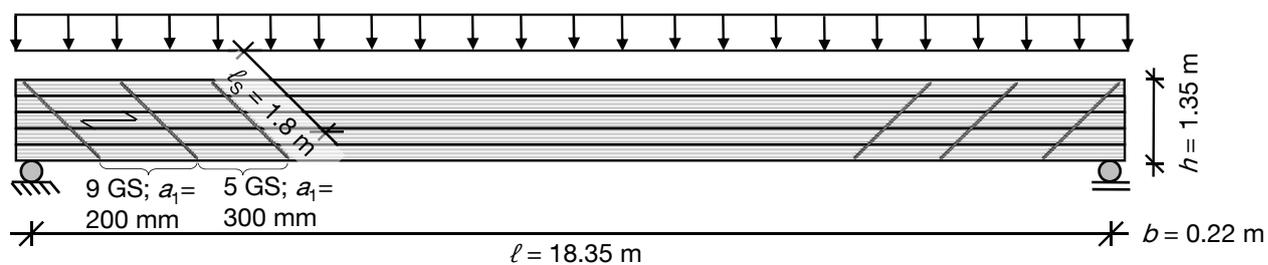
Abbildung A23: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt mit Innenradius  $r_{in} = 30 \text{ m}$  – Länge der auf Querzug zu verstärkenden Bereiche ( $0.75 \leq \eta_r \leq 1.25$ ) in Anlehnung an [Danzer 2011] ( $\alpha$  = Faseranschnittwinkel,  $\beta$  = Neigung Untergurt)

### Anhang zu Abschnitt 3 – Konstruktive Anisotropie

Zu Abschnitt 3.2: Der Ansatz der „konstruktiven Anisotropie“

Beispielhafte Berechnung mittels des analytischen Ansatzes der konstruktiven Anisotropie

Das im Folgenden gegebene Beispiel ist einem realen Objekt entlehnt, für welches im Jahr 2006 eine Tragwerksüberprüfung durchgeführt worden war. Diese ergab, dass die parallelgurtigen Einfeldträger aus Brettschichtholz tiefe Schwindrisse aufwiesen. Aus diesem Grund wurde eine Schubverstärkung der Träger in Form von vorgebohrten und unter 45° zur Faser eingedrehten Gewindestangen geplant und durchgeführt. Die Schubverstärkungen wurden derart bemessen, dass diese im Fall des Schubversagens des Trägers (horizontales Durchreißen des Trägers auf halber Trägerhöhe) den kompletten Schubfluss übertragen können. Da es sich hierbei um einen außergewöhnlichen Lastfall handelt, wurden dabei die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen  $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$  gesetzt. Abbildung A24 enthält die für die Berechnung notwendigen Informationen zum Tragsystem. Die Materialkennwerte werden der zum Zeitpunkt der Planung des Bauwerkes gültigen Norm [DIN 1052 1988] entnommen.



BSH BS 11:

$$E_{\parallel} = 11000 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{\perp} = 350 \text{ MN/m}^2$$

$$G = 550 \text{ MN/m}^2$$

Gewindestangen:

$$\text{Aussen-}\varnothing = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Kern-}\varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$E = 210000 \text{ MN/m}^2$$

Abbildung A24: Schematische Darstellung des im Beispiel untersuchten Systems

Es soll nur die Abtragung der Schubbeanspruchung nachgewiesen werden. Abbildung A25 enthält die daraus resultierenden Steifigkeitsmatrizen. Die dafür notwendigen Eingangswerte berechnen sich wie folgt:

Brettschichtholzbauteil:

$$C_{11} = E_0 \cdot d = 11000 \cdot 0.22 = 2420 \text{ MN/m}$$

$$C_{22} = E_{90} \cdot d = 350 \cdot 0.22 = 77 \text{ MN/m}$$

$$C_{33} = G \cdot d = 550 \cdot 0.22 = 121 \text{ MN/m}$$

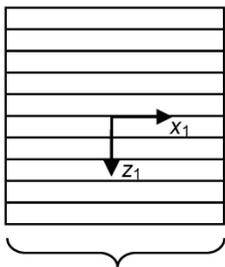
Schubverstärkung:

$$\frac{EA_{GS}}{e} = \frac{210000 \cdot 0.012^2 \cdot \pi/4}{0.2 \cdot \sin 45} = 168.0 \text{ MN/m}$$

Konstruktive Anisotropie: Beispiel

Ebene 1 (BSH)  
Steifigkeitsmatrix  $C_{1,1}$

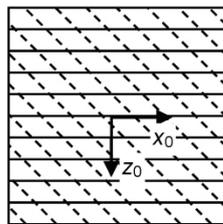
$$C_{1,1} = \begin{vmatrix} 2420 & 0 & 0 \\ 0 & 77 & 0 \\ 0 & 0 & 121 \end{vmatrix}$$



(Transformation ins Grundsystem)  
 $C_{1,0} = C_{1,1}$

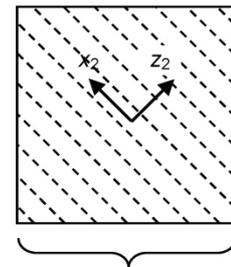
$$C_{1,0} = \begin{vmatrix} 2420 & 0 & 0 \\ 0 & 77 & 0 \\ 0 & 0 & 121 \end{vmatrix}$$

Verbundquerschnitt



Ebene 2 (Verstärkungselemente ohne Ber. d. nachgiebigen Verbundes)  
Steifigkeitsmatrix  $C_{2,2}$

$$C_{2,2} = \begin{vmatrix} 168 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$



Transformation ins Grundsystem  
 $C_{2,0} = C_{2,2} \cdot T_{C,2,0}$

$$C_{2,0} = \begin{vmatrix} 168 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \cos^4 \varphi (= 225^\circ) & \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi & -\sin \varphi \cdot \cos^3 \varphi \\ \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi & \sin^4 \varphi & -\sin^3 \varphi \cdot \cos \varphi \\ -\sin \varphi \cdot \cos^3 \varphi & -\sin^3 \varphi \cdot \cos \varphi & \sin^2 \varphi \cdot \cos^2 \varphi \end{vmatrix}$$

Gesamtsteifigkeitsmatrix:  
 $C_0 = C_{1,0} + C_{2,0}$

$$C_0 = \begin{vmatrix} 2420 & 0 & 0 \\ 0 & 77 & 0 \\ 0 & 0 & 121 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 42 & 42 & -42 \\ 42 & 42 & -42 \\ -42 & -42 & 42 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 2462 & 42 & -42 \\ 42 & 119 & -42 \\ -42 & -42 & 163 \end{vmatrix}$$

Aufbringen eines Belastungsvektors:  $n_0$

$$n_0 = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ -0.72 \end{vmatrix}$$

Elastizitätsgesetz:

$$\epsilon_0 = S_0 \cdot n_0 \text{ bzw. } \epsilon_0 = C_0^{-1} \cdot n_0$$

$$\begin{vmatrix} 40.9 \cdot 10^{-5} & -11.8 \cdot 10^{-5} & 7.5 \cdot 10^{-5} \\ -11.8 \cdot 10^{-5} & 927.8 \cdot 10^{-5} & 236.0 \cdot 10^{-5} \\ 7.5 \cdot 10^{-5} & 236.0 \cdot 10^{-5} & 676.2 \cdot 10^{-5} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ -0.72 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -5.41 \cdot 10^{-5} \\ -169.9 \cdot 10^{-5} \\ -486.9 \cdot 10^{-5} \end{vmatrix}$$

### Konstruktive Anisotropie: Fortsetzung Beispiel

↓

Ebene 1 (BSH)  
(Transformation  
der Dehnungen)  
 $\epsilon_1 = \epsilon_0$

↓

Spannungen  
in der Ebene  
 $n_{1,0} = C_{1,0} \cdot \epsilon_0$

$$C_0 = \begin{bmatrix} 2420 & 0 & 0 \\ 0 & 77 & 0 \\ 0 & 0 & 121 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -5.41 \cdot 10^{-5} \\ -169.9 \cdot 10^{-5} \\ -486.9 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.131 \\ -0.131 \\ -0.589 \end{bmatrix} \rightarrow \text{Querdruckspannungen}$$

↓

Verstärkungsgrad  $\eta$   
aus Verstärkungselementen

$$\eta_r = \frac{\tau_{xz0}}{\tau_{BSH,xz0}} = \frac{0.72}{0.589} = 122.2\%$$

↓

Ebene 2 (Verstärkungselemente)  
Transformation  
der Dehnungen  
 $\epsilon_2 = T_{\epsilon, 0-2} \cdot \epsilon_0$

$$\begin{bmatrix} \cos^2 \alpha (= 135^\circ) & \sin^2 \alpha & \sin \alpha \cdot \cos \alpha \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -5.41 \cdot 10^{-5} \\ -169.9 \cdot 10^{-5} \\ -486.9 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix} = 155.8 \cdot 10^{-5}$$

↓

Spannungen  
in der Ebene 2  
 $n_{2,2} = C_{2,2} \cdot \epsilon_2$

$$\begin{bmatrix} 168 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot (155.8 \cdot 10^{-5}) = 0.262$$

↓

Spannungen  
in den Verstärkungselementen  
 $n_{2,2} = E_2 \cdot \epsilon_2$

$$210000 \cdot (155.8 \cdot 10^{-5}) = 327.2$$

Verstärkungsgrad  $\eta$  aus Interaktion von Schub- und Querdruckspannungen

$$\eta_r = \frac{4.75 + 1.15 \cdot \sigma_{\perp} - 0.13 \cdot \sigma_{\perp}^2}{4.75}$$

$$\frac{4.75 + 1.15 \cdot 0.131 - 0.13 \cdot 0.131^2}{4.75} = 103.1\%$$

### Konstruktive Anisotropie: Berücksichtigung nachgiebiger Verbund

$$\lambda \cdot (e^{\lambda \cdot l_{ef}} - e^{-\lambda \cdot l_{ef}}) = 2 \cdot K_{ax} / EA_S$$

$$\lambda \cdot (e^{\lambda \cdot 400} - e^{-\lambda \cdot 400}) = 2 \cdot 102.000 / 23750.440$$

→ (mittels Solver)  $\lambda = 0.0029475$

Aufgrund fehlender Versuchsergebnisse für  $K_{ax}$  bei gewählter Länge  $l_{ef} = 900$  mm:  
→  $K_{ax}$  nach (Blaß & Krüger 2010) für GS Ø16,  $l_{ef} = 400$  mm,  $\alpha = 45^\circ$

$$k = \lambda^2 \cdot EA_S = 0.0029475^2 \cdot 23750440 = 206.4$$

$$efEA_S = EA_S \cdot \gamma = 23750440 \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot 23750440}{(2 \cdot 400)^2 \cdot 206.4}} = 23750440 \cdot 0.36 = 8.56 \text{ MN / m}^2$$

$$\frac{efEA_S}{e} = \frac{8.56}{0.2 \cdot \sin 45} = 60.5 \text{ MN / m}$$

→ Verstärkungsgrad  $\eta$  (nach erneuter Berechnung mittels konstruktiver Anisotropie)

$$\eta_r = \frac{\tau_{xz0}}{\tau_{BSH,xz0}} = \frac{0.72}{0.652} = 110.4\%$$

→ Verstärkungsgrad  $\eta$  (unter Berücksichtigung, dass Verstärkungen unter  $g_k$  eingedreht wurden)

$$\eta_r = \frac{\tau_{xz0}}{\tau_{BSH,xz0}} \cdot \frac{q_k}{g_k + q_k} = \frac{0.72}{0.652} \cdot \frac{6.0}{6.0 + 6.0} + \frac{6.9}{6.9 + 6.0} = 104.9\%$$

Zu Abschnitt 3.5.3: Schwingungsmessung – Versuchsdurchführung und Ergebnisse

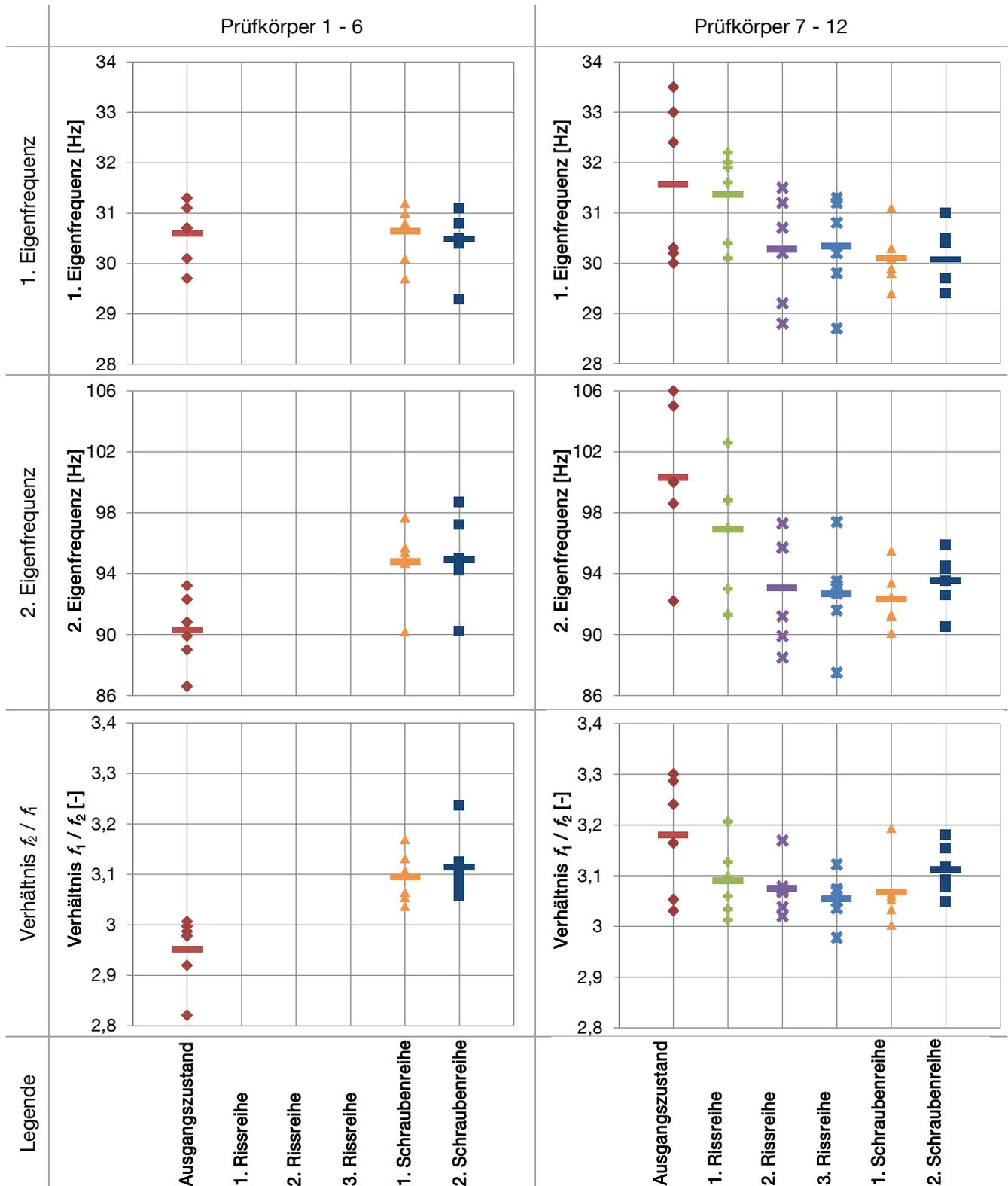


Abbildung A26: Eigenfrequenzen  $f_1$  und  $f_2$  sowie das Verhältnis  $f_2/f_1$  der einzelnen Serien

