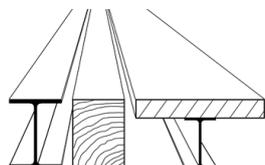
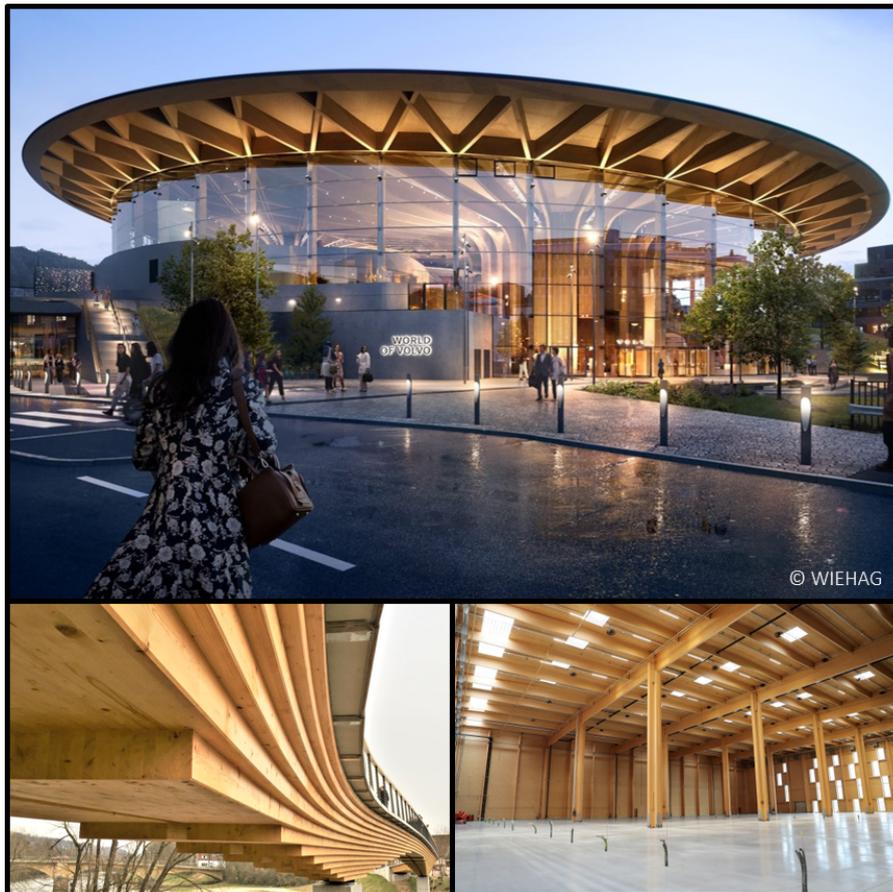


Universität Stuttgart

Doktorandenkolloquium

Holzbau Forschung + Praxis

Stuttgart, 18. + 19. März 2024



Institut für Konstruktion und Entwurf



Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Jun.-Prof. Dr. Philippe Grönquist
Dr.-Ing. Cristóbal Tapia
Lea Buchholz, M. Sc.
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: (0711) 685 66245
Telefax: (0711) 685 66236

Redaktion Jun.-Prof. Dr. Philippe Grönquist
Dr.-Ing. Cristóbal Tapia
Lea Buchholz, M. Sc.

Alle Rechte vorbehalten.

Für die Beiträge sind ausschließlich die Verfasser verantwortlich.

Bildnachweis Titelseite:

Oben: World of Volvo, Göteborg, ©WIEHAG

Unten rechts: Ilogistics Center, Fischamend, ©WIEHAG

Unten links: Blockträgerbrücke, Neckartenzlingen, ©Schaffitzel

Doktorandenkolloquium

Holzbau Forschung + Praxis

Stuttgart, 18. + 19. März 2024

Forschung im Holzbau

Aktuelle Themen und Fragestellungen

Das Doktorandenkolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“ 2024 wird in diesem Jahr zum 10. Mal veranstaltet und ist für die Holzbaulehrstühle und -institute im deutschsprachigen Raum ein fester Termin. Die Veranstaltung findet in diesem Jahr wieder in Präsenz statt. Die Tagungsbeiträge, vorgetragen von Doktorandinnen und Doktoranden von Holzbaulehrstühlen in Deutschland, Österreich und der Schweiz, spiegeln das facettenreiche Spektrum des Holzbaus wider. Eine Vielzahl von Beiträgen widmet sich wieder den unterschiedlichen Verbindungen im Holzbau, Forschungsergebnissen zu Materialeigenschaften, Stabilität und neuen Prüfmethode, der Bemessung verschiedener Bausysteme mit numerischen und analytischen Methoden sowie aktuellen Entwicklungen bei Holz- Beton-Verbundtragwerken.

Durch die Veröffentlichung und Diskussion von neuen Entwicklungen und Forschungsergebnissen wird dem interessierten Fachpublikum aus Forschung und Praxis die Möglichkeit gegeben, an aktuellen Fragestellungen aus laufenden Forschungsprojekten in einem frühen Stadium teilzuhaben. Der vorliegende Tagungsband bietet sowohl den Doktorandinnen und Doktoranden, sowie auch Vertretern aus der Baupraxis die Möglichkeit, sich mit dem aktuellen Kenntnisstand und den Entwicklungsmöglichkeiten und Innovationen der Holzbauforschung im deutschsprachigen Raum auseinanderzusetzen. Dies ist für die individuelle Entwicklung der jungen Forschenden ebenso wichtig wie für die Weiterentwicklung des Holzbaus insgesamt.

Dass das Doktorandenkolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“ zum 10. Mal durchgeführt werden kann, verdanken wir dem Zuspruch, der dieser Veranstaltung von den Holzbaulehrstühlen im deutschsprachigen Raum entgegengebracht wird, und speziell der Mitarbeit der Doktorandinnen und Doktoranden, die ihre sehr interessanten Beiträge eingereicht haben. Unser besonderer Dank gilt der Holzbau-Offensive Baden-Württemberg und der proHolzBW GmbH, die die Druckkosten des Tagungsbandes tragen und die Veranstaltung darüber hinaus finanziell unterstützen, und den Wirtschaftsunternehmen, die dem Holzbau verbunden sind und ohne deren Engagement und Unterstützung die Veranstaltung in diesem Rahmen nicht möglich wäre. Mein besonderer Dank gilt auch den Mitwirkenden der Universität Stuttgart für Ihr Engagement und Einsatz in der Vorbereitung und Durchführung des Kolloquiums, insbesondere Frau Lea Buchholz, M.Sc. (KE), Jun. Prof. Dr. Philippe Grönquist (IWB / MPA), Dr.-Ing. Cristóbal Tapia Camú (MPA).

Stuttgart, im März 2024
Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart

Inhaltsverzeichnis

I	Verbindungen	9
I-a	Ai-Phien Ho: Erweitertes Rechenmodell zur Tragfähigkeit von scher-beanspruchten Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Schrauben	11
I-b	Lea Buchholz: Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-FSH – Experimentelle und numerische Untersuchungen der Steifigkeit.	19
I-c	Katrin Vögele: Untersuchungen der Grundkomponenten von neuartigen Holz-Holz-Verbindungen mit leistungstärkeren Holzwerkstoffen	27
I-d	Kai Simon: Skalierbarkeit von verstärkten biegesteifen Brettschichtholzanschlüssen mit eingeklebten Stahlstäben an Beton- und Stahlkonstruktionen.	35
I-e	Wenchang Shi: Kreislauffeffektives Bauen im Holzbau: Standardisierung I-profilierter Buchenholzträger für Hallentragwerke	43
I-f	Jendrik Heithorn: Verbindungen zur Sanierung und Wiederverwendung von Holzrammpfählen	51
II	Schrauben im Holzbau	63
II-a	Eva Baldauf: Lagerimperfectionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen	65
II-b	Elisabet Kuck: Studie zu Normalkräften in auf Abscheren beanspruchten Schrauben	73
II-c	Moritz Tronnier: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten selbstbohrender Holzschrauben unter axialer Beanspruchung	81
III	Stabilität und Aussteifung	91
III-a	Nadja Manser: Untersuchungen über den Beitrag von Holzrahmenbau-Wänden mit Fensteröffnungen zum horizontalen Gebäude-Aussteifungssystem	93
IV	Bausysteme und Bauprodukte	103
IV-a	Lukas Esser: Investigation of Different Glue Lines for the Reinforcement of Glulam Beams with CFRP Sheets.	105
IV-b	Thomas Hillberger: Aktive Schwingungsdämpfung für Brettspertholzdecken – Vergleich zwischen experimentellen und numerischen Untersuchungen.	113
IV-c	Lucas Bienert: Plattentragverhalten von aufgelöstem hybridem Brettspertholz	121

IV-d	Nils Schumacher: Entwicklung von aufgelöstem hybriden Brettsperrholz – Untersuchung des Scheibentragverhaltens129
IV-e	Noah Böhm: Experimentelle Untersuchung des elastischen Biegetragverhaltens von Brettsperrholz-Stahl-Verbundträgern137
IV-f	Thomas Stieb: Biegesteifer Plattenstoß zwischen Brettsperrholzelementen – eine Lösung mit Holz-Beton-Verbund145
IV-g	Lukas Rauber: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss von Bekleidungen auf das Tragverhalten von Holztafelwänden.153
V	(Holz-Beton) Verbund	163
V-a	Andreas Kirchner: HBV-Brücken mit Klebeverbindung – Herstellung und Zustandsmonitoring eines Demonstratorbauteils165
V-b	Antonio Ansalone: Significance of earthquake actions on Timber and composite Timber-Concrete bridges173
VI	Prüfmethoden	181
VI-a	Aaron Münzer: Faseroptische Dehnungsmessung von Holzkonstruktionen183
VI-b	Thorben Niemann: Optimierung der Bauwerksprüfung von Holzbrücken durch Nutzung digitaler Bauwerksmodelle191

Kapitel I

Verbindungen

Inhaltsverzeichnis

I-a	Ai-Phien Ho: Erweitertes Rechenmodell zur Tragfähigkeit von scher-beanspruchten Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Schrauben	11
I-b	Lea Buchholz: Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-FSH – Experimentelle und numerische Untersuchungen der Steifigkeit.	19
I-c	Katrin Vögele: Untersuchungen der Grundkomponenten von neuartigen Holz-Holz-Verbindungen mit leistungsstärkeren Holzwerkstoffen	27
I-d	Kai Simon: Skalierbarkeit von verstärkten biegesteifen Brettschichtholzanschlüssen mit eingeklebten Stahlstäben an Beton- und Stahlkonstruktionen.	35
I-e	Wenchang Shi: Kreislauffeffektives Bauen im Holzbau: Standardisierung I-profilierter Buchenholzträger für Hallentragwerke	43
I-f	Jendrik Heithorn: Verbindungen zur Sanierung und Wiederverwendung von Holzrammpfählen	51

Erweitertes Rechenmodell zur Tragfähigkeit von scher-beanspruchten Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Schrauben

Vortragende:

Ho, Ai-Phien

M. Sc.

Universität Kassel

Fachbereich Bauingenieur- und
Umweltingenieurwesen

FG Bauwerkserhaltung und Holzbau

phienho@uni-kassel.de



- Seit Dez. 2023 wissenschaftliche Mitarbeiterin, FB Bauwerkserhaltung und Holzbau, Universität Kassel
- 2021-2023 Masterstudium Bauingenieurwesen, Universität Kassel
- 2017-2021 Bachelorstudium Bauingenieurwesen, Universität Kassel

Autoren: Ai-Phien Ho, Werner Seim

Zusammenfassung

Im Rahmen des Promotionsvorhabens soll ein erweitertes Modell (EM oder EEYM*) zur Berechnung der Tragfähigkeit von scherbeanspruchten Stahlblech-Holz-Verbindungen entwickelt werden, das den Seileffekt aufgrund der Reibung zwischen Holz und Stift und/oder der Auszugfestigkeit direkt in den Gleichgewichtsbedingungen berücksichtigt. Die erste Anwendung des EM für Verbindungen mit Schrauben zeigt eine bessere Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen im Vergleich zur analytischen Lösung nach dem European Yield Model (EYM). Mit dem erweiterten Modell soll die Tragfähigkeit von auf Abscheren beanspruchten Verbindungen besser prognostiziert werden, was wirtschaftliche Konstruktionen im Holzbau und die Festlegung realitätsnaher Überfestigkeitswerte für die Erdbebenbemessung ermöglicht.

1. Einleitung

1.1 Motivation

Die Berechnung der Tragfähigkeit von scherbeanspruchten Stahlblech-Holz-Verbindungen erfolgt heutzutage gemäß den Vorgaben des Eurocode 5 (EC5) [1]. Mehrere Studien in der einschlägigen Literatur wie *Görlacher* [2] oder *Schwendner et al.* [3] zeigen, dass diese analytische Berechnung konservativ ausfällt. Die Tragfähigkeit dieser Verbindung setzt sich gemäß EC5 [1] aus zwei Anteilen zusammen. Der erste Anteil basiert auf der Fließgelenktheorie von *Johansen* [4], die mithilfe des oberen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie am unverformten System angewandt wird. Der zweite Anteil bezieht sich auf den sogenannten "Seileffekt", der einen signifikanten Beitrag zur Tragfähigkeit der Verbindung leisten kann. Bisher wurde der Seileffekt unter der Annahme abgeleitet, dass die auftretende Zugkraft im Stift zu Reibung an der Scherfuge führen kann, was sich positiv auf die Tragfähigkeit auswirkt. Dies wirft jedoch die Frage auf, wie dieser Effekt berücksichtigt wird, wenn im Verformungszustand kein Kontakt zwischen Holz und Stahlblech besteht.

Svensson & Munch-Andersen [5] haben bereits im Jahr 2014 ein analytisches Modell vorgestellt, das aus Gleichgewichtsbedingungen am verformten System hergeleitet wird. Dabei werden zwei „antimetrische“ Fälle betrachtet: bei einem starren und einem schlanken Verbindungsmittel. Allerdings weist das Modell einige Einschränkungen auf. So werden z.B. konkrete Annahmen zum Schiefstellungswinkel eingeführt und es ist keine Herleitung für

* EEYM: Abkürzung für „Extended European Yield Model“

weitere Versagensmechanismen für Stahlblech-Holz-Verbindungen bekannt. Des Weiteren wurde die Gleichgewichtsbedingung zwischen linkem und rechtem Schnittufer an der Scherfuge nicht weiter vertieft.

1.2 Zielsetzung

Aufbauend auf dem Ansatz von *Svensson & Munch-Andersen* [5] soll ein erweitertes Modell (EM) zur Berechnung der Tragfähigkeit von auf Abscheren beanspruchten Stahlblech-Holz-Verbindungen entwickelt werden. Die Gleichgewichtsbedingungen sollen für das gesamte System betrachtet werden. Der Fokus liegt dabei auf Verbindungen mit Schrauben. Die Validierung des EM erfolgt anhand zahlreicher Referenzversuche mit Zugankern aus der Literatur. Dabei werden die analytischen Tragfähigkeiten sowohl nach dem EM als auch nach dem EYM mit den Versuchsergebnissen verglichen.

2. Herleitung des erweiterten Modells

2.1 Grundlagen und Methodik

Ähnlich wie bei der *Johansen*-Theorie [4] dient der obere Grenzwertsatz als zentraler Ansatz für die Herleitung des erweiterten Modells. Allerdings wird beim EM die Tragfähigkeit aus dem verformten Zustand abgeleitet. Hierbei wird der Seileffekt berücksichtigt, indem die Auszugfestigkeit und die Reibungswirkung im Schaftbereich der Schrauben berücksichtigt werden. Es erfolgt keine Unterscheidung zwischen dünnen und dicken Stahlblechen wie im EC5 [1]. Die Lochleibungsfestigkeit des Stahlblechs wird bei der Herleitung des EM miteinbezogen. Dabei werden nur die vier Versagensmechanismen (a), (b), (d) und (e) betrachtet, da sie eine Schrägstellung der Verbindungsmittel im Verformungszustand aufweisen, welche den Seileffekt aktiviert. Die Reibung zwischen dem Holz und Stahlblech bleibt vorerst unberücksichtigt.

Um die Traglast nach dem erweiterten Berechnungsmodell herzuleiten, wurde ein Berechnungsschema entwickelt. Dieses Schema erläutert die Vorgehensweise und die Berechnungsansätze, die für die Herleitung gelten und für alle Versagensmechanismen von Stahlblech-Holz-Verbindungen anzuwenden sind. Die folgenden Schritte werden dabei durchgeführt:

- 1) Das Verbindungsmittel wird sowohl an der Scherfuge als auch im Fließgelenk in Teilsysteme geschnitten. Hierbei wird festgelegt, dass alle Kräfte und Schnittgrößen vom Holz den Index "1" und vom Stahl den Index "2" erhalten (siehe Abb. 2). Der Seileffekt wird hierbei durch die Zugkraft erzeugende Einwirkungen $q_{t,1}$ und $q_{t,2}$ auf dem Stift berücksichtigt.

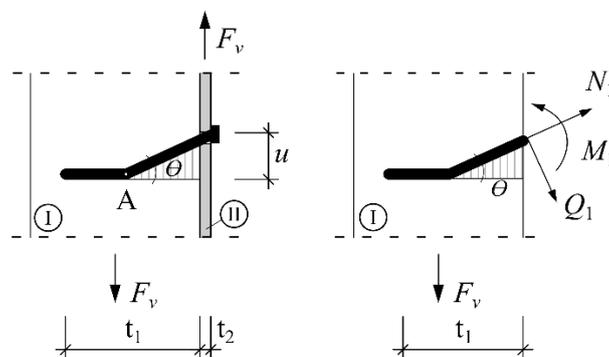


Abb. 1: Freischneiden des Systems - Versagensmechanismus b (linkes Schnittufer)

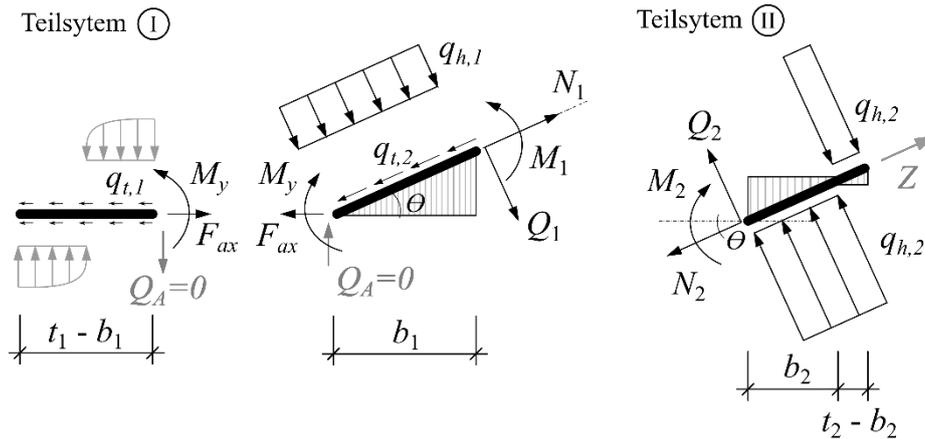


Abb. 2: Gleichgewichtsbedingungen des Systems - Mechanismus b

wobei

$$q_{t,1} = q_{ax} \quad \text{Linienkraft aus der Auszugsfestigkeit [N/mm]} \quad (1)$$

$$q_{t,2} = \begin{cases} \mu_s \cdot q_{h,1} & \text{für Teilgewindeschrauben [N/mm]} \\ \frac{q_{ax}}{2} & \text{für Vollgewindeschrauben [N/mm]} \end{cases} \quad (2)$$

$$q_{h,1}, q_{h,2} \quad \text{Linienkraft aus der Lochleibungsfestigkeit [N/mm]}$$

$$\mu_s \quad \text{Reibungskoeffizient zwischen Schrauben und Holzbauteil [-]}$$

- 2) Die Gleichgewichtsbedingungen werden für den Verformungszustand gebildet, um die unbekannt Parameter b_i zu bestimmen. Der Schiefstellungswinkel θ wird daher vorläufig als bekannt angenommen. Nachdem die Länge b_1 berechnet wurde, kann der Winkel θ durch Iteration mit der Gleichung (3) zurückgerechnet werden. Diese Iteration erfolgt mittels Excel unter Verwendung der Zielwertsuche-Funktion, wenn die Verschiebung u anstelle des Winkels θ bekannt ist.

$$\theta = \arctan \frac{u}{b_1} \quad (3)$$

- 3) Das Gleichungssystem aus den Gleichgewichtsbedingungen wird in eine quadratische Gleichung für b_1 umgeformt, wie in Gleichung (4) dargestellt.

$$A \cdot b_1^2 + B \cdot b_1 + C = 0 \quad (A \neq 0) \quad (4)$$

Der Wert b_1 wird nach der Gleichung (5) ermittelt. Dabei ist die positive Lösung von b_1 maßgebend, da es sich um eine Längeneinheit handelt.

$$b_1 = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (5)$$

- 4) Die Normalkraft N_1 und Querkraft Q_1 bezogen auf die Stiftachse werden unter Verwendung der maßgebenden Lösung für b_1 berechnet.
- 5) Zum Schluss wird die Traglast F_v für jeden Versagensmechanismus durch die Anwendung der Gleichgewichtsbedingungen im Teilsystem I nach Gleichung (6) bestimmt:

$$F_v = N_1 \cdot \sin(\theta) - Q_1 \cdot \cos(\theta) \quad (6)$$

Die kleinste Traglast kann nach dem oberen Grenzwertsatz als Tragfähigkeit der Verbindung angesetzt werden. Danach erfolgt eine Überprüfung der Verträglichkeitsbedingungen am linken Schnittufer des Fließgelenks für die maßgebende Traglast (siehe Abb. 3).

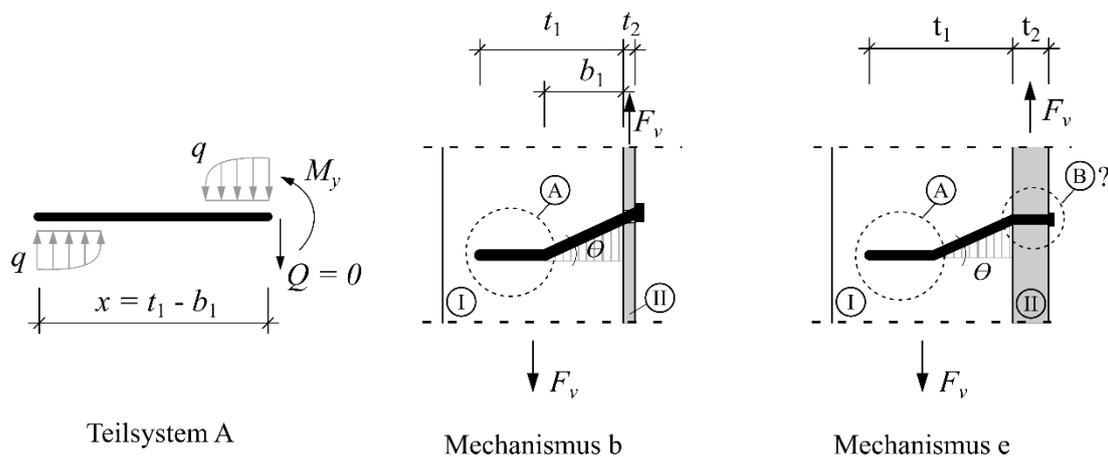


Abb. 3: Teilsystem zur Überprüfung der Verträglichkeitsbedingung

Um das Momentengleichgewicht in Teilsystem A sicherzustellen, kann die Mindestverankerungslänge x nach Gleichung (7) festgelegt werden. Hierbei wird der ungünstigste Fall betrachtet, dass die Verankerungslänge x_{req} so kurz ist, dass die Lochleibungsfestigkeit der Verbindung in diesem Bereich erreicht wird, d.h. $q = q_{h,1}$.

$$x = t_1 - b_1 \geq x_{req} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_y}{q_{h,1}}} \quad (7)$$

Die Überprüfung der Lochleibungsspannungen am Teilsystem B des Mechanismus b wird vorab nicht berücksichtigt. Wenn die Bedingung nach der Gleichung (7) nicht erfüllt ist, wird die rechnerische Traglast nach dem erweiterten Modell mit dem Faktor x/x_{req} abgemindert.

2.2 Übersicht der Berechnung nach dem erweiterten Modell

Die Berechnungen der Tragfähigkeit für einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dem erweiterten Modell wird in Tab. 1 zusammengefasst dargestellt.

Tab. 1: Übersicht der Berechnung nach dem erweiterten Modell

Mechanismus	(a)	(b)	(d)	(e)
A	$\frac{1}{\beta} + 1$	$-\frac{q_{h,1}}{2\cos^2(\theta)} - q_{t,1} \cdot \tan(\theta) - \frac{s_2^2}{4\beta \cdot q_{h,1}}$	$2 \cdot q_{h,1}$	$-\frac{q_{h,1}}{2\cos^2(\theta)} - q_{t,1} \cdot \tan(\theta)$
B	$2 \cdot (t_1 + t_2)$	$q_{t,1} \cdot t_1 \cdot \tan(\theta) + \frac{s_1 \cdot s_2}{2\beta \cdot q_{h,1}}$	0	$q_{t,1} \cdot t_1 \cdot \tan(\theta)$
C	$-t_1^2 - \beta \cdot t_2^2$	$M_y + \frac{\beta \cdot q_{h,1}}{\cos^2(\theta)} \cdot \left(\frac{t_2^2}{2} - \frac{\cos^2(\theta) \cdot s_1^2}{4\beta^2 \cdot q_{h,1}^2} \right)$	$-2 \cdot M_y \cdot \cos^2(\theta)$ $-q_{h,1} \cdot t_1^2$	$2 \cdot M_y$
$b_1 = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$; $b_1 > 0$ ist maßgebend				
N_1	$q_{t,1} \cdot \frac{t_1}{\cos(\theta)}$	$q_{t,2} \cdot \frac{b_1}{\cos(\theta)} + q_{t,1} \cdot (t_1 - b_1) \cdot \cos(\theta)$	$q_t \cdot \frac{t_1}{\cos(\theta)}$	$q_{t,2} \cdot \frac{b_1}{\cos(\theta)} + q_{t,1} \cdot (t_1 - b_1) \cdot \cos(\theta)$
Q_1	$-q_{h,1} \cdot \frac{\tilde{b}_1}{\cos(\theta)}$	$-q_{h,1} \cdot \frac{b_1}{\cos(\theta)} + F_{ax} \cdot \sin(\theta)$	$q_{h,1} \cdot \frac{(t_1 - 2 \cdot b_1)}{\cos(\theta)}$	$-q_{h,1} \cdot \frac{b_1}{\cos(\theta)} + q_{t,1} \cdot (t_1 - b_1) \cdot \sin(\theta)$
$F_v = N_1 \cdot \sin(\theta) - Q_1 \cdot \cos(\theta)$				

wobei

β, s_1, s_2 Hilfsgröße

$$\beta = \frac{q_{h,2}}{q_{h,1}}; \quad s_1 = q_{t,1} \cdot t_1 \cdot \sin(\theta) - \frac{\beta \cdot q_{h,1} \cdot t_2}{\cos(\theta)}; \quad s_2 = \frac{q_{h,1}}{\cos(\theta)} + q_{t,1} \cdot \sin(\theta)$$

t_1 Einbindtiefe der Schrauben [mm]

t_2 Dicke des Stahlblechs [mm]

Die Traglast für Mechanismus c wird wie beim EYM nach Gleichung (8) berechnet:

$$F_v = q_{h,1} \cdot t_1 \tag{8}$$

Der kleinste Wert der Traglasten von allen Versagensmechanismen ist maßgebend. Abschließend folgt die Überprüfung der Verträglichkeitsbedingung für Mechanismen b und e nach Gleichung (7).

3. Validierung des erweiterten Modells

Im Rahmen von mehreren Forschungsprojekten am Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau der Universität Kassel wurden umfangreiche Versuche zur Bewertung von Stahl-Holz-Verbindungen an Zugankern durchgeführt. Die Parameter aus den Versuchsergebnissen,

sowohl aus dem Fachgebiet [3], [6] als auch aus der Literatur [7], werden als Mittelwerte für die analytische Berechnung eingesetzt. Bei den Versuchen wurden Verbindungen mit 6 mm Teilgewinde- und mit 5 mm Vollgewindeschrauben getestet. Die Zuganker haben eine Dicke von 3 mm. Die Verankerungsdetails wurden hauptsächlich unter zyklischer Belastung nach ISO 16670 getestet. Darüber hinaus wurden einige Versuche mit dem monotonen Lastprotokoll gemäß EN 26891 durchgeführt.

3.1 Eingabeparameter

Bei den Eingabeparametern werden zunächst die Mittelwerte der experimentellen Parameter in beiden Berechnungsmodellen (EYM und EM) verwendet. Folgende Parameter werden aus den Laborversuchen bestimmt: Rohdichte des Holzes, Fließmoment und Zugfestigkeit der Schrauben. Für Teilgewindeschrauben wird der Reibungskoeffizient mit $\mu = 0,35$ im Schaftbereich angenommen. Dieser Wert basiert auf dem Versuchen von Ho [8] für glattschaftige Nägel mit $d = 6$ mm. Andere Parameter werden anhand entsprechender Formeln gemäß EC5 für das Holz bzw. gemäß EC3 [9] für das Stahlblech berechnet. Der Schiefstellungswinkel θ wird zuerst mit einem Wert von 20° angenommen. Sobald die maßgebende Traglast ermittelt ist, wird die Schiefstellung θ anhand der experimentellen Verschiebung u iterativ rückgerechnet. Tab. 2 zeigt eine Zusammenstellung aller Parameter.

Tab. 2: Zusammenstellung der Parameter

Serie	ρ_1 kg/m ³	L mm	L_g mm	t_1 mm	t_2 mm	f_u N/mm ²	M_y Nmm	f_{ax} N/mm ²	μ -	$f_{h,1}$ N/mm ²	$f_{h,2}$ N/mm ²
1	431	120	72,0	117	3,0	1096	10.500	11,7	0,35	20,6	1129
2	431	120	60,0	117	3,0	1280	15.800	11,5	0,35	20,6	1129
3	431	120	68,0	117	3,0	1188	14.800	11,5	0,35	20,6	1129
4	431	120	70,0	117	3,0	1406	10.000	11,5	0,35	20,6	1129
5	431	120	71,2	117	3,0	1110	14.900	10,5	0,35	20,6	1129
6	431	120	75,0	117	3,0	1404	16.100	11,7	0,35	20,6	1129
7	431	120	68,0	117	3,0	1134	11.800	12,0	0,35	20,6	1129
8	431	120	70,0	117	3,0	1224	19.100	11,5	0,35	20,6	1129
9	431	80	74,0	77,0	3,0	1472	6.660	14,5	-	21,8	1129
10	431	120	110	117	3,0	1194	13.500	12,0	-	20,6	1129
11	431	80	74,0	77,0	3,0	810	6.660	14,5	-	21,8	1129
12	400	40	34,0	37,0	3,0	600*	11.819	14,5	-	20,2	1130

* Annahme nach EC5 [1]

3.2 Ergebnis

Für die Versuche unter zyklischer Belastung werden sowohl die Fließkraft F_y , als auch die maximale Kraft F_{max} zusammen mit den zugehörigen Verschiebungen $u(F_y)$ und $u(F_{max})$ berücksichtigt. Folgende Abkürzungen werden dabei für die Tragfähigkeit verwendet:

EYM	rechnerische Tragfähigkeit der Verbindung nach EYM ohne Seileffekt
EYM,re	rechnerische Tragfähigkeit der Verbindung nach EYM mit Seileffekt
EM	rechnerische Tragfähigkeit der Verbindung nach EM
Exp,m	Mittelwert der experimentellen Tragfähigkeit der Verbindung

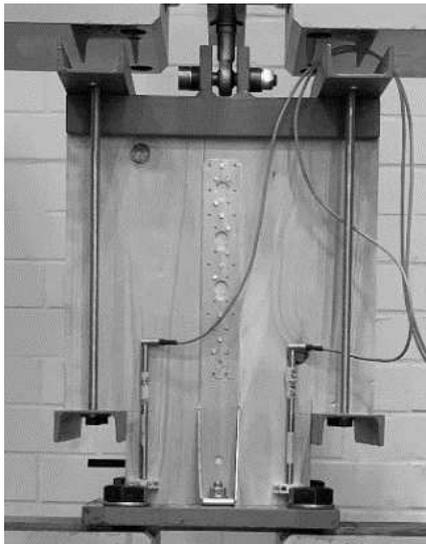


Abb. 4: Versuchsaufbau für einen Zuganker an einem BPS-Element [3]

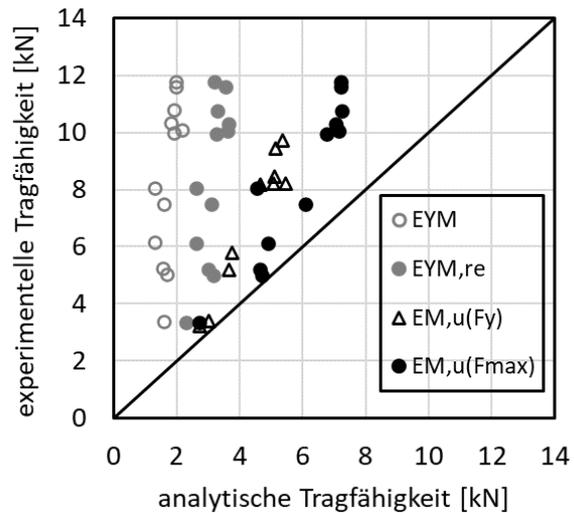


Abb. 5: Vergleich zwischen experimenteller und analytischer Tragfähigkeit pro Schraube

Abb. 4 stellt den Vergleich zwischen experimenteller und berechneter Tragfähigkeit pro Schraube auf Basis der Mittelwerte dar. Je näher die Punkte zur Diagonalen liegen, desto besser kann das Berechnungsmodell die tatsächliche Traglast abschätzen. Die Punkte oberhalb der Diagonalen zeigen eine Unterschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit, während die Punkte unterhalb der Diagonalen eine Überschätzung dokumentieren. Die Verhältnisse zwischen experimentellen und analytischen Werten für die maximale Tragfähigkeit sind in Tab. 3 aufgelistet.

Tab. 3: Vergleich der maximalen Tragfähigkeiten pro Schraube (Mittelwerte)

Nr.	VM*	t_1/d	max. Tragfähigkeit/Schraube			Exp,m kN	Mechanismus		Verhältnis	
			EYM kN	EYM,re kN	EM kN		EC5	EM	Exp,m / EYM,re	Exp,m / EM
1	TS	19,5	1,61	3,11	6,07	7,49	b	b	2,41	1,23
2	TS	19,5	1,98	3,20	7,19	11,8	b	b	3,67	1,64
3	TS	19,5	1,91	3,30	7,23	10,8	b	b	3,26	1,49
4	TS	19,5	1,57	3,00	4,63	5,21	b	e	1,74	1,13
5	TS	19,5	1,92	3,25	6,77	9,97	b	e	3,07	1,47
6	TS	19,5	2,00	3,55	7,21	11,6	b	b	3,26	1,61
7	TS	19,5	1,71	3,16	4,71	5,01	b	b	1,59	1,06
8	TS	19,5	2,18	3,60	7,15	10,1	b	b	2,80	1,41
9	VS	15,4	1,30	2,61	4,90	6,14	b-e	b	2,35	1,25
10	VS	19,5	1,83	3,66	7,04	10,3	b	b	2,82	1,46
11	VS	15,4	1,30	2,61	4,53	8,04	b-e	e	3,08	1,78
12	VS	7,40	1,59	2,28	2,70	3,35	a-d	d	1,47	1,24
Mittelwert									2,63	1,40

* VM = Verbindungsmittel, TS = Teilgewindeschraube, VS = Vollgewindeschraube

4. Diskussion, Fazit und Ausblick

Die Anwendung des erweiterten Modells (EM) zur Berechnung der Traglast liefert eine bessere Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen im Vergleich zum EYM. Das Verhältnis zwischen experimenteller und analytischer Tragfähigkeit pro Schraube beträgt im Durchschnitt 1,40 bei der Anwendung des EM, während es sich beim EYM mit Seileffekt auf 2,63 beläuft. Darüber hinaus bietet die Berechnung nach EM die Möglichkeit, den Winkel θ oder die relative Verschiebung u der Verbindung zu berücksichtigen.

Es besteht eine gute Übereinstimmung in den maßgebenden Versagensmechanismen für beide Berechnungsmodelle, siehe Tab. 3. Bei Schrauben mit hoher Schlankheit versagt das System hauptsächlich nach Mechanismus b, bei dem ein plastisches Gelenk auftritt und die Lochleibungsfestigkeit des Stahlblechs erreicht wird. Hingegen versagt das Modell nach Mechanismus d bei Schrauben mit geringerer Schlankheit, bei dem ein plastisches Gelenk in der Scherfuge auftritt, wie es in der Serie 12 zu beobachten ist. Gemäß dem EYM wurde die Tragfähigkeit der Serien 9, 11 und 12 durch eine Interpolation zwischen „dünnem“ und „dickem“ Stahlblech bestimmt. Infolgedessen ist die Feststellung des maßgebenden Mechanismus in diesen Fällen nicht eindeutig.