Zu Abschnitt 3.5.5: Biegeverfahren – Versuchsdurchführung und Ergebnisse

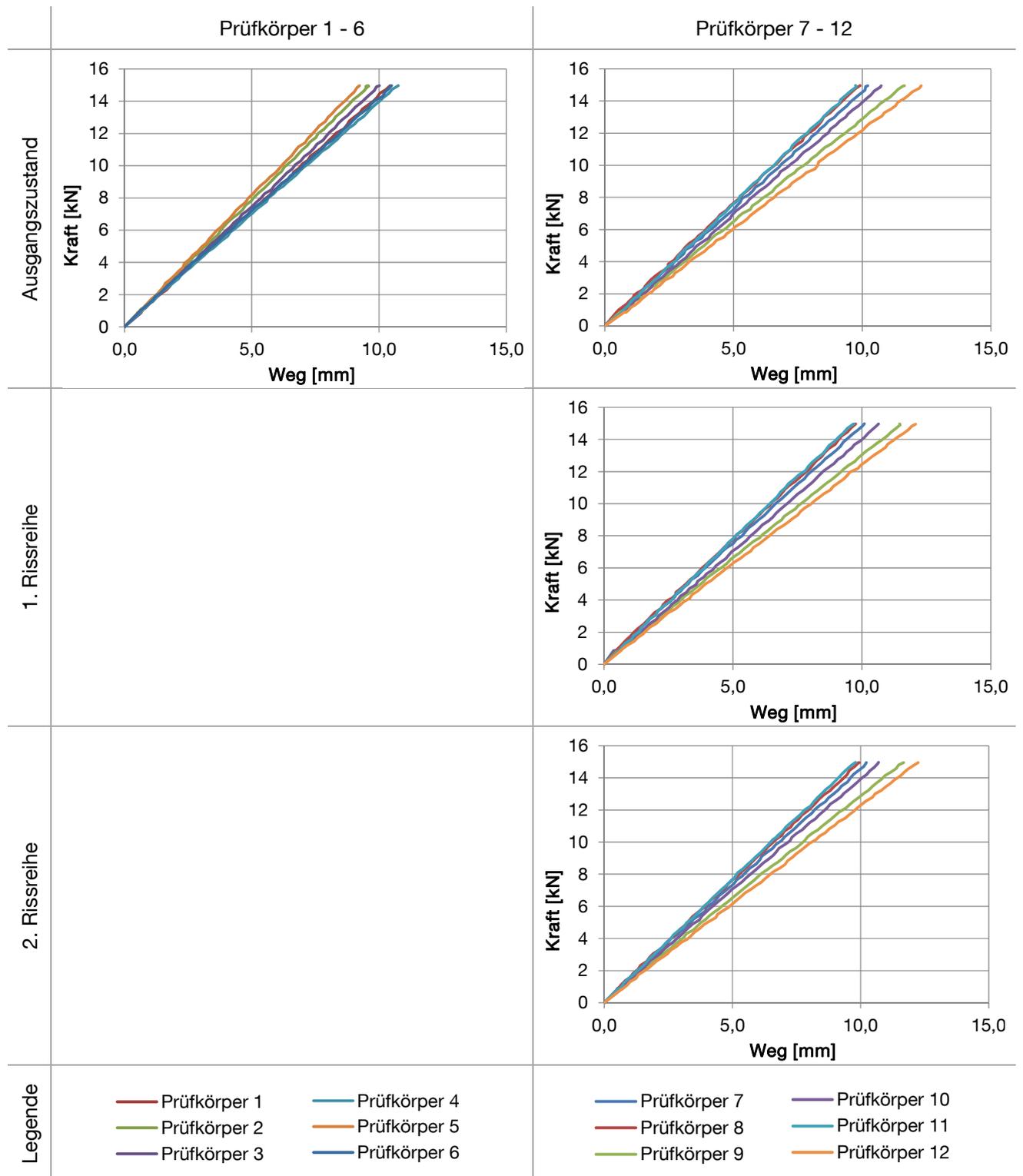


Abbildung A27: Last-Verformungsdiagramme der Versuche zur Ermittlung des globalen Elastizitätsmoduls – Ausgangszustand bis 2. Rissreihe

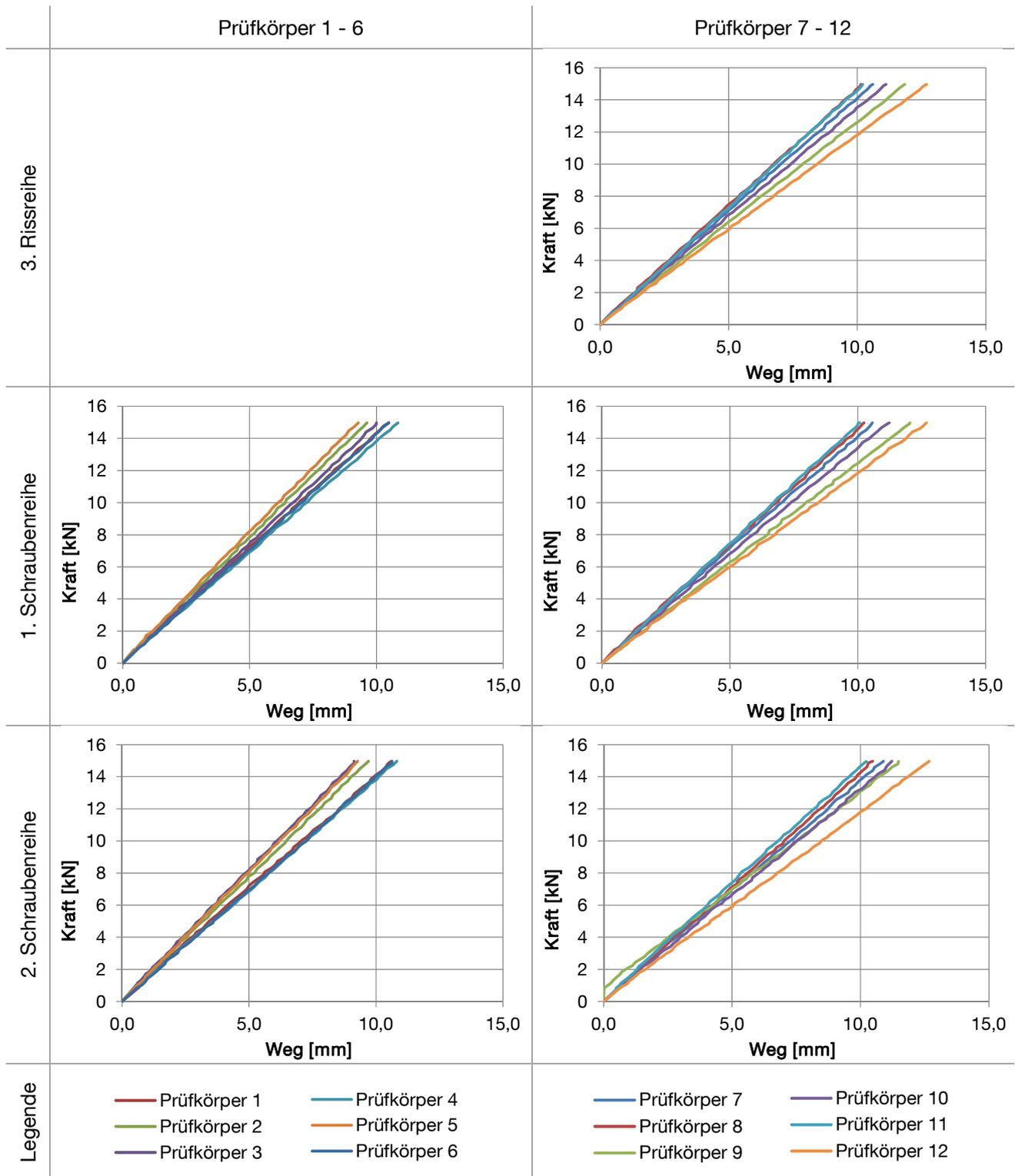


Abbildung A28: Last-Verformungsdiagramme der Versuche zur Ermittlung des globalen Elastizitätsmoduls – 3. Rissreihe bis 2. Schraubenreihe

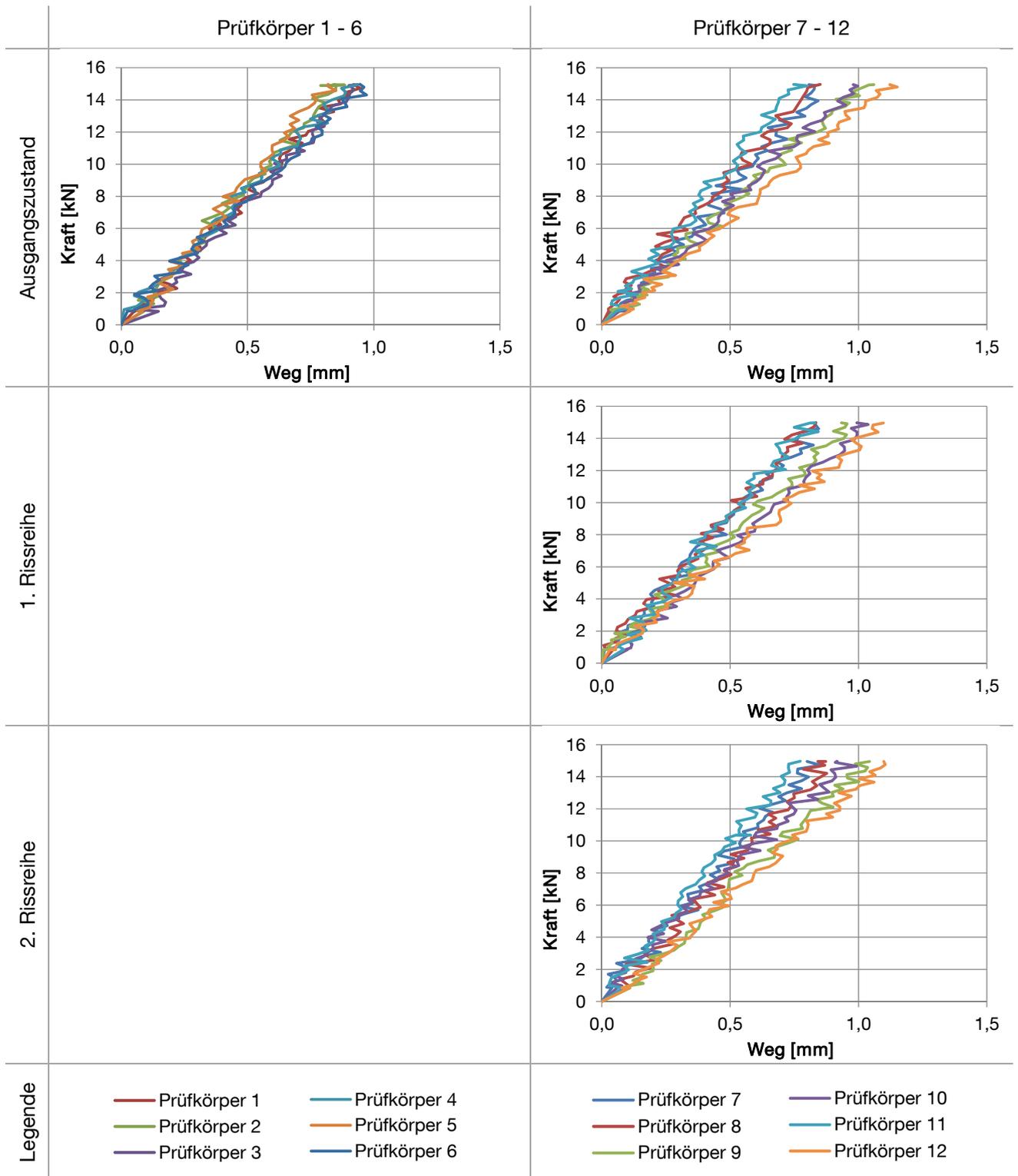


Abbildung A29: Last-Verformungsdiagramme der Versuche zur Ermittlung des lokalen Elastizitätsmoduls – Ausgangszustand bis 2. Rissreihe

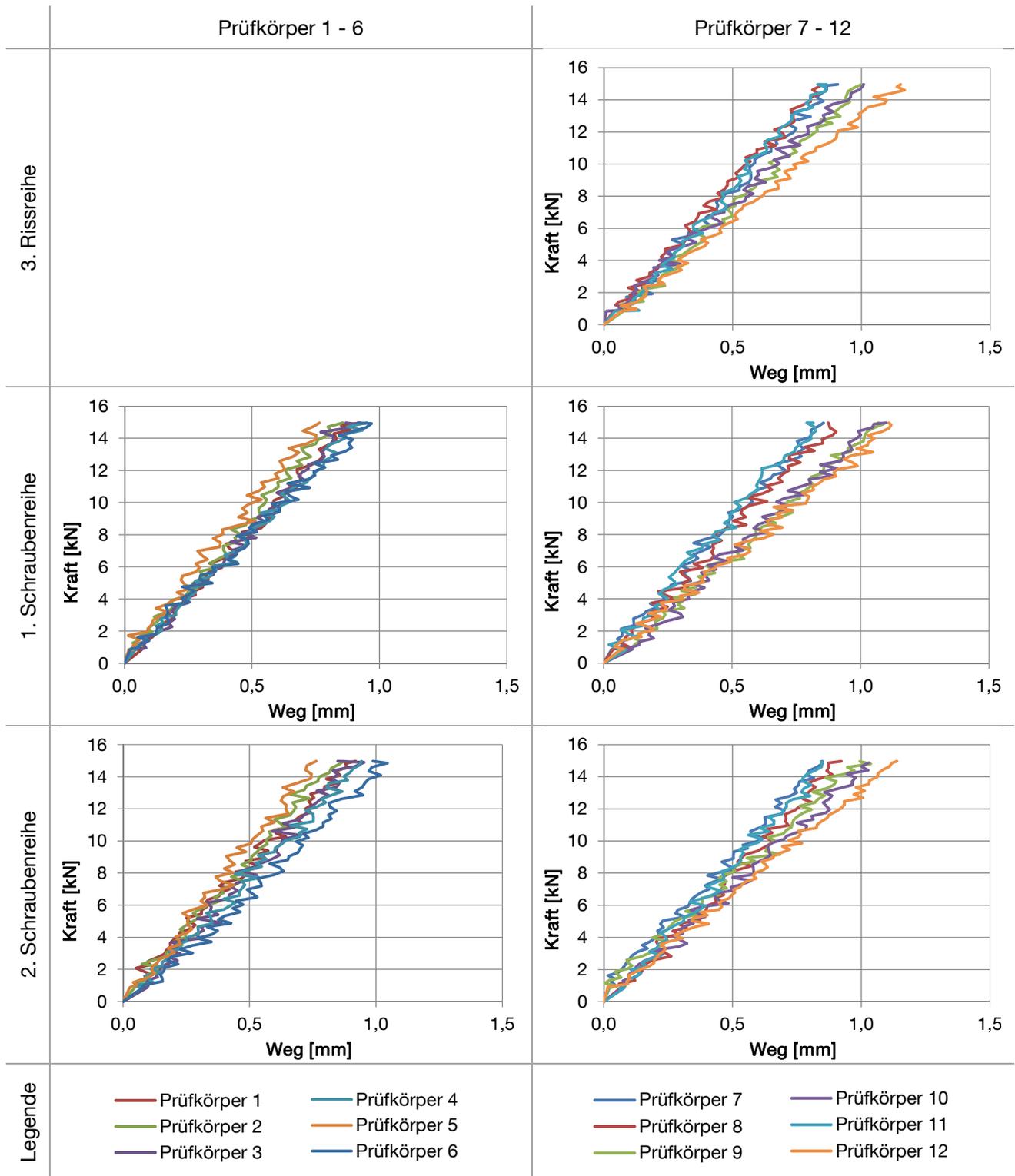


Abbildung A30: Last-Verformungsdiagramme der Versuche zur Ermittlung des lokalen Elastizitätsmoduls - 3. Rissreihe bis 2. Schraubenreihe

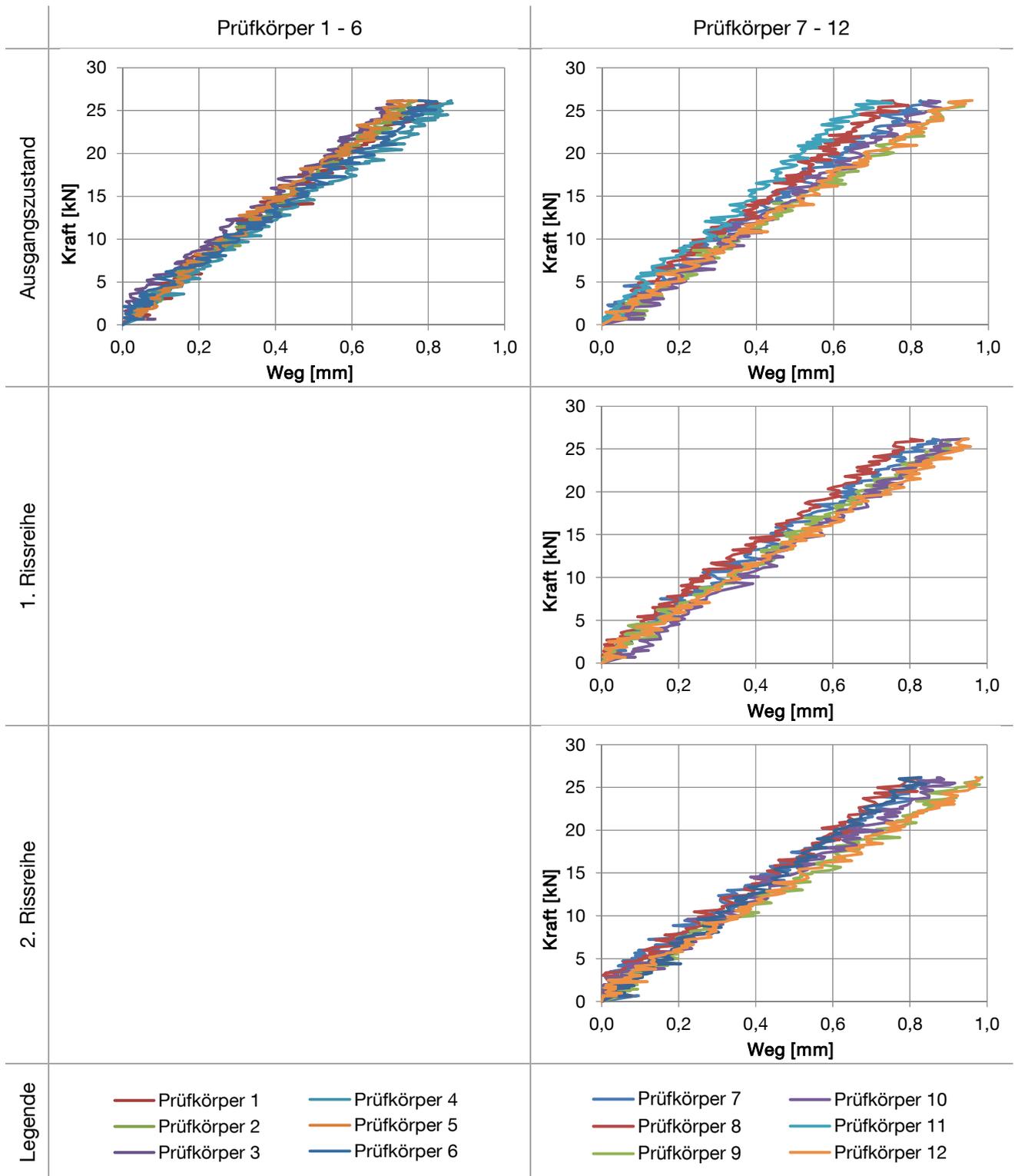


Abbildung A31: Last-Verformungsdiagramme der Versuche zur Ermittlung des scheinbaren Elastizitätsmoduls – Ausgangszustand bis 2. Rissreihe

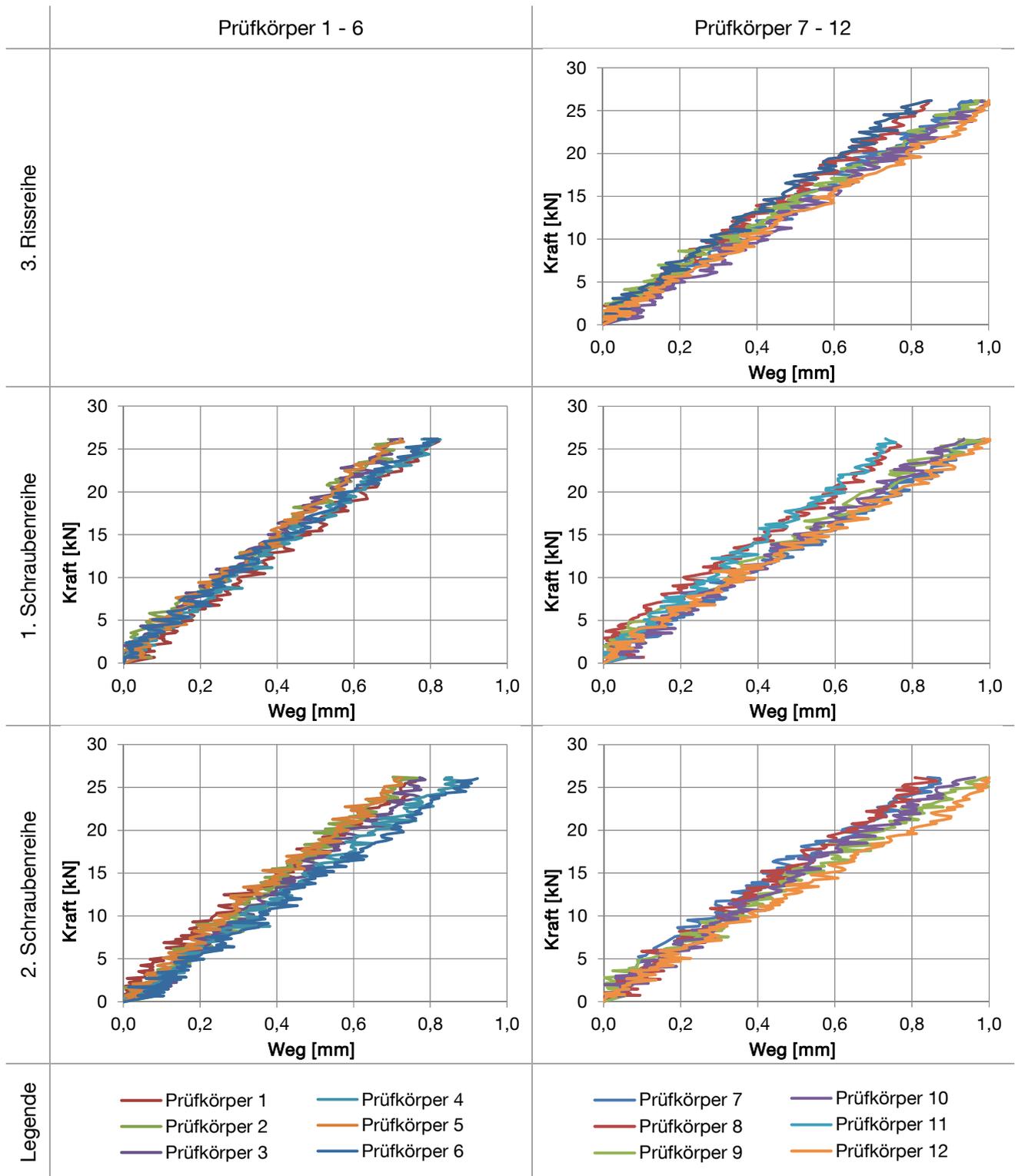


Abbildung A32: Last-Verformungsdiagramme der Versuche zur Ermittlung des scheinbaren Elastizitätsmoduls – 3. Rissreihe bis 2. Schraubenreihe

Zu Abschnitt 3.5.6: Biegeverfahren – Auswertung

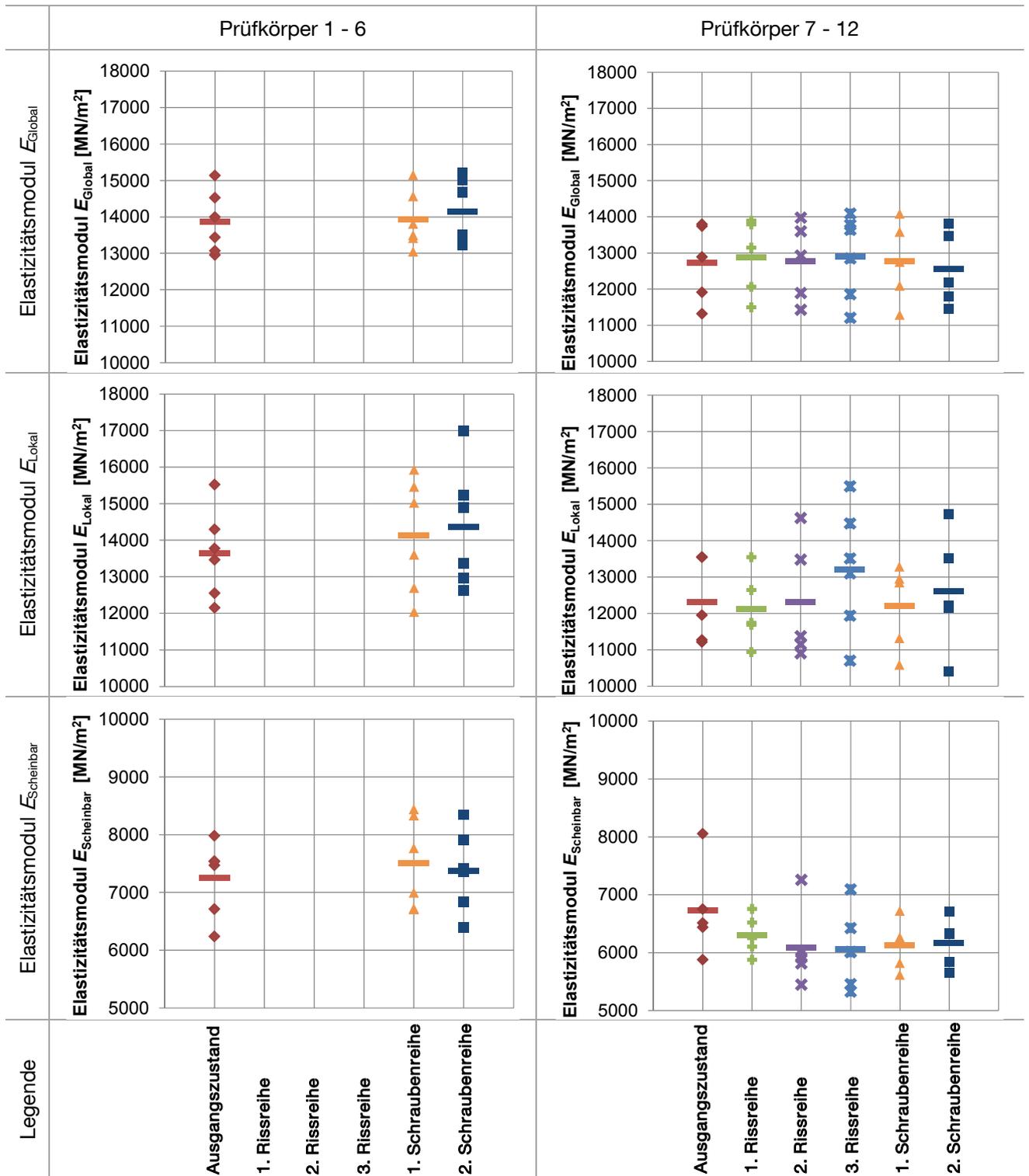


Abbildung A33: Globale, lokale und scheinbare Elastizitätsmoduln der einzelnen Serien

Zu Abschnitt 3.6.3: Versuchsdurchführung und Ergebnisse

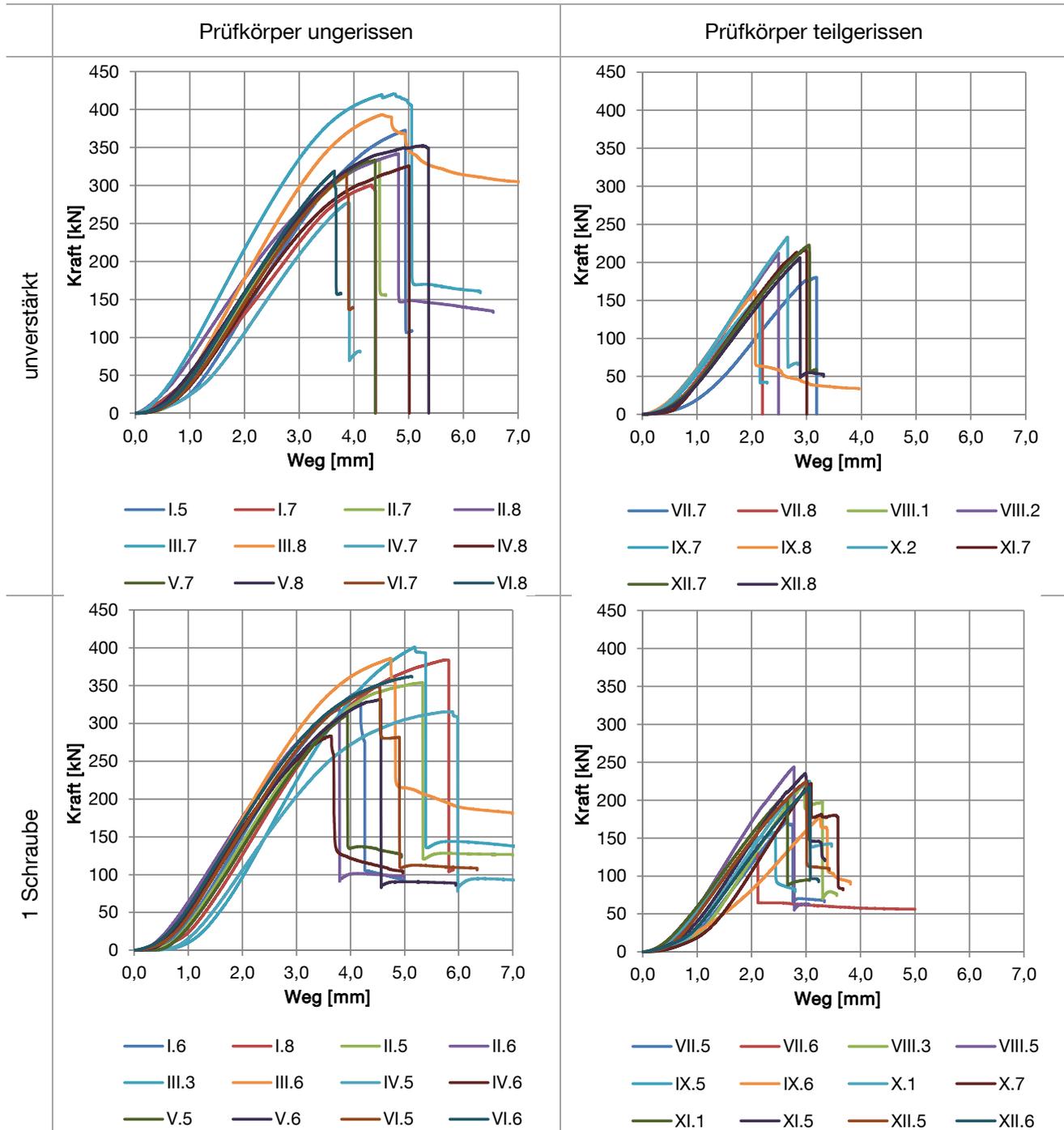


Abbildung A34: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Scherversuche – Scherprüfkörper unverstärkt und verstärkt mit einer Schraube