In zukünftigen Studien sind weitere experimentelle Versuche erforderlich, um den Gültigkeitsbereich der EM zu untersuchen und deren Einflussparameter zu analysieren. Außerdem sollte untersucht werden, ob sich die Auszugsfestigkeit im Bereich der Lochleibung in Abhängigkeit vom Schiefstellungswinkel verändert. Auch die bisher unberücksichtigte Interaktion von Moment und Normalkraft bei Schraubenverbindungen bedarf noch einer genaueren Betrachtung.

Literatur

- [1] DIN EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin, DIN (2008)
- [2] GÖRLACHER, RAINER: *Vergleich der Tragfähigkeit auf Abscheren von Sondernägeln für die Stahlblech-Holz-Nagelung mit dem Bemessungsverfahren nach Eurocode 5*, 1995
- [3] SCHWENDNER, SASCHA ; KATTENBACH, DANIEL ; SEIM, WERNER: *INTER 2023: Low-cycle Fatigue of Self-tapping Screws*, 2023
- [4] JOHANSEN, K.W.: Theory of Timber Connections. In: *IABSE publications* (1949), S. 249–262
- [5] SVENSSON, S. ; MUNCH-ANDERSEN, J.: Study on Nail Connections in Deformed State. In: *INTER/47-7-4* : KIT Timber Scientific Publishing, Karlsruhe, Germany, 2014, S. 131–140
- [6] SCHWENDNER, SASCHA ; SEIM, WERNER ; D’ARENZO, GIUSEPPE: *Zwischenbericht 02: Experimentelle Untersuchungen an Verankerungsdetails*, 2019
- [7] CAPROLU, GIUSEPPE: *Experimental Testing of Hold Down Devices for Timber Frame Shear Walls*, 2011 — ISBN 9789174393866
- [8] HO, PHIEN: *Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln im Holzbau – Untersuchungen zur Reibung im Bereich der Lochleibung*, Universität Kassel, 2023
- [9] DIN EN 1993-1-8: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Berlin, 2005 — ISBN 6059107001

Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-FSH – Experimentelle und numerische Untersuchungen der Steifigkeit

Vortragende:

Buchholz, Lea

M.Sc.
Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart
lea.buchholz@ke.uni-stuttgart.de



- 2015 - 2021 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart
- Seit 2021 wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Konstruktion und Entwurf (KE) an der Universität Stuttgart

Autoren: Lea Buchholz, M.Sc.; Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Zusammenfassung

Im Rahmen des im Juni 2023 abgeschlossenen Forschungsprojekts der Holzbau-Offensive Baden-Württemberg wurden Versuche an über 300 Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-Furnierschichtholz (Buchen-FSH) durchgeführt. Ziel war es, Einflussparameter auf die Steifigkeit dieser Verbindungen zu identifizieren und zu quantifizieren. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden in eine umfassende Datenbank zu Verbindungssteifigkeiten aufgenommen, die am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart entwickelt wurde. Zusätzlich sollen numerische Untersuchungen mittels eines Beam-on-Foundation (BoF)-Modells ein vertieftes Verständnis für das Last-Verformungsverhalten dieser Verbindungen ermöglichen. Die Verifizierung und Validierung der FE-Modelle erfolgte dabei auf Grundlage der neuen *Guidelines for a Finite Element Based Design of Timber Structures*.

1. Einleitung

Angesichts der spürbaren Auswirkungen des Klimawandels gewinnt der Holzbau als nachhaltige und ressourcenschonende Bauweise an Relevanz. Veränderte klimatische Bedingungen führen in Deutschland zu einer Anpassung der Waldstruktur, verstärkt durch eine Verschiebung hin zu mehr Buchenanteilen. Diese müssen daher auch in der Baupraxis vermehrt Verwendung finden, sodass bestehende, für Nadelholz gültige Bemessungsregeln für Laubholz überprüft und ggf. angepasst werden müssen. Bisherige Forschungsarbeiten zeigen, dass insbesondere in Bezug auf Verbindungen mit Laubhölzern die aktuelle Datenbasis zu den Last-Verformungseigenschaften unzureichend ist, um eine zutreffende Berechnung der Steifigkeit zu ermöglichen. Für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung statisch unbestimmter Systeme ist neben der Tragfähigkeit auch die Steifigkeit entscheidend. Beispielsweise können durch die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in den Rahmenecken größere Spannweiten erzielt werden [1].

Im Gegensatz zur Tragfähigkeit ist die rechnerische Berücksichtigung der Steifigkeit nach der aktuellen DIN EN 1995-1-1 [2] nicht zufriedenstellend. Umfassende Untersuchungen haben selbst für Stabdübelverbindungen mit Nadelholz deutliche Abweichungen zwischen experimentell und normativ ermittelten Steifigkeitswerten gezeigt (vgl. [3]-[7]). Insbesondere der Einfluss aus dem Kraft-Faser-Winkel α und der Verbindungsmittellanzahl n sollte demnach für eine realitätsnahe Vorhersage erfasst werden. Zudem deuten die Versuchsergebnisse darauf hin, dass der Einfluss des Verbindungsmitteldurchmessers d nach Eurocode 5 [2] bisher unterschätzt wurde [4].

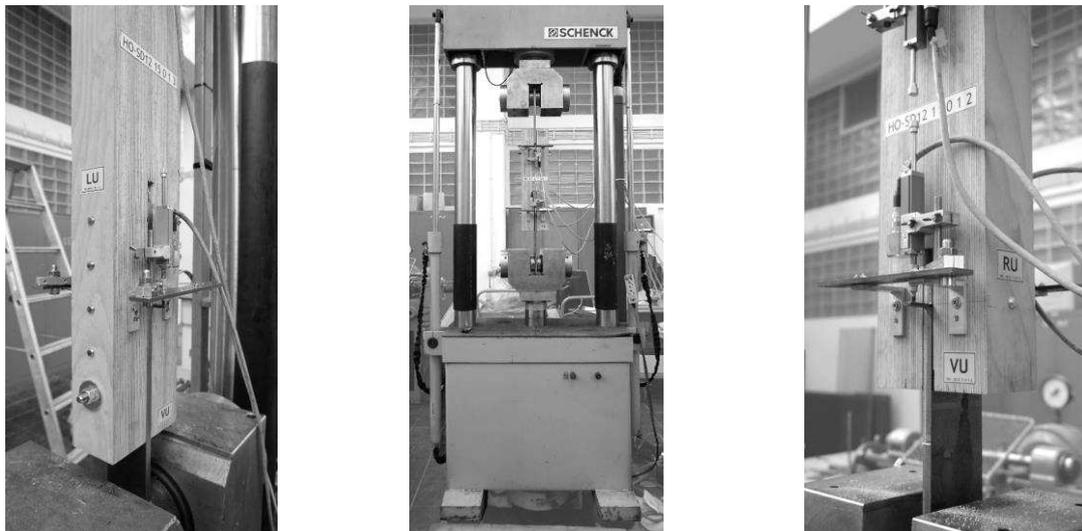
Erste Untersuchungen zur Steifigkeit von Stahl-Laubholz-Stabdübelverbindungen wurden bereits von Gauß [4], Sandhaas & van de Kuilen [6] und Misonel et al. [8] durchgeführt. Dabei wurden ebenfalls teils erhebliche Abweichungen zwischen vorhergesagter und experimentell ermittelter Steifigkeit festgestellt. Aufgrund der vergleichsweise geringen Datenbasis und der großen Streuung innerhalb der Versuchsergebnisse konnten bisher noch keine genauen Empfehlungen für die rechnerische Beschreibung der Steifigkeit speziell für Laubholzverbindungen gegeben werden.

An diesem Punkt setzt das von April 2021 bis Juni 2023 im Rahmen der Holzbau-Offensive des Landes Baden-Württemberg geförderte und am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart durchgeführte Forschungsvorhaben „Innovative Holzknoten durch Modellierung der Steifigkeit für leistungsfähige Holztragwerke aus Laub- und Nadelholz“ [9] an. Ziel war es, die Datenbasis für die Ermittlung der Steifigkeiten von Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-FSH durch experimentelle und numerische Untersuchungen zu erweitern und auf dieser Grundlage Empfehlungen für die Normung zu erarbeiten.

2. Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Insgesamt wurden 172 Versuche an Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-FSH durchgeführt. Durch den symmetrischen Aufbau der Versuchskörper mit einer Zugbeanspruchung parallel zur Faserrichtung ($\alpha = 0^\circ$) konnten jeweils zwei identische Verbindungen zeitgleich geprüft werden (vgl. Abb. 1). Somit konnten die Anfangssteifigkeit K_{ser} und die Wiederbelastungssteifigkeit K_e von insgesamt 304 Verbindungen bestimmt und ausgewertet werden.



(a) Verbindung mit 1 x 5 Verbindungsmitteln

(b) Schenck 400 kN Universalprüfmaschine

(c) Position der WA bei Einzeldübelverbindungen

Abb. 1: Prüfstand für eine Zugbeanspruchung parallel zur Faser ($\alpha = 0^\circ$)

Während die Zugversuche mit einem Kraft-Faser-Winkel von $\alpha = 0^\circ$ an einer 400 kN (Einzeldübelverbindungen) bzw. 1000 kN (Verbindungsmittelgruppen) Schenck Universalprüfmaschine durchgeführt wurden, wurden die Verbindungen mit einem Kraft-Faser-Winkel von $\alpha = 90^\circ$ auf einem Nutentisch mit einem 400 kN Hydraulikzylinder geprüft. Bei allen Versuchen wurde die Relativverschiebung zwischen Holz und Schlitzblech auf Höhe der Verbindungsmittelachse bzw. der Schwerelinie der Verbindungsmittelgruppe mittels induktiver Weg-

aufnehmer (WA) gemessen. Die Versuchsdurchführung und -auswertung erfolgte auf Grundlage der DIN EN 26891 [10]. Die hierfür erforderliche Höchstlast F_{est} konnte basierend auf den Versuchsergebnissen von Kuhlmann & Gauß [3] und den numerischen Voruntersuchungen mithilfe eines Beam-on-Foundation (BoF)-Modells abgeschätzt werden.

Neben dem Kraft-Faser-Winkel α (0° ; 90°) wurde die Art des Verbindungsmittels (*Stabdübel*; *Bolzen*; *Bohrstabdübel*), der Verbindungsmitteldurchmesser (8; 12; 16; 20 mm), die Verbindungsmittelanzahl (1 x 1; 1 x 3; 2 x 3; 1 x 5), die Art der Verstärkung (*unverstärkt*; *Vollgewindeschrauben (VGS)*; *Furnier-Querlagen*) sowie die Schlankheit λ der Verbindung (*Lochleibungsversagen*; *1 Fließgelenk je Scherfuge*; *2 Fließgelenke je Scherfuge*) variiert.

Eine detaillierte Übersicht über das Versuchsprogramm sowie eine umfassende Darstellung des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung sind in [9] und [11] gegeben.

2.2 Ergebnisse und Diskussion

Im Folgenden werden die experimentell untersuchten Parameter und deren Einfluss auf die Verbindungssteifigkeit eingehend betrachtet.

Der **Verbindungsmitteldurchmesser** wurde bereits in vorangegangenen Untersuchungen als einer der wichtigsten Einflussparameter auf die Steifigkeit von Stabdübelverbindungen beschrieben (vgl. [4], [5]). Abb. 2 zeigt die Anfangssteifigkeit K_{ser} und Wiederbelastungssteifigkeit K_e in Abhängigkeit des Durchmessers für unverstärkte und mit Querlagen verstärkte Verbindungen. Die Furnier-Querlagen sind dabei um 90° gedreht angeordnet und verhindern somit ein frühzeitiges Aufspalten des Holzes. Die Steifigkeiten nehmen mit zunehmendem Durchmesser deutlich zu. Lediglich die Steifigkeitswerte für die unverstärkte Versuchsserie mit einem Durchmesser von 20 mm weicht von dieser Entwicklung ab und liegt im Bereich der Steifigkeit für Verbindungen mit 16 mm Durchmesser.

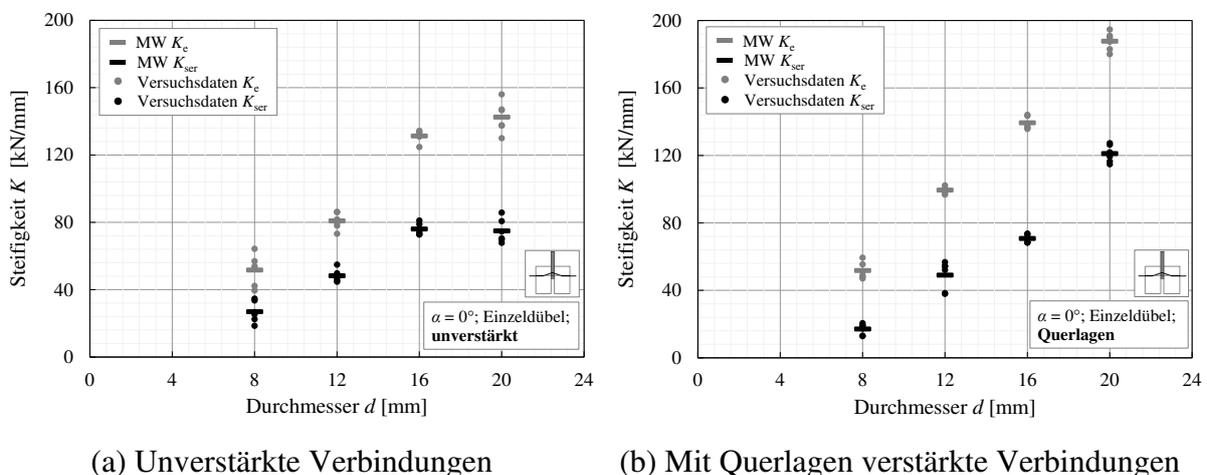


Abb. 2: Anfangssteifigkeit K_{ser} und Wiederbelastungssteifigkeit K_e in Abhängigkeit des Verbindungsmitteldurchmessers d

Wird der Durchmesser von 8 mm auf 16 mm verdoppelt, erhöht sich die Anfangssteifigkeit um das Drei- bis Vierfache. Nach aktuellem Eurocode 5 [2] geht der Durchmesser allerdings linear in die Berechnung der Steifigkeit ein, sodass der Einfluss normativ unterschätzt wird. Dies wird auch in Tab. 1 ersichtlich. Der Vergleich zwischen den experimentell ermittelten Steifigkeiten $K_{ser,test}$ und den nach Eurocode 5 [2] berechneten Steifigkeiten $K_{ser,EC5}$ für verschiedene Verbindungsmitteldurchmesser und die drei untersuchten Verstärkungsarten verdeutlicht, dass nach Eurocode 5 [2] die Steifigkeit für kleine Durchmesser tendenziell überschätzt wird, während die Steifigkeit für größere Durchmesser normativ eher unterschätzt wird.

Tab. 1: Verhältnis $K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$ für verschiedene Durchmesser \emptyset und Verstärkungsarten

Durchmesser \emptyset [mm]	Unverstärkt	VGS	Querlagen
	$K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$	$K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$	$K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$
8	0,85	0,70	0,54
12	1,02	0,86	1,04
16	1,21	1,09	1,12
20	0,95	1,03	1,54

Gleichzeitig zeigen die Ergebnisse in Abb. 2 und Tab. 1 keine eindeutige Tendenz hinsichtlich eines Einflusses der **Verstärkungsart** auf die Steifigkeit der Verbindung. Während die Verstärkung durch Querlagen für einen Durchmesser von 8 mm zu einer Abnahme der Steifigkeit führt, nimmt die Steifigkeit für einen Durchmesser von 20 mm um rund 60 % zu.

Die Versuchsergebnisse zeigten darüber hinaus, dass der **Kraft-Faser-Winkel α** neben dem Durchmesser einer der wichtigsten Einflussfaktoren auf die Steifigkeit ist. In Tab. 2 werden die Anfangs- und Wiederbelastungssteifigkeiten für Kraft-Faser-Winkel von $\alpha = 90^\circ$ und $\alpha = 0^\circ$ ins Verhältnis gesetzt. Für fast alle Versuchsserien zeigt sich, dass die Steifigkeit bei Belastung senkrecht zur Faser um etwa 50 % geringer ist als bei Belastung parallel zur Faser. Dieser Effekt gilt dabei sowohl für die unverstärkten als auch für die mit Querlagen verstärkten Serien gleichermaßen. Die Versuchsergebnisse bestätigen somit die Erkenntnisse von Kuhlmann & Gauß [3] auch für Buchen-FSH und zeigen, dass die Abminderung der Steifigkeit bei Belastung senkrecht zur Faser um 50 % nach aktuellem Entwurf prEN 1995-1-1 [12] sinnvoll ist.

Tab. 2: Verhältnisse $K_{ser,90}/K_{ser,0}$ sowie $K_{e,90}/K_{e,0}$ für verschiedene Durchmesser \emptyset und Verstärkungsarten

Durchmesser \emptyset [mm]	Unverstärkt	Querlagen	Unverstärkt	Querlagen
	$K_{ser,90}/K_{ser,0}$	$K_{ser,90}/K_{ser,0}$	$K_{e,90}/K_{e,0}$	$K_{e,90}/K_{e,0}$
8	0,48	0,74	0,46	0,57
12	0,52	0,54	0,47	0,46
16	0,43	0,52	0,49	0,52
20	0,63	0,52	0,61	0,54

Neben Einzeldübelverbindungen wurden auch Verbindungen bestehend aus einer Reihe mit je drei bzw. fünf Verbindungsmitteln (1 x 3 bzw. 1 x 5) untersucht. Wie zu erwarten war, hatte eine Erhöhung der **Verbindungsmittellanzahl** einen deutlichen Anstieg der Gesamtsteifigkeit der Verbindung zur Folge. Gleichzeitig wurde in den Versuchen eine Verringerung der Steifigkeit pro Verbindungsmittel mit zunehmender Anzahl an Verbindungsmitteln festgestellt. Nach prEN 1995-1-1 [12] soll die Verbindungsmittellanzahl jedoch linear in die Steifigkeitsermittlung eingehen. Ein Vergleich der experimentell ($K_{ser,test}$) und normativ ($K_{ser,EC5}$) ermittelten Steifigkeiten ist in Tab. 3 gegeben.

Tab. 3: Verhältnis $K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$ für verschiedene Durchmesser \emptyset und Anzahl der Verbindungsmittel

Durchmesser \emptyset [mm]	1 x 1	1 x 3	1 x 5
	$K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$	$K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$	$K_{ser,test}/K_{ser,EC5}$
8	0,85	0,66	0,56
12	1,02	0,99	0,89
16	1,21	0,96	0,94
20	0,95	0,94	1,06

Es zeigt sich, dass der Eurocode die Steifigkeitszunahme mit zunehmender Anzahl an Verbindungsmitteln überschätzt. Diese Tendenz wurde auch in den Versuchsergebnissen von Kuhlmann & Gauß [3] für Nadelholz festgestellt. Aus diesem Grund schlägt Gauß [4] vor, die Verbindungsmittelanzahl n mit einem Exponenten von 0,8 abzumindern ($n^{0,8}$).

Aus den Versuchsergebnissen geht weiterhin hervor, dass die **Schlankheit** λ der Verbindung nur einen geringen Einfluss auf die Steifigkeit hat, wobei die Tendenz nicht eindeutig ist. Die Steifigkeit nimmt für größere Schlankheiten teilweise zu und teilweise ab.

3. Numerische Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Untersuchungen mit einem Beam-on-Foundation (BoF)-Modell in RFEM 5.25 [13] (Dlubal) durchgeführt. Das BoF-Modell wurde von Gauß [4] in RFEM implementiert und weiterentwickelt.

Das Verbindungsmittel wird im Modell als Balkenelement abgebildet, das im Bereich der Seitenhölzer und des Schlitzblechs durch nichtlineare Federn gelagert ist. Diese nichtlinearen Federn beschreiben die Bettungseigenschaften des Holzes bzw. des Stahls und sind durch Starrstäbe miteinander gekoppelt. Durch diese Kopplungen ist es möglich, die Nachgiebigkeit des Holzes und des Stahls zu berücksichtigen. Gleichzeitig dienen diese Starrstäbe dazu, die Seitenhölzer und das Schlitzblech starr zu lagern oder weitere Verbindungsmittel anzuschließen, sodass auch Verbindungsmittelgruppen modelliert werden können. Ähnlich zur weggesteuerten Belastung im Versuch wurde auch im Modell eine Knotenzwangsverformung von 8 mm an der Lagerung des Schlitzblechs aufgebracht. Ausführliche Erläuterungen zum Modellaufbau sind in [3] und [4] enthalten.

Die Verifizierung und Validierung des Modells wurden auf Basis der neuen *Guidelines for a Finite Element Based Design of Timber Structures* [14] durchgeführt. Die genaue Vorgehensweise wird im Folgenden erläutert.

3.2 Verifizierung

Die Verifizierung des Modells unterteilt sich in vier Schritte. Eine geeignete Methode, um den Einfluss der **Diskretisierung** zu untersuchen, ist demnach die Darstellung des vorhergesagten Werts (z. B. der Steifigkeit) in Abhängigkeit des Kehrwerts der Gesamtzahl an Freiheitsgraden. Die Anzahl der Freiheitsgrade hängt in diesem Fall von der Anzahl der Bettungsfedern ab. Eine schrittweise Erhöhung der Anzahl der Bettungsfedern führte dabei nur zu einer Steifigkeitsänderung von ca. 3 %. Damit konnte gezeigt werden, dass die Diskretisierung keinen entscheidenden Einfluss auf das Modellverhalten hat.

Mithilfe der **Sensitivitätsanalyse** wird untersucht, inwieweit eine Änderung der Eingabeparameter die Ergebnisgrößen des Modells beeinflusst. In seinen numerischen Untersuchungen konnte Gauß [4] bereits zeigen, dass die Federeigenschaften der Holzbettung einen entscheidenden Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten der Verbindung im Modell haben. Aus diesem Grund lag der Fokus der Sensitivitätsanalyse auf den Eingangsparametern der Bettungskurven des Holzes. In Abb. 3 ist der Einfluss der elastischen Steifigkeit k_{ser} und des Anfangsschlupfs u_0 auf das Last-Verformungsverhalten und speziell auf die Anfangssteifigkeit dargestellt. Es wird deutlich, dass beide Parameter die Anfangssteifigkeit beeinflussen. Alle anderen untersuchten Parameter wie die plastische Steifigkeit k_f , der Übergangsfaktor α sowie die Bettungsspannung $f_{h,int}$ hatten keinen Einfluss auf die Anfangssteifigkeit, jedoch auf den plastischen Bereich der Last-Verformungskurve.

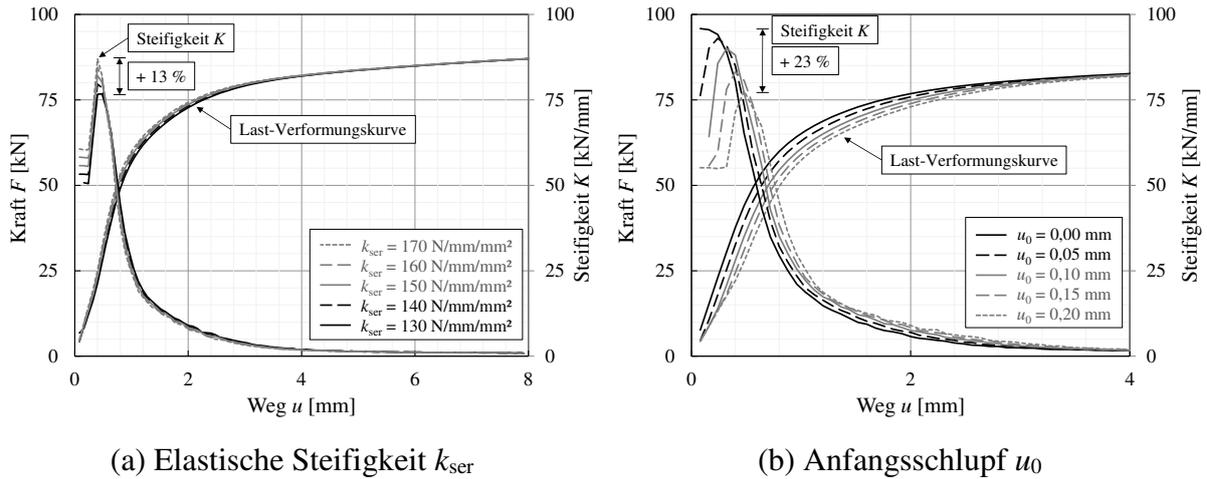


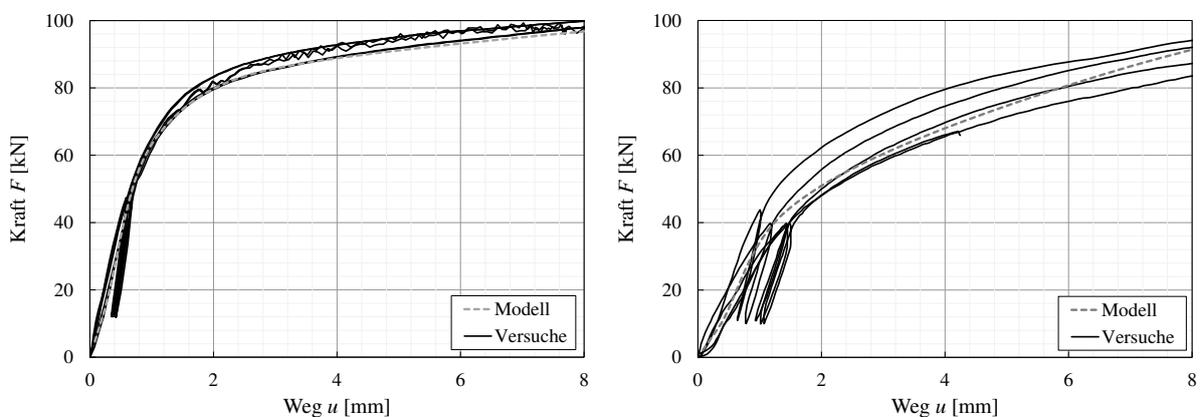
Abb. 3: Sensitivitätsanalyse der Bettungsparameter des Holzes

Die **Analyse der Imperfektionsempfindlichkeit** sollte durchgeführt werden, um zu prüfen, ob das Ergebnis der numerischen Lösung empfindlich auf Imperfektionen reagiert [14]. Gauß [4] konnte im Rahmen einer Parameterstudie zeigen, dass sowohl das Lochspiel bei Verbindungsmittelgruppen als auch die Schiefstellung des Verbindungsmittels die Anfangssteifigkeit beeinflussen können.

Im letzten Schritt der Verifizierung sollen die wichtigsten charakterisierenden Ergebnisse geprüft werden. Für die **ingenieurmäßige Beurteilung** wurde die Verformungsfigur des Verbindungsmittels für unterschiedliche Verbindungsschlankheiten numerisch untersucht (vgl. [9], [11]). Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den numerisch ermittelten und den experimentell beobachteten Verformungsfiguren. Somit erscheint das Modellverhalten plausibel.

3.3 Validierung

Mit dem verifizierten Modell wurden anschließend die unverstärkten Versuchsserien mit einem Durchmesser von 16 mm und einem Kraft-Faser-Winkel von 0° und 90° nachgerechnet und so validiert (vgl. Abb. 4). Hierzu wurden die Ergebnisse aus Bettungsversuchen mit Buchen-FSH herangezogen (vgl. [4]). Ausgehend von den experimentell ermittelten Mittelwerten wurden die Bettungsparameter des Holzes im Modell iterativ bestimmt.



(a) Belastung parallel zur Faser ($\alpha = 0^\circ$)

(b) Belastung senkrecht zur Faser ($\alpha = 90^\circ$)

Abb. 4: Validierung des BoF-Modells für einen Durchmesser von 16 mm

Der Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven in Abb. 4 zeigt eine gute Übereinstimmung sowohl für eine Belastung parallel als auch senkrecht zur Faser. Für das Modell mit $\alpha = 0^\circ$ ergibt sich eine Steifigkeit von 78,2 kN/mm. Diese liegt ca. 3 % über der in den Versuchen ermittelten mittleren Anfangssteifigkeit, wobei der Variationskoeffizient der Versuchsserie mit 4,5 % etwas höher liegt. Für das Modell mit $\alpha = 90^\circ$ ergibt sich eine Abweichung der Steifigkeit von ca. 6 %. Gleichzeitig ist die Streuung deutlich höher, sodass beide BoF-Modelle als verifiziert und validiert angesehen werden können.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Die korrekte Vorhersage der Verbindungssteifigkeit ist für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von Holztragwerken entscheidend. Daher ist eine detaillierte Kenntnis der Einflussparameter auf die Steifigkeit erforderlich, die für Laubhölzer derzeit nicht gegeben ist. Aus diesem Grund wurden im Rahmen eines im Juni 2023 abgeschlossenen Forschungsprojekts [9] umfangreiche experimentelle Untersuchungen an 304 Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-FSH durchgeführt.

Die Versuchsergebnisse zeigten, dass insbesondere der Verbindungsmitteldurchmesser, der Kraft-Faser-Winkel sowie die Verbindungsmittelanzahl die Anfangssteifigkeit beeinflussen. Dabei wurde festgestellt, dass die experimentell ermittelten Steifigkeiten durch die rechnerische Vorhersage nach Eurocode 5 [2] bei kleinen Durchmessern tendenziell überschätzt und bei größeren Durchmessern tendenziell unterschätzt werden. Weiterhin wird bei einer Belastung senkrecht zur Faser die Steifigkeit gegenüber einer faserparallelen Belastung etwa halbiert. Eine pauschale Abminderung der Steifigkeit um 50 % für einen Kraft-Faser-Winkel von 90° , wie sie im Normentwurf prEN 1995-1-1 [12] vorgesehen ist, erscheint daher auch für Verbindungen mit Buchen-FSH sinnvoll. Nicht bestätigt werden konnte in den Versuchen hingegen der lineare Einfluss der Verbindungsmittelanzahl.

Aufbauend auf den Versuchen wurden numerische Untersuchungen mit einem BoF-Modell durchgeführt. Die Verifizierung und Validierung erfolgte auf Grundlage der neuen *Guidelines for a Finite Element Based Design of Timber Structures* [14]. Die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven zeigten sowohl für eine Belastung parallel als auch senkrecht zur Faser eine gute Übereinstimmung. Darauf aufbauend soll eine Parameterstudie durchgeführt werden, um weitere Einflussfaktoren auf die Steifigkeit zu untersuchen.

Um die wesentlichen Eigenschaften wie die Tragfähigkeit und Steifigkeit komplexer Anschlüsse realitätsnah berücksichtigen zu können, sind für die Baupraxis einfach anwendbare Bemessungskonzepte erforderlich. Die Entwicklung eines solchen Bemessungskonzepts ist Teil des neuen Forschungsvorhabens „Optimierung und Systematisierung von innovativen Anschlüssen im Holzbau“ [15] am Institut für Konstruktion und Entwurf.

5. Danksagung

Dieses Projekt wurde durch das Ministerium für Ländlichen Raum und Verbraucherschutz Baden-Württemberg im Rahmen der Holzbau-Offensive unterstützt. Wir danken außerdem der Firma Pollmeier Massivholz GmbH & Co. für die Bereitstellung des Buchen-FSH und der Adolf Würth GmbH & Co. KG für die Spende der Schrauben und Bohrstabdübel.

Literatur

- [1] RACHER, P.: *Moment-resisting joints*. In: Blaß, H. J.; Sandhaas, C. (Hg.), *Timber Engineering - Principles for Design*. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, S. 491-508, 2017.

- [2] DIN EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 12-2010.
- [3] KUHLMANN, U.; GAUSS, J.: *Wirtschaftliche Dimensionierung von Holztragwerken durch leistungsfähige Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen*. IGF-Vorhaben Nr. 20625 N (AiF/iVTH), Schlussbericht, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2021.
- [4] GAUSS, J.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen*. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2024.
- [5] JOCKWER, R.; CAPRIO, D.; JORISSEN, A.: *Evaluation of parameters influencing the load-deformation behaviour of connections with laterally loaded dowel-type fasteners*. Wood Material Science & Engineering 17 (2022), Nr. 1, S. 6-19.
- [6] SANDHAAS, C.; VAN DE KUILEN, J.-W. G.: *Strength and stiffness of timber joints with very high strength steel dowels*. Engineering Structures 131 (2017), S. 394-404.
- [7] DORN, M.; DE BORST, K.; EBERHARDSTEINER, J.: *Experiments on dowel-type timber connections*. Engineering Structures 47 (2013), S. 67-80.
- [8] MISCONEL, A.; BALLERINI, M.; VAN DE KUILEN, J.-W.: *Steel-to-timber joints of beech-LVL with very high strength steel dowels*. In: World Conference on Timber Engineering, WCTE, Wien, 2016.
- [9] KUHLMANN, U., BUCHHOLZ, L.: *Innovative Holzknotten durch Modellierung der Steifigkeit für leistungsfähige Holztragwerke aus Laub- und Nadelholz*. Forschungsvorhaben im Rahmen der Holzbau-Offensive des Ministeriums für Ländlichen Raum und Verbraucherschutz Baden-Württemberg, Schlussbericht, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2021-2023.
- [10] DIN EN 26891: *Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Juli 1991.
- [11] BUCHHOLZ, L.; KUHLMANN, U.: *Experimentelle Untersuchungen an Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchen-Furnierschichtholz*. In: Kuhlmann, et al. (Hg.), Holzbau Forschung und Praxis, S. 53-60, 2022.
- [12] prEN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. CEN/TC 250/SC 5 N 1729. European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2023.
- [13] DLUBAL: *RFEM – FEM Statiksoftware*. Version RFEM 5.25, Dlubal Software GmbH, Tiefenbach, 2020.
- [14] TÖPLER, J.; KUHLMANN, U.; BUCHHOLZ, L.; MACHANEK, S.: *Guidelines for a Finite Element Based Design of Timber Structures*. Forschungsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2022.
- [15] KUHLMANN, U.; BUCHHOLZ, L.: *Optimierung und Systematisierung von innovativen Anschlüssen im Holzbau*. Forschungsvorhaben im Rahmen des Holz Innovativ Programms (HIP) des Ministeriums für Ländlichen Raum und Verbraucherschutz Baden-Württemberg, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2023-2025.

Katrin Vögele: Untersuchung der Grundkomponenten von neuartigen Holz-Holz-Verbindungen mit leistungsstärkeren Holzwerkstoffen

Vortragende:

Vögele, Katrin

M. Eng.
Institut für Baukonstruktion und Holzbau
iBHolz
TU Braunschweig
k.voegel@tu-braunschweig.de



- geb. 1995
- Oktober 2019: Masterabschluss im Studiengang Allgemeiner Ingenieurbau der Fachrichtung Bauingenieurwesen an der TH Augsburg
- Seit 02/20: Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Baukonstruktion und Holzbau der TU Braunschweig

Autoren: Katrin Vögele¹; Mike Sieder¹

¹ Institut für Baukonstruktion und Holzbau, TU Braunschweig

Zusammenfassung

Der Holzbau kann sich in vielerlei Aspekten zu einem klimaneutralen Baukonzept zählen. Dennoch bedarf es in einigen Punkten an Innovation: So zum Beispiel in der Bemessung, Planung und Ausführung von ingenieurmäßigen Anschlüssen. Aktuell werden hier noch große Teile an Stahl verbaut. Die Trennung von Stahl und Holz ist jedoch mit Schwierigkeiten verbunden, die es für die Zukunft zu lösen gilt. Eine zukunftssträchtige Möglichkeit ist die Nutzung von formschlüssigen Verbindungen ohne metallische Verbindungsmittel. Im Vergleich zu Stahl-Holz-Verbindungen lassen sich jedoch auf Grundlage bspw. von zimmermannmäßigen Verbindungen keine gleichwertigen Tragfähigkeiten erreichen. Deshalb ist es notwendig, vergütete Hölzer und Holzwerkstoffe zu verwenden, die das Potential besitzen, größere Tragfähigkeiten in formschlüssigen Anschlüssen zu erzielen. Dazu sind theoretische als auch experimentelle Untersuchungen notwendig, um Grundlagen für neuartige Verbindungen zu schaffen. Zugleich wird versucht, die Effizienz in der Bemessung zu steigern, indem eruiert wird, ob bspw. die „Komponentenmethode“ zur Anwendung im Holzbau für diese Anschlüsse geeignet ist. Für diesen Zweck werden in diesem Beitrag die Grundkomponenten zweier neuartigen Anschlüsse näher dargestellt, die als Grundlage für weitere prüftechnische Untersuchungen herangezogen werden.