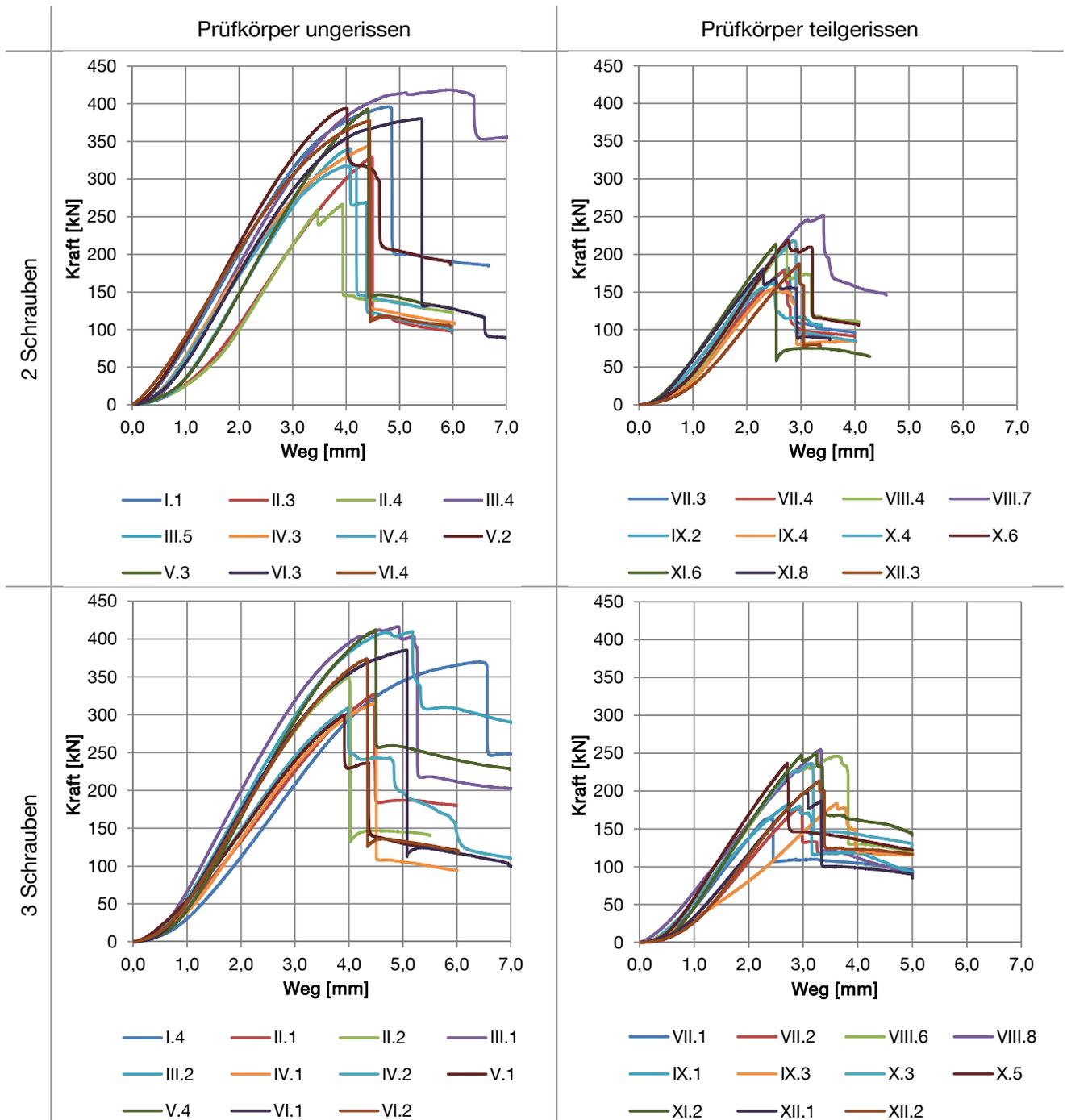


Abbildung A35: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Scherversuche – Scherprüfkörper verstärkt mit zwei und mit drei Schrauben

Zu Abschnitt 3.8.2: Versuche zum Verbundverhalten zwischen Schraube und Brettschichtholz bei mehreren Belastungszyklen

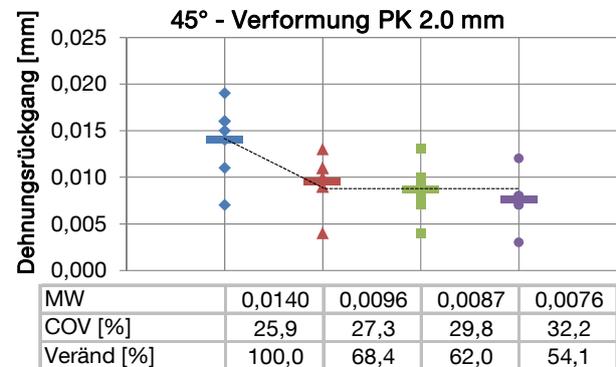
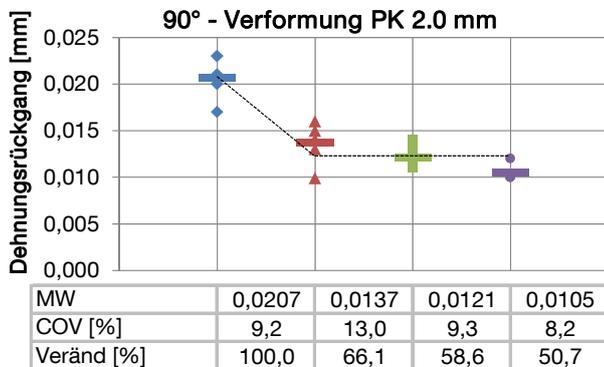
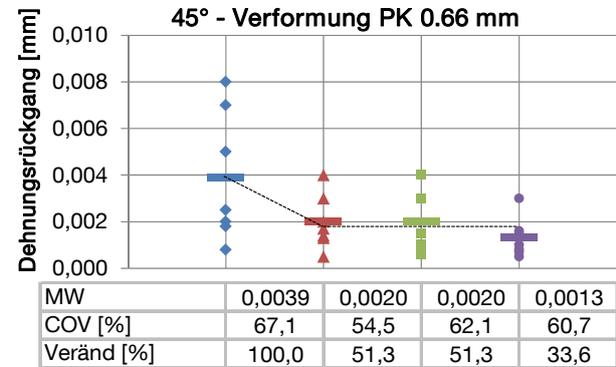
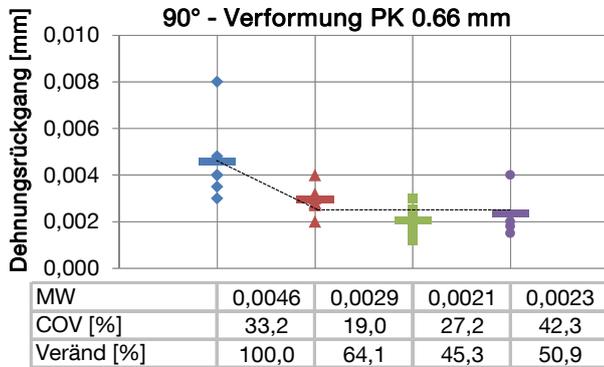
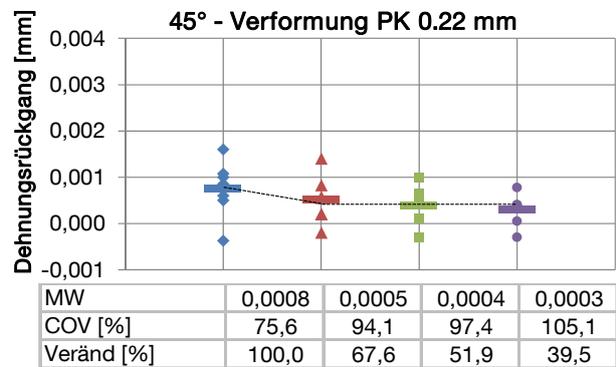
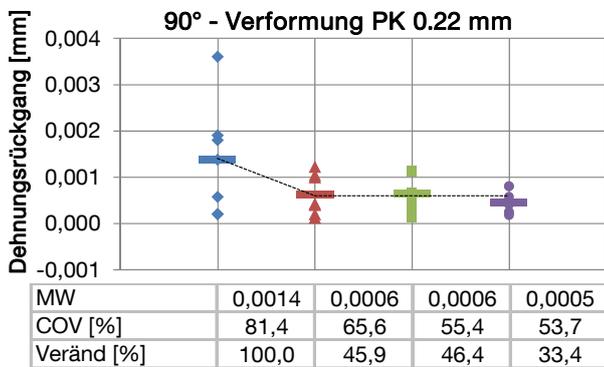
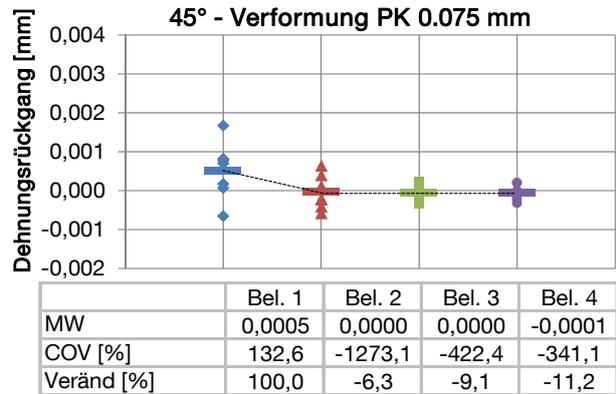
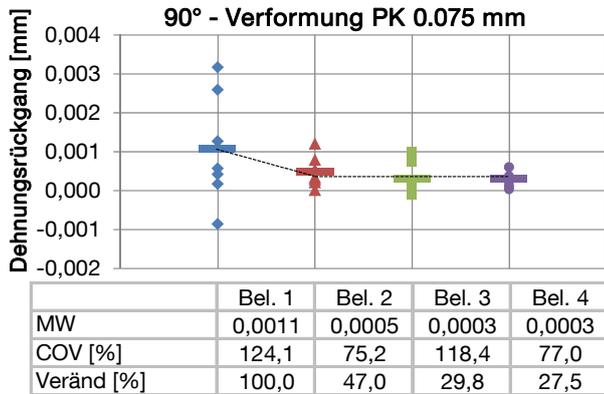


Abbildung A36: Rückgang der Schraubendehnung bei konstanter Prüfkörperverformung (60 sec)

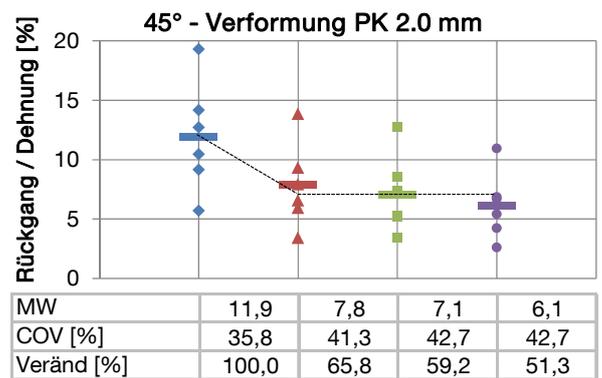
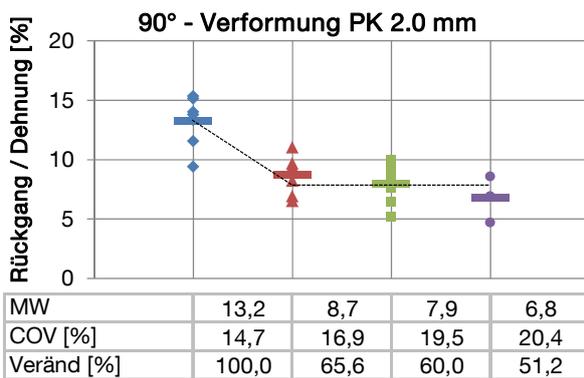
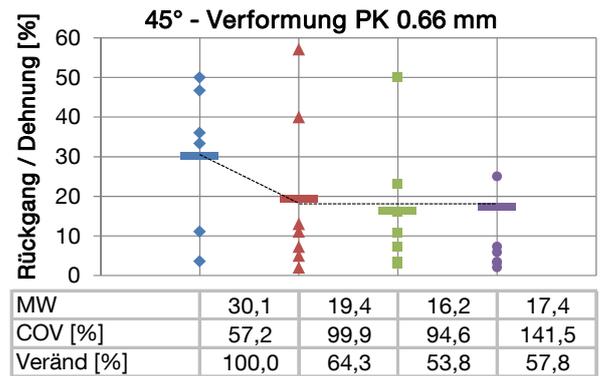
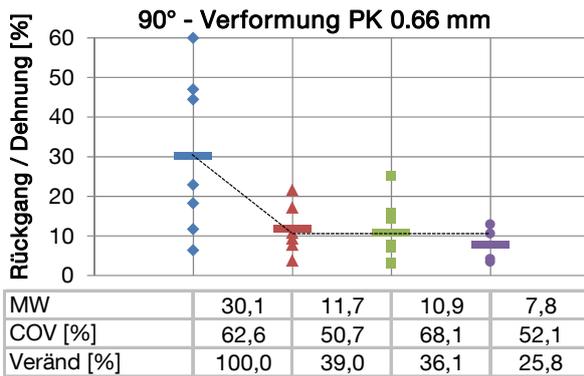
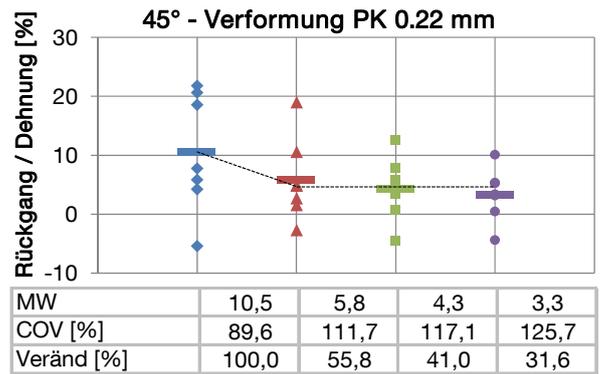
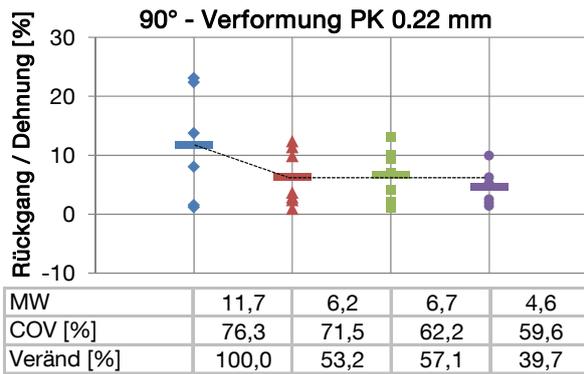
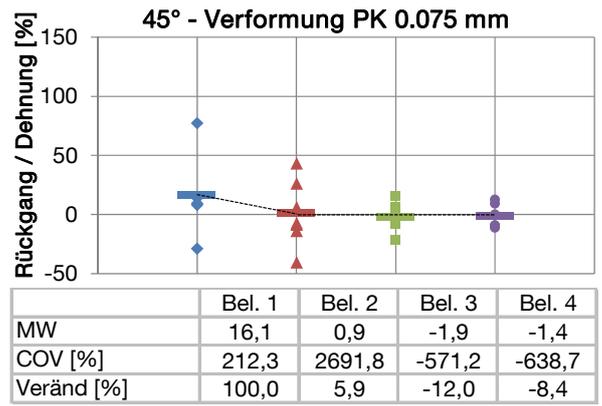
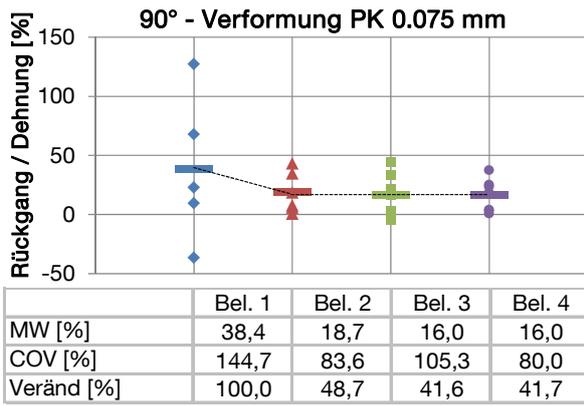
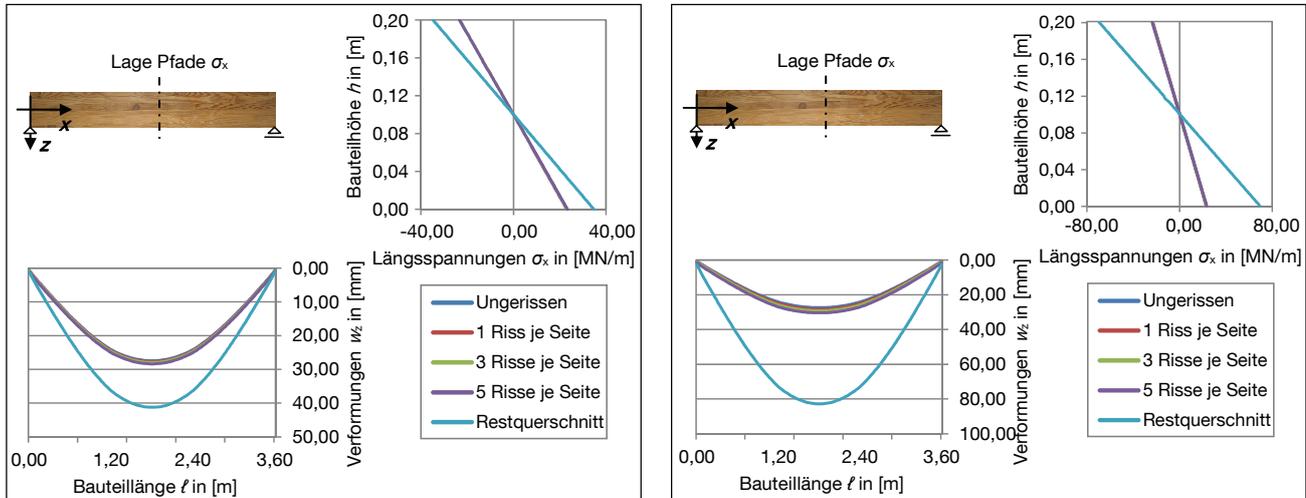