1. Einleitung

Die Nachhaltigkeit im Bauwesen wird als eine Maßnahme aufgegriffen, dem Klimawandel entgegenzuwirken. Durch die Verwendung von nachwachsenden Rohstoffen hat der Holzbau große Vorteile in der Klimaneutralität gegenüber anderen Bauweisen. Dennoch ist neben dem Erhalt der Biodiversität, der Reduzierung des Flächenverbrauchs und der Nachhaltigkeit in Beschaffung auch die Rückbaubarkeit und sortenreine Trennung der Bauteile ein relevanter Punkt für klimaneutrale Konzepte. Im Holzbau bilden dabei v. a. Knotenpunkte und Anschlüsse statisch-konstruktive Schlüsselemente, die für das Tragwerk und die Effizienz bedeutsam sind. Für Ingenieurbauten werden meist Stahl-Holz-Verbindungen genutzt. Die Rückbaubarkeit im Verbau verschiedener Baustoffe in einem Anschluss ist zu hinterfragen. Denn die Trennung von Stahl und Holz birgt nicht nur Schadenspotential für Mensch und Maschine, sondern kann in einem späteren Bauprozess auch nicht in gleicher Form und Beschaffenheit wiederverwendet werden.

Aufgrund der technologischen Entwicklungen im Holzbau und der rechnergestützten Fertigung steigt die Präzision in der geometrischen und konstruktiven Ausbildung von Holzbauteilen und deren Anschlüsse deutlich. Diese grundlegende Eigenschaft begründet, die Nutzung von zimmermannsmäßigen Holzkonstruktionen wieder vermehrt zu etablieren. Aus der Vergangenheit des Holzbaus liegt hier ein großer Erfahrungsschatz in Konstruktion, Montage und dauerhaften Nutzbarkeit vor. Jedoch fehlt das tiefere Wissen für optimierte Bemessungskonzepte (z. B. zur Komponentenmethoden) oder Modelle. Zimmermannsmäßige Verbindungen haben den Vorteil des Formschlusses. Dennoch reichen diese Konstruktionen nicht aus, um an die typischen Tragfähigkeiten von Stahl-Holz-Verbindungen heranzukommen. Daher sind innovativere Anschlüsse zu ergründen. Eine Möglichkeit stellt die Verwendung von modifizierten bzw. leistungsfähigeren Holzwerkstoffe dar. In diesem Beitrag werden dabei zwei innovative formschlüssige Anschlüsse in deren Grundkomponenten untersucht, die den verdichteten Holzwerkstoff „Kunstharpreschholz“ (mit KP“ abgekürzt) beinhalten.

2. Untersuchungsgegenstände

2.1 Kunstharpreschholz und dessen Anwendung

Bei KP handelt es sich um so genanntes vergütetes Holz [1]. Die Herstellung dieses Werkstoffes basiert meist auf Harthölzern, die in einer Kunstharpreslösung getränkt werden und abschließend unter einer entsprechenden Temperatur verpresst werden [2]. Geregelt ist das Holzwerkstoffprodukt KP nach DIN 7707 bzw. EN ISO 61061. Der gegenwärtige Einsatz bezieht sich vorwiegend auf den Maschinenbau oder die Elektrotechnik [3]. In [4] wird jedoch davon Notiz genommen, dass verschiedene Quellen weitaus früher über weitere Anwendungsbereiche berichten: So gibt [5] bereits 1939 erste Hinweise hinsichtlich einer bautechnischen Verwendung, indem KP dort zum Einsatz kommt, wo nicht dringend Metall verbaut werden muss. Weitere Erkenntnisse geben u. a. [6] und [7] zur Verwendung des KP als nichtmetallisches Verbindungsmittel in Form von runden Holzstäben bzw. -dübeln. GEHRI [8] erprobt u. a. „Holzverbindungen mit Sperrholzlaschen und Holzstäben“ ohne Harzanteil. Der Wirkungsgrad ist dabei ein Drittel kleiner als vergleichbare Stahl-Verbindungen. Er weist abschließend darauf hin, dass der Wirkungsgrad durch die Verwendung von höher vergütetem Holz, wie KP, zu besseren Ergebnissen führen kann. Bezugnehmend auf [9] werden durch die Arbeiten aus [10] und [11] bewiesen, dass KP für Verbindungsmittel in tragender Funktion herangezogen werden kann. In [9] folgen dahingehend Untersuchungen einer zweischnittigen Verbindung aus Brettschichtholz mit Stabdübeln aus KP. Das Material zeigt bei Biegebeanspruchung ein sprödes Verhalten. Unter anderem werden Verschiebungsmoduli für den KP-Stabdübel gegeben. Neuere Untersuchungen zu KP sind ebenfalls veröffentlicht, diese beziehen sich auf Verstärkungsmaßnahmen oder neuartige Verbindungen von Holzbauteilen.

2.2 Neuartige formschlüssige Anschlüsse

Die beiden hier betrachteten Stützen-Träger-Anschlüsse basieren auf einer formschlüssigen Verbindung über KP-Stabdübel bzw. einer Hakenlasche. Die Stütze und der Träger bestehen aus BSH (GL24h). Die Stabdübel sind aus KP und sind im 45°-Winkel in die Stütze eingebracht. Die Stütze wird durch einfaches Fügen mit dem Träger befestigt. Untersucht werden hier zwei Anschlussvarianten, die sich (ausgehend von der Einbringung in die Stütze) aus drei Stabdübeln nebeneinander und drei Stabdübeln hintereinander sowie drei Stabdübeln nebeneinander und vier Stabdübeln hintereinander zusammensetzen. Eine beispielhafte Ansicht ist für letzteres in **Abb. 1 a)** gegeben.

Der Anschluss der Hakenlaschen-Verbindung wird als zwei- bzw. mehrschnittig ausgebildet. In die Schlitze werden KP-Platten eingeklebt, die über Hakennasen gefügt werden können. Untersucht werden dabei drei Anschlussvarianten unterschiedlicher Dicke der KP-Platten.

Eine Abbildung ist ebenfalls in der nachstehenden Zeichnung unter b) zu finden.

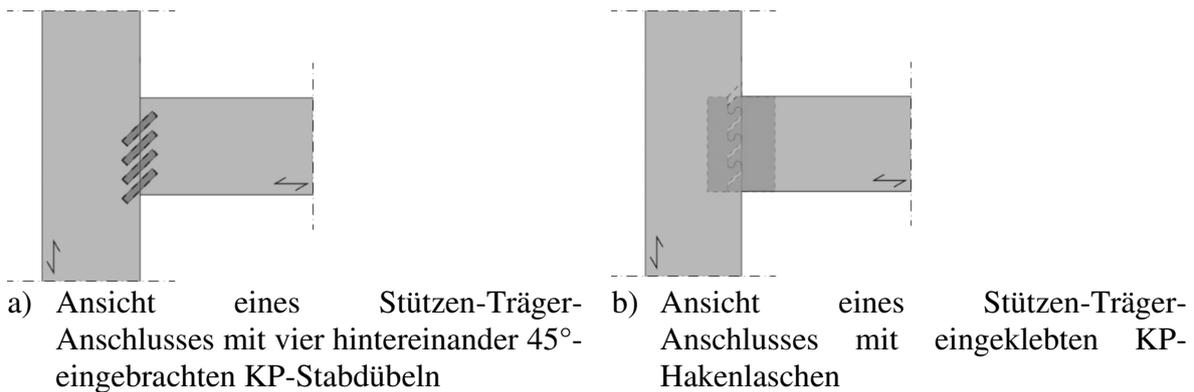


Abb. 1: Formschlüssige Stützen-Träger-Anschlüsse

3. Komponentenmethode im Holzbau

Die Bemessung von Anschlüssen nach der Komponentenmethode wird vor allem im Stahl- und Verbundbau genutzt, um wirtschaftliche und realitätsnahe Ergebnisse zu generieren. Die Herangehensweise beruht auf der Bestimmung der Nachgiebigkeit von Anschlüssen. Diese ermöglichen in einem realitätsnahen statischen Modell Tragreserven auszubilden, indem Schnittkräfte entsprechend der Nachgiebigkeiten im Modell umgelagert werden können. Normativ geregelt ist eine Anwendung in DIN EN 1993-1-1 [13], DIN EN 1993-1-8 [14] und DIN EN 1994-1-1 [15].

Die Grundsätze der Tragwerksberechnung mithilfe der Komponentenmethode im Stahlbau erfolgt über eine Klassifizierung der Anschlüsse nach der Steifigkeit (gelenkig, starr, verformbar) und nach der Tragfähigkeit (gelenkig, voll tragfähig, teiltragfähig). Beide Eigenschaften sind zwei der drei Kenngrößen der Momenten-Rotations-Charakteristik. Die dritte Kenngröße bezieht sich auf die Rotationskapazität eines Anschlusses. Die Charakteristik gibt die Beziehung zwischen dem einwirkenden Biegemoment und der Rotation wieder, wobei die Kennlinie (**Abb. 2**) sich aus der Rotationssteifigkeit S_j , der Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ und der Rotationskapazität ϕ_{Cd} zusammensetzt. [17][14]

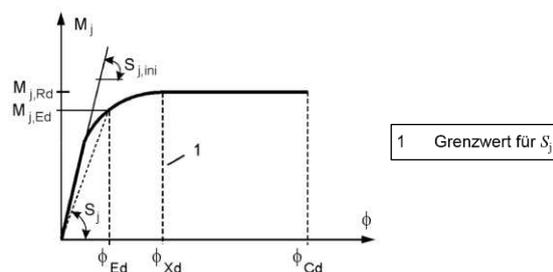


Abb. 2: Kennlinie einer Momenten-Rotations-Charakteristik aus [14]

Um eine Aussage über die Kenngrößen geben zu können, müssen die jeweiligen Eigenschaften der einzelnen Komponenten eines Anschlusses bestimmt werden, um Federmodelle auslegen zu können. [17]

Für den Holzbau, der nach DIN EN 1995-1-1 [16] geregelt ist, fehlen grundsätzliche normative Ansätze im Sinne der Komponentenmethode. Für die Tragfähigkeit werden zwar Werte gegeben, bezüglich der Nachgiebigkeit bzw. Steifigkeit von Anschlüssen sind jedoch nur wenige normative Angaben vorhanden. In KUHLMANN und GAUSS [18] sind Ansätze für Grundkomponenten im Holzbau gefunden und an einem Stahl-Holz-Anschluss getestet und mit einem Bemessungsbeispiel validiert worden.

Eine tiefere Literaturrecherche ergab, dass Untersuchungen im Holzbau zur Steifigkeit und Tragfähigkeit im Sinne der Komponentenmethode mit Bildung von Momenten-Rotations-Charakteristiken sowie Federmodellen bestehen. Diese beziehen sich meist auf Stahl-Holz-Verbindungen – nur wenige auf Klebeverbindungen. Ebenfalls konnten Quellen mit Untersuchungen reiner Holz-Holz-Verbindungen, wie zimmermannsmäßige Verbindungen und neuartige formschlüssige Verbindungen ohne metallische Verbindungsmittel, in Anlehnung an die Komponentenmethode gefunden werden.

4. Grundkomponenten der Anschlüsse

Im Falle der hier dargestellten Untersuchungsgegenstände gibt die Literatur aktuell nur Auskunft über KP-Stabdübel-Verbindung. Diese beziehen sich jedoch auf andere Anschlusscharakteristiken als in Abschnitt 2.2 vorgestellt. Für die Hakenlaschen-Verbindung können nur Erkenntnisse zu andersartigen Geometrien formschlüssiger Verbindungen gefunden werden, die jedoch zu wenig erforscht wurden. Um die Komponentenmethode im Holzbau anwenden oder tiefere Kenntnisse schaffen zu können, bedarf es einer theoretischen und experimentellen Untersuchung dieser Anschlüsse in deren Kenngrößen für die Methodik. Nachstehend sind deshalb die einzelnen Grundkomponenten zusammengestellt. Es wird infolge der Lastverteilung untergliedert: Träger, Verbindung und Stütze. Die jeweiligen Komponenten identifizieren sich v.a. anhand des möglichen Versagens.

4.1 Träger

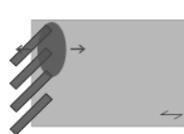
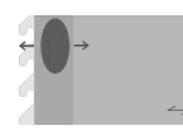
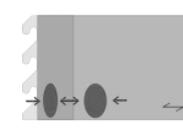
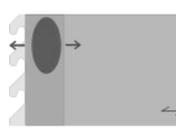
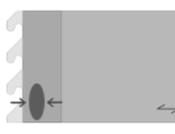
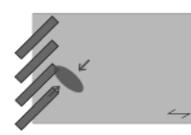
Der Träger übergibt im Knotenpunkt mithilfe der Verbindung die Kräfte an die Stütze. Die Eigenschaften des Trägers sind auf nachfolgende Belastungen zu bemessen:

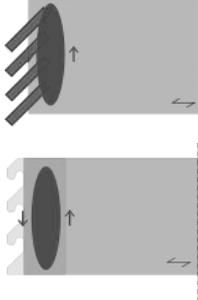
- | | |
|----------------------------|-----------------|
| (1) Zug in Faserrichtung | (3) Schub |
| (2) Druck in Faserrichtung | (4) Biegemoment |

4.2 Verbindung

Die Versagensmöglichkeiten, die sich im Bereich der Verbindungsstelle einstellen werden, unterscheiden sich für Stütze, Träger und die beiden Verbindungsmittel (=VBM) wie folgt:

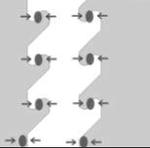
Tab. 1: Maßgebende Komponenten für die Verbindungen am Träger

Träger	Zug		Druck	
Parallel zur Faserrichtung				
	(5)	(5)* ¹	(6)	(6)* ¹
Senkrecht zum Deckfurnier				
	(7)		(8)* ¹	
Unter einem Winkel zur Faserrichtung	-			
	-		(9)	
* ¹ = abhängig vom Klebeverbund				

Verbindungs- mittelgruppe	Abscheren des Trägers	Abscheren VBM	Lochleibung unter einem Winkel zur Faser
			
	(10)	(11)	(12)

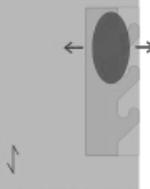
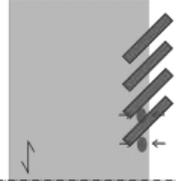
Ein Versagen bei den Verbindungsmitteln kann sich vordergründig unabhängig von Träger oder Stütze einstellen und zielt im Wesentlichen auf:

Tab. 2: Maßgebende Komponenten für die Verbindungsmittel

Dübel	Druck	Zug	Biegung	Abscheren
				
	(13)	(14)	(15)	(16)
Hakennasen	Druck		Schub	
Parallel zum Deck- furnier				
	(17)		(18)	
Senkrecht zum Deck- furnier				
	(19)		(20)	

Die Verbindungsstelle zur Stütze hat einige Trageigenschaften, die bereits beim Träger zu finden sind – diese beziehen sich auf folgende Nummern: (6), (7), (8), (9), (11), (12). Weitere Versagenseigenschaft, die noch nicht genannt wurden, sind:

Tab. 3: Maßgebende Komponenten für die Verbindungsmittel

Stütze zur Faserrichtung	Zug	Druck	
			
	(21)* ²	(22)	(23)* ¹

*² = Rollschub möglich

4.3 Stütze

Die maßgebenden Komponenten für die Stütze können analog zu jenen des Trägers ermittelt werden. Es ist darauf zu achten, dass der Faserverlauf zur Verbindungsstelle nun senkrecht betrachtet werden muss. Damit äußern sich die Trag- und Verformungseffekte andersartig.

5. Diskussion und Ausblick

5.1 Verwendbarkeit von KP in den Anschlüssen

Die Materialeigenschaften von KP sind abhängig von Faktoren wie Furnierdicke, Furnierrichtung, Kunstharz, Kunstharzlösung, Pressdruck und Verleimungstemperatur. [4] Grundlegende mechanische Eigenschaften können zwar den genannten Normen entnommen werden, die Verfügbarkeit von normierten Produkten ist jedoch herstellerabhängig.

Dass sich Stabdübel aus KP nicht für tragende Zwecke im Ingenieurholzbau eignen, liegt v. a. am spröden Materialversagen und dem gleichzeitig ungünstigen, sprödem Verhalten unter Langzeitbeanspruchung. Dennoch wird in [19] erwähnt, dass eine Entwicklung von KP mit duktilerem Verhalten als Ersatz für metallische Stabdübel dienen kann. Gute Ergebnisse ergeben sich beim Einsatz von KP-Platten im Zusammenhang mit Stabdübeln in mehrschnittigen Verbindungen [20], [21]. Bei der 45°-KP-Dübelverbindung wird aktuell davon ausgegangen, dass das BSH auf Lochleibung versagt. In Kombination mit dem eher spröde versagendem KP-Dübel ist darauf zu achten, dass die Tragfähigkeit der spröden Komponenten der Verbindung ausreichend groß ist, um einen robusten Anschluss zu erhalten.

Bei der Herstellung der Anschlüsse sollte darauf geachtet werden, dass das BSH im Abbund und beim Einkleben der Hakenlasche bereits konditioniert ist, damit möglichst wenig differentielle Spannungen zwischen KP und BSH durch die Klebeverbindung entstehen. Auch die Passgenauigkeit der Schlitze müssen präzise genug sein, um eine reibungslose Fügbarkeit zu gewähren. Das Einkleben der Hakenlasche ist mitunter sehr schwierig, da kein Pressdruck aufgebracht werden kann. Es gibt zwar Klebstoffe, die keinen Pressdruck benötigen, jedoch sollten weitere Untersuchungen folgen oder die Verbindung angepasst werden. Ebenfalls bedarf es eines Montagekonzeptes im Hinblick auf die reale Situation der Tragwerksstruktur.

Die Ökobilanz von KP ist schlechter als jene von naturbelasseneren Holzwerkstoffen. Vorteile sind jedoch im Vergleich dazu höhere Tragfähigkeiten. Zudem ist eine zerstörungsarme Demontierbarkeit durch Zerlegen oder Zersägen im Vergleich zu Stahl-Holz-Verbindungen möglich, wodurch Großteile von Bauteilen wiederverwendet werden können. Weitere Forschungsarbeit sollte jedoch in der Weiterentwicklung von nachhaltigeren, vergüteten und leistungsstärkeren Holzwerkstoffen fließen.

5.2 Komponentenmethode im Holzbau und Prüfkonzept

Die Komponentenmethode scheint an sich für den Holzbau geeignet zu sein, da die einzelnen Komponenten in der Theorie sehr gut bestimmbar sind [18]. Auch die hier dargestellte Aufstellung der Grundkomponenten zeigt, dass diese gut aufzuschlüsseln sind. Erste numerische Simulationen zu den geplanten Versuchen der Anschlüsse, die mit Flächenmodellen der Querschnitte geführt wurden, können durch eine komponentenabhängige Zuweisung der Materialkennwerte und unter Druck- und Zugeinwirkung bereits Ergebnisse liefern. Diese sind jedoch mit den experimentellen Erkenntnissen abzugleichen. Ebenso werden derzeit erste Federmodelle aufgestellt, die numerisch in einem Stabwerksmodell mit den Versuchen abgeglichen werden müssen. Dennoch bleibt zu hinterfragen, ob die Komponentenmethode als analytisches Mittel für die obenstehenden Anschlüsse auch nach den Untersuchungen herangezogen werden kann. Hierzu wird eine kritische Bewertung folgen.

Ein Prüfkonzept für die oben dargestellten Anschlüsse ist bereits geplant. Dabei wird vor allem in Anlehnung zu den bestehenden Prüfnormen im Holzbau geprüft. Aktuell fehlen normative Ansätze für Prüfverfahren von reinen Holz-Holz-Verbindungen als auch weitreichende Untersuchungen zu Nachgiebigkeiten jener Verbindungen.

Die Eigenschaften für das Trag- und Verformungsverhalten von BSH sind normativ geregelt und können dahingehend relativ einfach abgehandelt werden. Eine genaue Untersuchung muss v. a. für das KP vorgenommen werden, da im Falle der Produktwahl bspw. keine Werte für die Schubbeanspruchbarkeit vorliegen. Für die Bestimmung von Federmodellen der Anschlüsse sind die Grundkomponenten unter Zug-, Druck- und Abscheren in Bezug auf Tragfähigkeit und Steifigkeit näher zu untersuchen. Die Momenten-Rotations-Charakteristik wird an Bauteilversuchen des gesamten Anschlusses zu verifizieren sein.

6. Schlussfolgerung

Die Entwicklung von neuartigen Anschlüssen mit leistungstärkeren Holzwerkstoffen kann die Trennbarkeit von Anschlusspunkten gewähren. Dies trägt zum klimaneutralen Bauen bei und ist damit positiv zu bewerten. Für das Trag- und Verformungsverhalten fehlen jedoch Erkenntnisse, die dringend für die praktische Verwendbarkeit der Anschlüsse benötigt werden. Zur Steigerung der Effizienz von Anschlüssen wird hinterfragt, ob die Komponentenmethode als effizientere Bemessungsmethode im Holzbau angewendet werden kann. Eine theoretische Bestimmung der Grundkomponenten wurde bestätigt. Abzuwarten bleiben die experimentellen Untersuchungen, um eine Bewertung der analytischen Vorgehensweise abbilden zu können. Zugleich ist zu verifizieren, ob die experimentellen Ergebnisse zur Generierung von Federmodellen führen und in welcher Form die Komponentenmethode angewendet werden kann. Dazu folgen Vergleiche an numerischen FE- und Stabwerksmodellen und den prüftechnischen Ergebnissen.

Literatur

- [1] EHLBECK, J.; HÄTTICH, R.: *Physikalische, insbesondere mechanische Eigenschaften von Kunstharz-Preßholz*. In: Hols als Roh- und Werkstoff (1986), Nr. 44, S. 449-452, 1986.
- [2] HAUCK, K.-H.: *Kunstharzpreßholz: Ein Werkstoff der Industrie*. In: Ingenieur digest (1978), Nr. 17, 1987.
- [3] INSTITUT FÜR ANGEWANDTE FORSCHUNG IM BAUWESEN E.V.: *Merkblatt – Hochleistungsholztragwerke, Material, Kunstharzpressholz (KHP)*. Merkblatt HHT-M.08 (2010), 2010.
- [4] EHLBECK, J.; FREISEIS, R.; HÄTTICH, R.: *Entwicklung und Prüfung neuer Verbindungsmittel aus Hartholz, Pressschichtholz und ähnlichen holzhaltigen Werkstoffen für tragende Verbindungen im Holzbau – 1. Abschnitt: Mechanische und physikalische Eigenschaften von ausgewählten holzhaltigen Werkstoffen*. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Fridericiana Karlsruhe, Forschungsbericht, 1985.
- [5] RIECHERS, K.: *Über Verwendung und Prüfung von hochverdichtetem Holz*. In: Holz als Roh- und Werkstoff (1939), Nr. 3, S. 109-116.
- [6] STOY, W.: *Der Holzbau*. 3. Auflage, Berlin, 1942.
- [7] KOLLMANN, F.: *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe, Band II*. 2. Auflage, Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag, 1955.

- [8] GEHRI, E.: *Beobachtungen zum Tragverhalten von Bolzenverbindungen im Holzbau*. In: Schweizer Ingenieur und Architekt (1980), Nr. 51-52, S. 1136-1344, 1980.
- [9] EHLBECK, J.; EBERHART, O.: *Entwicklung und Prüfung neuer Verbindungsmittel aus Hartholz, Pressschichtholz und ähnlichen holzhaltigen Werkstoffen für tragende Verbindungen im Holzbau – Teil 2: Tragfähigkeits- und Verformungsverhalten von Verbindungen, A: Brettschichtholzverbindungen mit Stabdübeln aus Kunstharzpreßholz*. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Fridericiana Karlsruhe, Forschungsbericht, 1989.
- [10] KOLB, H.; EPPLE, A.: *Mechanische metallfreie Holzverbindungen*. In: Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis (1982), Forschungsbericht, Nr. 1.4-34435 der FMPA Baden – Württemberg, 1982.
- [11] MEYER, A.: *Die Tragfähigkeit von Nagelverbindungen bei statischer Belastung*. Technische Hochschule Braunschweig, Habilitationsschrift, 1953.
- [12] KUHLMANN, U.; RYBINSKI, M.; RÖLLE, L.: *Anschlüsse im Stahl- und Verbundbau. Bemessung von Anschlüssen nach der Komponentenmethode*. In: Der Prüferingenieur April (2008), 2008.
- [13] DIN EN 1993-1-1: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2010-12.
- [14] DIN EN 1993-1-8: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2010-12.
- [15] DIN EN 1994-1-1: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2010-12.
- [16] DIN EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2010-12.
- [17] WAGENKNECHT, K.: *Stahlbau-Praxis nach Eurocode 3. Band 3. Komponentenmethode*. 2. Aktualisierte und erweiterte Auflage, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich, 2017.
- [18] KUHLMANN, U.; GAUSS, J.: *Optimierung und Systematisierung von Anschlüssen im Holzbau zur Verbreitung der ressourcenschonenden Bauweise*. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Forschungsbericht, Fraunhofer IRB Verlag, 2020.
- [19] EHLBECK, J.; KÜRTH, J.: *Entwicklung und Prüfung neuer Verbindungsmittel aus Hartholz, Pressschichtholz und ähnlichen holzhaltigen Werkstoffen für tragende Verbindungen im Holzbau – Teil 3: Optimierung des Anschlußbildes und Entwicklung von Bemessungsgrundlagen*. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Fridericiana Karlsruhe, Forschungsbericht, 1991.
- [20] THOMSEN, A.: *The structural performance of non-metallic timber connections*. University of Bath, Diss., 2010.
- [21] PALMA, P.; KOBEL, P.; MINOR, A.; FRANGI, A.: *Dowelled timber connections with internal members of densified veneer wood and fibre-reinforced polymer dowels*. Proceedings WCTE (2016), World Conference on Timber Engineering, Wien, S. 204-211, 2016.

Skalierbarkeit von verstärkten biegesteifen Brettschichtholzanschlüssen mit eingeklebten Stahlstäben an Beton – und Stahlkonstruktionen

Vortragender:

Simon, Kai

M.Sc.

Universität Stuttgart

Materialprüfungsanstalt,

Abt. Holzkonstruktionen

kai.simon@mpa.uni-stuttgart.de



- Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart, M.Sc. 2020
- wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart in der Abteilung Holzkonstruktionen seit 2020

Autoren: Kai Simon; Simon Aicher, Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart

Zusammenfassung

Biegesteife Verbindungen mit faserparallel eingeklebten Stahlstäben in Brettschichtholz aus Nadelholz sind eine bewährte Möglichkeit, leistungsfähige Anschlüsse zu realisieren. Unverstärkte Verbindungen weisen jedoch Defizite auf, sobald eine größere Querkraft auf den Anschluss wirkt. Im Rahmen der vorgestellten Arbeit wurden verschiedene Verstärkungsmethoden wie selbstbohrende Vollgewindeschrauben und aufgeklebte Sperrholzplatten aus Laubholz an unterschiedlich großen Bauteilen geprüft. Die Ergebnisse zeigen, dass die untersuchten Maßnahmen die Querkrafttragfähigkeit erheblich steigern können, wobei eine Vergrößerung der Querschnittsbreite tendenziell zu höheren Tragfähigkeiten führt. Die Effektivität der Verstärkungsmaßnahmen konnte auch bei Bauteilen in praxisnaher Realgröße bestätigt werden. Mithilfe der vorgestellten Verstärkungsmaßnahmen ist es möglich, neue, aber auch bestehende Anschlüsse deutlich zu optimieren.

1. Einleitung

Die Möglichkeit, Verbindungen von Holzbauteilen mittels faserparallel eingeklebter Stahlstäbe zu realisieren, bietet vielseitige Potenziale zur Schaffung leistungsfähiger Anschlüsse. Die hier untersuchte Verbindung kann beispielsweise für teilweise oder vollständig eingespannte Stützen, biegesteife Deckenanschlüsse sowie integrale Holzbrücken eingesetzt werden und stellt eine innovative Alternative zu klassischen Verbindungen mit Schlitzblechen, Stabdübeln oder selbstbohrenden Schrauben dar.

Um einen leistungsfähigen und optimierten biegesteifen Anschluss dieser Art realisieren zu können, ist es insbesondere bei Vorliegen planmäßiger Querkräfte notwendig, Verstärkungsmaßnahmen quer zur Faserrichtung des Brettschichtholzes einzusetzen, wodurch sodann ein frühzeitiges Spalten rechtwinklig zur Faser verhindert werden kann. Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wurden an Brettschichtholz-Stahl-Verbindungen mit eingeklebten Gewindestäben mit metrischen Gewinde die Verstärkungsmethoden in Form von A) selbstbohrenden Vollgewindeschrauben, B) auf dem Hirnholz und C) am Trägerende seitlich aufgeklebten Sperrholzplatten aus Laubholz an unterschiedlichen Bauteilgrößen untersucht. Das Ziel der Verstärkungsmaßnahmen war es, ein frühzeitiges Spalten zu verhindern, um die volle Lochleibungsfestigkeit des Brettschichtholzes oder der Verstärkungsplatten ausnutzen zu können. Versuchsergebnisse von verstärkten Bauteilen mit reiner Querkraftbelastung zeigten, dass die Querkrafttragfähigkeit gegenüber unverstärkten

Prüfkörpern grundsätzlich bis zu einem Faktor 5 erhöht werden können, vgl. [1]. Die hier diskutierten Kragarmversuche die unterschiedliche Bauteilgrößen umfassten, sollen zeigen, ob ein positiver oder negativer Größeneinfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung vorliegt.

2. Bemessungsregeln für eingeklebte Stahlstäbe

Erstmalig wurde die Anschlusstechnik mit eingeklebten Stahlstäben vor knapp 50 Jahren unter anderem von Edlund (1975 [2]), Riberholt (1977 [3]), Möhler und Hemmer (1981 [4]) und später Blaß und Laskewitz (2001 [5]), auf ihre Tragfähigkeit untersucht. Es zeigte sich, dass Verbindungen mit faserparallel eingeklebten Stahlstäben sehr hohe axiale Zugkräfte aufnehmen können. Allerdings wurde bei geringen Randabständen ein Spaltversagen sowohl bei rein axial beanspruchten Verbindungen infolge von Spaltzugkräften / Spannungen rechtwinklig zur Faserrichtung als auch insbesondere bei Querbelastrungen festgestellt. Die bei Querkraftbelastung auftretenden Querkzugspannungen verhindern sodann eine volle Aktivierung der Lochleibungsfestigkeit.

Die heute in Deutschland gültigen Bemessungsregeln für eingeklebte Stahlstäbe basieren insbesondere auf den Untersuchungen und Vorschlägen von Riberholt [3], [6] und Blaß et al. [5] und sind im nationalen Anhang des EC5 [7] festgehalten. Der Normentwurf zur zweiten Generation des Eurocode 5 [8] führt diese Bemessungsgleichungen, nun in größerer Detaillierung, auf europäischer Ebene ein.

Die Bemessungsregeln für die Tragfähigkeit von in Richtung der Stabachse belasteten Stäben, in der Regel die Zugtragfähigkeit, hängt von drei Komponenten ab. Maßgeblich sind die Zugtragfähigkeit des Stahlstabs selbst, die Verbundfestigkeit des Klebstoffinterfaces mit der Bohrlochwandung sowie in geringerer Relevanz die Zugtragfähigkeit des Holzbauteils selbst. Eine detaillierte Auswertung von Versuchsergebnissen eingeklebter, axial belasteter Stahlstäbe von Aicher und Stapf [9] zeigte, dass dieser Bemessungsentwurf eine praxistaugliche Bemessung zulässt, unter Einhaltung der normativen Rand- und Zwischenabstände von jeweils $2,5 \cdot d$ und $5 \cdot d$ jedoch tendenziell konservativ ist.

Für quer zur Stabachse belastete eingeklebte Stahlstäbe kann das Bemessungsmodell für stiftförmige Verbindungsmittel basierend auf der Theorie nach Johansen [10] verwendet werden. Für einen biegesteifen Anschluss an Stahl- oder Stahlbetonkonstruktionen war es nach den Regeln des NA zum EC5 [7] möglich, die Bemessungsgleichungen einer Verbindung mit dünnem oder dickem Stahlblech anzuwenden. Im Normentwurf zum EC5 [8] sind explizit zwei Gleichungen in Anlehnung an die Versagensfälle für den Verbindungsfall mit einem dünnen Stahlblech anzuwenden. In Kombination mit der als sehr konservativ erachteten Abschätzung der Lochleibungsfestigkeit für parallel zur Holzfaserrichtung eingeklebte Stahlstäbe zu 10% derer eines Bolzens, der quer zur Holzfaserrichtung orientiert und belastet ist, ergeben sich nur sehr geringe rechnerische Querkraft-Tragfähigkeiten.

Für den Fall einer Überlagerung von Lasten längs und quer zur Stabachse sind die beiden Tragfähigkeiten nach [7] über eine elliptische Interaktionsgleichung voneinander abhängig. Liegt eine signifikante Querkrafteinwirkung vor, wird die Bemessung aufgrund der extrem geringen ansetzbaren Lochleibungsfestigkeit dadurch sehr unwirtschaftlich.

3. Versuchsprogramm mit verstärkten biegesteifen Anschlüssen

3.1 Material und Werkstoffe

In dieser Arbeit wurden Kragarm-Biegeversuche mit biegesteifem Anschluss, realisiert durch faserparallel eingeklebte Stahlstäbe, mit zwei unterschiedlichen Momenten-Querkraft-(M/V-) Verhältnissen untersucht. Die Querschnittsgröße der Brettschichtholzbauteile wurde in drei

Stufen variiert, um zum einen den Einfluss der Bauteilbreite und zum anderen den Höheneinfluss zwischen Laborquerschnitten einerseits und realen Bauteilgrößen andererseits zu erfassen.

Als Holz wurde Brettschichtholz (BSH) der Festigkeitsklasse GL30h verwendet. Die charakteristische Rohdichte liegt bei 430 kg/m^3 . Als Stahlstäbe wurden durchweg Gewindestäbe mit metrischem Gewinde der Festigkeitsklasse 8.8 mit einem Nenndurchmesser von $d_{\text{rod}} = 16 \text{ mm}$ verwendet. Die Einklebelänge betrug stets $l_b = 320 \text{ mm}$. Für das Einkleben wurde der Epoxid-Klebstoff WEVO EP32S mit Härter BT22S gemäß Zulassung [12] verwendet. Der Bohrlochdurchmesser betrug in allen Serien $d_h = 20 \text{ mm}$.

3.2 Eingesetzte Verstärkungsmethoden

Um die Querkrafttragfähigkeit, die ohne Verstärkungsmaßnahmen hauptsächlich durch Spalten quer zur Faser limitiert (vgl. Aicher und Simon [11]) ist, zu erhöhen, wurden drei mögliche Verstärkungsmaßnahmen A-C untersucht. Als Verstärkungsvariante A wurden selbstbohrende Vollgewindeschrauben zwischen und neben den eingeklebten Stahlstäben rechtwinklig zur Faserrichtung und parallel zur (Quer-) Lastrichtung eingebracht. Der Durchmesser der Vollgewindeschrauben (VG) betrug durchweg $d_{\text{screw}} = 8 \text{ mm}$. Die Schraubenlänge entsprach jeweils der Höhe der Prüfkörper. Die Vollgewindeschrauben wurden nach dem Einkleben der Stahlstäbe eingebracht.

Die Verstärkungsalternative B bestand aus einer Bausperrholzplatte aus Laubholz (hier Buche), die vollflächig auf die einzuspannende Hirnholzfläche aufgeklebt wurde. Der Aufklebeprozess wurde mittels Schraubenpressklebung ausgeführt, wobei die Vorgaben des Normentwurfs der DIN 1052-10 [13] eingehalten und das Schraubenraster entsprechend sehr eng gewählt wurde (Schraubeneinzugsfläche: 5000 mm^2). Die Dicke t_2 der Sperrholzplatten betrug für die Serien I und II 20 mm und für die Serie III 30 mm . Das Aufkleben der Verstärkungsplatten erfolgte vor dem Einkleben der Stahlstäbe, die somit letztlich auch im Bereich der Sperrholzplatte eingeklebt wurden. In [14] wurde gezeigt, dass diese beiden Verstärkungsmethoden das größte Potential zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit bieten.

Für die dritte, hier nicht im Detail präsentierte und diskutierte Verstärkungsmethode wurden ebenfalls Sperrholzplatten aus Buche verwendet. Diese wurden nicht auf die Hirnholzoberfläche, sondern seitlich an den Trägerenden, parallel zur Lastrichtung über die gesamte Trägerhöhe aufgeklebt. Die 80 mm breiten Platten wurden auch hier mit der Methode der Schraubenpressklebung aufgeklebt. Die drei Verstärkungsalternativen sind in Abb. 1a dargestellt.

3.3 Versuchsprogramm

3.3.1 Kragarmversuche mit Bauteilhöhe 280 mm zur Verifizierung des Breiteneffekts

Um den Einfluss der Bauteilbreite zu verifizieren, wurden zwei Querschnitte in mittlerer Größe untersucht. Die Querschnittshöhen betragen hier durchweg $h_{\text{I/II}} = 280 \text{ mm}$ während die Querschnittsbreiten für die Serie I zu $b_{\text{I}} = 80 \text{ mm}$ und für die Serie II zu $b_{\text{II}} = 160 \text{ mm}$ gewählt wurden. Die Anordnung der Stäbe wurde so bestimmt, dass die Mindestabstände nach [8] soeben eingehalten sind. In der Serie I wurde je ein Stab im Biegezug- und Biegedruckbereich mit Abständen zu den Höhenrändern von $a_{4,t} = 4 \cdot d_{\text{rod}} = 64 \text{ mm}$ und zu den Breitenrändern von $a_{2,c} = 2,5 \cdot d_{\text{rod}} = 40 \text{ mm}$ eingeklebt. Dies stellt den einfachsten Fall einer biegesteifen Verbindung dar. In der Serie II wurde die Breite der Träger sowie analog die Anzahl der eingeklebten Stäbe verdoppelt, sodass die Abstände zu den Bauteilrändern gleichblieben. Der Zwischenabstand in Breitenrichtung betrug somit $a_2 = 5 \cdot d_{\text{rod}} = 80 \text{ mm}$. Die Querschnittsabmessungen und die Stabanordnungen sind in Abb. 1b angegeben.