Abbildung A37: Verhältnis Rückgang der Schraubendehnung zu Schraubendehnung

Zu Abschnitt 3.8.3: Finite-Element-Modellierung des teilgerissenen Trägers unter Schub aus Querkraft und Torsion



Längsspannungen $\sigma_x$		
Anzahl Rissreihen	$\sigma_{x,max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Nach Biegetheorie unter Ansatz reduzierter Querschnittswerte $I_{red}$
Ungerissen	23,15 (100%)	23,14 (100%)
1 Riss	23,20 (100,2%)	23,14 (100,0%)
3 Risse	23,23 (100,4%)	23,18 (100,2%)
5 Risse	23,37 (100,9%)	23,34 (100,9%)
Restquerschnitt	34,76 (150,1%)	34,71 (150%)

Längsspannungen $\sigma_x$		
Anzahl Rissreihen	$\sigma_{x,max}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Nach Biegetheorie unter Ansatz reduzierter Querschnittswerte $I_{red}$
Ungerissen	23,15 (100%)	23,14 (100%)
1 Riss	23,28 (100,6%)	23,14 (100,0%)
3 Risse	23,35 (100,9%)	23,22 (100,3%)
5 Risse	23,63 (102,1%)	23,54 (101,7%)
Restquerschnitt	69,52 (300,3%)	69,43 (300%)

Verformungen $w_z$				
Anzahl Rissreihen	$w_{z,max}$ [mm]	Nach Biegetheorie mit $I_{red}$		
		Biegung	Schub	Gesamt
Ungerissen	27,45 (100%)	25,35	2,37	27,72 (100%)
1 Riss	27,69 (100,9%)	25,35	2,38	27,73 (100,0%)
3 Risse	27,94 (101,8%)	25,39	2,39	27,78 (100,2%)
5 Risse	28,37 (103,4%)	25,56	2,40	27,96 (100,9%)
Restquerschnitt	41,25 (150,3%)	38,02	3,56	41,58 (150%)

Verformungen $w_z$				
Anzahl Rissreihen	$w_{z,max}$ [mm]	Nach Biegetheorie mit $I_{red}$		
		Biegung	Schub	Gesamt
Ungerissen	27,45 (100%)	25,35	2,37	27,72 (100%)
1 Riss	28,29 (103,1%)	25,35	2,39	27,73 (100,0%)
3 Risse	29,22 (106,4%)	25,43	2,41	27,84 (100,4%)
5 Risse	30,44 (110,9%)	25,78	2,43	28,21 (101,8%)
Restquerschnitt	82,82 (301,7%)	76,04	7,12	83,16 (300%)

Abbildung A38: Ausgabe der Längsspannungen und Verformungen  $w_z$  auf Pfaden und in numerischer Form sowie Vergleichswerte aus Berechnung nach Elastizitätstheorie für das Bauteil mit Risstiefe  $t_{Riss} = b/6$  (links) bzw.  $t_{Riss} = b/3$  (rechts)

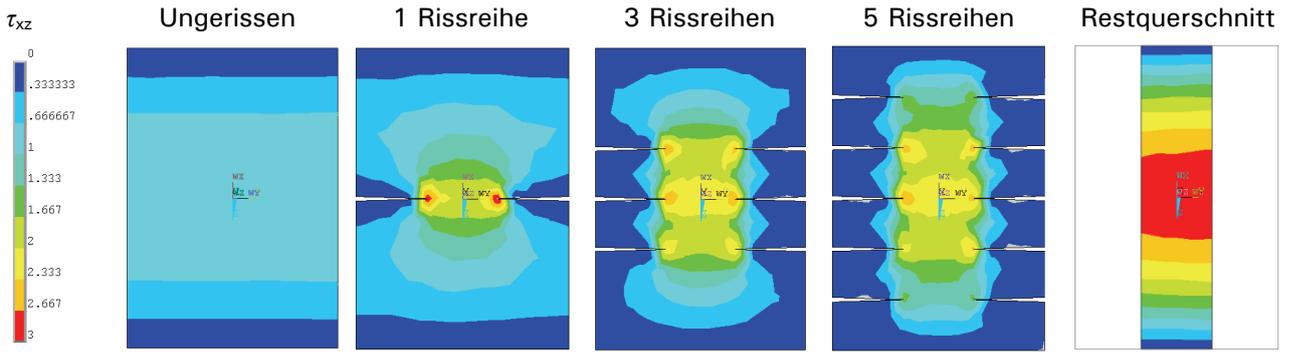
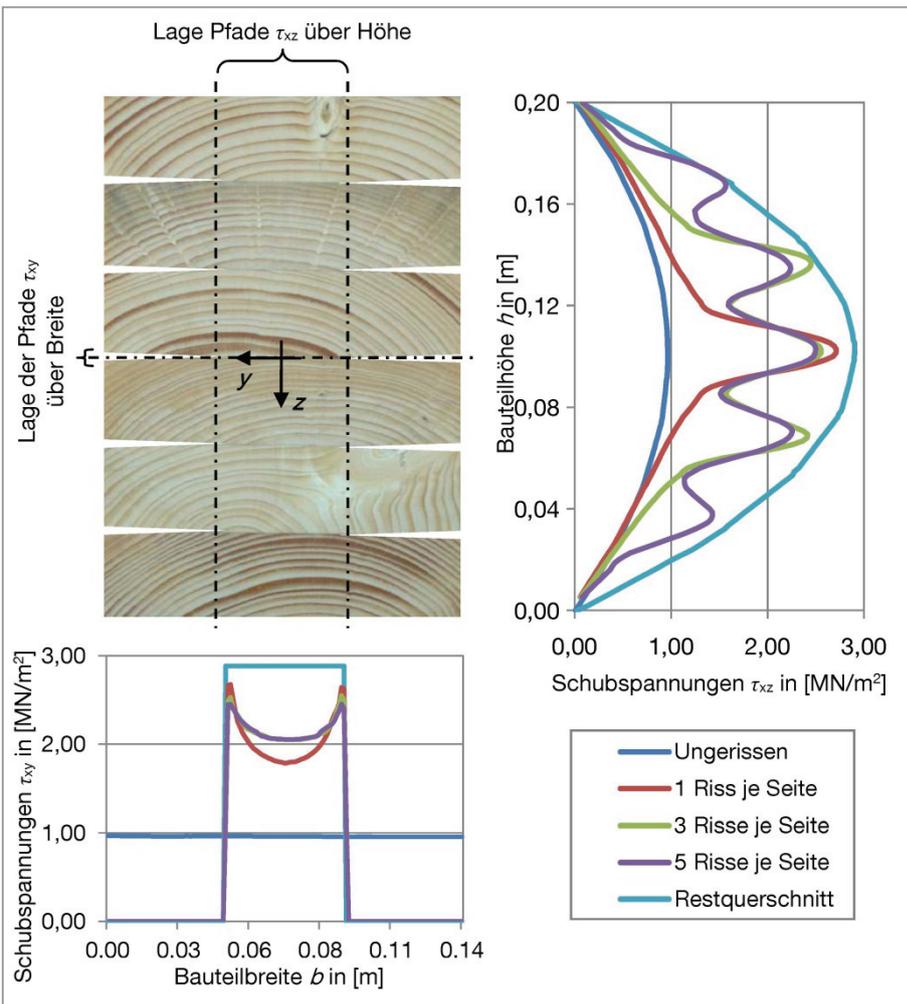


Abbildung A39: Schubspannungen  $\tau_{xz}$  [MN/m<sup>2</sup>]; Modell mit  $t_{Riss} = b/3$



Schubspannungen $\tau_{xz}$			
Anzahl Rissreihen	$\tau_{mean}$ (FEM) [MN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max}$ (FEM) [MN/m <sup>2</sup> ]	Nach Biegetheorie
Ungerissen	0,9608 (100%)	0,9671 (100%)	0,9643 (100%)
1 Riss	2,0386 (212%)	2,7625 (286%)	
3 Risse	2,1672 (226%)	2,6095 (270%)	
5 Risse	2,1653 (225%)	2,5097 (260%)	
Restquerschnitt	2,8852 (300%)	2,9050 (300%)	2,8929 (300%)

Abbildung A40: Schubspannungen  $\tau_{xz}$  auf Pfaden und in numerischer Form sowie Vergleichswerte aus Berechnung nach Biegetheorie für Modell mit Risstiefe  $t_{Riss} = b/3$

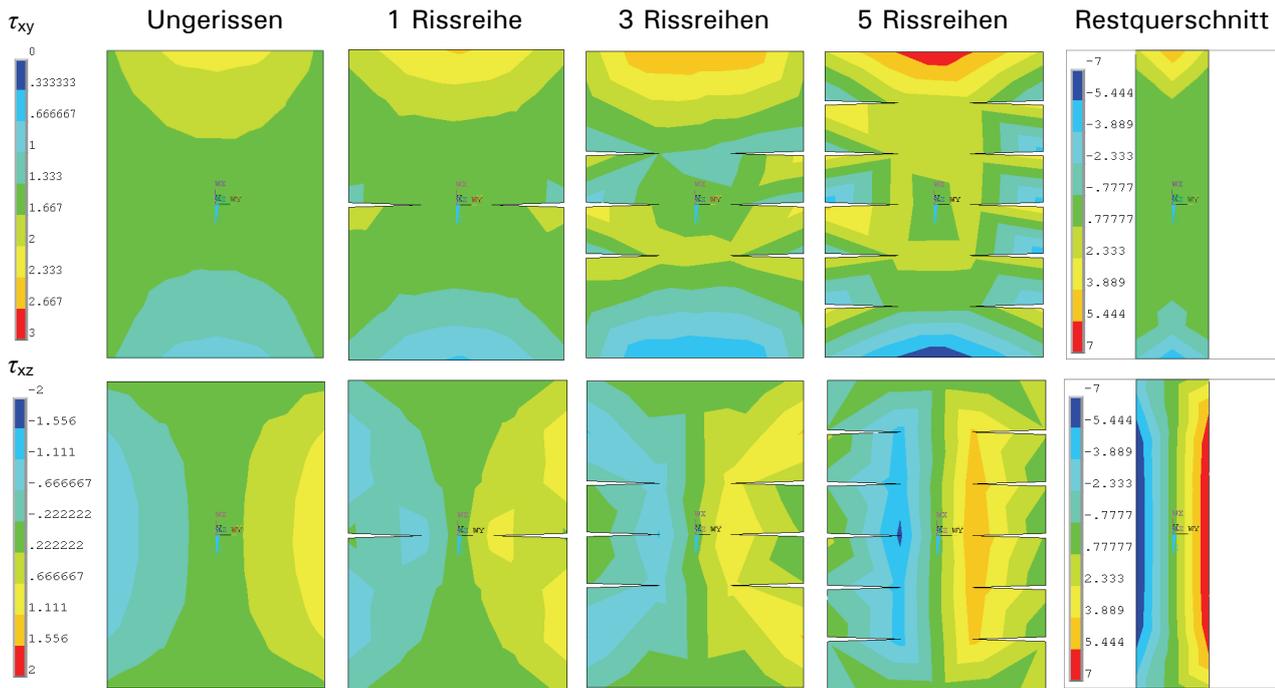


Abbildung A41: Torsionsschubspannungen  $\tau_{xy}$  (oben) und  $\tau_{xz}$  (unten) [MN/m<sup>2</sup>]; Modell mit  $t_{Riss} = b/3$

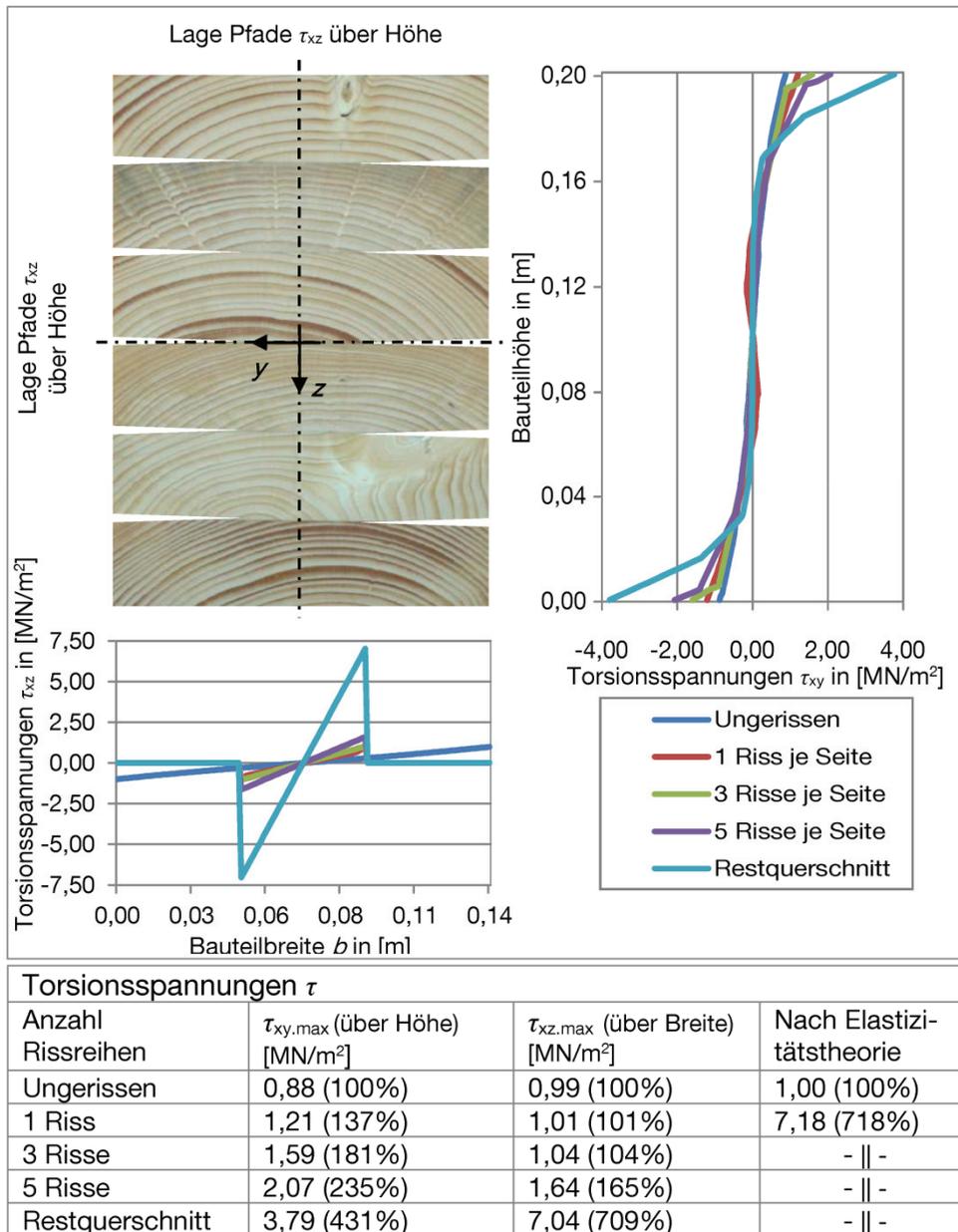


Abbildung A42: Torsionsschubspannungen  $\tau_{xz}$  auf Pfaden und in numerischer Form sowie Vergleichswerte aus Berechnung nach Biegetheorie für Modell mit Risstiefe  $t_{\text{Riss}} = b/3$