Für den Last-Hebelarm wurden in den Serien I und II zwei Längen $L_a = 550$ mm sowie $L_b = 1150$ mm gewählt, woraus sodann zwei deutlich unterschiedliche Moment-Querkraftverhältnisse (M/V) von 0,55 und 1,15 gegeben waren. Tabelle 1 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Kragarmversuche.

3.3.2 Kragarmversuche mit Bauteilhöhe 600 mm zur Verifizierung des Höheneffekts

Für die Serie III wurden Probekörper in praxisrelevanter Bauteilgröße mit einer Querschnittsbreite und -höhe von jeweils 160 mm x 600 mm hergestellt. Es wurden jeweils vier M16 Gewindestäbe im Zug- und Druckbereich angeordnet, wobei die Abstände $a_{4,t}$ und a_2 in Querkraftrichtung jeweils um $1 \cdot d_{\text{rod}}$ von 64 mm auf 48 mm und von 80 mm auf 64 mm reduziert wurden, um den inneren Hebelarm zur Aufnahme des Biegemoments zu maximieren. Die Querschnittsabmessungen, Anordnung der Stahlstäbe sowie die Abstände sind in Abb. 1b dargestellt. Durch die Reduzierung der Randabstände sollte verifiziert werden, ob die Verstärkungsmaßnahmen auch dann noch effektiv ein Spalten verhindern können und dennoch die in den Serien I und II erzielten Tragfähigkeiten auf diesen Querschnitt ohne Abschlüge zu skalieren sind. Die Längen der Prüfkörper betragen jeweils 1000 mm wodurch sich ein Last-Hebelarm von 950 mm ergibt. Die skizzierte Lastanordnung bedingt einen sehr hohen Querkraftanteil im Anschlusspunkt.

Die Serie III umfasste insgesamt sechs Prüfkörper, wovon jeweils drei mit der Verstärkungsmethode A und drei mit Methode B verstärkt wurden. Jeweils ein Prüfkörper jeder Verstärkungsmethode wurde bei Normalklima geprüft. Die verbleibenden Prüfkörper werden zum Zeitpunkt der Erstellung des Artikels einem Feuchte- / Trocknungsprozess unterzogen und sodann anschließend geprüft. Die Wasser- / Klimabeanspruchungen sollen zeigen, ob eine starke Feuchteänderung einen Einfluss auf die Qualität der Verstärkungsmethoden mit sich bringt.

Tab. 1: Übersicht des Versuchsprogramms der Kragarmversuche

Test-Serie	Verstärkung	BSH-Länge [mm]	BSH Breite und Höhe [mm x mm]	M/V Verhältnis	Anzahl
Ia	ohne	600		0,55	6
Ib		1200		1,15	7
Ia_screw	VG-	600	80 x 280	0,55	3
Ib_screw	Schrauben	1200		1,15	3
Ia_endgrain	Hirnholz-	600		0,55	3
Ib_endgrain	platte	1200		1,15	3
Ia_lateral	seitliche Platte	600		0,55	2
Ib_lateral		1200		1,15	3
IIa	ohne	600		0,55	5
IIb		1200		1,15	5
IIa_screw	VG-	600	160 x 280	0,55	3
IIb_screw	Schrauben	1200		1,15	2
IIa_endgrain	Hirnholz-	600		0,55	2
IIb_endgrain	platte	1200		1,15	2
IIa_lateral	seitliche Platte	600		0,55	2
IIb_lateral		1200		1,15	2
III_screw	VG-	1000	160 x 600	0,95	3
III_endgrain	Schrauben Hirnholz- platte	1000		0,95	3

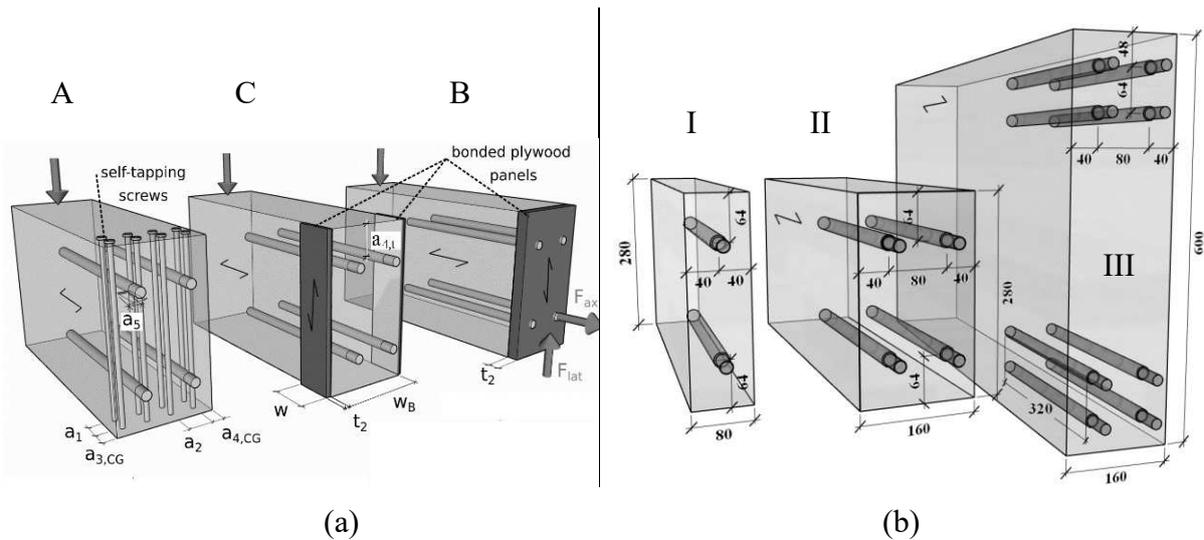


Abb. 1: Untersuchte Verstärkungsmethoden A – C (a) bei den Kragarmversuchen und Querschnittsabmessungen und Anordnung sowie Abstände der eingeklebten Stahlstäbe für die Serien I – III (b)

3.4 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau für die Serien I und II bestand aus einem für diese Versuche konzipierten biegesteifen Rahmen aus Stahl, der an einer servo-hydraulischen Zug- / Druckprüfmaschine fixiert wurde und als Einspannung für die Kragarmbauteile diente. Am Stahlrahmen bestand die Möglichkeit Kraftmessdosen zu installieren um die Zug- und Querkräfte an den eingeklebten Stäben während der Versuchsdurchführung aufzuzeichnen. Eine detaillierte Beschreibung dieses Versuchsaufbaus und der Messtechnik ist in [14] dargestellt.

Für die Testserie III wurde eine 30 mm dicke Stahlplatte an einen massiven, ca. drei Tonnen schweren Stahlträger angebracht, der biegesteif auf den Hauptträger einer Biegeprüfmaschine gespannt wurde. Dieselbe Stahlplatte, an welche die Kragarmbauteile im Versuch angeschlossen wurden, diente ebenfalls als Schablone für den Einklebevorgang wodurch sichergestellt werden konnte, dass die acht eingeklebten Stäbe passgenau eingebracht und somit eine biegesteife Einspannung realisiert werden konnte. Das Ziel dieser Einspannung war es, möglichst exakt den Fall eines Anschlusses an ein Stahlbetonfundament, bei dem die aus dem BSH herausragenden, eingeklebten Stäbe starr und toleranzfrei im Beton vergossen sind, nachzubilden. Abb. 2 zeigt den realisierten Versuchsaufbau der Serie III.



Abb. 2: Realisierter Versuchsaufbau der Serie III mit bauteilrelevanten Querschnittsabmessungen (für einen mittels Verstärkungsmethode A verstärkten Prüfkörper)

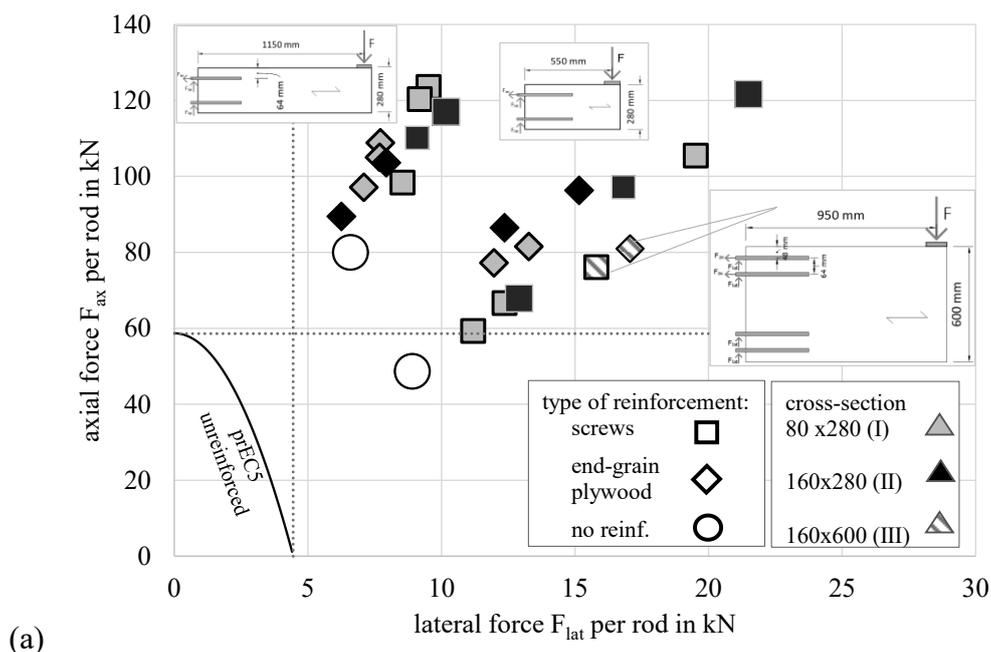
Der Abstand zwischen Lasteinleitungspunkt und der Einspannung betrug für die Serien I und II 1150 mm oder 550 mm, um den Einfluss deutlich unterschiedlicher Moment-/Querkräfteverhältnisse zu verifizieren. Die Länge des Last-Hebelarms der Serie III betrug 950 mm. Diese Geometrien resultieren in M/V-Verhältnissen von 0,55 m, 1,15 m und 0,95 m an der jeweiligen Einspannstelle. Abb. 2 zeigt den realisierten Versuchsaufbau der Serie III für den Fall eines mittels selbstbohrender Vollgewindeschrauben (Methode A) verstärkten Anschlusses.

3.5 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse der Kragarmversuche der Serien I und II zusammen mit den bisher vorliegenden Ergebnissen der Serie III sind in Abb. 3a im Interaktionsdiagramm der axialen und lateralen Stabkräfte dargestellt. Es wurden hier jeweils die Axial- und Querkräfte proportional auf die Stäbe verteilt. Die dargestellten Kräfte beziehen sich somit auf einen einzelnen Stab im Zugbereich der Anschlüsse unmittelbar vor dem Bruch. In den Fällen, bei denen die Stabquerkräfte nicht explizit gemessen werden konnte, wurde näherungsweise die globale Gesamtquerkraft durch die Gesamtanzahl der vorhandenen Stäbe geteilt. Außerdem eingezeichnet ist die Interaktionslinie nach [8] für axiale und laterale Tragfähigkeiten basierend auf den Geometrien der vorliegenden Versuche für eine unverstärkte Anschlusssituation (durchgezogene Linie im Diagramm). Es ist festzustellen, dass alle Versuchsergebnisse wesentlich über den Bemessungswerten liegen.

Abb. 3b zeigt die Ergebnisse in separater Darstellung der Quer- und Axialkräfte. Für die Serien I und II sind diese entsprechend der Kragarmlänge (M/V-Verhältnis) unterteilt. Die Abbildungen verdeutlichen, dass die Verdoppelung der Querschnittsbreite keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit für die langen Kragarme ($M/V = 1,15$) hat. Für den Fall der kürzeren Kragarme ($M/V = 0,55$), bei welchen die Querkraft sehr dominant ist, ergibt sich eine Erhöhung der Tragfähigkeit bei doppelter Querschnittsbreite und Stabanzahl jeweils bezogen auf einen Einzelstab von rd. 10% unabhängig der Verstärkungsmethode.

Die Ergebnisse der großen Bauteilversuche mit einer Trägerhöhe von 600 mm (Serie III) liegen mit hohen Querkräften von 15,8 kN und 17,0 kN für die Schrauben- und Hirnholzverstärkung und Axialkräften von jeweils 76,1 kN und 81,0 kN in einem sehr ähnlichen Traglastbereich wie die Ergebnisse der Serie II.



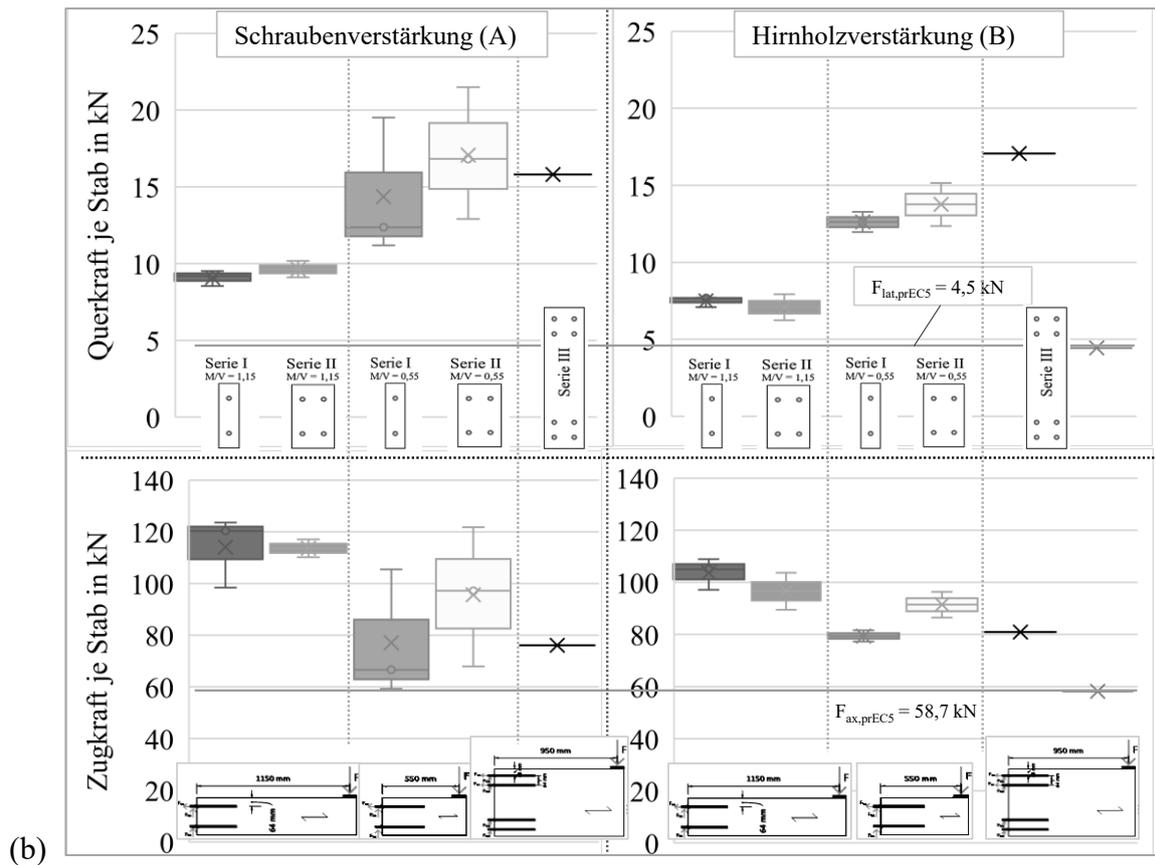


Abb. 3: Ergebnisse der verstärkten Kragarmversuche der Serien I, II und III als axiale und laterale Kraft je Einzelstab a) dargestellt im Interaktionsdiagramm und b) getrennte Darstellung der Quer- und Axialkräfte

4. Diskussion und Ausblick

Die Kragarmversuche an Prüfkörpern mit Querschnittshöhen von 280 mm mit unterschiedlichen M/V-Verhältnissen zeigten zum einen, dass alle untersuchten Querkraftverstärkungsmethoden (selbstbohrende Schrauben, seitlich oder am Hirnholzende aufgeklebte Baufurniersperrholzplatten aus Laubholz) deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten im Vergleich zu unverstärkten Querschnitten aufweisen. Unmittelbar damit zusammenhängend sind sodann auch deutlich höhere axiale Tragfähigkeiten bei Interaktion mit Querkraften. Zum anderen belegten die Versuche zum Größeneinfluss parallel angeordneter Stangen an Prüfkörpern mit mittleren Querschnittshöhen von 280 mm durchweg einen positiven Breiten-Größeneffekt dahingehend, dass eine Verdoppelung der Stangenanzahl in Verbindung mit einer doppelten Querschnittsbreite tendenziell höhere Tragfähigkeiten pro Stab ergibt. Dies lässt sich durch einen reduzierten Einfluss des Stangenrandabstands erklären. Die hier nicht detailliert diskutierte Verstärkungsmethode (C) mittels seitlich am Trägerende aufgeklebten Sperrholzplattenstreifen zeigte für die vorliegenden Querschnittsabmessungen ähnlich hohe Tragfähigkeitssteigerungen.

Die versuchsmäßig sehr aufwendigen Untersuchungen an Kragarmen mit Querschnittsgrößen im Bauteilmaßstab (160 mm x 600 mm) und damit mehr als verdoppelter Bauteilhöhe im Vergleich zu den Breiteneffekt-Basisversuchen zeigten keinen signifikanten Größeneffekt. Die Ergebnisse belegten damit die volle Übertragbarkeit der Erkenntnisse hinsichtlich der Parametervariationen der Basisversuche auf große bauteilrelevante Querschnitte und diesbezüglich hohe Lasten.

Literatur

- [1] SIMON, K.; AICHER, S.: *Rigid Glulam Joints to Concrete Abutments with Glued-In Steel Rods*, in Proc.: World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023) pp. 1443-1452, Oslo, Norway, 2023.
- [2] EDLUND, G.: I limträ inlimmad skruer. Svenska Träforskningsinstitutet, Serie B nr. 333, STFI Svenska Träforskningsinst, 1975.
- [3] RIBERHOLT, H.: *Bolte Indlimet I Limtrae*; Technical University of Denmark; Structural Research Laboratory, Rapport Nr. R 83; 1977.
- [4] MÖHLER, K; HEMMER, K: *Tests with glued-in threaded steel rods*; Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, University Fridericiana Karlsruhe, Germany, 1981.
- [5] BLAB H.J.; LASKEWITZ B.: *Glued-in Rods for Timber Structures – Effect of distance between rods and between rods and timber edge on the axial strength*; Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine – Abteilung Ingenieurholzbau; University Fridericiana Karlsruhe, 2001.
- [6] RIBERHOLT, H.: *Glued bolts in glulam*. Serie R, No 210. Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, 1986.
- [7] DIN EN 1995-1-1/NA:2013: *National Annex - Nationally determined parameters - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. German Institute for Standardization, Berlin, Germany, 2013.
- [8] E DIN EN 1995-1-1:2023-10: *Design of timber structures - Part 1-1: General and rules for buildings (draft)*, (NA 005-04-01 AA N 4927). CEN, Brussels, Belgium, 2023.
- [9] AICHER S.; STAPF G.: *Eingeklebte Stahlstäbe - state-of-the-art -Einflussparameter, Versuchsergebnisse, Zulassungen, Klebstoffnormung, Bemessungs-und Ausführungsregeln*. In: Tagungsband 23. Internationales Holzbau-Forum IHF, Garmisch Partenkirchen, 2017.
- [10] JOHANSEN K.W.: Theory of Timber Connections. *International Association for Bridge and Structural Engineering*, Vol. 9, pp. 249-262, 1949.
- [11] AICHER, S., SIMON, K.: *Rigid Glulam Joints with Glued-in Rods subjected to Axial and Lateral Force Action*, paper 54-7-3. In Proc. International Network on Timber Engineering Research (INTER), Meeting 54 (S. 113-128). Online, 2021.
- [12] Z-9.1-705: *2K-EP-adhesive WEVO special resin EP 32 S with hardener B22 TS*, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Inhaber: WEVO-Chemie GmbH Ostfildern-Kemnat. DIBt, Berlin, Germany, 2022.
- [13] E DIN 1052-10:2023-03: *Holzbauwerke – Herstellung und Ausführung von Holzbauwerken – Teil 10: Ergänzende Bestimmungen zu Verbindungsmitteln und nicht europäisch geregelten geklebten Produkten und Bauarten*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2023.
- [14] SIMON K., AICHER S.: *Reinforced rigid glulam joints with glued-in rods subjected to axial and lateral force action*. In: Proceedings International Network on Timber Engineering Research (INTER), Meeting 55, pp. 185-201, Bad Aibling, Germany, 2022.

Wenchang Shi: Kreislauffeffektives Bauen im Holzbau: Standardisierung I-profilierter Buchenholzträger für Hallentragwerke

Vortragender:

Shi, Wenchang

Dipl.-Ing.
RPTU Kaiserslautern-Landau,
Architektur,
t-lab Holzarchitektur und Holzwerkstoffe
wenchang.shi@rptu.de



Kurzvita

- Diplom 2018 an der TU Dresden, seit 2019 wissenschaftlicher Mitarbeiter am **t-lab** Holzarchitektur und Holzwerkstoffe, Fachbereich Architektur an der RPTU
- Forschungen zur Entwicklung von reversiblen und zerstörungsfrei lösbaren Verbindungen und zum Einsatz von Laubholz im Holzbau sowie zum kreislauffeffektiven Potential von Holz im Hallenbau

Autoren: Dipl.-Ing. Wenchang Shi, **t-lab**; Univ. Prof. Dr.- Ing. Jürgen Graf , **t-lab**

Zusammenfassung

Angesichts der erheblichen Umweltauswirkungen des Bausektors weltweit wird eine Umstellung von einer linearen Wirtschaft auf eine Kreislaufwirtschaft angestrebt. Dieser Schritt gewährleistet eine nachhaltige Nutzung und Wiederverwertung von Ressourcen. Um die Kreislaufwirtschaft im Bauwesen anzustoßen, sollten kreislauffeffektive Maßnahmen ergriffen werden. Dazu gehören Abfallvermeidung, Wiederverwendung und Nutzungsflexibilität. Diese Maßnahmen sind materialunabhängig und können durch Elementierung, Standardisierung und Reversibilität der Bauteile realisiert werden. In diesem Aufsatz werden standardisierte I-profilierter Buchenholzträger für den Hallenbau vorgestellt, die kreislauffeffektiv eingesetzt zur Ressourcenschonung und zur Reduktion von Treibhausgasemissionen beitragen. Dazu werden die Träger mithilfe innovativer Verbindungselemente reversibel und zerstörungsfrei mit Dachplatten, Wandelementen und Stützen verbunden werden.

1. Buchenholz aus dem Stamminneren

Beim Sägen von Buchenstammholz in Bretter und Bohlen werden verschiedene Methoden in Sägewerken angewendet, darunter auch der Blockbandsägeeinschnitt (siehe linkes Bild in **Abb. 1**). Dabei bleibt ein Bereich im Stamminneren von etwa 12 x 12 cm bis 15 x 15 cm übrig (siehe roter Bereich im linken Bild in **Abb. 1**). Dieser Bereich wurde bisher nur zu Lagerhölzern weiterverarbeitet oder thermisch verwertet. Im Stamminnenbereich, der in der Regel als wolkiger Rotkern oder Spritzkern vorkommt, finden sich Merkmale wie Fauläste, Markröhre, Risse, juveniles Holz und ein mäandernder Faserverlauf wieder (siehe rechts Bild in **Abb. 1**). Das Stamminnere macht einen ressourcenrelevanten Anteil von etwa 5%-10% am Gesamteinschnitt aus [1].

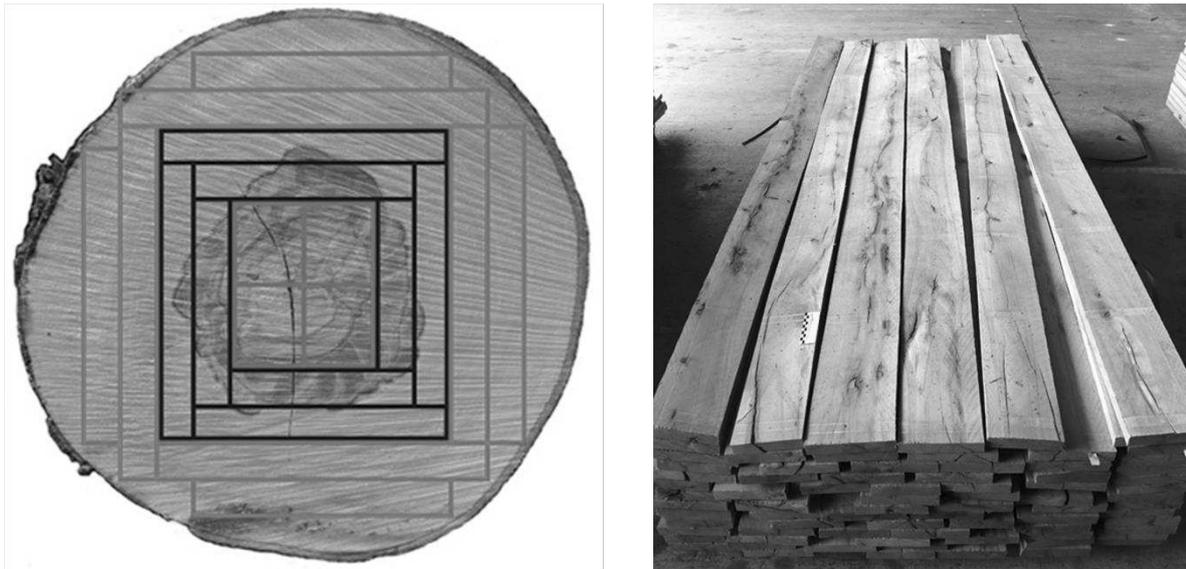


Abb. 1: Links: Prinzip des Blockbandsägeeinschnittes. In Grün sind die guten Qualitäten, in Schwarz die schlechteren Qualitäten dargestellt. Aus dem inneren Restholz (rot) werden Lagerhölzer (hier gezeigt) hergestellt oder es wird thermisch verwertet. Rechts: Brettstapel der aus dem Stamminneren produzierten Rohware (Verwertungsrest – Firma Abalon Hardwood GmbH, Schwalmstadt)

1.1 Festigkeitssortierung von Buchenbrettern

Gemäß dem Zulassungsbescheid für "BS-Holz aus Buche und BS-Holz Buche-Hybridträger und zugehörige Bauarten" (Z-9.1-679) [2] erfolgt die Festigkeitssortierung von Buchenbrettern vorrangig durch visuelle Sortierung nach DIN 4074-5 [3]. Es fehlen jedoch Sortierkriterien, die potenziellen Festigkeitseigenschaften der inneren Buchenbretter und des verbleibenden Kernbereichs berücksichtigen. In Tabelle 3 der DIN 4074-5 [3] sind für die Sortierklasse LS Merkmale aufgeführt, von denen einige in der folgenden Tabelle aufgegriffen und kommentiert werden.

Tab. 1: Auszug aus DIN 4074-5, Tabelle 3 [3] der für LS 7 zusammengestellten Merkmale mit Anmerkungen und Ergänzungen. (* Besonderheiten bei der Buche sind berücksichtigt). Mit (1) sind ergänzende Merkmale gekennzeichnet, (2) markiert die ungeeigneten Merkmale.

Sortiermerkmale		Sortierklasse LS 7*	Anmerkungen
1 -	Einzelast Faulast ⁽¹⁾	bis 1/2 nicht aufgenommen ⁽¹⁾	Die Grenze wurde bestätigt. Ist als Merkmal heranzuziehen. ⁽¹⁾
2 ⁽²⁾	Faserneigung	unberücksichtigt	In der Regel ständig wechselnde Faserneigung, Merkmal wird im Einzelnen nicht erfasst.
3 ⁽²⁾	Markröhre	nicht zulässig	In allen Brettern aus dem Stamminneren ist die Markröhre und juveniles Holz vorhanden. Die „Nichtzulässigkeit“ muss hier unberücksichtigt bleiben.
5 ⁽²⁾	Schwindrisse	zulässig	Das Merkmal trifft für die Bretter nur ungenügend zu. Vorhandene Rissbilder sind differenziert zu betrachten.
8 ⁽²⁾	Fäule	nicht zulässig	Im Stamminneren sind oft Faulstellen an kleinen, abgestorbenen Ästen oder an T-Flecken vorhanden. Das Sortiermerkmal wird als sonstiges Merkmal berücksichtigt.

1.2 Merkmale von Buchenbrettern aus dem Stamminneren

Im Buchenstamminneren konzentrieren sich verschiedene Merkmale, die die Festigkeit beeinflussen können und im übrigen Stammbereich entweder nicht vorhanden oder in dieser Anzahl selten sind. Diese Merkmale sind im Einzelnen: **a)** Rotkern, der für sich nicht festigkeitsmindernd ist, aber die Verklebung beeinflussen kann; **b)** Spritzkern mit dunkelbrauner Färbung und „Multirissbildung“ nach dem Trocknen; **c)** Markröhre mit juvenilem Holz und Rissen; **d)** Markröhre mit welligem Verlauf und sehr starker Faserabweichung; **e)** Rindeneinschlüsse mit Fehlstellen; **f)** Faulstellen; **g)** T-Flecken überwallt; **h)** Fauläste; **i)** Fauläste überwallt; **j)** festverwachsene runde oder ovale Äste; **k)** festverwachsene Flügeläste; **l)** starke Verformung der Schmalseiten; **m)** starke Verformung der Breitseiten; **n)** starke Längskrümmung.

Merkmale e), f) sowie l) bis n) und durchgerissene Bretter wurden im Vorfeld von der Bereitstellung konstruktiver Brettware ausgeschlossen oder entsprechende Stellen wurden herausgekappt. T-Flecken und verschiedene Faulastformen wurden dem Merkmal Astigkeit zugeordnet, sodass drei Merkmalgruppen verblieben.

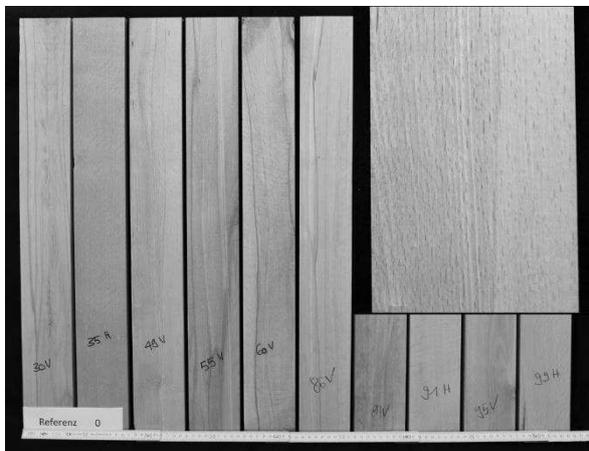


Abb. 2: Referenz (ohne besondere Merkmale)



Abb. 3: Ästigkeit



Abb. 4: Markröhre mit juvenilem Holz

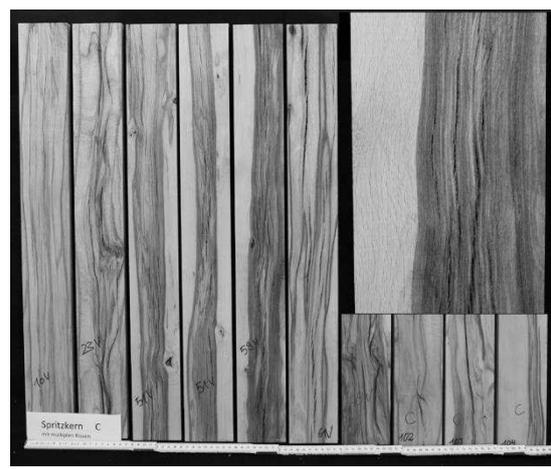


Abb. 5: Spritzkern mit zahlreichen Rissen

1.3 Flachkantbiegeversuche an Brettlamellen

Die Flachkantbiegeversuche zur Bestimmung der Biegefestigkeit der 20 mm dicken Brettlamellen wurden nach DIN EN 408:2012 [4] in 4-Punkt-Biegeversuchen durchgeführt [5]. Die längeren Prüfkörper mit einer Länge von 600 mm wurden nach der Konditionierung im

Klimaschrank ($rH = 65 \%$, $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$) fertiggestellt ($b/h/L = 100/20/600 \text{ mm}$). Pro Merkmalgruppe (LS 13, 0: Referenzbretter aus dem Stamminneren ohne besondere Merkmale, A: Ästigkeit, B: Markröhre mit juvenilem Holz und C: Spritzkern mit zahlreichen Rissen, siehe **Abb. 2** bis **Abb. 5**) wurden 10 Probekörper hergestellt.

Abb. 6 zeigt eine Reduktion der charakteristischen Biegefestigkeit um etwa 43% zwischen den Referenzgruppen LS 13 und Referenz 0 ($111,4 \text{ N/mm}^2$ auf $63,9 \text{ N/mm}^2$). Bei anderen Merkmalgruppen, insbesondere Ästen, wurde eine charakteristische Biegefestigkeit von nur $16,3 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Durch Begrenzung der Ästigkeit auf die Hälfte der Probenbreite ($< 50 \text{ mm}$) (Gruppe A') nähern sich die Werte ($> 40 \text{ N/mm}^2$) einem vergleichbaren Niveau anderer Merkmalgruppen an (**Abb. 6**). Diese Ergebnisse ermöglichen eine Einordnung der Buchenbretter niedriger Qualität gemäß DIN EN 338:2016 [6] in die Festigkeitsklasse D 40 (40 N/mm^2).

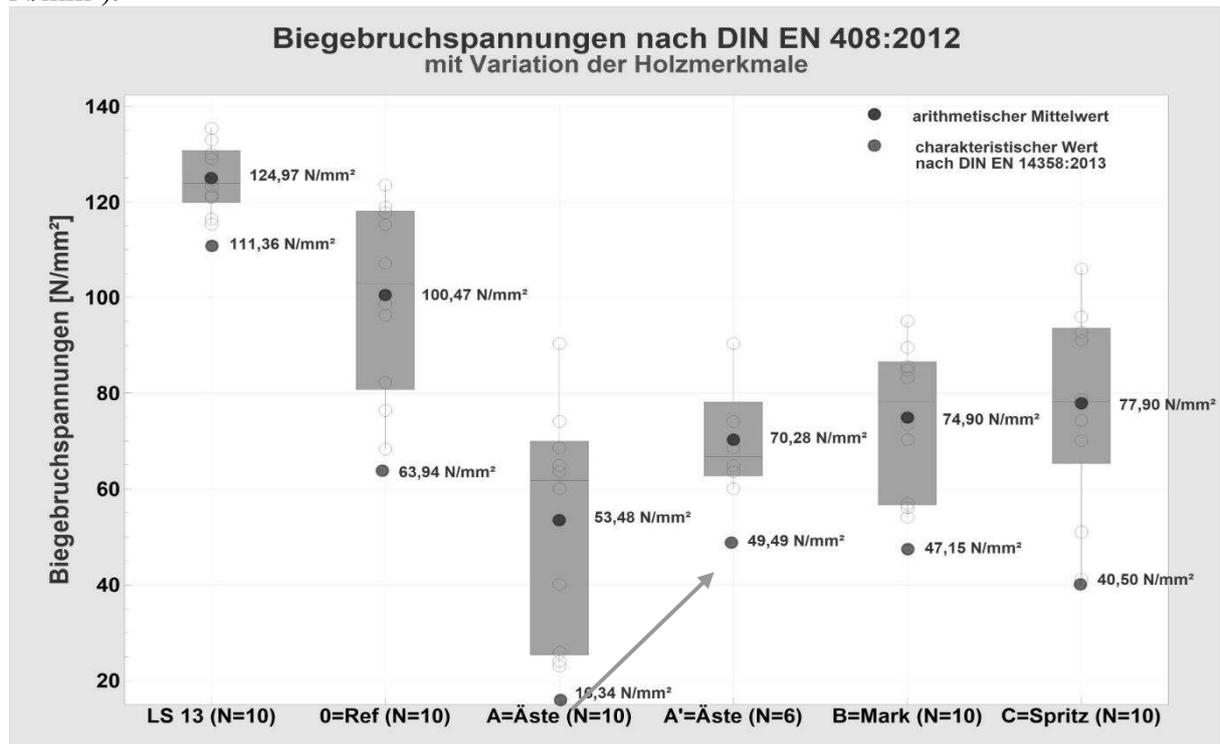


Abb. 6: Auswertung der mittleren (blaue Punkte) und der charakteristischen Biegebruchspannungen (rote Punkte) der einzelnen Merkmalgruppen. Aus der Merkmalgruppe A=Äste (N=10) wurden 6 Probekörper mit einer Ästigkeit $< 0,5$ neu ausgewertet und in der Merkmalgruppe A'=Äste (N=6) dargestellt. Damit ergibt sich ein charakteristischer Festigkeitswert auf Höhe der anderen Merkmalgruppen.