## Anhang zu Abschnitt 4 – Schubanalogie

Zu Abschnitt 4.5.3: Berechnungsannahmen und untersuchte Geometrien

Tabelle A1: Satteldachträger mit geradem Untergurt: Auswahl der untersuchten Trägerformen

Nr.	Geometrieparameter					$K_{ax}$ [N/mm]	Max. Ausnutzungsgrade auf Biegung (vor Bruch)	
	$\delta$ [°]	$l$ [m]	$h_{ap}$ [m]	$h_A$ [m]	$l/h_{ap}$ [-]		$\eta_{oben}$ [-]	$\eta_{unten}$ [-]
1	1.7	19	1.15	0.87	16.5	57700 bzw. 140000	1.00	0.99
2	2.9	31	2.00	1.21	15.5		1.00	0.97
3	4.0	28	1.95	0.97	14.4		1.00	0.95
4	5.1	27	2.05	0.85	13.2		1.00	0.93
5	6.1	17	1.40	0.49	12.1		1.00	0.90

Tabelle A2: Gekrümmter Träger veränderlicher Höhe: Auswahl der untersuchten Trägerformen

Nr.	Geometrieparameter								$K_{ax}$ [N/mm]	Max. Ausnutzungsgrade auf Biegung (vor Bruch)		
	$r_{in}$	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$l$ [m]	$h_{ap}$	$h_A$	$h_1$	$l/h_1$		$\eta_{oben}$ [-]	$\eta_{unten}$ [-]	$\eta_{First}$ [-]
1	7.5	5	7	11	0.65	0.48	0.68	16.2	37700 bzw. 100000	1.00	0.99	1.00
2	7.5	5	11	10	0.75	0.30	0.83	12.1		0.99	0.89	0.63
3	7.5	9	12	10	0.60	0.41	0.68	14.8		0.95	0.92	0.97
4	7.5	15	18	10	0.60	0.46	0.74	13.5		0.82	0.80	0.97
5	7.5	15	21	14	0.95	0.43	1.24	11.3		0.97	0.88	0.77
6	30	2	4	30	1.80	1.32	1.84	16.3	57700 bzw. 140000	1.00	0.99	0.96
7	30	2	8	24	1.85	0.70	1.97	12.2		1.00	0.90	0.58
8	30	9	12	33	1.95	1.35	2.25	14.7		0.93	0.91	0.99
9	30	15	18	37	2.20	1.70	2.75	13.4		0.81	0.78	0.98
10	30	15	21	33	1.95	1.07	2.98	11.1		0.90	0.82	0.99

Tabelle A3: Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt: Auswahl der untersuchten Trägerformen

Nr.	Geometrieparameter								$K_{ax}$ [N/mm]	Max. Ausnutzungsgrade auf Biegung (vor Bruch)		
	$r_{in}$	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\ell$ [m]	$h_{ap}$	$h_A$	$h_1$	$\ell/h_1$		$\eta_{oben}$ [-]	$\eta_{unten}$ [-]	$\eta_{First}$ [-]
1	7.5	5	7	10	0.65	0.45	0.62	16.1	37700 bzw. 100000	0.98	0.97	0.97
2	7.5	5	11	11	0.95	0.33	0.92	11.9		0.95	0.86	0.62
3	7.5	11	13	8	0.65	0.36	0.51	15.7		0.97	0.95	0.77
4	7.5	11	16	9	0.85	0.29	0.71	12.7		0.97	0.90	0.63
5	7.5	14	17	9	0.85	0.37	0.62	14.5		0.96	0.93	0.66
6	30	1	3	26	1.60	1.14	1.60	16.3	57700 bzw. 140000	1.00	0.98	0.97
7	30	1	7	25	2.05	0.73	2.05	12.2		1.00	0.90	0.61
8	30	8	10	18	1.40	0.78	1.11	16.3		0.99	0.98	0.77
9	30	8	13	20	1.85	0.65	1.56	12.9		0.97	0.90	0.61
10	30	11	13	19	1.70	0.79	1.14	16.7		0.96	0.95	0.88

Tabelle A4: In Parameterstudie verwendete Materialparameter

Material	Brettschichtholz GL 28c nach [DIN 1052 2008]		
Steifigkeitsparameter	$E_0 = 12.600 \text{ MN/m}^2$	$E_{90} = 420 \text{ MN/m}^2$	$G = 780 \text{ MN/m}^2$

Zu Abschnitt 4.6.2: Einfluss der Trägergeometrie und der Lage der Verstärkung

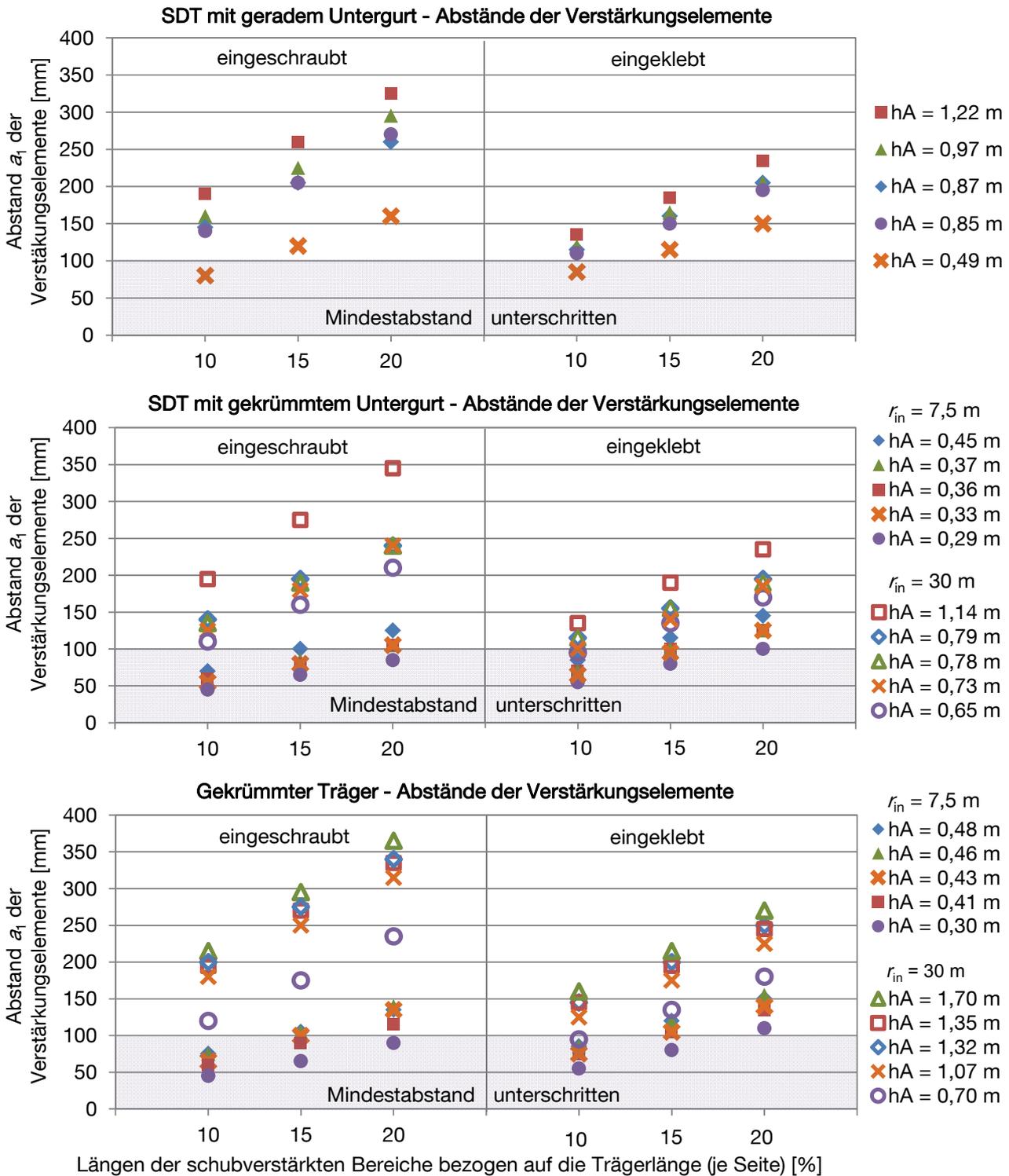


Abbildung A43: Maximal mögliche Abstände der Verstärkungselemente in Abhängigkeit der Trägerform, der Länge des zu verstärkenden Bereiches und der Einbringart, in Anlehnung an [Danzer 2011]

Zu Abschnitt 4.9: Ausblick: Zusatzbeanspruchungen aus dynamischer Einwirkung im Versagensfall

Herleitung der Gleichung zur Ermittlung der maximalen Verformung  $u_{max}$

Symbole und Begrifflichkeiten, siehe Abbildung A44.

1) Freie Schwingung nach Bruch:  $t_{freie}$  Bewegung ( $t_f$ )

$$u_0 = u_s - u_1 \quad (\text{Amplitude}) \quad (\text{A4-1})$$

$$u = u_0 \cdot (1 - \cos \omega t) \quad (\text{freie Schwingung des Systems}) \quad (\text{A4-2})$$

$$v = u' = u_0 \cdot \omega \cdot \sin \omega t \quad (\text{A4-3})$$

2) Maximale Auslenkung der freien Schwingung (vor gebremster Bewegung)  $u_s \cdot (1 + \phi)$ :  $t_f = t_{f,max}$

$$u(t_{f,max}) = u_s \cdot (1 + \phi) = u_1 + u_0 \cdot (1 - \cos \omega t_{f,max}) \quad (\text{A4-4})$$

$$u(t_{f,max}) = u_s \cdot (1 + \phi) = u_s - u_0 \cdot \cos \omega t_{f,max} \quad (\text{A4-1 in (A4-4)}) \quad (\text{A4-5})$$

$$\frac{u_s}{u_0} \cdot \phi = -\cos \omega t_{f,max} \quad (\text{A4-6})$$

$$v(t_{f,max}) = u'(t_{f,max}) = u_0 \cdot \omega \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{u_s}{u_0} \cdot \phi\right)^2} \quad (\text{A4-6 in (A4-3)}) \quad (\text{A4-7})$$

3) Gebremste Bewegung  $u_{gebremst}$  ( $u_g$ );  $t_{gebremst}$  ( $t_g$ )

$$u_g = v \cdot t_g - \left( \frac{K_V \cdot u_s \cdot (1 + \phi)}{M} - g \right) \cdot \frac{t_g^2}{2} \quad \left[ \frac{m}{s} \cdot s - \left( \frac{\overbrace{MN}^{kg \cdot m/s^2} \cdot \frac{1}{m} \cdot m \cdot (1 + \phi)}{kg} - \frac{m}{s^2} \right) \cdot s^2 \right] \quad (\text{A4-8})$$

$$v_g = u_g' = v - \left( \frac{K_V \cdot u_s \cdot (1 + \phi)}{M} - g \right) \cdot t_g \quad \left[ \frac{m}{s} - \left( \frac{m}{s^2} \cdot (1 + \phi) - \frac{m}{s^2} \right) \cdot s \right] \quad (\text{A4-9})$$

4) Vollständig gebremste Bewegung  $v_{gebremst}$ :  $v_g = 0$ ;  $t_{g,v=0}$

$$v_g = u_g' = 0 \rightarrow t_{g,v=0} = \frac{v}{\left( \frac{K_V \cdot u_s \cdot (1 + \phi)}{M} - g \right)} \quad \text{aus (A4-9)} \quad (\text{A0-10})$$

$$u_{g,v=0} = \frac{v^2}{\left( \frac{K_V \cdot u_s \cdot (1 + \phi)}{M} - g \right)} - \left( \frac{K_V \cdot u_s \cdot (1 + \phi)}{M} - g \right) \cdot \frac{v^2}{\left( \frac{K_V \cdot u_s \cdot (1 + \phi)}{M} - g \right)^2} \cdot \frac{1}{2} \quad (\text{A4-11})$$

Nebenrechnung: Vollständig gebremste Bewegung → statisches Gleichgewicht erreicht

$$K_V \cdot u_s = M \cdot g \rightarrow g \cdot \left( \underbrace{\frac{K_V \cdot u_s}{M \cdot g}}_{=1} \cdot (1 + \phi) - 1 \right) = \phi \cdot g \quad \text{N(A4-12)}$$

$$u_{g,v=0} = \frac{u_0^2 \cdot \omega^2 \cdot \left( 1 - \left( \frac{u_s}{u_0} \cdot \phi \right)^2 \right)}{2 \cdot \phi \cdot g} \quad \text{N(A4-12) und (A4-7) in (A4-11)} \quad \text{(A4-13)}$$

$$u_{g,v=0} = \frac{u_0^2 \cdot \omega^2 \cdot \left( 1 - \left( \frac{u_s}{u_0} \cdot \phi \right)^2 \right)}{2 \cdot \phi \cdot g} = \frac{u_0^2 \cdot \overbrace{\frac{K_V}{M} \cdot \frac{1}{g}}^{=\omega^2} \cdot \left( 1 - \left( \frac{u_s}{u_0} \cdot \phi \right)^2 \right)}{2 \cdot \phi \cdot g} = \frac{\underbrace{u_s}_{=M/K_V} \cdot \left( 1 - \frac{u_s^2}{u_0^2} \cdot \phi^2 \right)}{2 \cdot \phi} \quad \text{(A4-14)}$$

$$u_{g,v=0} = \frac{\frac{u_0^2}{u_s} - u_s \cdot \phi^2}{2 \cdot \phi} = \frac{u_s \cdot \left( \frac{u_0^2}{u_s^2} - \phi^2 \right)}{2 \cdot \phi} = \frac{u_s \cdot \left( \left( \frac{u_s - u_1}{u_s} \right)^2 - \phi^2 \right)}{2 \cdot \phi} = \frac{u_s \cdot \left( \left( 1 - \frac{u_1}{u_s} \right)^2 - \phi^2 \right)}{2 \cdot \phi}$$

$$u_{\max} = u_{\text{dyn}} + u_{g,v=0} = u_s \cdot (1 - \phi) + \frac{u_s \cdot \left( \left( 1 - \frac{u_1}{u_s} \right)^2 - \phi^2 \right)}{2 \cdot \phi} = u_s \cdot \left\{ (1 + \phi) + \frac{\left( \left( 1 - \frac{u_1}{u_s} \right)^2 - \phi^2 \right)}{2 \cdot \phi} \right\} \quad \text{(A4-15)}$$