1.4 Bauteilversuche im Querschnittsmaßstab 1:2

Die Zuordnung der Buchenbretter niedriger Qualität zur Festigkeitsklasse D 40 wurde zusätzlich über Biegeprüfungen von Brettschichtholzträgern aus Bu nQ (BSH-Bu nQ) geprüft und bestätigt [5]. Für die Prüfkörperherstellung wurden Buchenbretter niedriger Qualität (Bu nQ) verwendet. Die Prüfkörper mit einem rechteckigen Querschnitt ($b/h/L = 60/160/3040 \text{ mm}$) bestehen aus stehenden Buchenlamellen und wurden jeweils mit den Klebstoffen Melamin-Harnstoff-Formaldehyd (MUF) und Resorcin-Phenol-Formaldehyd (PRF) hergestellt.

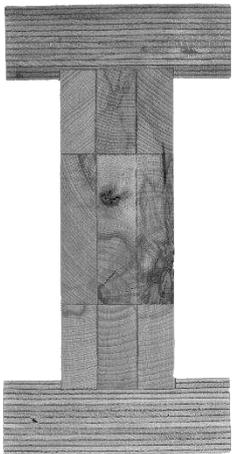
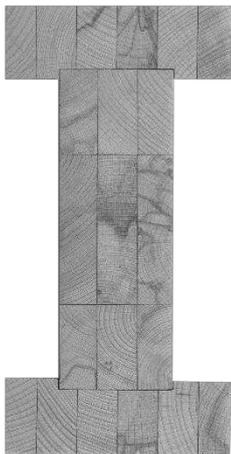
Die Versuchskörper, die im Rahmen des 4-Punkt-Biegeversuchs getestet wurden, zeigten vorwiegend Versagen in Biegezugbelastung. Es traten keine Schub- oder Keilzinkenversagen

auf. Die Mittelwerte der maximal aufnehmbaren Biegespannungen lagen bei etwa 78 N/mm², während die charakteristischen Werte etwa bei 60 N/mm² lagen [1].

2. Bauteilversuche I-profilierter Träger im Querschnittsmaßstab 1:2

In Bauteilversuchen im Querschnittsmaßstab 1:2 wurden drei Varianten von I-profilierten Trägern nach DIN EN 408:2012 [4] untersucht und miteinander verglichen (**Tab. 2**) [5]. Die Dicke der Gurte betrug 60 mm, und die Höhe des Stegs betrug 240 mm bei einem L/h-Verhältnis von 4560/240 mm. Beim Material der Gurte handelt es sich um BauBuche GL 75. Der Steg der Serien 1.1 (1.2) besteht aus BSH-Bu nQ, während der Steg der Serien 1.5 (1.6) aus BSH aus Buche „guter“ Qualität (Bu gQ – fehlerfreie Bretter) gefertigt ist. In den Serien 2.1 und 2.2 handelt es sich um I-Träger, bei denen sowohl die Gurte als auch der Steg aus BSH-Bu nQ hergestellt wurden. Eine Übersicht der charakteristischen Biegefestigkeiten der Versuchsserien ist in **Tab. 3** angegeben.

Tab. 2: Versuchsprogramm zur Untersuchung des Trag- und Versagensverhaltens von I-profilierten Trägern: links: BauBuche GL 75 (Gurt): BSH-Bu nQ (Steg); Mitte: BauBuche GL 75 (Gurt): BSH-Bu gQ (Steg); rechts: BSH-Bu nQ (Gurt): BSH-Bu nQ (Steg)

Querschnitt						
	Serie	Gurt	Steg	Klebstoff	Stückzahl	
	1.1	BauBuche	BSH-Bu nQ	MUF	5	
	1.2	BauBuche	BSH-Bu nQ	PRF	5	
	1.5	BauBuche	BSH-Bu gQ	MUF	5	
	1.6	BauBuche	BSH-Bu gQ	PRF	5	
	2.1	BSH-Bu nQ	BSH-Bu nQ	MUF	5	
	2.2	BSH-Bu nQ	BSH-Bu nQ	PRF	5	

Tab. 3: Auswertung der Biegefestigkeiten der Prüfserien nach **Tab. 2**

Serie	Biegefestigkeit					
	Max.-Wert [N/mm ²]	Min.-Wert [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Stand.-Abw. [-]	Var.-Koeff. [%]	char. Wert [N/mm ²]
1.1 (n=5)	93,10	81,62	88,67	4,48	5,05	78,05
1.2 (n=5)	90,20	78,99	86,96	4,52	5,20	76,09
1.5 (n=5)	93,93	79,96	88,46	5,54	6,27	75,42
1.6 (n=5)	92,38	81,97	87,96	4,38	4,98	77,63
2.1 (n=5)	73,05	61,48	66,74	4,58	6,87	56,32
2.2 (n=5)	71,34	48,83	61,80	9,52	15,40	41,42

2.1 Ergebnisse: Biegetragfähigkeit der Serien 1.1 und 1.2

In allen 10 Fällen kam es zu Biegezugversagen im Untergurt (Zuggurt), begleitet von Druckversagen mit ausgeprägter Druckfalte im Obergurt (Druckgurt) (vgl. **Abb. 7a** und **Abb. 7b**). Ein vollständiges Versagen der Keilzinkenverbindungen im Steg sowie Schubversagen im Steg wurden nicht beobachtet. Die charakteristischen Biegerandspannungen betragen unabhängig vom Klebstoff in Serie 1.1 etwa $78,1 \text{ N/mm}^2$ und in Serie 1.2 etwa $76,1 \text{ N/mm}^2$. Diese Werte liegen in einer gleichen Größenordnung wie die charakteristische Biegefestigkeit von BauBuche GL75 (vgl. **Tab. 3**)

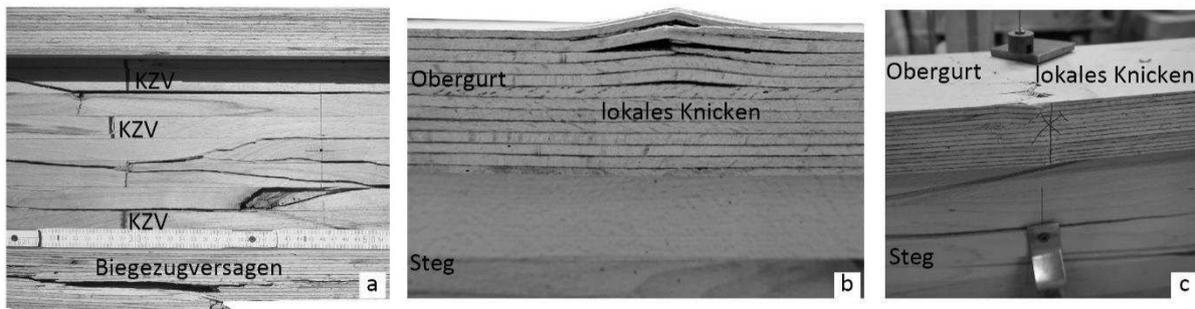


Abb. 7: a. Biegezugversagen im Zuggurt im Versuch 1.1-1, b. lokales Knicken des Buchenfurnierschichtholzes GL 75 im Druckgurt im Versuch 1.2-5, c. lokales Knicken des Buchenfurnierschichtholzes GL 75 im Druckgurt im Versuch 1.5-2.

2.2 Ergebnisse: Biegetragfähigkeit der Serien 1.5 und 1.6

Das Versagen der Träger in den Serien 1.5 und 1.6 wurde in allen 10 Versuchen durch Biegezugspannung ausgelöst. Es gab kein Schubversagen, jedoch ist beispielsweise im Versuch 1.5-2 ein lokales Druckversagen zu beobachten (vgl. **Abb. 7c**). Die charakteristischen Biegespannungen der Serien 1.5 und 1.6 ähneln mit $75,4 \text{ N/mm}^2$ (Serie 1.5) und $77,6 \text{ N/mm}^2$ (Serie 1.6) den Werten der Serien 1.1 und 1.2 (vgl. **Tab. 3**).

2.3 Ergebnisse: Biegetragfähigkeit der Serien 2.1 und 2.2

In allen Fällen wurde das Biegezugversagen des Trägers beobachtet, ohne dass ein Schubversagen auftrat. Die charakteristischen Randspannungen der Serie 2.1 betrug $56,3 \text{ N/mm}^2$ und der Serie 2.2 $41,4 \text{ N/mm}^2$ (siehe **Tab. 3**). Diese Randspannungen liegen über den Spannungen am Übergang von Gurt zu Steg der Serien 1.1, 1.2, 1.5 und 1.6 ($< 40 \text{ N/mm}^2$), die durch die experimentellen Biegetragfähigkeiten ermittelt wurden. Dies bestätigt das Versagensverhalten der Hybridträgervariante, bei der kein Biegeversagen des Stegs (Bu nQ) auftritt. Zudem bestätigen diese charakteristischen Werte auch hier die Ergebnisse der Untersuchungen an den Brettlamellen in Kapitel 1, dass eine Einordnung von Bu nQ gemäß DIN EN 338:2016 [6] in die Festigkeitsklasse D 40 (40 N/mm^2) ermöglicht ist.

3. Adapter aus Kunstharzpressholz

Lösliche, reversible und wiederverwendbare Verbindungen sind entscheidend für nachhaltiges Bauen. Bauelemente gelten als rückbaubar, wenn die Verbindungen Kräfte durch Formschluss auf Abscheren oder Druck sowie durch Kraftschluss auf Zug übertragen, ohne plastische Verformung [7, 8]. Der Konus- und Scheibenadapter aus Kunstharzpressholz (KP) ermöglicht durch seine einfache Handhabung eine universelle Verwendung für die reversible Verbindung von Bauelementen. Beispielsweise kann er im Hallenbau nicht nur für die Anschlüsse von Wand- und Deckenelementen, sondern auch zur Lagesicherung der Dachträger auf den Hallenstützen eingesetzt werden.

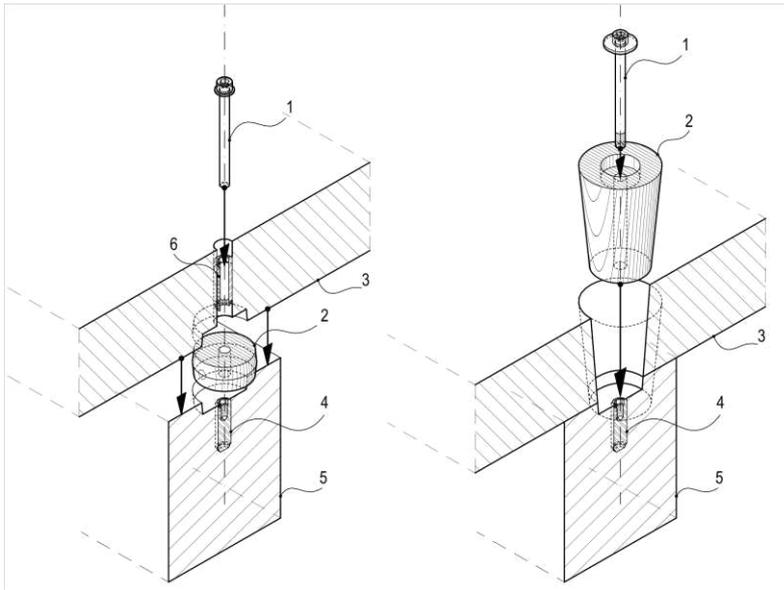


Abb. 8: Prinzipskizze einer Zwei-Komponentenverbindung mit Scheibenadapter (links) und Konusadapter (rechts). 1: Metrische Schrauben und Unterlegscheibe, 2: Scheibe- bzw. Konusadapter aus KP, 3, 5 und 6: Bauteilkomponente, 4: Einschraubmutter

3.1 Ergebnisse: Schubtragfähigkeit des Scheibenadapters

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Scheibenadapters wurden Druckscherprüfungen an 7 Versuchskörpern (14 KP-Scheibendübel) jeweils im BauBuche GL75-Verbund und Fi-BSH-GL 24h-Verbund durchgeführt und ausgewertet [7]. Der Versuchsablauf und die Auswertung erfolgten in Anlehnung an DIN EN 26891:1991 [9]. Die aufnehmbare Last in der einzelnen Scherfuge lag im Durchschnitt bei 65,4 kN und aufgrund geringer Streubreiten deren charakteristischer Wert bei 57,34 kN. In der Serie des Fi-BSH-Verbunds lag der Mittelwert der Bruchlast bei 28,2 kN und betrug der charakteristische Wert davon 25,46 kN.

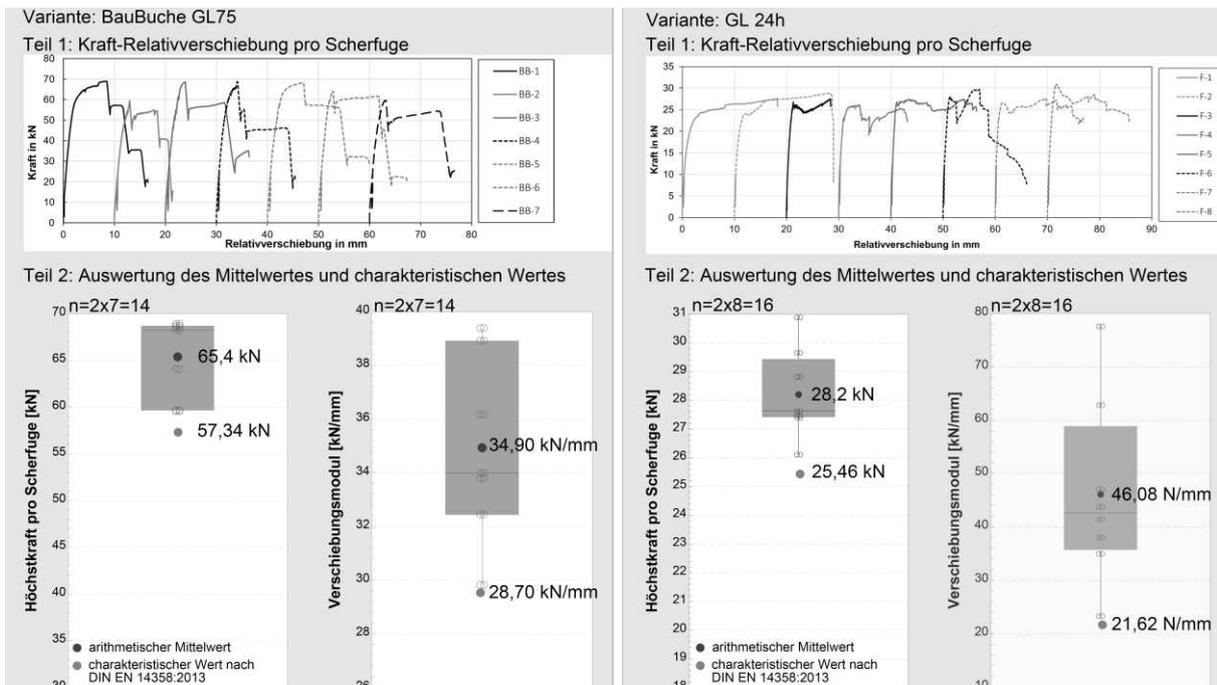


Abb. 9: Auswertung des Verschiebungsmoduls und der Scherkraft des KP-Scheibendübel im BauBuche-Verbund (links) sowie Fi-BSH-Verbund (rechts)

4. Zusammenfassung

Es wurde grundsätzlich festgestellt, dass Bu nQ im Ingenieurholzbau anwendbar ist. Im Rahmen des Forschungsprojekts [1] konnten die essenziellen Grundlagen für Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte von Bu nQ erarbeitet werden. Dabei lässt sich BSH-Bu nQ in die Festigkeitsklasse GL 40c* einordnen, unter Berücksichtigung der Vorgaben des AbZ Z-9.1-679 [2].

Eine Erhöhung der Tragfähigkeit des Hybridträgers wurde durch die Anwendung der Regel "Einsetzen des richtigen Materials mit den passenden mechanischen Eigenschaften an der richtigen Stelle" bestätigt. Demnach sollte Bu nQ als Material im Steg von I-profilierten Trägern mit BauBuche GL 75 Gurten eingesetzt werden.

Tab. 4: GL 40c* Festigkeiten in [N/mm²], Steifigkeit in [N/mm²] und Rohdichte in [g/cm³] von BSH-Bu nQ – In Anlehnung an GL 40c nach AbZ Z-9.1-679 [2]. (1): Kennwerte, die im Rahmen dieses Forschungsprojekts ermittelt wurden, (2) und (4): Kennwerte von GL 40c (Tabelle 4, Z-9.1-679 [2]), (3): mit Rissfaktor $k_{cr} = 1,0$ (Z-9.1-679[2])

Material	ρ_{mean}	$E_{0,mean}$	$f_{m,k}$	$f_{m,j,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$
BSH-Bu nQ (GL 40c*)	0,732 ⁽¹⁾	11600 ⁽¹⁾	40 ^{(1),(2)}	62 ^{(1),(4)}	21 ⁽²⁾	25 ^{(1),(2)}	7,6 ⁽¹⁾	3,4 ^{(2),(3)}

5. Literatur

1. Klopfer, R.; Shi, W.; Graf, J. *Bauen mit Buchenholz aus dem Stamminneren*. Holztechnologie (2022:5-13):S. 5 – 13
2. Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V. *BS-Holz aus Buche und BS-Holz Buche-Hybridträger und zugehörige Bauarten* (Z-9.1-679)
3. *DIN 4074-5:2008-12, Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit - Teil 5: Laubschnittholz*. Beuth Verlag GmbH, Berlin. doi:10.31030/1464044
4. *DIN EN 408:2012-10, Holzbauwerke_- Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz_- Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; Deutsche Fassung EN_408:2010+A1:2012*. Beuth Verlag GmbH, Berlin. doi:10.31030/1905080
5. Wenchang Shi; Reiner Klopfer; Eva-Maria Ciesla et al., (2021) *Standardisierte Buchenholz-Hybridträger großer Spannweite - Steigerungspotential von Produktspeicher und stofflicher Substitution durch Buchenholzprodukte niedriger Holzqualität*. Technische Universität Kaiserslautern
6. *DIN EN 338:2016-07, Bauholz für tragende Zwecke_- Festigkeitsklassen; Deutsche Fassung EN_338:2016*. Beuth Verlag GmbH, Berlin. doi:10.31030/2463437
7. Graf, J.; Shi, W.; Birk, S. (2022) *Kreislaufeffektives Potenzial von Holz im Hallenbau*. Bautechnik 99(S1):S. 2 – 12. doi:10.1002/bate.202100105
8. Graf, J.; Birk, S.; Poteschkin, V. et al., (2022) *Kreislaufeffektive Bauwende – Auf dem Weg zu einer neuen Tektonik*. Bautechnik 99(S2):S. 76 – 84. doi:10.1002/bate.202100111
9. *DIN EN 26891:1991-07, Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO_6891:1983); Deutsche Fassung EN_26891:1991*. Beuth Verlag GmbH, Berlin. doi:10.31030/2430364

Jendrik Heithorn: Verbindungen zur Sanierung und Wiederverwendung von Holzrammpfählen

Vortragender:

Heithorn, Jendrik

M.Sc.

Wissenschaftlicher Mitarbeiter
Institut für Bauphysik
Leibniz Universität Hannover
heithorn@ifbp.uni-hannover.de



- 2016-2023 Studium des Bauingenieurwesens an der FH-Münster, B.Eng. & M.Sc.
- 2018-2020 Werkstudent & Tragwerksplaner bei LOPES & ALBERS Beratende Ingenieure
- 2020-2023 Wiss. Mitarbeiter bei der FH-Münster
- Seit 2023 Wiss. Mitarbeiter am Institut für Bauphysik, Leibniz Universität Hannover

Autoren: Jendrik Heithorn, Sandra Tilleke, Nabil A. Fouad

Zusammenfassung

Holzrammpfähle stellen seit vielen Jahrhunderten eine bewährte Bauweise zur Gründung von Bauwerken dar. Jedoch sind diese durch den Einsatz von Stahlbeton- und Stahlrammpfähle heutzutage nahezu abgelöst worden. Dennoch werden Holzrammpfähle vor allem bei Dalben und Bühnen weiterhin eingesetzt. Des Weiteren sind sanierungsbedürftige Holzpfähle öfter in Norddeutschland unter alten Rathäusern (bspw. Rehburg-Loccum) oder Kirchen zu finden. In der Praxis werden diese Dalben o. Bühnen durch neue ersetzt und meist anschließend entsorgt. Die Hölzer sind zumeist in der Wasserwechselzone zerstört und im unteren Bereich sehr gut erhalten, da dieser unter Luftausschluss war. Demnach ist das Potential dieser Pfahlabschnitte immens und dies lässt die Frage zu, ob und wie diese intakten Pfahlstücke mit anderen Pfahlstücken verbunden und als neue Rammpfähle wiederverwendet werden können. Um diese Frage näher zu beantworten, wird an der Leibniz Universität Hannover in einem ersten Iterationsschritt zurzeit an zweiaxialen biegesteifen Längsverbindungen für Holzrammpfähle geforscht. Dabei müssen die verschiedensten Randbedingungen bei der Konstruktion dieser Verbindung berücksichtigt werden. Eine erste Konstruktionslösung unter Einhaltung aller Randbedingungen des ersten Iterationsschritts wird nachfolgend vorgestellt.

1. Einleitung

Die Anwendung von Holzrammpfählen zur Gründung von Bauwerken hat eine lange Tradition, das wohl bekannteste Beispiel ist die Stadt Venedig, aber auch Teile des Hafens in Hamburg sind auf Holzrammpfählen gegründet. Durch die Zunahme von Stahl- und Stahlbetonpfählen in den letzten Jahrzehnten haben diese den Holzpfahl stark vom Markt verdrängt, sodass Holzpfähle im Wasserbau vornehmlich bei Dalben, Bühnen oder Stegen zum Einsatz kommen. Hölzer in Süß- oder Meerwasserexposition degradieren durch den Tidenhub, holzerstörenden Meerestieren oder Fäulepilze und werden somit sanierungsbedürftig. Die konventionelle Praxis ist, beschädigte Holzrammpfähle durch den Einsatz neuer Pfähle zu ersetzen. Jedoch ist festzustellen, dass die Hölzer nicht degradieren und somit häufig unbeschädigt sind, wenn diese unter Sauerstoffausschluss im Boden eigerammt sind. Dies lässt die Frage zu, ob und wie diese intakten Pfahlstücke mit anderen Pfahlstücken verbunden und als neue Rammpfähle wiederverwendet werden könnten. Dies könnte zu einer nachhaltigen Wiederverwendung von Altholz führen.

Die Möglichkeiten der Anwendung beschränken sich jedoch nicht nur auf die Wiederverwendung, sondern könnten ebenfalls bei neuen Holzpfählen angewendet werden, vor allem bei sehr langen Holzpfählen besteht die Problematik einen qualitativ hochwertigen Baumstamm zu finden. Durch das Verbinden von zwei Hölzern wäre es möglich, zwei kürzere Hölzer zu verwenden. Auch bei Bauten im Bestand könnte diese Art der Verbindung Anwendung finden. Im Falle von Setzungen durch faulige Holzpfahlgründungen könnten anstelle von HDI-Verfahren die intakten Holzpfahlabschnitte im Boden belassen und mit einem Stahlbetonaufsatz mit entsprechender Verbindung zum Holzpfahl saniert werden.

Aus diesen Überlegungen können nun Anforderungen und Randbedingungen für eine mögliche Verbindung abgeleitet werden.

2. Stand der Technik

Bei der Entwicklung neuer Längsverbindungen von Holzrammpfählen zur Sanierung ist es schwierig, den aktuellen Stand der Technik zu ermitteln, da zu der Zeit, als die Holzpfähle eingebracht wurden, keine solche Verbindung nötig war. In der aktuellen Normung heißt es, dass Holzpfähle ungestoßen geliefert werden müssen, wenn nichts anderes vereinbart wurde [1]. Des Weiteren wird in der DIN EN 12699 erwähnt, dass bei zwei oder mehreren zusammengesetzten Pfählen „bewährte Verfahren“ zum Einsatz kommen sollen [1]. Dabei wird in der Norm auf zwei Abbildungen verwiesen, zum einen Kombi-Pfahl aus Stahlbeton und Holz sowie einen gestoßenen Holzpfahl mit einer innen geteerte Blechhülse, Verschraubung und einem Dorn longitudinal zur Faserrichtung (s. Abb. 1).

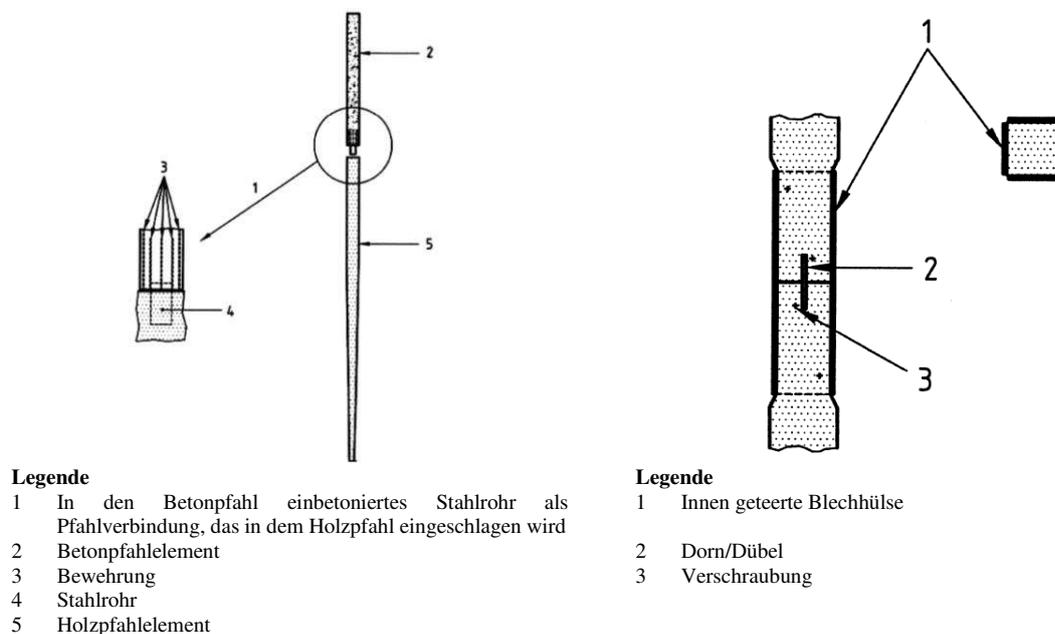


Abb. 1: Kombipfahl Holz-Beton (links), Holz-Stahl-Holz Pfahlverbindung (rechts) [1]



Abb. 2: angefräster Stamm (links), Aufrahmen der Stahlhülse (rechts) [2]

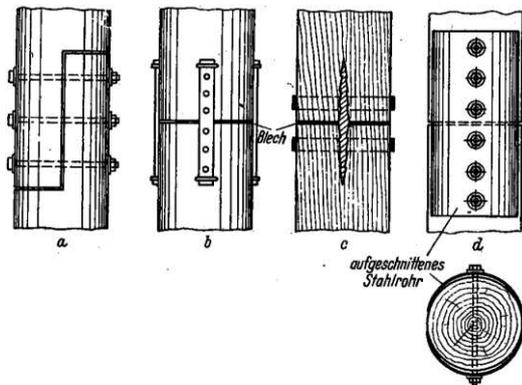


Abb. 3: Aufständern von Holzpfählen [3]

Im Weiteren lässt sich der Stand der Technik, um das Aufständern, Anschäften und Aufpfropfen erweitern, da diese Verbindungen bei Holzstämmen einem ähnlichen Zweck dienen. So wurden bei der Seebrücke Tettenhausen 18 m lange Pfähle eingerammt, welche im Übergang zur Pfahljochkonstruktion, um eine 3 m lange verzinkte Stahlhülse ergänzt wurden [2]. In Abb. 2 (links) ist der angefräste Baumstamm und in Abb. 2 (rechts) das Aufrahmen der Stahlhülse auf den angefrästen Pfahl zu erkennen [2].

Schematische Längsverbindungen zum Aufständern sind im Grundbau-Taschenbuch 1955 [3] auffindbar. Das sogenannte Aufständern wird lediglich als „Notbehelf“ [3] bezeichnet und sieht vier Ausführungsvarianten vor. Eine einfache Verblattung mit einer Bolzenverbindung (a), ein Stumpfstoß mit Laschen und Stahlblech zwischen den Kopfenden (b), ein eingesetzter Dorn mit Ringen (c) und ein aufgeschnittenes Stahlrohr mit Bolzen verschraubt (s. Abb. 3). Generell wird empfohlen ein Stahlblech zwischen den Wurzelenden des Holzes anzuordnen.

3. Randbedingungen / Anforderungen

Für die erfolgreiche Entwicklung einer Längsverbindung für Holzrammpfähle müssen im ersten Iterationsschritt die Randbedingungen und Anforderungen solcher Verbindungen definiert werden. Die DIN EN 12699 gibt Aufschluss, dort heißt es „Die Verbindungen müssen den Tragwerksanforderungen bezüglich Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung genügen“ [1]. Die zu entwickelnde Verbindung muss folglich die maximalen Schnittgrößen des ungestörten Holzquerschnitts übertragen können und der Versagensfall sollte nicht im Bereich der Verbindung auftreten. Für einen freistehenden Rammpfahl als Kragssystem bedeutet dies, dass es sich um eine zweiachsigel biegesteife Verbindung handeln muss.

Die Betrachtung der Degradationsmechanismen gibt Aufschluss über die Wahl eines geeigneten Holzes für die Versuche im Labor. Holzrammpfähle degradieren besonders in der Wasserwechselzone durch den Tidenhub, Pilze (bspw. Moderfäule) und im Meerwasser durch weitere holzstörende Meerestiere (bspw. Schiffsbohrmuschel, Bohrrassel). Vereinfacht lassen sich die Gefährdungsbereiche wie in Abb. 4 darstellen.

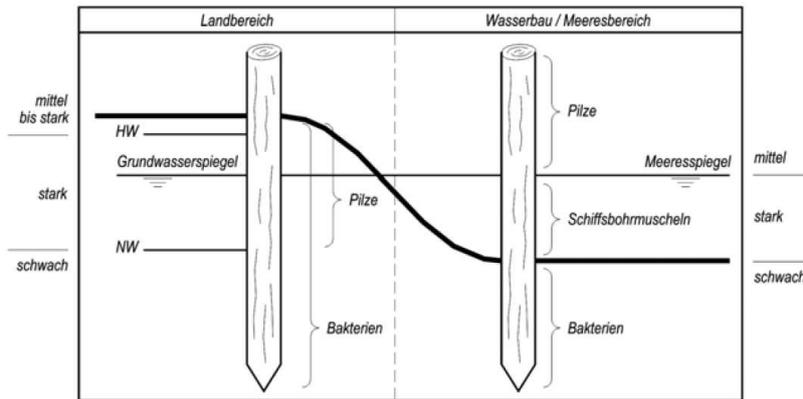


Abb. 4: Gefährdungsbereiche von Holzpfählen [2] in Anlehnung an [4]

Ein Ziel ist auch heimische Hölzer verstärkt einzusetzen und zugleich nicht die Wirtschaftlichkeit in Frage zu stellen. Aus Sicht der Dauerhaftigkeit wurde sich gegen die Anwendung von Fichte/Tanne/Kiefer und aus Sicht der Wirtschaftlichkeit gegen Eiche und Tropenhölzer entschieden. In der Abwägung der Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit wurde sich im Rahmen des ersten Iterationsschritts für Lärchenholz entschieden. Die Gebrauchsdauern von Hölzern in der Wasserwechselzone sind derzeit nur mäßig erforscht. In [5] sind Gebrauchsdauern (unbehandeltes Nadelkernholz) in der Wasserwechselzone von 6-7 Jahren angegeben, während in [4] von 10 bis 25 Jahren ausgegangen wird. Die Dauerhaftigkeiten der Verbindungsmittel werden im ersten Iterationsschritt untergeordnet behandelt, da die technische Umsetzbarkeit im Vordergrund steht.

Das Rammen der Holzpfähle erfolgt mit Schlagrammen oder Vibrationsrammen. Beim Rammvorgang mit der Schlagramme entstehen höhere Druckkräfte als beim Rammen mit einer Vibrationsramme. In beiden Fällen ist mit einer exzentrischen Krafteinleitung während des Rammens zu rechnen, sodass der Pfahl eine zweiachsigkeit aufweisen muss. Des Weiteren dürfen keine über den Pfahlquerschnitt herausstehende Bauteile in das Erdreich eingerammt werden, dabei besteht die Gefahr, dass diese beim Rammvorgang beschädigt werden. Außerdem verdrängen eindringende überstehende Bauteile den Boden um den Rammpfahl, sodass auf den nachfolgenden Teil des Rammpfahls teilweise keine Mantelreibung wirkt.

Zusammenfassend lässt sich aus den Randbedingungen ableiten, dass es sich bei einem freistehenden Holzrammpfahl um eine zweiachsigkeit biegesteife Holzverbindung ohne überstehende Bauteile handeln sollte.

4. Experimentelle Untersuchungen

4.1 Aufbau

Als Hauptversuch wird ein Vier-Punkt-Biegeversuch nach DIN EN 408 bzw. DIN EN 14251 angewandt. Im Vier-Punkt-Biegeversuch soll die Verbindung in Folge der Momenteneinwirkung geprüft werden. Die Belastung erfolgte einaxial in die schwache Biegeachse der Verbindung. Die Ergebnisse werden mit ungestoßenen Lärchenstämmen im elastischen Bereich und über die Ermittlung des lokalen Elastizitätsmoduls verglichen. Zur Ermittlung des E-Moduls werden die Berechnung nach DIN EN 408 und DIN EN 14251 als Einzelwert im Lastbereich 0,1 bis 0,4 F_{max} angewandt.

4.2 Bestimmung des E-Moduls von Lärchenholzstämmen und Rohdichte

Um die Ergebnisse vergleichen zu können wurden in einem ersten Versuch, die Biegeelastizitätsmodule von entrindeten Lärchenholzstämmen mit Splintholz ermittelt. Der durchschnittliche Rundholzdurchmesser d_{nom} betrug zwischen 200 und etwa 300 mm.

Tab. 1: Elastizitätsmodul von Lärchenholzstämmen mit Splintholz

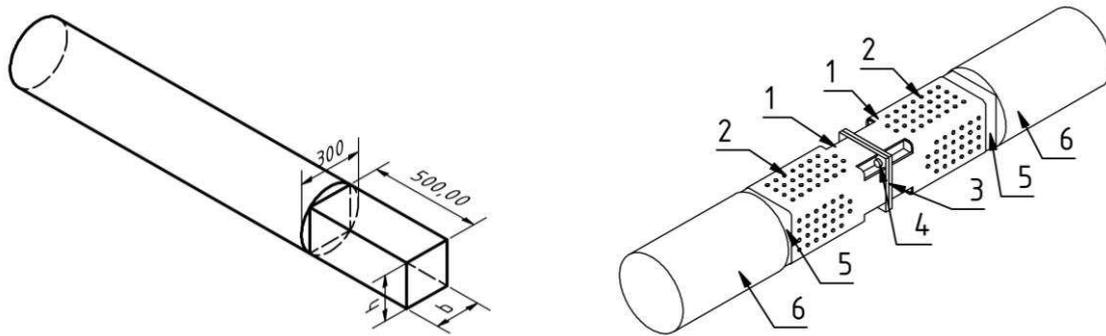
Bezeichnung	durchschn. Rundholzdurch- messer in mm d_{nom}	Rohdichte Einzelproben in kg/m^3 ρ_N	Elastizitätsmodul ohne Schubanteil in N/mm^2 $E_{0,lokal}$	Elastizitätsmodul mit Schubanteil in N/mm^2 $E_{0,global}$
B-E.1.1	291	425	12000	11800
B-E.1.2	294	443	14100	13400
B-E.1.3	251	520	15200	13300
B-E.1.4	243	529	14300	12800
B-E.1.5	270	491	12400	11400
B-E.1.6	288	396	12400	9800
B-E.1.7	200	483	13400	14800
Mittelwert	262	470		

Nach der Berechnung aus [6] ergibt sich aus den Versuchen ein $E_{0,mean}$ von 12200 N/mm^2 . In vergleichbaren Normen und Untersuchungen sind ähnliche Größenordnungen von 12000 bis 13800 N/mm^2 [7–9] für Lärchenholz angegeben. Neben der Ermittlung des Elastizitätsmoduls werden bei allen Probekörpern die Rohdichte mittels dem Darrverfahren nach [6, 10, 11] ermittelt und ausgewertet. Bisher wurden $n = 104$ Proben geprüft, daraus ergibt sich ein $\rho_k = 389 kg/m^3$ und ein $\rho_{mean} = 467 kg/m^3$. Mit diesen Kennwerten kann das Lärchenholz zurzeit in eine Festigkeitsklasse C30 eingeordnet werden.