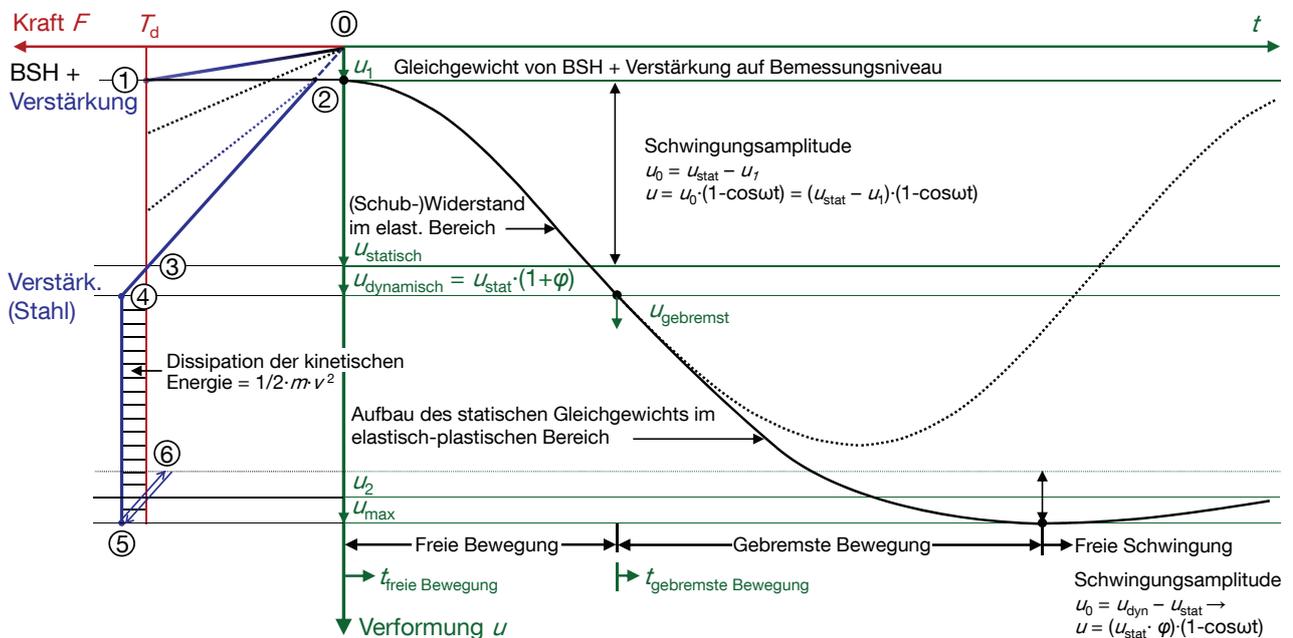


Abbildung A44: Schematische Darstellung der Vorgänge beim Übergang vom ungerissenen Zustand (Gleichgewicht, statische Ruhelage) in den gebrochenen (gerissenen) Zustand (Gleichgewicht, statische Ruhelage) in Anlehnung an [Kreuzinger & Spengler 2002]

## Anhang zu Abschnitt 5 – Einfluss der Holzfeuchte auf verstärkte Holzbauteile

Zu Abschnitt 5.3.3: Phase 3: Holzfeuchteänderungen im Jahresverlauf

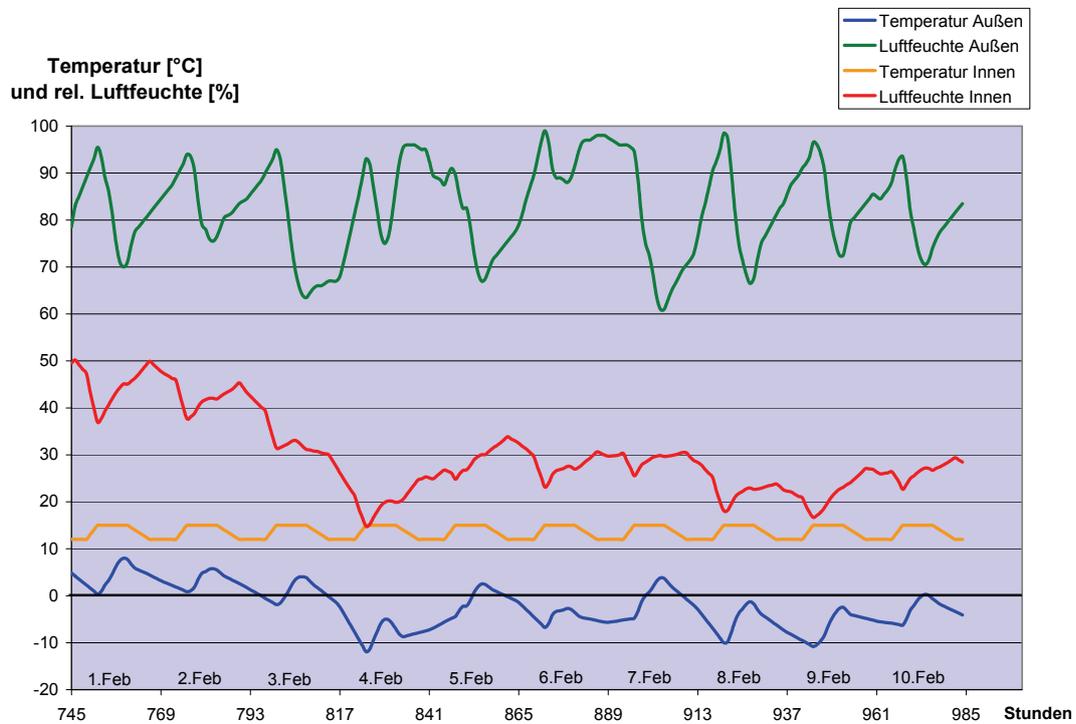


Abbildung A45: Relative Luftfeuchte und Temperatur der Außenluft, und entsprechende relative Luftfeuchte in einer mit Frischluft geheizten Sporthalle (Eingabedaten aus TRNSYS für München-Riem) aus [Machnicki 2009]

Zu Abschnitt 5.6.1: Modellierung und Modellannahmen

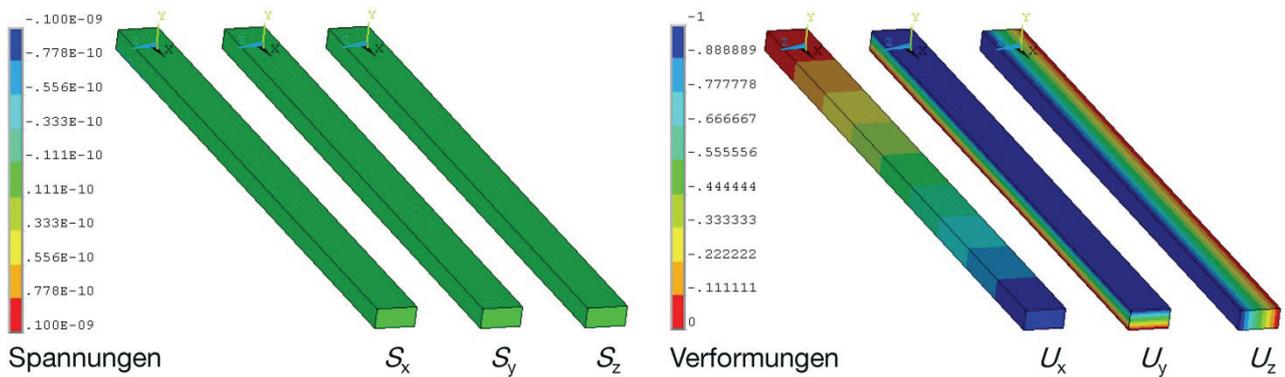


Abbildung A46: Spannungen und Verformungen des unverstärkten Holzbauteils zur Verifizierung der Materialparameter (die Abmessungen entsprechen dem Kehrwert der Quell- und Schwindmaße  $\alpha_0 = \alpha_x = 0.01$ ;  $\alpha_{90,rad} = \alpha_y = 0.16$   $\alpha_{90,tang.} = \alpha_z = 0.32$ )

Zu Abschnitt 5.6.2: Ergebnisse – Senkrecht zur Faser angeordnete stiftförmige und plattenförmige Verstärkungselemente

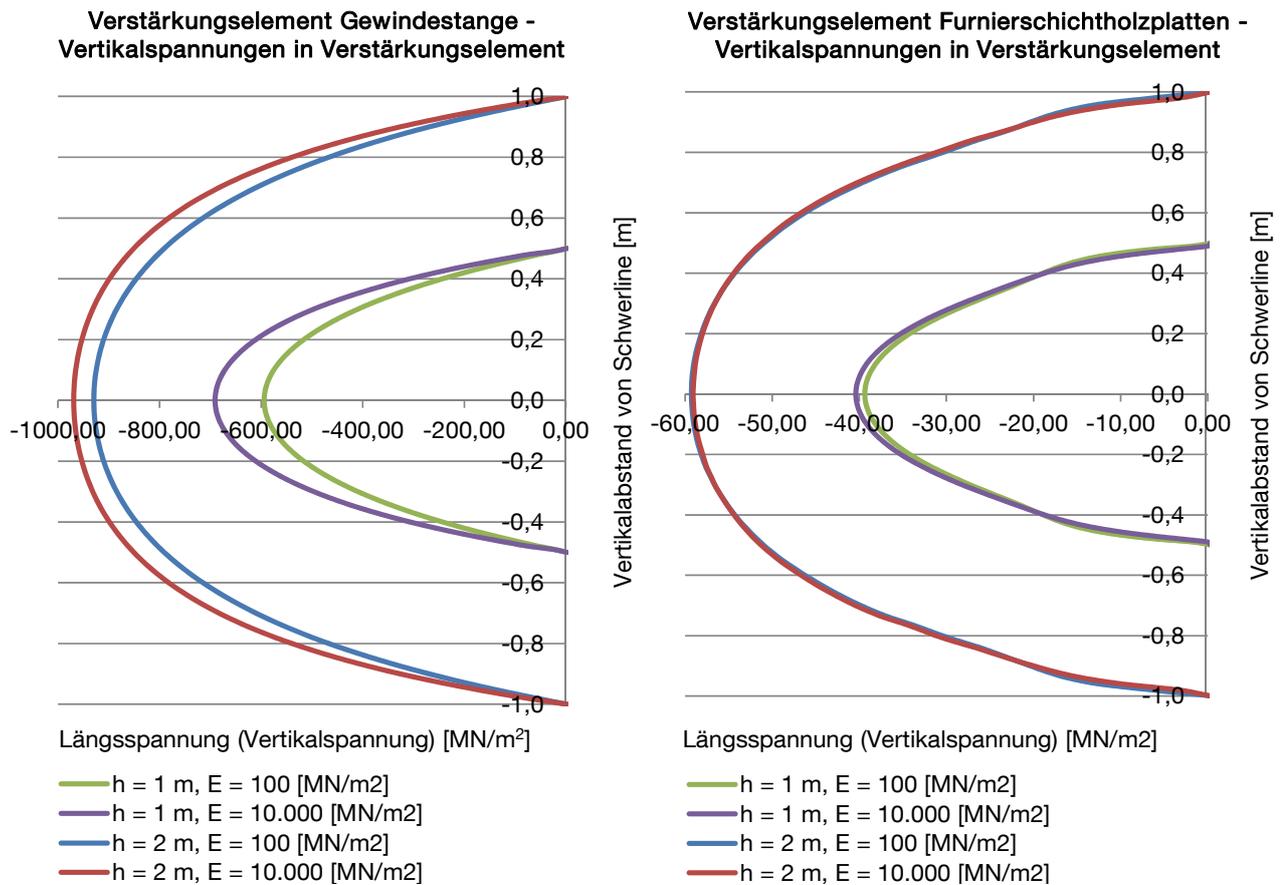


Abbildung A47: Längsspannungen in Verstärkungselement in Abhängigkeit von Art der Verstärkung, Steifigkeit des Verbundes und Bauteilhöhe

Zu Abschnitt 5.7.2: Bisherige Untersuchungen

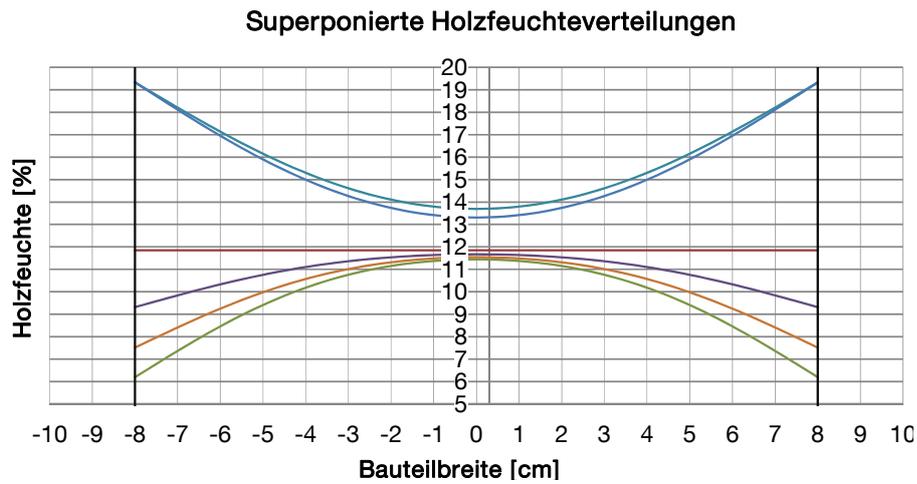


Abbildung A48: Aus den in [Ehlbeck et al. 1992] angegebenen Wechselklimata berechnete Holzfeuchteverteilung

Zu Abschnitt 5.7.3: Versuchskonfiguration

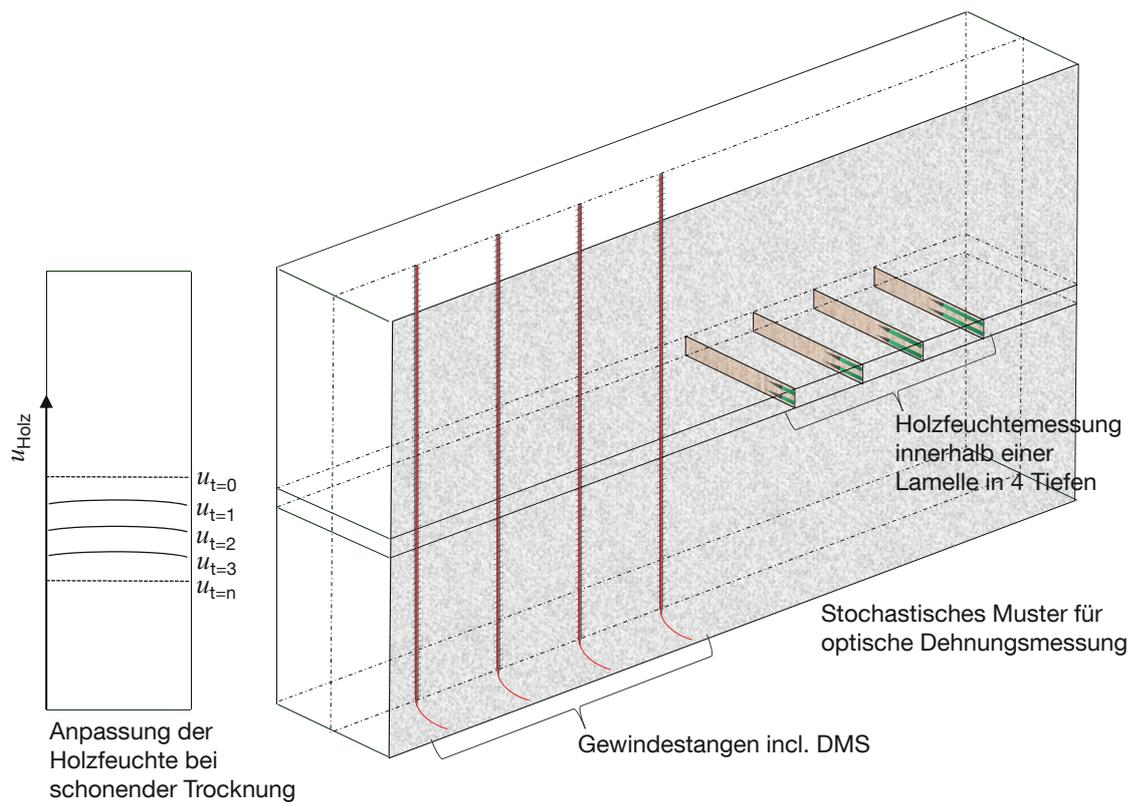


Abbildung A49: Skizze einer möglichen Versuchskonfiguration zur Untersuchung der Rissentstehung in mit Gewindestangen verstärkten Holzbauteilen