4.3 Ausgewählte bisher geprüfte Verbindungen

4.3.1 Einseitige Quadrathülsen

Ein Rundholzquerschnitt auf ein rundes Maß abzufräsen und eine Stahlhülse zu verwenden ist prinzipiell möglich, jedoch erfordert dies eine spezielle Rundfräsmaschine, welche nur wenige Sägewerke aufweisen können. Aus diesem Grund wurde sich für eine eckige anstelle einer runden verschraubten Stahlhülse entschieden. Der Baumstamm (min. $d_{nom} = 300mm$) soll in einem ersten Schritt über eine Länge von min. 500 mm eckig angeschnitten werden (s. Abb. 5 (links)). Anschließend werden die Hülsen aufgestülpt und verschraubt. Ein Ausschnitt an der Kopfplatte garantiert die sichere Montage der Stahlschrauben.

**Legende**

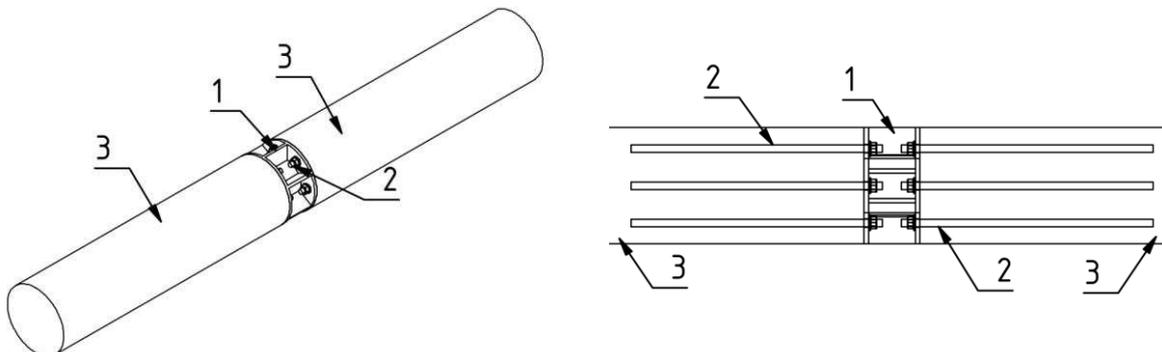
- 1 Quadratrohrhülse
- 2 Verschraubung
- 3 Stahlplatte
- 4 Schraube
- 5 Zuschnitt des Holzpfahlelements
- 6 Holzpfahlelement

Abb. 5: eckiger Anschnitt des Stamms (links), Montagezustand (rechts)

Verwendet wurde eine 220x6,3 mm Stahlhülse, $\varnothing 8$ ASSY 4 COMBI WÜRTH-Schrauben und M20 10.9 Schrauben.

4.3.2 Eingeklebte Gewindestangen

Eingeklebte Gewindestangen im Hirnholz sind bereits weitestgehend erforscht und können in diesem Fall eine praktische Anwendung finden. Bei diesem Entwurf sollen zwei Pfahlstücke durch eine Stahlkopplung miteinander verbunden werden (s. Abb. 6).

**Legende**

- 1 Stahlkopplung
- 2 Eingeklebte Gewindestangen
- 3 Holzpfahlelement

Abb. 6: Montagezustand (links), Detailansicht (rechts)

Als Klebstoff wird ein zweikomponentiger Struktur-Expoxydharzklebstoff (SikaPower®-1277) genutzt, welcher im trocknen Holz eingebracht wurde. Die Verbundlänge wurde anhand von kleineren Vorversuchen abgeschätzt, dort konnte eine Verbundfestigkeit von etwa $8,30 \text{ N/mm}^2$ ($n=9$, $u = 10-12\%$) im trockenem und $5,10 \text{ N/mm}^2$ ($n=9$, $u > 30\%$) im feuchten Zustand ermittelt werden. Anhand dessen wurde eine benötigte Verbundlänge von etwa 400 mm bei einer M16 Gewindestange für einen etwa $d = 250 \text{ mm}$ Lärchenholzstamm ermittelt.

4.3.3 Ergebnisse

Die Versuche erfolgten nach dem Vier-Punkt-Biegeversuch DIN EN 408 bzw. DIN EN 14251. Im ersten Versuch wurde immer bis zum Versagen geprüft, um für Folgeversuche die maximale

Last zu ermitteln. Messtechnisch wurden die Versuche mit dem ZEISS Aramis 3D Camera System als digitale Bildkorrelation aufgenommen und ausgewertet.

Die Prüfreihe der einseitigen Hülsen unterteilt sich in zwei Prüfserien, B-EQ.1.n ist eine Testserie mit einer Hohlraumverfüllung zwischen Stahlhülse und Holzkörper (links ein Fugenkleber und rechts PUR-Strukturkleber). Die zweite Prüfserie B-EQ.2.n wurde ohne eine Zwischenraumverfüllung ausgeführt. Alle Proben wurden in die schwache Biegeachsenrichtung belastet. Die Verbindung und die angebrachten Messpunkte sind in Abbildung 7 dargestellt.

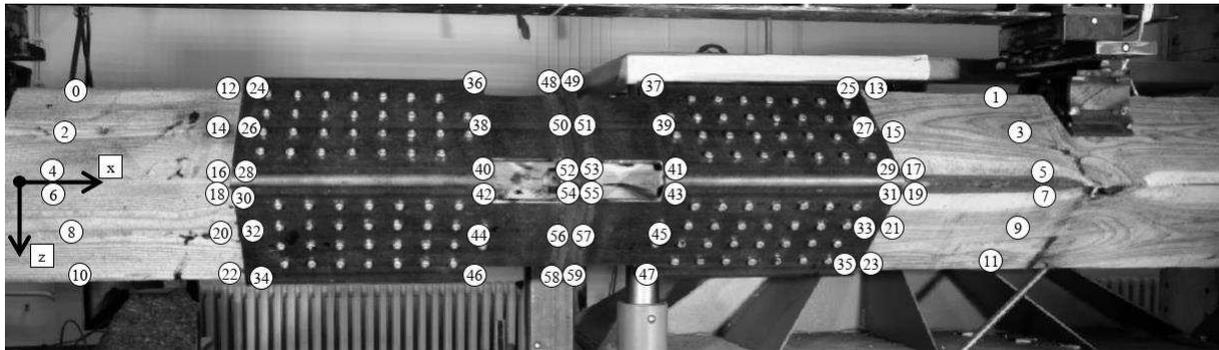


Abb. 7: Anordnung und Nummerierung der Messpunkte, B-EQ

In der Prüfreihe mit den eingeklebten Gewindestangen (B-EG) wurden insgesamt 3 Prüfungen durchgeführt. Die erste Prüfung galt der Ermittlung der Bruchlast, anhand der nachfolgenden Prüfungen wurde das Elastizitätsmodul in wiederholenden 3 Lastzyklen bestimmt. Die Anordnung der Messpunkte ist in Abbildung 8 dargestellt.

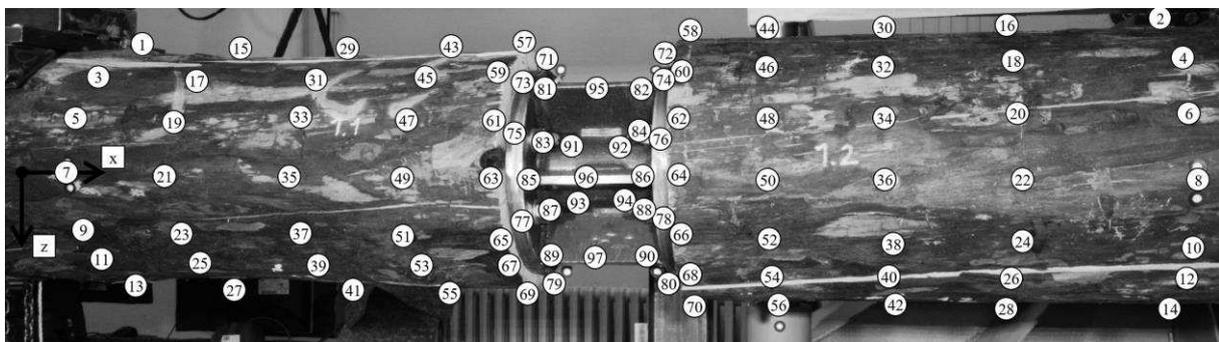


Abb. 8: Anordnung und Nummerierung der Messpunkte

In der Prüfreihe der einseitigen Quadrathülse (B-EG) versagten in allen Prüfungen der Holzkörper im Bereich des maximalen Moments (s. Abb. 9). Schädigungen an der Hülse oder Stahlschrauben konnten nicht festgestellt werden. In den Holzkörpern herrschte zum Versagenspunkt eine rechnerische Biegespannung von $\sigma_{eq,max} = 35$ bis 38 N/mm². Einige Holzschrauben wurden leicht gebogen, wobei unklar ist, ob dies durch die Lastaufbringung oder durch das jeweilige schlagartige Versagen passierte, da diese meist nahe der Versagensstelle lagen. Das ermittelte Elastizitätsmodul zwischen Pkt. 4-5 und im Lastbereich 0,1 bis 0,4 F_{max} nach DIN EN 408 betrug 9200 (B-EQ.1.1), 6400 (B-EQ.2.1) und 7600 (B-EQ.2.2) N/mm².

In der Prüfreihe der eingeklebten Gewindestangen (B-EG) wurde nur die erste Prüfung bis zum Bruch geprüft, da die weiteren Probekörper für weitere Rammversuche benötigt werden. Als schlagartiges Versagen in der Zugzone stellte sich das Herausziehen der unteren drei Gewindestangen ein (s. Abb. 9). Das Versagen trat bei einer rechnerischen Biegespannung von

$\sigma_{eq,max} = 25,73 \text{ N/mm}^2$ auf. Das ermittelte Elastizitätsmodul zwischen Pkt. 7-8 und im Lastbereich von 0,1 bis 0,4 F_{max} nach DIN EN 14251 betrug zwischen 7300 und 9300 N/mm^2 .



Abb. 9: Versagensstellen: Prüfreihe B-EQ (links) außerhalb der Hülse und B-EG (rechts) Herausziehen der Gewindestangen in der Zugzone

5. Schlussfolgerung

Die vorgestellten Verbindungen sind Möglichkeiten zur Erstellung eines zweiachial biegesteifen Holzlängsstoß. Beide Verbindungen erreichten hohe Elastizitätswerte im Stoßbereich, wobei bisher keine dieser Verbindungen eine absolute Gleichwertigkeit zu einem umgestoßenen Träger repräsentiert. Durch die Biegeversuche wurde nachgewiesen, dass eine zweiachiale biegesteife Verbindung, mit einaxialer Biegung um die schwache Achse möglich ist. Des Weiteren wurde nachgewiesen, dass eine solche Verbindung nicht durch die technische Umsetzung oder Ausführbarkeit behindert wird. Im Gegenteil die vorgestellten Verbindungen sind einfach gängigen Ausführungen zu montieren.

Der erste Iterationsschritt galt der technischen Umsetzbarkeit einer zweiachial biegesteifen Verbindung unter den vorgestellten Rahmenbedingungen. Neben den vorgestellten Verbindungen wird derzeit an weiteren Verbindungen geforscht. In einem zweiten Iterationsschritt gilt es die vorgestellten und weiteren entwickelten Verbindungen in einem maßstäblichen Rammversuch am Testzentrum für Tragstrukturen in Hannover unter definierten Randbedingungen in eine Testgrube einzurammen. Dabei soll die technische Ausführ- und Machbarkeit im Praxisfall unter Beweis gestellt werden, sowie Rückschlüsse auf die benötigte Steifigkeit gewonnen werden.

Erst mit der Erkenntnis aus den ersten beiden Iterationsschritten kann die anfängliche Forschungsfrage beantwortet werden. Sollte dies der Fall sein, können die bisherigen Verbindungen weiterentwickelt und als Grundlage für weitere Forschung genutzt werden.

Literatur

- [1] DIN EN 12699: *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verdrängungspfähle*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2015-07.
- [2] SMETTAN, K., GEBAUER B.: *Holzpfehlgründungen*. In: EICHLER K.: *Spezialtiefbau*. expert-Verl., Renningen: expert-verlag, S. 139-160 2018.
- [3] SCHENK W.: *Pfehlgründungen*. In: SCHRÖDER, H. (Hrsg.): *Grundbau Taschenbuch, Band 1*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, S. 435-480, 1955
- [4] Entwicklungsgemeinschaft Holzbau (EHG) in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung und Centrale Marketinggesellschaft der deutschen Agrarwirtschaft mbH (Hrsg.): *Heimisches Holz im Wasserbau*. In: Informationsdienst Holz. Bonn: S. 1-15, 1990.
- [5] Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (Hrsg.): *Die Küste, Heft 88, EAK 2002, Empfehlungen für Küstenschutzwerke. 3. korrigierte Ausgabe 2020*. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) 2020.
- [6] DIN EN 384: *Bauholz für tragende Zwecke - Bestimmung charakteristischer Werte für mechanische Eigenschaften und Rohdichte*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2022-08.
- [7] DIN 68364: (Zurückgezogen): *Kennwerte von Holzarten: Festigkeit, Elastizität, Resistenz*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 1979-11.
- [8] DIN 68364: *Kennwerte von Holzarten - Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2015-07.
- [9] KÜHNE, H.; FISCHER, H.; VODOZ, J. et al.: *Über den Einfluß von Wassergehalt, Raumgewicht, Faserstellung und Jahrringstellung auf die Festigkeit und Verformbarkeit schweizerischen Fichten-, Tannen-, Lärchen-, Rotbuchen- und Eichenholzes*. Schweiz, Zürich: Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, 1955.
- [10] DIN EN 13183-1: *Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz - Teil 1: Bestimmung durch Darrverfahren*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2002-07.
- [11] DIN EN 14358: *Holzbauwerke - Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2016-11.



SPAX®

Sie haben die Ideen, wir haben die Schrauben!

Mit SPAX werden intelligente Holzbau-Projekte zur Realität: In einer SPAX stecken über 200 Jahre Erfahrung in der Schraubentechnik, bald 60 Jahre Markentradition und eine innovative Produktentwicklung, die niemals aufhört, die SPAX noch besser zu machen.

Der Qualität für immer verpflichtet.

www.spax.com



**MADE IN
GERMANY**

rubner.com/holzbau

Better with wood



TUM Sportcampus im Olympiapark München
© Aldo Amoretti



Roots Hamburg - Deutschlands höchstes Holzhochhaus
© Garbe Immobilien - Projekte / Störmer Murphy and Partners

RUBNER

Kapitel II

Schrauben im Holzbau

Inhaltsverzeichnis

II-a	Eva Baldauf: Lagerimperfectionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen	65
II-b	Elisabet Kuck: Studie zu Normalkräften in auf Abscheren beanspruchten Schrauben . . .	73
II-c	Moritz Tronnier: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten selbstbohrender Holzschrauben unter axialer Beanspruchung	81

Eva Baldauf: Lageimperfectionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen

Vortragende:

Baldauf, Eva

M.Sc.

Versuchsanstalt für Stahl Holz und Steine
Holzbau und Baukonstruktion
Karlsruher Institut für Technologie, KIT
eva.baldauf@kit.edu



- 1997 geboren in Landshut
- 2015-2018 B.Sc. Bauingenieurwesen, KIT
- 2018-2021 M.Sc. Funktionaler und Konstruktiver Ingenieurbau, KIT
- Seit 2022: Wissenschaftliche Mitarbeiterin an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Lehrstuhl Holzbau und Baukonstruktion

Autorin: Eva Baldauf

Zusammenfassung

In einem laufenden IGF-Vorhaben werden die Ursachen von Lageimperfectionen selbstbohrender Schrauben untersucht. Dazu wurden etwa 1000 Einschraubversuche in BSH, BSP und FSH systematisch durchgeführt und die Abweichung zwischen dem planmäßigen und dem tatsächlichen Austrittspunkt der Schraube bestimmt. Die Ergebnisse belegen, dass der Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung des Holzes, die Schlankheit und die Spitzenausführung einer Schraube die Ausprägung von Lageimperfectionen beeinflussen. Der Beitrag baut auf neuen Resultaten auf, die die Verfasserin in iVTH-Kurzberichten [1, 2] der Fachöffentlichkeit in ähnlicher Form bereits zugänglich gemacht hat.

1. Einleitung

Selbstbohrende Holzschrauben mit großen Einschraubängen werden v. a. zum Verbinden und Verstärken von Bauteilen verwendet. Beim Eindrehen gibt der Einschraubwinkel β zwischen Schraubenachse und Bauteiloberfläche zunächst die Richtung des Schraubkanals vor. Die Schraube dringt dem Einschraubwinkel folgend selbstbohrend mit jeder weiteren Umdrehung ins Holz ein. Mit zunehmender Einschraublänge wird es hingegen immer wahrscheinlicher, dass die Schraube vom planmäßigen Schraubkanal abweicht und sich danach Lageimperfectionen einstellen. Insbesondere schlanke lange Schrauben sind aufgrund ihrer Flexibilität davon betroffen.

Die Mindestabstände von selbstbohrenden Schrauben untereinander sowie zu den Bauteilrändern sind in der Regel als Vielfaches des Nenndurchmessers festgelegt, nicht aber auch in Abhängigkeit von der Einschraublänge. Insofern führen die zunehmenden Einschraubängen dazu, dass die damit einhergehenden Lageimperfectionen nicht ausreichend durch festgelegte Schraubenabstände kompensiert werden.

Wenn Lageimperfectionen von Schrauben die Mindestabstände überschreiten, treten Schrauben u. U. unkontrolliert aus dem Bauteil aus [3, 4]. Innerhalb gekreuzter Schraubenanordnungen können Schrauben sich auch gegenseitig berühren, wodurch das Gewinde und der Korrosionsschutz Schaden nehmen [5, 6]. Bei Schraubenkollisionen besteht sogar die Gefahr des Abdrehens bzw. Abbrechens [7]. Solche Effekte beeinflussen die mechanische Wirksamkeit einer Schraubverbindung und setzen die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit herab [8].

In [4] wird berichtet, dass in Brettschichtholz (BSH) eingebrachte Holzschrauben bis zu etwa 10 % der Einschraublänge von ihrem vorgesehenen Schraubkanal abweichen. Diese prozentuale Abweichung beruht auf nicht weiter spezifizierten Einschraubversuchen mit bis zu 500 mm Einschraublänge. Vorausgehende Untersuchungen zu Lageimperfektionen in [9] ergaben, dass in BSH selbstbohrend eingebrachte Holzschrauben zwischen 8 und 12 % der Einschraublänge abweichen können.

Eine vollumfängliche Untersuchung der Einflüsse auf Lageimperfektionen unter Berücksichtigung des anatomischen Aufbaus des Holzes, unterschiedlicher Holzwerkstoffe und langer schlanker Schrauben fehlt bislang. Anknüpfend an die Ergebnisse aus [9] werden im IGF-Vorhaben unter Beteiligung der Industrie und des Handwerks die Ursachen von Lageimperfektionen und Schädigungsmechanismen infolge gegenseitiger Berührung oder Kollision systematisch untersucht. Ziel ist es, Modelle zur Beschreibung von Lageimperfektionen zu entwickeln sowie handwerkliche und technische Lösungen zur Vermeidung von berührungs- und kollisionsbedingten Problemen an Verschraubungen zu formulieren. Der Fokus dieses Beitrags liegt auf der Ursachenerforschung von Lageimperfektionen.

2. Material und Methode

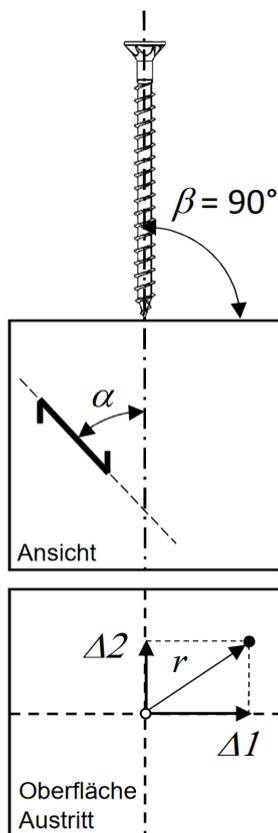


Abb. 1: Versuchsaufbau (oben) und absolute Abweichung r auf der Oberfläche des Schraubenaustritts (unten).

Zur Untersuchung der Ursachen von Lageimperfektionen wurden etwa 1000 Schrauben in BSH, Brettspertholz (BSP) und Furnierschichtholz (FSH) eingedreht. Die mittlere Rohdichte und Holzfeuchte der Prüfkörper sind in **Tab. 1** angegeben. Innerhalb der Versuchsreihen wurden der Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung, die Schlankheit λ (Einschraublänge l_{ef} durch Nenndurchmesser d_{nom}) und die Gestalt der Schraube variiert. Eine Übersicht der Untersuchungsparameter enthält **Tab. 2**.

Die Durchführung der Einschraubversuche erfolgte in Anlehnung an [9]. Der Winkel β zwischen Schraubenachse und Prüfkörperoberfläche betrug bei allen Versuchen 90° (s. **Abb. 1**). Die Schrauben wurden mithilfe eines handgeführten Akku-Schraubers ohne Vor- oder Pilotbohrung in die Prüfkörper eingebracht. Die Verwendung von Schraubenführungen zu Beginn des Einschraubvorgangs stellte einen planmäßigen Einschraubwinkel sicher. Die Schrauben wurden vollständig durch die Prüfkörper gedreht, so dass die Koordinaten der Abweichungen $\Delta 1$ und $\Delta 2$ zwischen dem planmäßigen und dem tatsächlichen Austrittspunkt auf dessen Oberfläche direkt gemessen werden konnten. Für die absolute Abweichung r gilt Gleichung (1).

$$r = \sqrt{\Delta 1^2 + \Delta 2^2} \quad (1)$$

Tab. 1: Mittlere Rohdichte und Holzfeuchte der Prüfkörper.

Werkstoff	N	Rohdichte		Holzfeuchte	
		ρ_{mean} [kg/m ³]	COV [%]	u_{mean} [%]	COV [%]
BSH (GL24 und GL30)	76	435	6,07	13,6 ¹⁾	9,41
BSP (C24)	16	450	2,45	12,4 ¹⁾	4,95
FSH (LVL S)	2	556	1,09	5,70 ²⁾	9,93

¹⁾ Elektronische Widerstandsmessung mit Gann-Hydromette

²⁾ Darmmethode

Tab. 2: Untersuchungsparameter innerhalb der einzelnen Versuchsreihen.

Reihe	Werkstoff	Schraubentyp	Gewinde	Bohrspitze	Spitzenausführung	d_{nom} [mm]	Schlankheit λ	Winkel α [°]
I	BSH	A	Teil-G.	ohne		6, 8, 10	10, 27, 40, 53, 65	90, 60, 45, 30
		B	Teil-G.	ohne				
		C	Voll-G.	mit				
		D	Teil-G.	zentrierend				
II	BSP	A, B	Teil-G.	ohne	s.o.	6, 8	40	90, 45, 0
III	FSH	A, B	Teil-G.	ohne	s.o.	6, 8	40	90, 45, 0

3. Ergebnisse

Winkel α

Abb. 2 (oben) zeigt die Abweichungen $\Delta 1$ und $\Delta 2$ der Einschraubversuche im BSH der vier untersuchten Winkel $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° differenziert nach der Schraubenschlankheit λ (10, 27, 40, 53, 65). Die Austrittspunkte für 90° weisen eine annähernd symmetrische Verteilung um den planmäßigen Austrittspunkt auf, wobei die Werte etwas mehr in $\Delta 2$ - als in $\Delta 1$ -Richtung streuen. Der planmäßige Austrittspunkt entspricht im Diagramm dem Koordinatenursprung. Bei $60^\circ, 45^\circ$ und 30° orientieren sich die Austrittspunkte in die positive $\Delta 1$ - und $\Delta 2$ -Richtung, wobei die Streuung von $\Delta 1$ größer ist als diejenige von $\Delta 2$. Bei einem Winkel α kleiner 90° nähern sich die Schrauben während des Eindrehens folglich dem Faserverlauf an.

Schraubenschlankheit λ

Abb. 2 (unten) zeigt die Abweichungen r , aufgetragen über der Schraubenschlankheit λ von 10 bis 65, für die vier untersuchten Winkel α . Die Mittel- und Maximalwerte von r steigen mit zunehmender Schlankheit an. Bei $60^\circ, 45^\circ$ und 30° ist der Anstieg der Maximalwerte progressiv. Als Ausnahme wirken die vergleichsweise geringen Abweichungen der Schrauben mit einer Schlankheit von 53 bei $\alpha = 90^\circ, 45^\circ$ und 30° . Eine Klärung hierzu steht noch aus. In **Tab. 3** sind die Mittel- und Maximalwerte der Abweichungen r sowie das Verhältnis aus r und der Einschraublänge l_{ef} aufgeführt. Die größten Abweichungen stellen sich bei $\alpha = 30^\circ$ und $\lambda = 40$ ein und betragen bis zu 16 % der Einschraublänge.

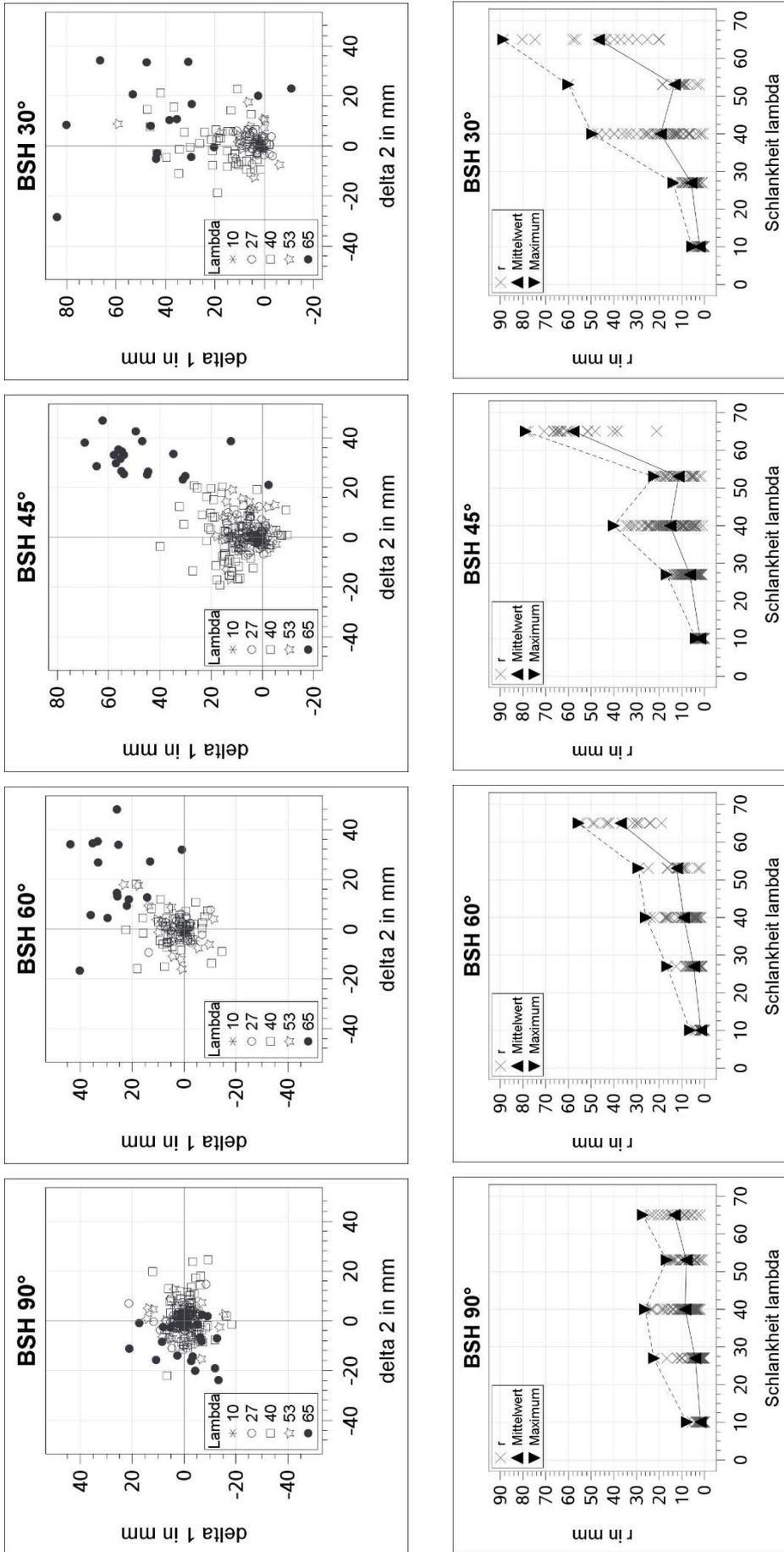


Abb. 2: Abweichung $\Delta 1$ über $\Delta 2$ der Einschraubversuche im BSH (oben) und absolute Abweichung r über der Schraubenschlankheit λ (unten) für $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° .

Tab. 3: Abweichungen r und Verhältnisse r / ℓ_{ef} der Einschraubversuche im BSH für $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° .

Winkel α [°]	λ	N	r_{mean} [mm]	COV [%]	r_{mean} / ℓ_{ef} [-]	r_{max} [mm]	r_{max} / ℓ_{ef} [-]
90	10	40	1,72	94,4	0,0252	7,90	0,132
	27	80	4,11	86,1	0,0216	22,4	0,105
	40	80	8,55	61,6	0,0278	26,2	0,0728
	53	30	8,06	56,3	0,0192	16,8	0,0400
	65	20	13,2	53,8	0,0227	27,2	0,0459
60	10	24	1,63	90,5	0,0238	6,42	0,107
	27	36	4,79	68,5	0,0263	16,7	0,104
	40	47	9,10	64,4	0,0323	25,9	0,100
	53	16	12,3	56,0	0,0293	29,2	0,0694
	65	16	36,9	30,8	0,0631	55,5	0,0933
45	10	40	1,94	54,9	0,0283	3,86	0,0581
	27	79	6,48	59,6	0,0344	16,7	0,0794
	40	80	15,2	55,9	0,0510	40,1	0,125
	53	30	11,4	51,9	0,0272	22,4	0,0533
	65	20	57,7	25,0	0,101	79,0	0,152
30	10	24	2,12	69,3	0,0310	5,57	0,0715
	27	36	5,83	56,8	0,0317	13,8	0,0865
	40	47	19,3	66,7	0,0639	49,6	0,155
	53	16	13,3	98,5	0,0317	60,0	0,143
	65	16	46,6	44,4	0,0803	88,8	0,144

Spitzenausführung

Zur Untersuchung des Einflusses der Spitzenausführung wurden Schrauben mit einer Schlankheit von 27, 40 und 53 ohne Bohrspitze, mit Bohrspitze und mit Zentrierbohrspitze verwendet. Der Winkel α betrug bei dieser Untersuchung 90° und 45° . Die Ergebnisse für $\alpha = 45^\circ$ in **Abb. 3** zeigen, dass Schrauben mit Zentrierbohrspitze im Vergleich zu den beiden anderen Ausführungen die geringsten Abweichungen aufweisen. Davon ausgenommen ist die Konfiguration mit $\alpha = 45^\circ$ und $\lambda = 53$. Die Ergebnisse für $\alpha = 90^\circ$ sind qualitativ ähnlich.

Holzwerkstoff

Abb. 4 zeigt die Abweichungen $\Delta 1$ und $\Delta 2$ der Einschraubversuche für $\alpha = 90^\circ$ und 45° der Schrauben mit $\lambda = 40$. In den beiden Diagrammen wird nach dem Werkstoff differenziert. Bei $\alpha = 90^\circ$ zeigen die Abweichungen im BSH, BSP und FSH eine annähernd symmetrische Verteilung um den planmäßigen Austrittspunkt. Die maximalen Abweichungen r betragen im BSH 6 % und im BSP 7 % der Einschraublänge. Mit 4 % der Einschraublänge weisen die ins FSH eingedrehten Schrauben etwas geringere Abweichungen auf. Bei $\alpha = 45^\circ$ orientieren sich die Austrittspunkte im BSH und im FSH deutlich in die positive $\Delta 1$ -Richtung und nähern sich somit der Faserrichtung an (vgl. **Abb. 4**, rechts). Die maximalen Abweichungen r betragen im BSH 13 % und im FSH %

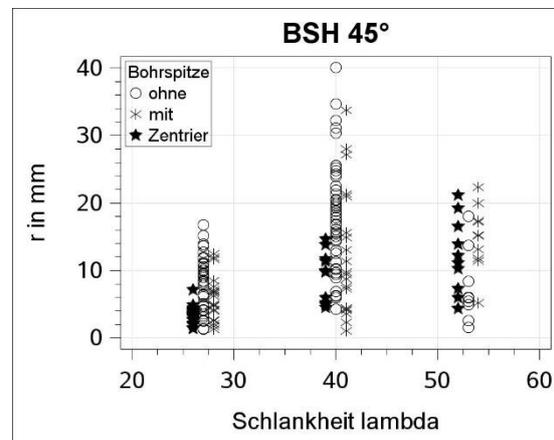


Abb. 3: Einfluss der Spitzenausführung auf die Abweichung r für BSH und $\alpha = 45^\circ$.

der Einschraublänge. Im BSP verteilen sich die Abweichungen symmetrisch um den planmäßigen Austrittspunkt mit einer maximalen Abweichung r von 6 % der Einschraublänge.

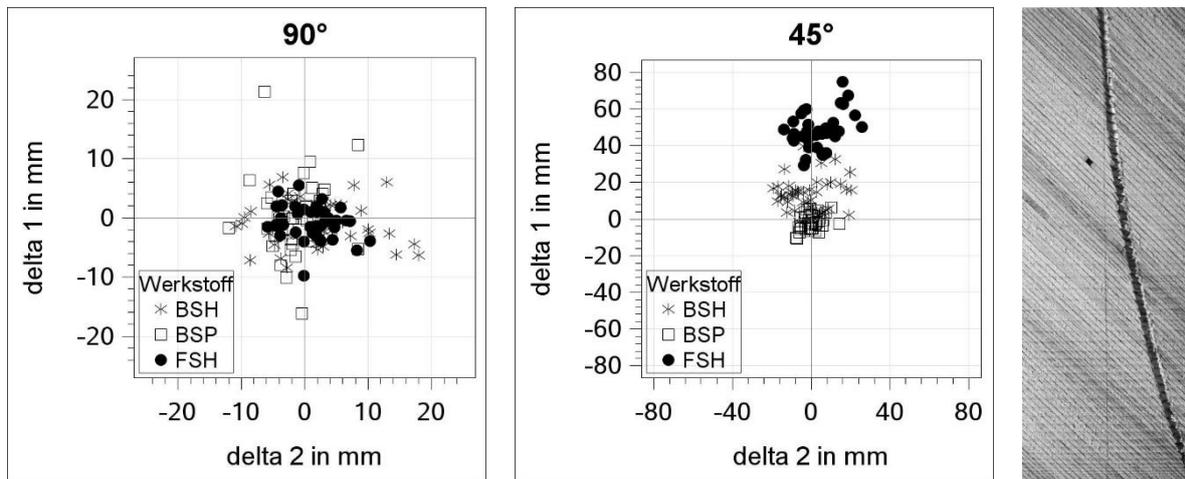


Abb. 4: Abweichung $\Delta 1$ über $\Delta 2$ für $\alpha = 90^\circ$ und 45° mit Unterscheidung nach Werkstoff (links und mittig) und Verlauf der Schraube im FSH bei $\alpha = 45^\circ$ (rechts).

4. Diskussion

Zur Validierung werden die Versuchsergebnisse dieser Arbeit, kurz: Studie B, mit Daten aus vorausgegangenen Untersuchungen zu Lageimperfektionen [9] verglichen, kurz: Studie A. Der Untersuchungsbereich der Studie A deckte anfänglich nur zwei unterschiedliche Schraubentypen mit und ohne Bohrspitze des Nenndurchmessers 8 mm, eine Schraubenschlankheit von 20 bis 43 und Winkel α von 90° , 60° und 45° ab (vgl. **Tab. 4**). In **Abb. 5** sind die Mittel- und Maximalwerte der Abweichung r über der Schlankheit λ der Studie A (Dreiecke ohne Füllung) und B (Dreiecke mit Füllung) für $\alpha = 90^\circ$, 60° und 45° dargestellt. Die Ergebnisse beider Studien sind qualitativ ähnlich: Mit zunehmender Schlankheit und abnehmenden Winkel α nehmen die Abweichungen zu.

Tab. 4: Untersuchungsparameter der Studie A nach [9].

Gewinde	Bohrspitze	d_{nom} [mm]	Schlankheit λ	Winkel α [°]	Winkel β [°]
Teil-G.	ohne	8	20, 28, 43	45, 60, 90 ¹⁾	45
Voll-G.	mit				

1) In [9] als Placement I, II und III bezeichnet.

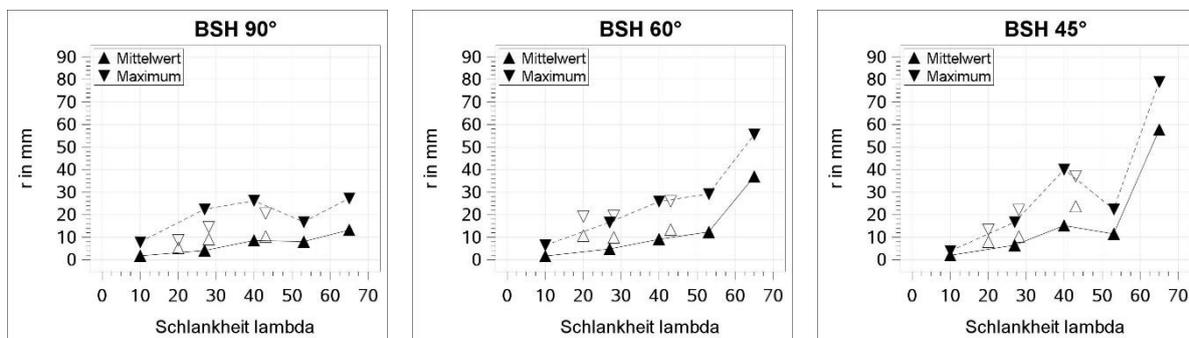


Abb. 5: Mittel- und Maximalwerte der Abweichung r über der Schraubenschlankheit λ der Studie A [9] (Dreiecke ohne Füllung) und Studie B (Dreiecke mit Füllung).

Für einen direkten Vergleich beider Ergebnisse wurde der Betrachtungsbereich so gewählt, dass die Untersuchungsparameter der jeweiligen Studien gleich bzw. ähnlich sind: $d_{\text{nom}} = 8$; $\lambda = 27$ bis 43; $\alpha = 90^\circ$, 60° und 45° ; Bohrspitze: mit und ohne. In **Tab. 5** sind die mittleren Abweichungen r_{mean} , die in den beiden Studien ermittelt wurden, für den Betrachtungsbereich aufgelistet. Sie sind nach Winkel α und Schlankheit λ gruppiert. Die Abweichungen aus Studie A sind geringfügig größer als diejenigen aus Studie B. Als Grund hierfür wird die unterschiedliche Ausprägung des Einschraubwinkels β bei den beiden Studien gesehen. Die Prüfkörper in Studie B wurden so hergestellt, dass der Einschraubwinkel β zwischen Prüfkörperoberfläche und Schraubenachse 90° betrug (s. **Abb. 1**). Ein anfängliches Abrutschen der Schraubenspitze auf der Prüfkörperoberfläche infolge eines Winkels β kleiner 90° konnte somit vermieden werden. In Studie A hingegen wurden die Schrauben mit einem Winkel β von 45° in die Prüfkörper eingebracht (vgl. **Tab. 4**). Bereits anfängliche Abweichungen infolge eines Abrutschens der Spitze können daher trotz Schraubenführung nicht vollständig ausgeschlossen werden.

Tab. 5: Vergleich der mittleren Abweichungen, gruppiert nach Winkel α und Schraubenschlankheit λ .

Winkel α [°]	Studie A		Studie B	
	λ	r_{mean} [mm]	r_{mean} [mm]	λ
90	28	9,17	5,85	27
	43	10,3	9,58	40
60	28	9,89	4,69	27
	43	13,5	10,3	40
45	28	10,4	8,96	27
	43	23,8	20,7	40

In beiden Studien wurden zu Beginn des Eindrehens Schraubenführungen verwendet, um ungewollte Abweichungen vom Einschraubwinkel zu minimieren. Die Untersuchung des Einflusses ungewollter anfänglicher Abweichungen auf Lageimperfectionen war nicht Bestandteil der hier diskutierten Versuchsergebnisse. Unter Berücksichtigung ungewollter anfänglicher Abweichungen vom Einschraubwinkel ist jedoch grundsätzlich von einer Zunahme der Abweichungen r auszugehen.

Die maximale Abweichung in Studie A betrug bei $\alpha = 60^\circ$ im BSH 12 % der Einschraublänge. In Studie B hingegen wichen die Schrauben bei $\alpha = 30^\circ$ mit 16 % am weitesten vom planmäßigen Schraubkanal ab. Die Abweichung aus Studie B übersteigt somit diejenige aus A. Dieser Unterschied ist angesichts des Einflusses des Winkels α auf die quantitative Abweichung erwartungsgemäß.

5. Fazit

Die Ergebnisse von etwa 1000 Einschraubversuchen belegen, dass der Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung die Ausprägung von Lageimperfectionen signifikant beeinflusst. Insbesondere in BSH und FSH bedingt ein Winkel α kleiner 90° während des Eindrehens eine Annäherung der Schraube an den Faserverlauf. Die größten Abweichungen treten in FSH bei $\alpha = 45^\circ$ auf und betragen in diesem Fall bis zu 25 % der untersuchten Einschraublänge. Die durchgeführten Versuche decken Schrauben mit einer Schlankheit λ zwischen 10 und 65 der Nenndurchmesser 6, 8 und 10 mm ab. Die Resultate belegen ferner, dass die Abweichungen mit zunehmender Schlankheit progressiv anwachsen. Schrauben mit Zentrierbohr- und Bohrspitzen weisen im Vergleich mit Schrauben, die ab der Spitze einen sanften Gewindeanlauf haben, geringere Abweichungen auf.

Das IGF-Forschungsprojekt Nr. 22427 N wird durch den Internationalen Verein für Technische Holzfragen e. V. aus Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Literatur

- [1] BALDAUF, E.; FRESE, M.: *Lageimperfectionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen*. In: Internationaler Verein für Technische Holzfragen e. V. (Hg.) iVTH-Kurzberichte, Kurzbericht 12/22, 2022.
- [2] BALDAUF, E.; FRESE, M.: *Lageimperfectionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen*. In: Internationaler Verein für Technische Holzfragen e. V. (Hg.) iVTH-Kurzberichte, Kurzbericht 06/23, 2023.
- [3] KRÜGER, O.: *Schubverstärkung von Holz mit Holzschrauben und Gewindestangen*. 16. Internationales Holzbau-Forum, 2010.
- [4] TRAUTZ, M.; KOJ, C.: *Laserstrahlbohrungen für richtungsgenau positionierte Vollgewindeschrauben - Einbau und Tragverhalten*. Bautechnik 92 (2015), Heft 6, S. 403-411, 2015.
- [5] BLAß, H.J.: *Selbstbohrende Schrauben und Systemverbinder - Stand der Technik und Herausforderungen*. 23. Internationales Holzbau-Forum, 2017.
- [6] STEIGE, Y.; FRESE, M.: *Study on a newly developed diagonal connection for hybrid timber trusses made of spruce glulam and beech laminated veneer lumber*. Wood Material Science & Engineering, Bd. 14-5, S. 280-290, 2019.
- [7] TRAUTZ, M. et al.: *Mit Schrauben bewehren - Selbstbohrende Vollgewindeschrauben als Verstärkung in Brettschichtholzträgern und zur Ausbildung von hochleistungsfähigen Verbindungen*. Forschungsbericht 01/2007, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, RWTH Aachen, 2007.
- [8] BLAß, H.J.; STEIGE, Y.: *Steifigkeit axial beanspruchter Vollgewindeschrauben*. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Bd. 34, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2018.
- [9] FRESE, M.; JORDAN, M.: *Deviations between planned and actual position of wood screws - consequences for minimum spacing*. In: International Network on Timber Engineering Research, INTER 51-7-1, S. 49-63, Tallinn, 2018.

Elisabet Kuck: Studie zu Normalkräften in auf Abscheren beanspruchten Schrauben

Vortragende:

Kuck, Elisabeth

M.Sc.

Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine
Lehrstuhl Holzbau und Baukonstruktion
Karlsruher Institut für Technologie

elisabet.kuck@kit.edu



- 1993 geboren in Mutlangen
- 2012-2015 B.Sc. Bauingenieurwesen, KIT
- 2015-2016 Techn. Büro, Schaffitzel Holzindustrie GmbH&Co.KG
- 2016-2019 M.Sc. Funktionaler und Konstruktiver Ingenieurbau, KIT
- Seit Nov. 2019 Wissenschaftliche Mitarbeiterin an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Lehrstuhl Holzbau und Baukonstruktion

Autorin: Elisabeth Kuck

Zusammenfassung

Bei Laubholzverbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln kann es zu einem Verbindungsmittelversagen durch Abscheren oder Abreißen kommen. Zur Untersuchung dieses Verbindungsmittelversagens ist die Kenntnis der sich tatsächlich einstellenden Normalkräfte in den Verbindungsmitteln notwendig. Der Beitrag beschreibt die Durchführung von Druck-Scherversuchen an Verbindungen mit ein- und zweischnittig auf Abscheren beanspruchten Schrauben, die jeweils mit einem innenliegenden zylindrischen Dehnmessstreifen versehen sind. Daraus ermittelte Normalkräfte tragen zur Analyse von Schnittgrößeninteraktionen entlang der Verbindungsmittelachse und des Verbindungsmittelversagens durch Beanspruchung auf Abscheren bei.

1. Einleitung

Verbindungen im Holzbau sind Schlüsselpunkte für das Tragverhalten von Konstruktionen. Insbesondere die Verwendung von hochtragfähigen Bauteilen aus Laubhölzern kann jedoch zu Versagensmechanismen führen, die bei Verwendung von Nadelhölzern bisher nicht berücksichtigt wurden [1]. Diese betreffen das Versagen des Verbindungsmittelquerschnitts selbst, z.B. durch Abscheren und/oder Abreißen. Verursacht wird das Versagen durch die erheblich höhere Beanspruchung der Verbindungsmittel in Laubhölzern im Vergleich zu gängigen Nadelhölzern. Problematisch ist diese neue Versagensart, wenn der Verbindungsmittelquerschnitt versagt, bevor die Verbindung die berechnete Tragfähigkeit durch übliche Versagensmechanismen wie Lochleibungsversagen und Ausbildung von Fließgelenken erreicht. Kritisch ist daher ein frühes Versagen bei kleinen Relativverschiebungen, wie bspw. von Meyer [2] beobachtet. Die im Verbindungsmittelquerschnitt wirkenden Schnittgrößen während einer Beanspruchung auf Abscheren, Biegemoment M , Normalkraft N und Querkraft V , überlagern sich und führen zu einer Schnittgrößeninteraktion [1]:

$$\eta = \frac{M}{M_{y,R}} + \left(\frac{N}{F_{\text{tens}}} + \frac{V}{F_{\text{shear}}} \right)^2 \quad (1)$$

Entlang der Verbindungsmittelachse variiert die Interaktionsart (MN , VN , MNV) sowie die Ausnutzung des Verbindungsmittelquerschnitts in Abhängigkeit von Randbedingungen wie Art und Geometrie der Verbindung, Durchmesser, Art und Festigkeit des Verbindungsmittels sowie des

verwendeten Holzes/Holzwerkstoffes. Da die Verläufe von Biegemoment und Querkraft entlang der Verbindungsmittelachse weitestgehend bekannt sind, fehlen für die Anwendbarkeit eines Interaktionskriteriums Kenntnisse über die tatsächlich auftretenden Normalkräfte. Eine Möglichkeit zur Untersuchung der Normalkräfte bietet eine Applikation von Dehnmessstreifen (DMS). Damit sind Normalkräfte aus den aufgenommenen Dehnungen bestimmbar. Eine Dehnungsmessung im Bereich des Verbindungsmittelkerns ermöglicht eine Aufnahme der Längsdehnungen mit geringem Einfluss aus Biegeanteilen. Dazu werden Schrauben mit einer zentralen Bohrung versehen und ein zylindrischer DMS in das Bohrloch eingeklebt. Diese Messschrauben werden in Druck-Scherprüfkörper aus Buchenfurnierschichtholz (Buchen-FSH) eingedreht und ermöglichen damit eine punktuelle Messung der Schraubendehnungen und Berechnung der entstehenden Normalkräfte während der Beanspruchung auf Abscheren. Positioniert sind die DMS in Schraubenabschnitten, die gemäß der sich einstellenden Verformungslinie des Verbindungsmittels annähernd gerade bleiben. Ziel der Untersuchungen ist es einerseits, die Machbarkeit und Anwendbarkeit von in Schrauben eingeklebten DMS zur Ermittlung der Normalkräfte zu beurteilen. Andererseits werden Kenntnisse hinsichtlich der Größenordnung der tatsächlich wirkenden Normalkräfte und der somit auftretenden Schnittgrößeninteraktionen bei Beanspruchung auf Abscheren gewonnen.

2. Material

2.1 Verbindungen mit Schrauben

Die Prüfkörper bestehen aus Buchen-FSH Typ S mit einer mittleren Rohdichte von 810 kg/m^3 (CoV 1,99 %) und einer mittleren Holzfeuchte von 7,70 % (CoV 3,91 %). Einschnittige und zweischnittige Schraubenverbindungen, vgl. **Abb. 1**, sind Bestandteil der Untersuchungen.

Verwendet werden Vollgewindeschrauben mit einem Nenndurchmesser von 8 mm und einer Länge von 180 mm. Die Schraubenlöcher sind jeweils mit $d_{\text{vorbohr}} = 6 \text{ mm}$ vorgebohrt. Zum Einkleben der DMS in die Schrauben wird ein zentrales Loch mit Innendurchmesser $d_i = 2 \text{ mm}$ gebohrt. Die Löcher sind teilweise durch ein Bohrverfahren mit Verwendung von Hartmetallbohrern bis zu einer Tiefe von 26 mm, gemessen von Kopfoberkante aus, angefertigt. Für größere Tiefen ist eine zentrische Lage durch Bohrung jedoch nicht zu gewährleisten. Deswegen sind Schrauben mit tieferliegenden DMS mittels Drahterodierverfahren mit dem zentralen Loch versehen. **Abb. 2** zeigt die unterschiedlichen Schraubenmodifikationen und einen geöffneten erodierten Schraubenabschnitt. Eine punktuelle Kontrolle der zentralen Lage des Loches ergibt an nur wenigen Stellen minimale Abweichungen.

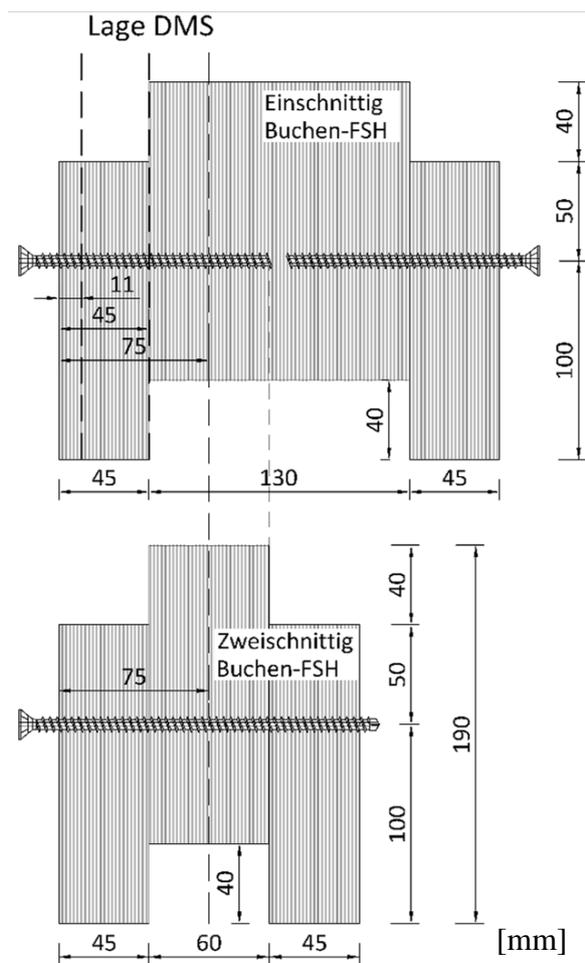


Abb. 1: Druck-Scherprüfkörper.

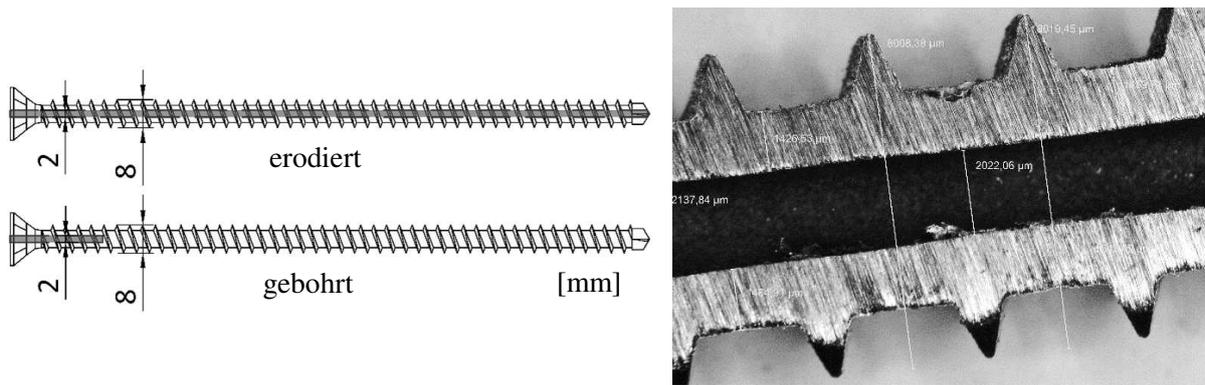


Abb. 2: Schematische Darstellung der Schraubenlöcher links und Detailansicht rechts.

2.2 Dehnmessstreifen

Bei den verwendeten DMS von KYOWA handelt es sich um einachsige Dehnmessgitter, deren Trägerfolie eine zylindrische Form hat. Als Klebstoff für das Einkleben der DMS ist ein Epoxidharz Zweikomponentenklebstoff zu verwenden. Der Durchmesser der zylindrischen DMS beträgt 1,9 mm, siehe **Abb. 3**.

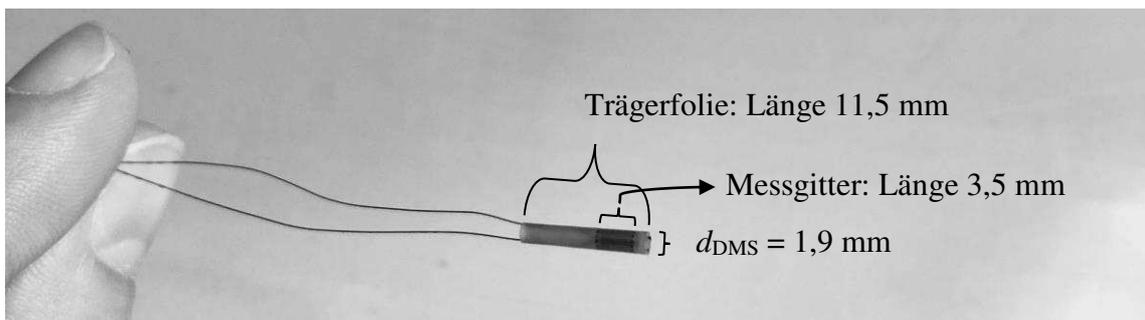


Abb. 3: Verwendete DMS mit Maßangaben.

3. Methode

3.1 Herstellung und Anwendung von Messschrauben

Die Herstellung der Messschrauben umfasst mehrere Schritte und erfordert viel Sorgfalt und Präzision. Die Anfertigung der Schraubenlöcher und deren ausgiebige Säuberung von Schmutz und Öl durch mechanische Reinigung mit Nylondrahtbürsten, Ultraschallbad und Durchspülen mit Aceton stellen die Grundlage für eine funktionierende Verklebung dar. Da die Lage der DMS nur in den gebohrten Schrauben durch Einschieben bis zum Bohrlochgrund vorgegeben ist, werden in die erodierten Schrauben von unten zunächst kurze Kupferdrähte eingelegt. Die DMS werden danach von oben, vom Kopf aus, bis zum Kontakt mit dem Kupferstift eingeschoben, sodass sie in der beabsichtigten Lage positioniert sind. Das Befüllen des Bohrlochs mit Zweikomponentenklebstoff EP-370 erfolgt mittels einer Kanüle, um ein möglichst tiefes Einbringen zu gewährleisten und die Luftbläschenbildung im Klebstoff gering zu halten. Nach Einschieben des DMS folgt die Aushärtung des Klebstoffs. Zur Kontrolle einer funktionierenden und fehlerfreien Verklebung werden alle Messschrauben getestet und kalibriert. Dazu erfolgt eine mehrmalige Belastung der Messschrauben (0,2 kN bis 5 kN Zuglast) mit zwischenzeitlichen Haltezeiten von 30 s. Daraus resultiert für alle hergestellten Messschrauben eine lineare Maschinenlast-Dehnungs-Beziehung, die später zur Berechnung der Normalkräfte aus den Dehnungen zu verwenden ist.

3.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasst acht Druck-Scherprüfungen. Ein Druck-Scherprüfkörper besteht entweder aus zwei einschnittigen oder einer zweischnittigen Verbindung, vgl. **Abb. 1**. Je ein Prüfkörper ist mit ungeschwächten Schrauben als Referenz geprüft. Gemessen werden die Lasten pro Scherfuge durch Aufstellen der beiden Seitenhölzer auf separate Messdosen unten, die Relativverschiebungen in den Scherfugen an vier Stellen mit Wegaufnehmern und die Dehnungen der Schrauben über die eingeklebten DMS. Der Versuchsaufbau ist in **Abb. 4** oben dargestellt. Die Lage des DMS in der Schraube ist mit einem bestimmten Abstand zu den sich (theoretisch) ausbildenden Fließgelenken gewählt, siehe **Abb. 4** unten links. Das Maß zur Lage x des DMS ist definiert als Tiefe ab Prüfkörperoberfläche, siehe **Abb. 4** unten rechts, und bezieht sich stets auf die Mitte des Messgitters. Dabei entspricht die tiefste Lage der einschnittigen Verbindung der Symmetrieachse der zweischnittigen Verbindung, vgl. **Abb. 1**. Die Belastung der Prüfkörper erfolgt in Anlehnung an DIN EN 26891:1991 mit einer Entlastungsschleife. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche gibt **Tab. 1**.

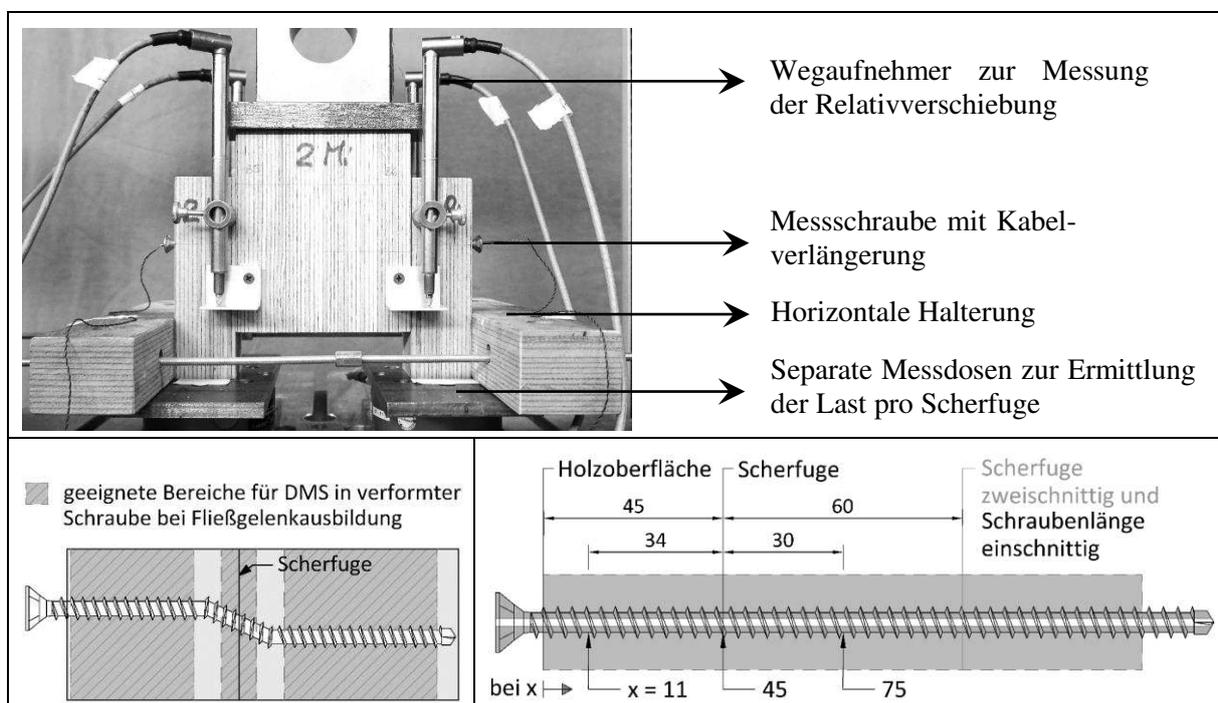


Abb. 4: Oben beispielhafter Versuchsaufbau und unten schematische Darstellung der möglichen Positionierung (links) und gewählten DMS Lagen x (rechts). Maße in mm.

Tab. 1: Versuchsprogramm: Anzahl Schrauben mit einem DMS pro Schraube. Versuchsbezeichnung in Klammer und Bezug Koordinate x in **Abb. 4**.

Verbindungsart*	Lage DMS x			
	Ohne DMS/ Referenz	11 mm	45 mm	75 mm
Einschnittig	2 (E)	4 (E1, E2, E3, E4)	2 (E7, E8)	2 (E5, E6)
Zweischnittig	1 (Z)	-	-	2 (Z1, Z2)

*Ein Prüfkörper beinhaltet entweder eine zweischnittig oder zwei einschnittig beanspruchte Schrauben.

4. Ergebnisse

Übersichten der aufgenommenen und ausgewerteten Ergebnisse sind in **Abb. 5** und **Abb. 6** für einschnittig sowie in **Abb. 7** und **Abb. 8** für zweischnittig beanspruchte Schrauben gezeigt. Für die einschnittige Beanspruchung sind Last-Verschiebungskurven pro Scherfuge (Mittelwert von zwei Wegaufnehmern) und die zugehörige berechnete Normalkraft, die sich an der entsprechenden markierten Stelle (x) einstellt, dargestellt. Für die zweischnittige Beanspruchung ist die Last als Mittelwert beider Scherfugen dargestellt und der DMS stets in der Symmetrieachse angeordnet. Eine Messung der Dehnungen ist für alle Schrauben bis zum Versagen der Verbindung erfolgt.

Die Normalkraft steigt i.d.R. in den Schrauben mit zunehmender Last an und erreicht den maximalen Wert bei der Höchstlast. Ausnahmen davon sind vereinzelt zu Versuchsbeginn der Versuche E2 und E8 in **Abb. 5** zu erkennen. Es treten kurzzeitig Druckkräfte in den Schrauben auf. Das Versagen ist für die gebohrten Schrauben durch das Erreichen der Ausziehtragfähigkeit im Seitenholz gekennzeichnet, vgl. Hineinziehen des Schraubenkopfes in **Abb. 6** links, wohingegen die erodierten Schrauben ein Querschnittsversagen im Bereich der Fließgelenke bei geringeren Relativverschiebungen aufweisen. Anzumerken ist, dass die Anfangssteifigkeiten der Verbindungen vergleichbar sind. Für alle Verbindungen stellt sich der berechnete Versagensmodus mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge ein, bevor die Ausziehtragfähigkeit erreicht ist oder ein Schraubenquerschnittsversagen auftritt, siehe **Abb. 6** rechts. Das Schraubenversagen geht mit einem Abreißen der DMS-Anschlussdrähte oder einem Überschreiten der maximal messbaren Dehnungen der DMS einher, wodurch die Messung an diesem Punkt endet.

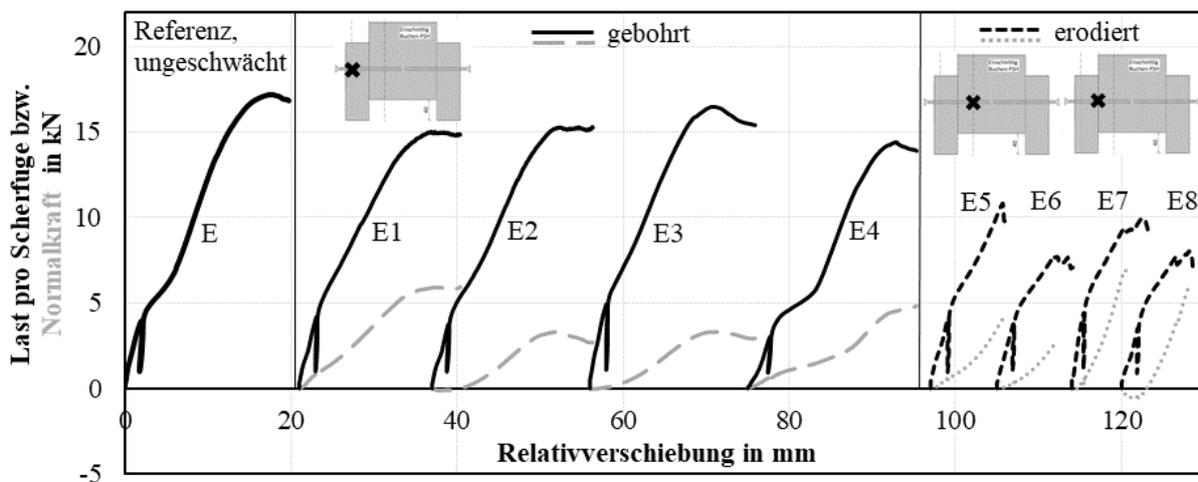


Abb. 5: Ergebnisse einschnittig beanspruchte Schrauben. Last pro Scherfuge in Schwarz, Normalkraft in Grau.

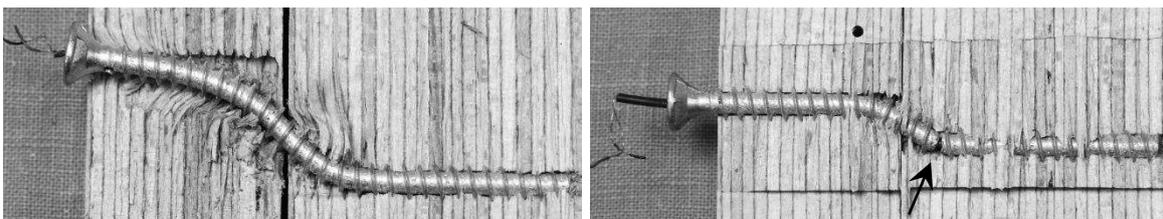


Abb. 6: Geöffnete Prüfkörper mit einschnittig beanspruchten Schrauben. Links gebohrte Schraube, rechts erodierte Schraube mit Riss im Fließgelenk.

Die Ergebnisse der zweischnittig beanspruchten Schrauben sind generell mit den einschnittig beanspruchten vergleichbar, siehe **Abb. 7**. Normalkräfte steigen auf bis zu 7,2 kN in der Symmetrieachse (Versuch Z2), wobei die Tragfähigkeit der Verbindung pro Scherfuge bei 8,1 kN liegt. Auch für diese Lage des DMS sind zu Beginn Stauchungen, also Druckkräfte in der Schraube messbar (Z1). Geöffnete Versagensbilder sind in **Abb. 8** gezeigt..

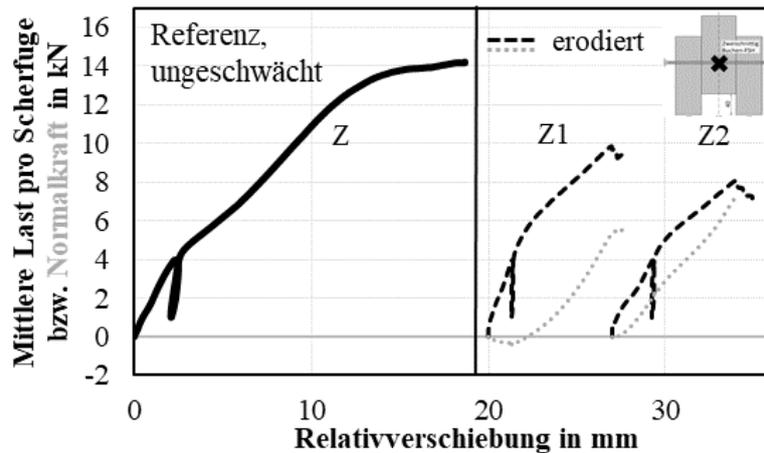


Abb. 7: Ergebnisse zweischnittig beanspruchte Schrauben. Last pro Scherfuge in Schwarz, Normalkraft in Grau.

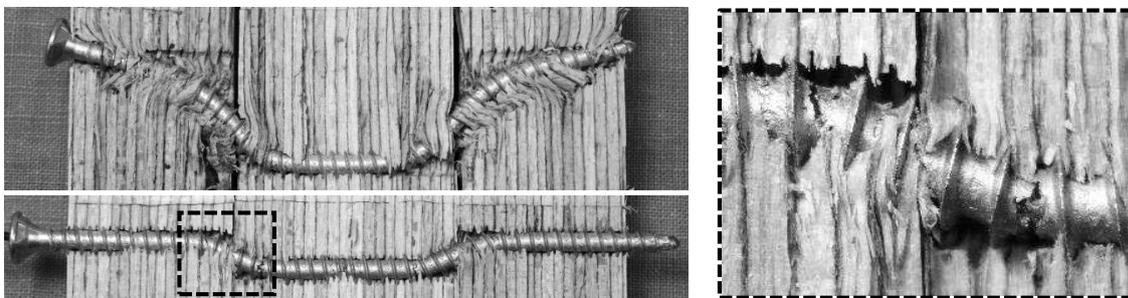


Abb. 8: Geöffnete Prüfkörper mit zweischnittig beanspruchten Schrauben. Links oben: Ungeschwächte Referenzschraube. Links unten und rechts: Versagen des Schraubenquerschnitts einer erodierten Schraube im Fließgelenk.

Die grundsätzlich höchsten Normalkräfte treten für die Positionierung des DMS in der Scherfuge auf, vgl. Versuche E7 und E8 in **Abb. 5**. Im Mittel betragen die maximal ermittelten Normalkräfte dort 7,3 kN zum Versagenszeitpunkt. Die Kurvenverläufe verdeutlichen, dass der zeitliche Verlauf der Normalkraft stark mit der Lage des DMS entlang der Schraube variiert und die stärkste Zunahme der Normalkräfte im Bereich der Scherfuge zu beobachten ist. Die Verläufe und Größenordnung der Normalkräfte sind zwischen ein- und zweischnittiger Beanspruchung nicht vergleichbar. Durch die veränderte Beanspruchungssituation werden für die zweischnittig beanspruchte Schraube für die Lage $x = 75$ mm beim Erreichen der Höchstlast Normalkräfte von im Mittel 6,4 kN statt 3,3 kN (einschnittig) gemessen.

5. Diskussion

Die Beobachtungen und Messungen lassen verschiedene Schlüsse zu. Die Querschnittsschwächung durch das innenliegende Loch von $d_{\text{innen}} = 2$ mm bei einer Schraube mit Nenndurchmesser von 8 mm bedingt erwartungsgemäß ein vorzeitiges Versagen. Die Verbindungen verhalten sich bis zum Erreichen des Querschnittsversagens der geschwächten Schrauben ähnlich und bilden durchweg zwei Fließgelenke pro Scherfuge aus. Unter der Annahme, dass bei einer Biegebeanspruchung zunächst die äußeren Querschnittsbereiche Beanspruchung erfahren, wirkt sich die Schwächung im Bereich der neutralen Faser nur im vollplastischen Zustand aus. Die Querschnittsschwächung kann vereinfacht unter Verwendung eines Kreisprofils rechnerisch berücksichtigt werden. Vergleichsversuche zur Bestimmung des Fließmoments von erodierten Schraubenabschnitten wurden zur Kontrolle herangezogen. Ungeschwächt erreichen die

Schrauben ein M_y gemäß [3] und EN 409:2009 von 25,3 Nm bei einem Biegewinkel von $\alpha = 45/d^{0,7}$ und liegen damit ca. 8% höher als die der geschwächten Schrauben (23,4 Nm), vgl. Materialkennwerte in **Abb. 9** rechts. Zudem versagen die geschwächten Schrauben im Biegeversuch bei Biegewinkeln von 26 – 48°, was überschlägig mit den im Versuch erreichten Biegewinkeln der geöffneten Prüfkörper übereinstimmt.

Leicht geringere Tragfähigkeiten der zweischnittig beanspruchten Schraubenverbindungen sind durch die höheren vorherrschenden Normalkräfte im Bereich des Mittelholzes erklärbar, jedoch sind auch die natürliche Streuung der Holzeigenschaften oder die geringe Versuchsanzahl zu berücksichtigen. Aufgrund der gleichen Geometrie wird angenommen, dass sich für ein- und zweischnittig beanspruchte Schrauben vergleichbare Normalkräfte im Seitenholz einstellen. Im Gegensatz zu einer einschnittigen Beanspruchung, bei der die Normalkraft ihren Höchstwert in der Scherfuge erreicht, nimmt die Normalkraft bei einer zweischnittigen Beanspruchung bis zur Symmetrieachse der Verbindung zu. Somit gilt für eine mögliche Interaktion der Schnittgrößen, dass der Bereich der Schraube im Mittelholz tendenziell gefährdeter ist, frühzeitig, oder zumindest vor dem Schraubenabschnitt im Seitenholz, zu versagen. In den geöffneten Prüfkörpern zeigen alle Schrauben Risse in den Fließgelenken. Diese Hypothese sollte demnach weiter überprüft werden.