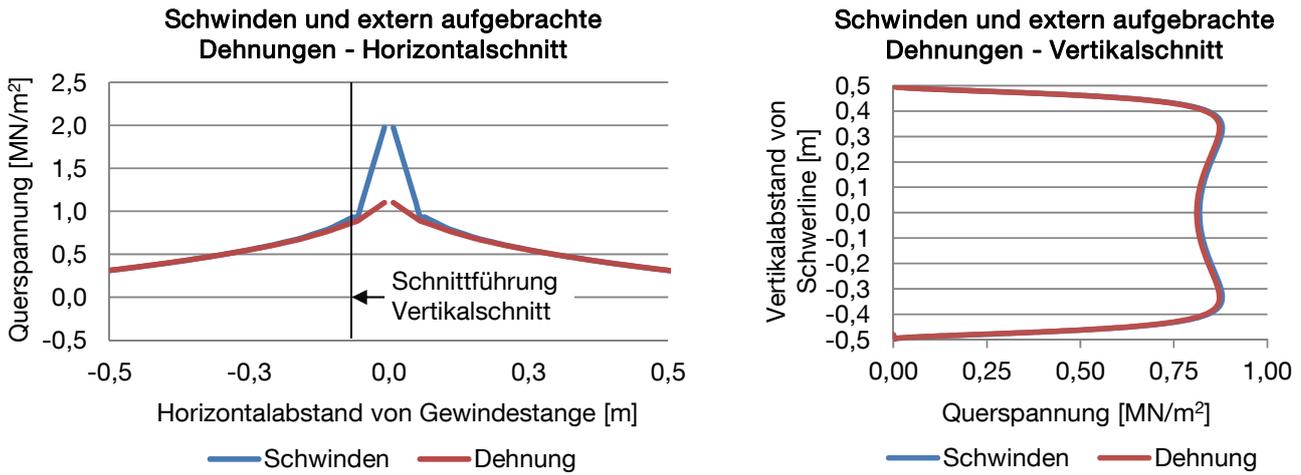


Abbildung A50: Querspannungen in Holzbauteil auf Horizontal- und Vertikalschnitt bei unterschiedlicher Art der Beanspruchung (Schwinddehnung und auf Gewindestange aufgebrachte Dehnungen)

Zu Abschnitt 5.7.6: Versuchsauswertung mittels eines berührungslosen optischen Messsystems

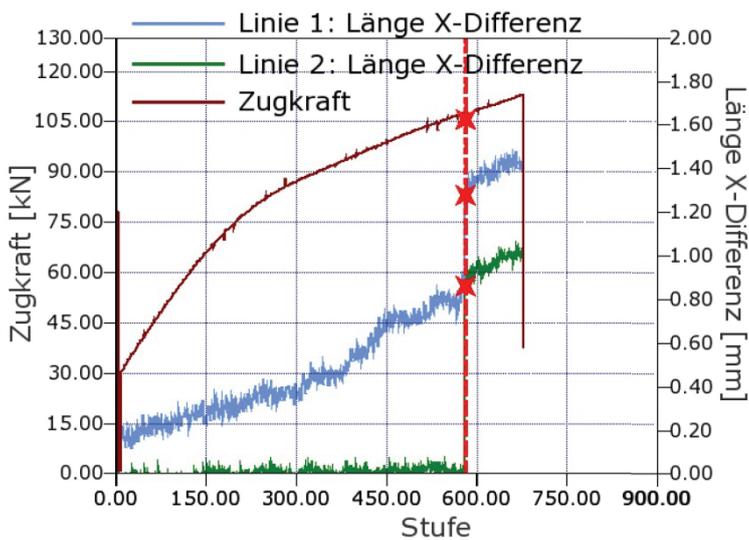


Abbildung A51: Verformungen des Prüfkörper 1.1 in späterer Rissebene (Linie 1 – rechts auf PK, Linie 2 – links auf PK) sowie zugehörige Zugkraft

Prüfkörper 2, Versuch 2.1

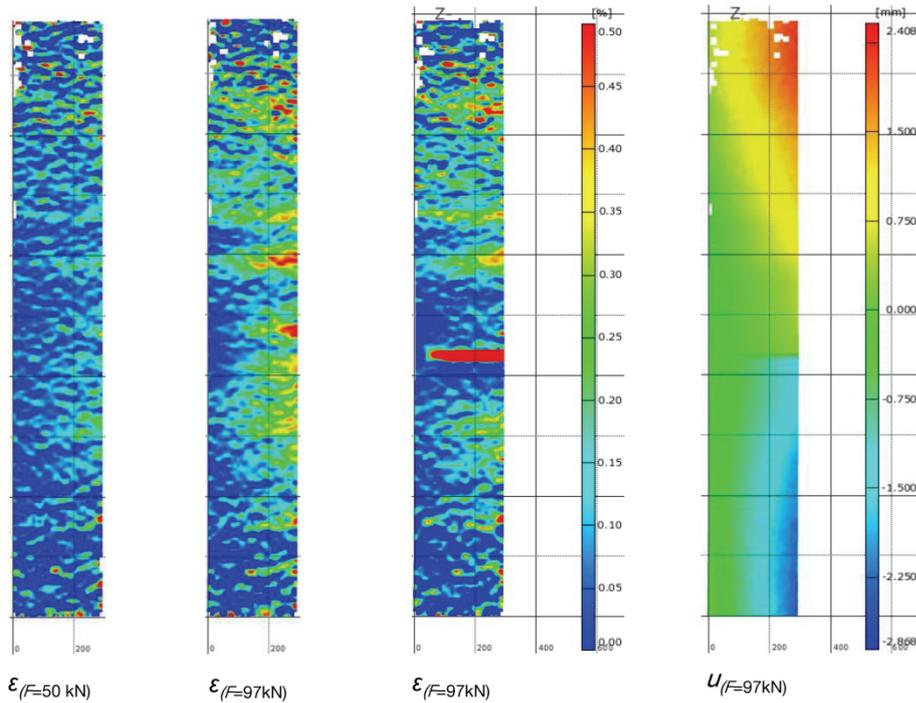
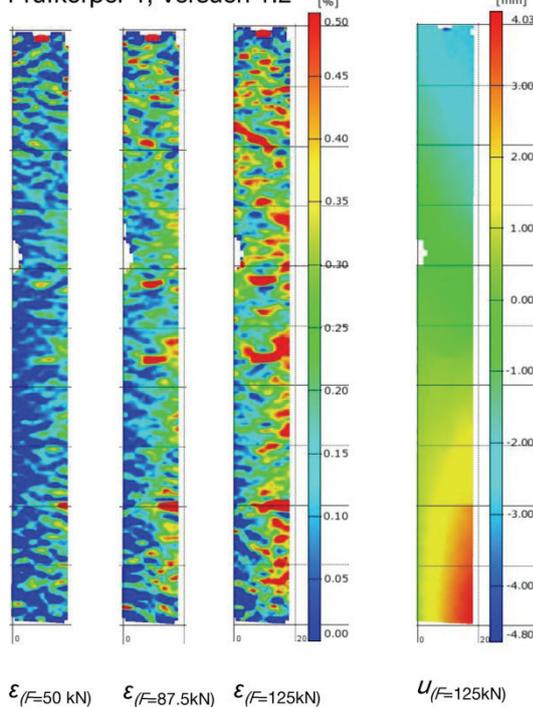


Abbildung A52: Dehnungsverteilung des Prüfkörper 2.1 bei  $F = 50 \text{ kN}$ , vor und nach Durchriss ( $F = 97 \text{ kN}$ ) sowie Vertikalverformungen nach Durchriss

Prüfkörper 1, Versuch 1.2



Prüfkörper 2, Versuch 2.2

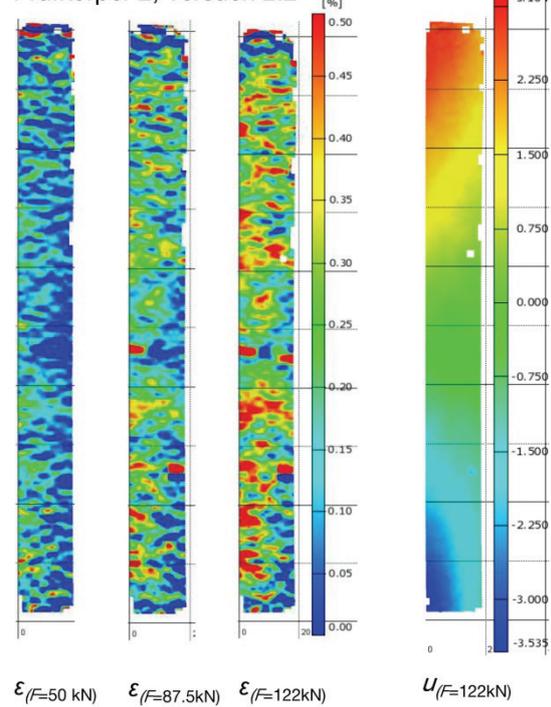


Abbildung A53: Dehnungsverteilung der Prüfkörper 1.2 und 2.1 bei  $F = 50 \text{ kN}$ ,  $87.5 \text{ kN}$  und bei Höchstlast ( $125 \text{ kN}$  bzw.  $122 \text{ kN}$ ) sowie Vertikalverformungen bei Höchstlast

Zu Abschnitt 5.7.7: Vergleichende Berechnungen

Prüfkörper 1.1 und 1.2:  $\ell = 500$  (100) mm

Prüfkörper 2.1 und 2.2:  $\ell = 300$  (100) mm

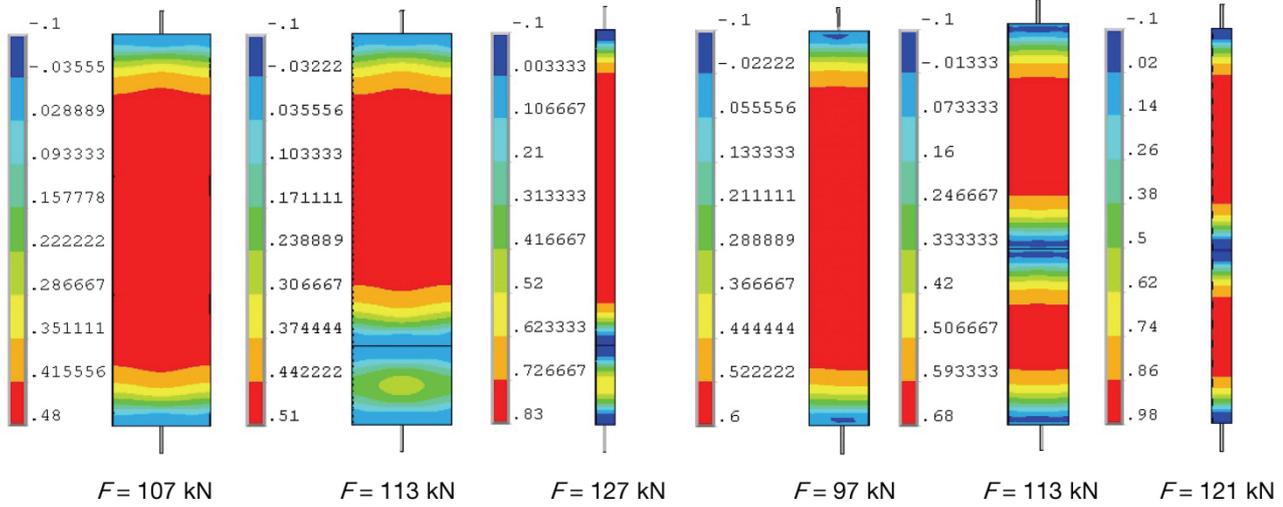


Abbildung A54: Mittels der Methode der Finiten-Elemente berechnete Verteilung der Querspannung in den Prüfkörpern 1.1 bis 2.2 direkt vor Durchriss sowie bei Höchstlast

Prüfkörper 1:  $\ell = 500$  mm

Prüfkörper 2:  $\ell = 300$  mm

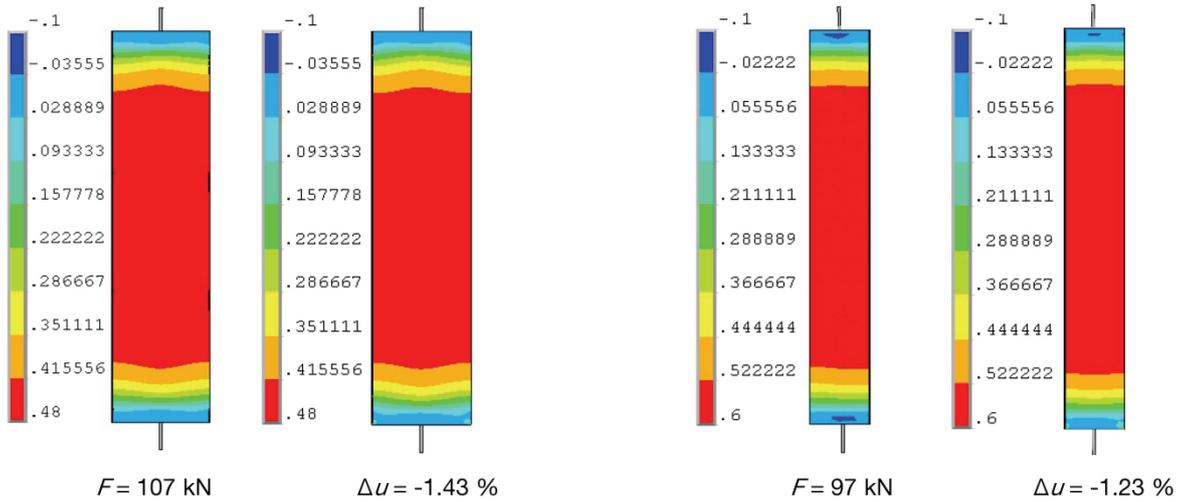


Abbildung A55: Mittels der Methode der Finiten-Elemente berechnete Verteilung der Querspannung in den Prüfkörpern 1 und 2 direkt vor Durchriss sowie Querspannungsverteilung bei äquivalenter Holzfeuchteänderung

Zu Abschnitt 5.8: Wertung der Ergebnisse und Fazit

**Vorhandene Spannung nach Sanierung:**

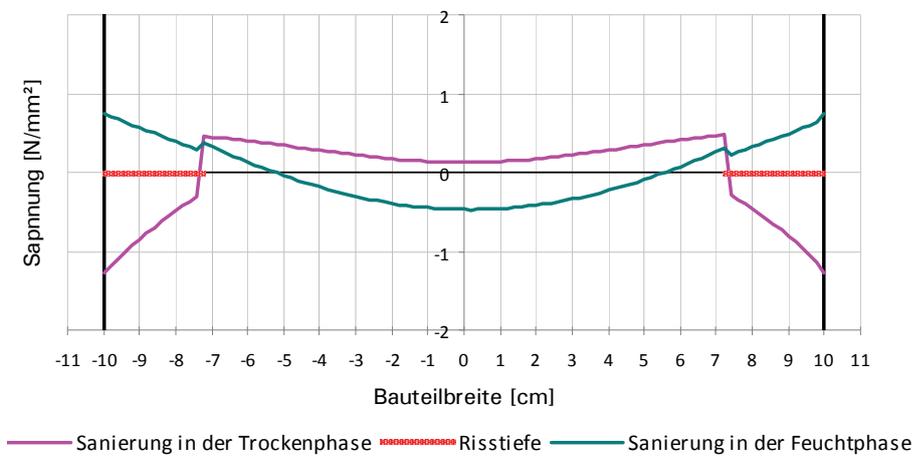


Abbildung A56: Spannungen im Holzquerschnitt unter Wechselklima bei Risssanierung in der Trocken- bzw. Feuchtphase aus [Aondio 2008]