Ein qualitativer Verlauf der Schnittgrößen ist in **Abb. 9** gezeigt. Die Stellen basierend auf vereinfachten Annahmen, Moment M im Fließgelenk entspricht Fließmoment M_y und Querkraft V in der Scherfuge entspricht der Tragfähigkeit F_v , sind mit einem Kreuz gekennzeichnet. Untersuchte und gemessene Stellen des Normalkraftverlaufes sind mit Kreisen markiert.

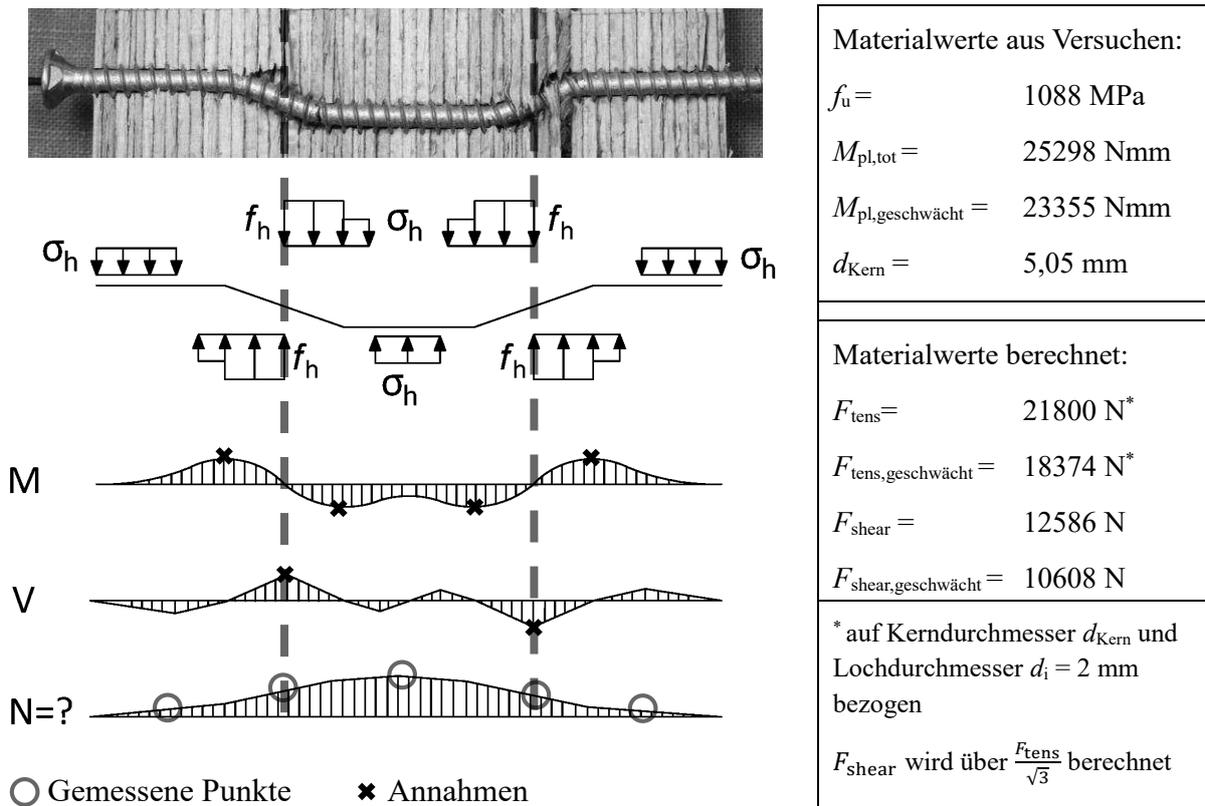


Abb. 9: Qualitative Schnittgrößenverläufe entlang Verbindungsmittelachse bei zweischnittig beanspruchter Schraube und verwendete Materialkennwerte.

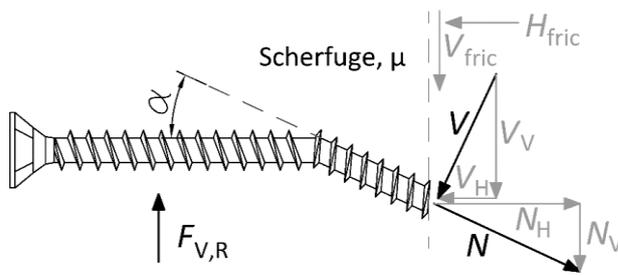


Abb. 10: Schematischer Freischnitt der Schraube in der Scherfuge.

chen und trägt mit dem vertikalen Anteil direkt zur Traglast bei. Auch die Querkraft ist entsprechend ihrer Komponenten aufzuteilen. Im Freischnitt besteht eine Differenz der Horizontalkräfte von V_H und N_H , welche der Anpresskraft der Scherflächen H_{fric} entspricht. Durch Gleichgewichtsbedingungen können die Unbekannten bestimmt werden. Für den Versagenszeitpunkt der Schraube E7 lautet die Interaktionsbedingung in der Scherfuge unter Anwendung von Gleichung (1) und unter der Annahme, dass das Moment M in der Scherfuge Null ist, wie folgt:

$$\eta = \left(\frac{N}{F_{tens}} + \frac{V}{F_{shear}} \right)^2 = \left(\frac{7,1}{18,3} + \frac{5,4}{10,6} \right)^2 = 0,81 \quad (2)$$

Für Schraube E8 ergibt sich entsprechend eine Ausnutzung von $\eta = 0,62$ in der Scherfuge. Eine Ausnutzung $\eta < 1,0$ erscheint plausibel, da beide Schraubenquerschnitte in den Scherfugen intakt bleiben.

6. Fazit

Die Studie bestätigt die Machbarkeit und Anwendbarkeit von in Schrauben eingeklebten DMS bei Beanspruchung auf Abscheren unter gewissen Voraussetzungen. Die Verbindungsmittelart und/oder die in dieser Studie verwendeten Schraubenabmessungen sind zu modifizieren, um die vorliegenden starken Querschnittsschwächungen geringer zu halten und eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Verbindungen zu ermöglichen. Kenntnisse zu den lokal auftretenden Normalkräften in Schrauben und zum Einfluss der Normalkraft auf ein Verbindungsmittelversagen wurden gesammelt. Die Größenordnung der in dieser Studie gemessenen Normalkräfte erscheint plausibel, muss jedoch überprüft und validiert werden. Unklar bleibt, wie groß die Einflüsse der auftretenden Schubspannungen und einer leicht exzentrischen Lage des DMS im Verbindungsmittel sind. Eine Überprüfung von auftretender Exzentrizität ist empfohlen und sollte ggf. berücksichtigt werden.

Literatur

- [1] BLAß, H. J.: *Moment-Normalkraft-Querkraft Interaktion in stiftförmigen Verbindungsmitteln von Stahlblech-Holz-Verbindungen*. Karlsruher Tage - HOLZBAU - Forschung für die Praxis, Tagungsband 2018.
- [2] MEYER, N.: *Tragfähigkeit mechanischer und geklebter Verbindungsmittel in Buchenfurnierschichtholz*. Dissertation, KIT, 2020.
- [3] EAD 130118-01-0603: *Screws and threaded rods for use in timber constructions*. EOTA, February 2019.

Moritz Tronnier: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten selbstbohrender Holzschrauben unter axialer Beanspruchung

Vortragender:

Tronnier, Moritz

M.Sc.
Institut für Baukonstruktion und Holzbau
iBHolz
TU Braunschweig
m.tronnier@tu-braunschweig.de



- Geboren 1999 in Magdeburg
- 2017 – 2023 Studium Bauingenieurwesen, TU Braunschweig, Abschluss: M.Sc.
- Seit 2023: wissenschaftlicher Mitarbeiter, TU Braunschweig, Institut für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz

Autoren: Moritz Tronnier¹; Mike Sieder¹

¹ Institut für Baukonstruktion und Holzbau, TU Braunschweig

Zusammenfassung

Der Einsatz selbstbohrender Holzschrauben ist momentan durch die Europäischen Technischen Bewertungen (ETA) der Schrauben auf vorwiegend ruhende Beanspruchungen begrenzt. In diesem Beitrag werden Versuche zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von sechs verschiedenen Schraubentypen von drei Herstellern zur Ermittlung der Wöhlerlinien vorgestellt. Kern der Untersuchungen ist dabei der Zeitfestigkeitsbereich, in dem bei jedem Schraubentyp mithilfe des Horizontenverfahrens Versuche auf zwei Lasthorizonten durchgeführt werden. Die Ergebnisse werden hinsichtlich der Lastspielzahlen und der Streuungen ausgewertet, sowie zur Ermittlung der Wöhlerlinien der Schrauben genutzt. Für zwei der Schraubentypen werden zudem Treppenstufenversuche zur Bestimmung der Langzeitfestigkeit durchgeführt und ausgewertet.

1. Einleitung

Verbindungen mit selbstbohrenden Schrauben prägen den modernen Holzbau der letzten Jahre und Jahrzehnte aufgrund ihrer einfachen Verwendbarkeit, ihrer hohen Tragfähigkeit und Steifigkeit. Um die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung zu maximieren, ist es sinnvoll, die Schrauben so auszurichten, dass sie vorwiegend axial beansprucht werden. Der Anwendungsbereich selbstbohrender Schrauben ist dabei bislang gemäß den Zulassungen der Schrauben auf vorwiegend ruhende Beanspruchungen begrenzt.[1][2][3] Der Einsatz selbstbohrender Schrauben unter dynamischer Beanspruchung ist daher nicht möglich, was die Nutzbarkeit der Verbindungsmittel in einigen Bereichen wie beispielsweise im Holzbrückenbau, bei Windenergieanlagen oder der Befestigung von Aufzugsanlagen einschränkt.

Wissenschaftliche Erkenntnisse hinsichtlich des Tragverhaltens von Schraubverbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben unter Ermüdungsbeanspruchung sind bislang nur in begrenztem Umfang und für wenige Schraubentypen verfügbar. Forschungsergebnisse von Ringhofer [4], Stamatopoulos und Malo [5] sowie Niebuhr [6] geben diesbezüglich erste Anhaltspunkte. Um diesen Wissensstand zu erweitern und Einflussfaktoren auf das Ermüdungstragverhalten derartiger Schraubverbindungen tiefergehender zu untersuchen, werden mehrere Schraubentypen verschiedener Hersteller hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung geprüft und verglichen. In diesem Beitrag werden Zwischenergebnisse aus dem Forschungsvorhaben vorgestellt.

2. Versuchsprogramm

Hinsichtlich des Versagens von Schraubverbindungen unter axialer Zugbeanspruchung können grundsätzlich zwei Fälle unterschieden werden:

- Versagensfall Abreißen der Schraube (inkl. Kopfabreißen)
- Versagensfall Herausziehen der Schraube

Versuchsergebnisse von Niebuhr [7] und theoretische Überlegungen von Ringhofer [4] lassen darauf schließen, dass der Versagensfall Herausziehen unter Ermüdungsbeanspruchung in den meisten Fällen nicht maßgebend wird, da das Ermüdungsverhalten der Schraube an sich ungünstiger ist als das Ermüdungsverhalten des Verbundes zwischen Schraube und Holz. Um diesbezüglich weitere Erkenntnisse zu gewinnen, ist die Untersuchung beider Versagensfälle Gegenstand des Forschungsvorhabens. Für die Untersuchung des Verbundversagens von Schraube und Holz werden verschiedene Einschraubängen und Einschraubwinkel in Brettsperrholz untersucht. In diesem Beitrag wird nur auf die Versuche zum Abreißen der Schraube eingegangen, da die Versuche hinsichtlich des Herausziehens der Schrauben im laufenden Forschungsvorhaben nicht abgeschlossen sind.

2.1 Schrauben

Um eine Bandbreite verschiedener Schrauben mit unterschiedlichen Geometrien und Materialeigenschaften zu untersuchen, werden insgesamt sechs Schraubentypen von drei Herstellern verwendet. Die wesentlichen geometrischen Merkmale der Schrauben sind **Tab. 1** zu entnehmen. Bei den angegebenen Schraubendurchmessern handelt es sich um gemessene Mittelwerte.

Tab. 1: Geometrische Merkmale der verwendeten Schraubentypen

Hersteller	Gewindetyp	$d_{\text{außen}}$ [mm]	d_{Kern} [mm]	l [mm]	l_{Gewinde} [mm]	Schraubenkopf
A	Teilgewinde	7,95	5,25	140	80	Sechskantkopf
A	Vollgewinde	8,03	5,01	260	246	Senkkopf
B	Teilgewinde	7,79	5,23	140	80	Senkkopf
B	Vollgewinde	8,12	5,28	260	251	Senkkopf
C	Teilgewinde	9,91	6,79	140	80	Tellerkopf
C	Vollgewinde	9,95	6,30	300	288	Senkkopf

2.2 Statische Zugversuche Schrauben

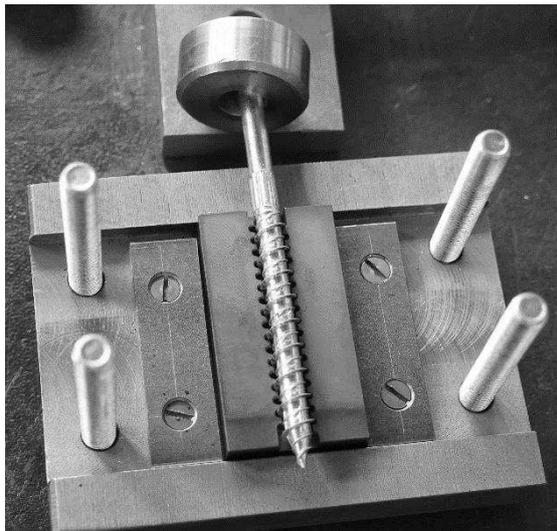
Im Vorfeld der Ermüdungsversuche wird die Zugfestigkeit unter quasistatischer Beanspruchung gemäß DIN EN 14592 [8] in Verbindung mit DIN EN 1383 [9] ermittelt. Die Schrauben werden dabei am Kopf in einem gedrehten Negativteil gelagert, wobei dieses mittels eines Kreuzgelenkes an der Prüfmaschine montiert ist. Am Gewindeende werden die Schrauben in einer Aluplatte mit vorgefertigtem Negativgewinde fixiert. Die Aluplatten mit der dazwischen liegenden Schraube werden mithilfe von Spannbacken geklemmt. Die Beanspruchung wird weggesteuert aufgebracht, sodass das Versagen gemäß DIN EN 14592 in ca. 10 Sekunden erreicht wird.

2.3 Axiale Ermüdungsversuche

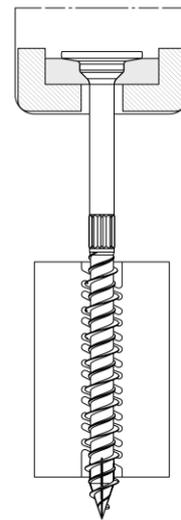
Die Tragfähigkeit der Schrauben unter Ermüdungsbeanspruchung wird für alle Schraubentypen im Zeitfestigkeitsbereich sowie für zwei ausgewählte Schraubentypen im Bereich der Langzeitfestigkeit ermittelt. Der Zeitfestigkeitsbereich (*High Cycle Fatigue - HCF*) bezeichnet

dabei den Bereich zwischen etwa 10.000 Lastwechseln und der Knicklastspielzahl, welche bei 500.000 bis 10.000.000 Lastwechseln liegt. Der Bereich höherer Lastspielzahlen wird als Langzeitfestigkeit (*Long Life Fatigue - LLF*) bezeichnet.[10]

Für die Versuche ein Negativ des Schraubenkopfes zur Lasteinleitung am Schraubenkopf sowie aus Stahl gefräste Negativformen zum Klemmen des Schraubengewindes verwendet. Die Haltekonstruktion für den Schraubenkopf erlaubt die Verdrehung der Schraube in geringem Maß. Der Versuchsaufbau und die Lagersituation mit einer gelenkig angenommenen Lasteinleitung am Kopf sowie einer Einspannung am Gewinde ähnelt in mechanischer Hinsicht dabei stark den Versuchsaufbauten von Niebuhr [6] und Ringhofer (beschrieben in [11]). Der Versuchsaufbau ist in **Abb. 1** dargestellt.



(a) Schraube mit Kopfhalter in Negativform eingelegt



(b) Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

Abb. 1: Versuchsaufbau der Schraubenversuche

Die Versuchsplanung hinsichtlich der Prüflasten sowie die Versuchsauswertung erfolgt nach DIN 50100. Für die Untersuchungen im Zeitfestigkeitsbereich wird dabei das Horizontenverfahren angewendet. Dafür werden zwei Lasthorizonte untersucht, die aufbauend auf der von Niebuhr ermittelten Gleichung der Wöhlerlinie so festgelegt sind, dass Lastspielzahlen von ca. 20.000 beziehungsweise ca. 400.000 bis zum Versagen erreicht werden sollten.[6] Die Spannungsamplituden liegen bei $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}$ und $\sigma_a = 250 \text{ N/mm}$. Zur Berechnung der Prüfkraft wird der effektive Spannungsquerschnitt der Schraube nach Ringhofer [4] ermittelt. Die Prüffrequenz liegt bei 30 Hz und das Spannungsverhältnis wird aufgrund der Vergleichbarkeit analog zu den Versuchen in [5] und [6] zu $R = 0,1$ festgelegt. Das Spannungsverhältnis R bezeichnet das Verhältnis zwischen Unter- und Oberlast beziehungsweise den daraus resultierenden Spannungen:

$$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \quad [10] \quad (1)$$

Entsprechend handelt es sich um eine Zugschwellbelastung, wobei die Mittelspannung nicht konstant ist. Je Schraubentyp und Lasthorizont werden 15 Schrauben geprüft. Für die Vollgewindeschrauben von Hersteller A wurden auf dem Lasthorizont von $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}$ nur 8 Schrauben geprüft, wobei 3 Schrauben bis zu einer Grenzlastspielzahl von $N_G = 5 \cdot 10^6$

nicht versagten und entsprechend als Durchläufer gezählt werden. Da Durchläufer für die Auswertung nur in geringem Umfang nutzbar sind, aber dennoch hohen Versuchsaufwand bedeuten, wird für diesen Schraubentyp ein dritter Lasthorizont bei $\sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$ mit 8 Schrauben untersucht.

Zusätzlich zu den Ermüdungsversuchen im Zeitfestigkeitsbereich nach dem Horizontenverfahren wird für die Vollgewindeschrauben von Hersteller A und Hersteller C die Langzeitfestigkeit nach dem Treppenstufenverfahren untersucht. Je Schraubentyp werden 15 Versuche durchgeführt. Die Versuchsplanung und Auswertung erfolgt gemäß DIN 50100, wobei die Grenzlastspielzahl normgerecht zu $N_G = 5 \cdot 10^6$ festgelegt wird. Eine direkte Vergleichbarkeit mit Niebuhr und Ringhofer ist damit nicht gegeben, da beide $N_G = 2 \cdot 10^6$ als Grenzlastspielzahl verwendeten.

3. Versuchsergebnisse

3.1 Statische Zugversuche

Die Ergebnisse der quasistatischen Versuche sind in **Tab. 2** dargestellt. Die angegebenen Zugfestigkeiten beziehen sich dabei auf den nach Ringhofer [4] berechneten Spannungsquerschnitt $A_{pl,N}$. Die in den quasistatischen Versuchen ermittelten Zugfestigkeiten liegen zwischen 1200 und 1400 N/mm², wobei die Schrauben von Hersteller A um 1200 N/mm² liegen, während die Schrauben der anderen Hersteller leicht höhere Zugfestigkeiten aufweisen. Entsprechend ist auch die Zugtragfähigkeit der Schrauben gleichen Durchmessers ($d = 8 \text{ mm}$) von Hersteller B höher als die Zugtragfähigkeit der Schrauben von Hersteller A. Die Zugtragfähigkeit der Schrauben von Hersteller C ist aufgrund des größeren Durchmessers ($d = 10 \text{ mm}$) erwartungsgemäß deutlich höher als jene der Schrauben geringeren Durchmessers. Das Versagen trat bei allen untersuchten Schrauben im Gewindebereich auf, der Versagensfall Kopfabreißen konnte nicht beobachtet werden. Die Streuung der Versuchsergebnisse ist bei allen Schraubentypen gering.

Tab. 2: Quasistatische Tragfähigkeiten der untersuchten Schrauben

Schraubentyp	$d_{\text{au\ss en}}$ [mm]	Bruchlast (Mittel) [kN]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	CV [%]
A - Vollgewinde	8,03	24,66	1211,36	0,641
B - Vollgewinde	8,12	31,40	1404,18	0,662
C - Vollgewinde	9,95	44,26	1368,30	1,040
A - Teilgewinde	7,95	26,73	1210,26	2,262
B - Teilgewinde	7,79	28,98	1302,86	2,354
C - Teilgewinde	9,91	51,68	1414,16	2,116

3.2 Axiale Ermüdungsversuche

Bis auf zwei Ausnahmen bei der Vollgewindeschraube von Hersteller B, bei denen es zum Abriss des Kopfes kam, trat bei allen untersuchten Schrauben unter Ermüdungsbeanspruchung das Zugversagen im Gewindebereich der Schrauben auf. Der Ort des Versagens lag bei den meisten Schrauben in der Nähe der Klemmung des Gewindes oder wenige Zentimeter vom Schraubenkopf entfernt. Bei den Vollgewindeschrauben der Hersteller A und C traten auf dem Lasthorizont bei $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$ Durchläufer auf, welche in der Auswertung nicht berücksichtigt werden können.

Die Mittelwerte der Lastwechselzahlen der verschiedenen Schraubentypen auf gleichem Lastniveau unterscheiden sich bei Ansatz einer log-Normalverteilung in den meisten Fällen

signifikant. Auf dem Lastniveau mit einer Spannungsamplitude von $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$ liegt das Verhältnis zwischen den mittleren Lastspielzahlen der Teilgewindeschrauben von Hersteller A und Hersteller B beispielsweise bei etwa 500 %. Die Versuchsergebnisse nach Schraubentypen sind in **Abb. 2** und **Abb. 3** in logarithmisch skalierten Boxplots dargestellt, wobei, wie bei Ermüdungsversuchen üblich, große Streuungen der Ergebnisse innerhalb der Versuchsserien erkennbar sind.

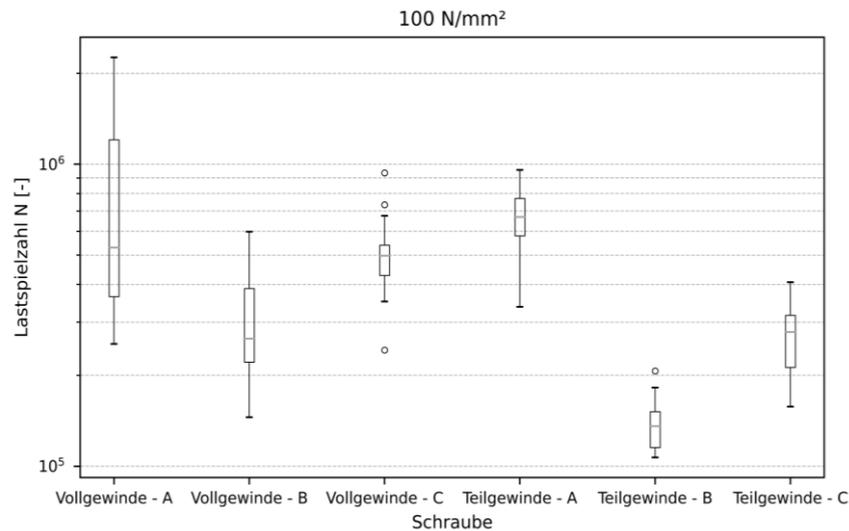


Abb. 2: Versuchsergebnisse im Zeitfestigkeitsbereich – $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

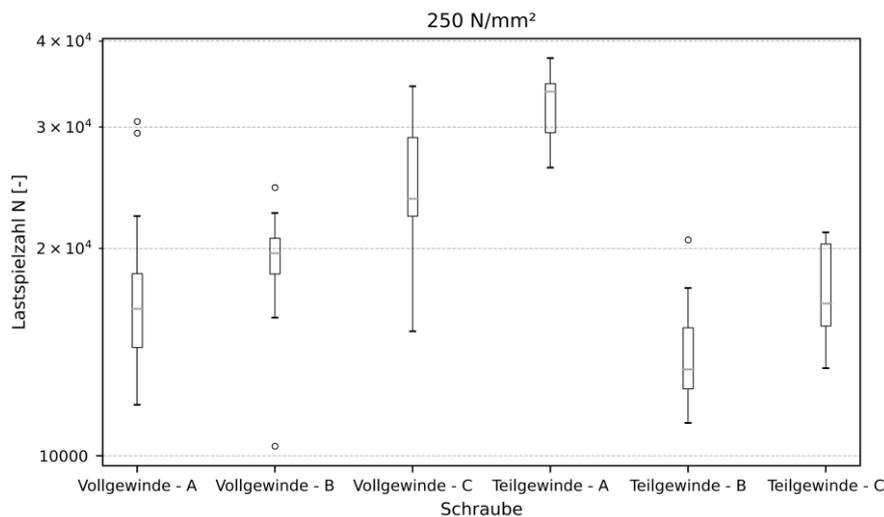


Abb. 3: Versuchsergebnisse im Zeitfestigkeitsbereich – $\sigma_a = 250 \text{ N/mm}^2$

Die Streuspannen der einzelnen Versuchsserien sind in **Tab. 3** dargestellt. Die Streuspanne bezeichnet im Kontext der Wöhlerversuche den Quotienten aus 90 %- und 10 %- Auftretenswahrscheinlichkeiten der Lastspielzahlen und umfasst damit 80 % der erwarteten Versuchsergebnisse. [10] Auf dem niedrigeren Lasthorizont mit $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$ sind die Streuspannen bei allen Schrauben geringer als bei der höheren Laststufe. Ursache dafür ist wahrscheinlich, dass die Laststufe mit der geringeren Last je nach Schraubentyp bereits nah am Übergangsbereich zwischen Zeit- und Langzeitfestigkeit liegt. In diesem Bereich nehmen die Streuungen zu. [10] Zudem sind die Streuspannen bei den untersuchten Vollgewindeschrauben größer als bei den untersuchten Teilgewindeschrauben. Möglicherweise führen

unterschiedliche Versagensorte bei den Vollgewindeschrauben zu größeren Streuungen, während das Versagen der Teilgewindeschrauben zumeist an der gleichen Stelle auftritt.

Tab. 3: Streuspannen der Versuchsserien

Schraubentyp	Streuspanne	Streuspanne	Streuspanne
	$T_{N,100N/mm^2}$ [-]	$T_{N,150N/mm^2}$ [-]	$T_{N,250N/mm^2}$ [-]
A - Vollgewinde	3,68	2,28	2,06
B - Vollgewinde	2,96		1,66
C - Vollgewinde	2,41		1,72
A - Teilgewinde	1,93		1,32
B - Teilgewinde	1,62		1,57
C - Teilgewinde	2,06		1,49

Aus den Versuchsergebnissen wird in Übereinstimmung mit DIN 50100 die Gleichung der Wöhlerlinie auf 50 %-Niveau für alle Schrauben ermittelt. Für die Vollgewindeschraube von Hersteller A werden nur die Lasthorizonte $\sigma_a = 150 N/mm^2$ und $\sigma_a = 250 N/mm^2$ für die Auswertung herangezogen, da die Nichtberücksichtigung der Durchläufer auf dem niedrigeren Lastniveau mit $\sigma_a = 100 N/mm^2$ zu einer Unterschätzung der Lastspielzahl auf diesem Lastniveau und damit einer Überschätzung des Neigungsparameters k der Wöhlerlinie führen würde. Die Gleichungen der Zeitfestigkeitsgeraden in doppellogarithmischer Form sind in **Tab. 4** dargestellt.

Tab. 4: Gleichungen der Wöhlerlinien der Schrauben

Schraubentyp	Lageparameter C	Neigung k
A - Vollgewinde	14,2677	4,183
B - Vollgewinde	11,5150	3,015
C - Vollgewinde	12,2026	3,256
A - Teilgewinde	12,3171	3,252
B - Teilgewinde	10,1253	2,495
C - Teilgewinde	11,3825	2,981

$\log(N) = \quad - \quad * \log(\sigma_a)$

Folgend aus den signifikanten Unterschieden der Lastspielzahlen zwischen den verschiedenen Schrauben unterscheiden sich auch die Neigungen der Wöhlerlinien der verschiedenen Schraubentypen deutlich. Die ermittelten Neigungen der Wöhlerlinien sind vergleichbar mit denen von Niebuhr ($k = 3,40$) [6] und Ringhofer ($k = 3,87$) [4]. Nach [12] können die Schrauben damit im Bereich zwischen einer sehr scharfen, einem Riss ähnelnden Kerbe ($k = 3$) und einer mäßigen Kerbe ($k = 5$) eingeordnet werden.

Die Versuchsserien zur Ermittlung der Langzeitfestigkeit ergaben für beide untersuchte Schraubentypen gemäß DIN EN 50100 auswertbare Stufenfolgen. Neben der Langzeitfestigkeit der Schrauben kann aus den Versuchen die Standardabweichung sowie die Streuspanne ermittelt werden. Die Standardabweichung und die damit verbundene Streuspanne im Langzeitfestigkeitsbereich kann mit dem Treppenstufenverfahren bei geringen Stichprobengrößen wie im vorliegenden Fall jedoch nur wenig zuverlässig abgeschätzt werden. [10] Des Weiteren ergibt sich aus der Langzeitfestigkeit und der Neigung der Zeitfestigkeitsgeraden sowie ihrer Lage eine Knicklastspielzahl, bei der die Zeitfestigkeitsgerade in der idealisierten Wöhlerlinie in die horizontal auslaufende

Langzeitfestigkeit abknickt. Die berechneten Werte für beide Schraubentypen sind **Tab. 5** zu entnehmen.

Tab. 5: Ermittelte Kennwerte hinsichtlich der Langzeitfestigkeit

Schraubentyp	Dauerfestigkeit	Streuspanne	Knicklastspielzahl
	$L_{aL,5M_{i0}}$ [N/mm ²]	T_L [-]	N_K [-]
A - Vollgewinde	84,38	2,952	1.619.873
C - Vollgewinde	68,62	1,349	1.669.776

Exemplarisch ist die Wöhlerlinie der Vollgewindeschraube von Hersteller C in **Abb. 4** in der im Stahlbau üblichen doppellogarithmischen Form dargestellt. Die gestrichelten Linien repräsentieren die nach DIN 50100 berechneten 10 %- und 90 %-Versagenswahrscheinlichkeiten im Zeitfestigkeitsbereich. Da die Ermittlung der Standardabweichung und Streuspanne mit dem Treppenstufenverfahren nur unzuverlässig möglich ist, sind über den Zeitfestigkeitsbereich hinaus keine von 50 % abweichenden Versagenswahrscheinlichkeiten angegeben.

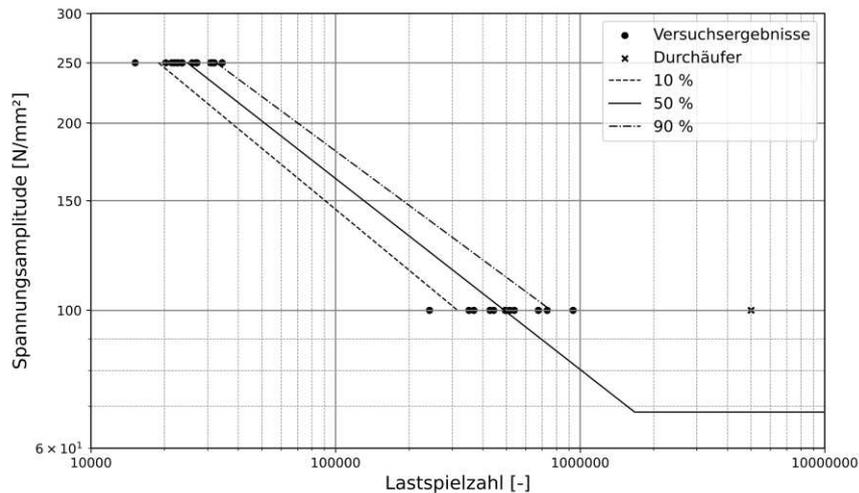


Abb. 4. Wöhlerlinie der Vollgewindeschraube von Hersteller C

4. Abschlussbemerkungen und Ausblick

Die vorgestellten Versuchsserien liefern Anhaltspunkte zur Abschätzung der Ermüdungstragfähigkeit axial beanspruchter selbstbohrender Holzschrauben. Die Ermüdungstragfähigkeiten verschiedener Schraubentypen unterscheiden sich teilweise signifikant bei nur geringen Unterschieden der statischen Zugtragfähigkeit. Die Ursachen für die festgestellten Unterschiede der Lastspielzahlen zu ermitteln ist Gegenstand weiterer Untersuchungen. Bereits durchgeführt, jedoch noch nicht vollständig ausgewertet, wurden dafür Biegeversuche zur Ermittlung der elastischen sowie plastischen Biegewinkel zur Abschätzung der Duktilität. Außerdem werden geätzte Mikroschliffe zur Untersuchung des Gefüges, sowie zur Untersuchung eventuell vorhandener Einschlüsse durch das Walzen und Messungen der Härte nach Vickers durchgeführt. Ebenfalls sind Mikroskopische Untersuchung der Bruchflächen zur Lokalisierung der Rissursprünge geplant.

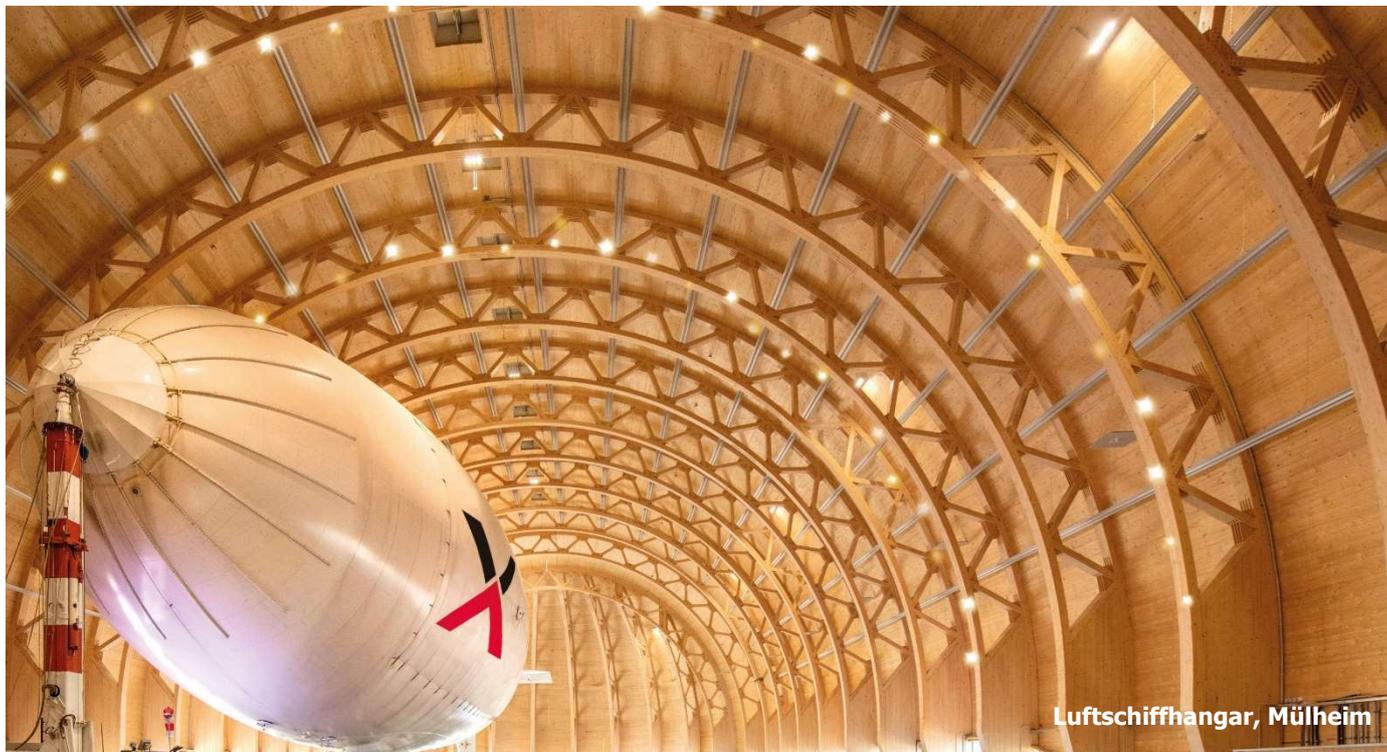
Des Weiteren stehen die Versuche zur Untersuchung der Tragfähigkeit der Schraube im Versagensfall Herausziehen aus. Anhand dieser soll geprüft werden, bei welchen Beanspruchungen das Herausziehen der Schrauben oder das Zugversagen maßgebend wird.

Danksagung

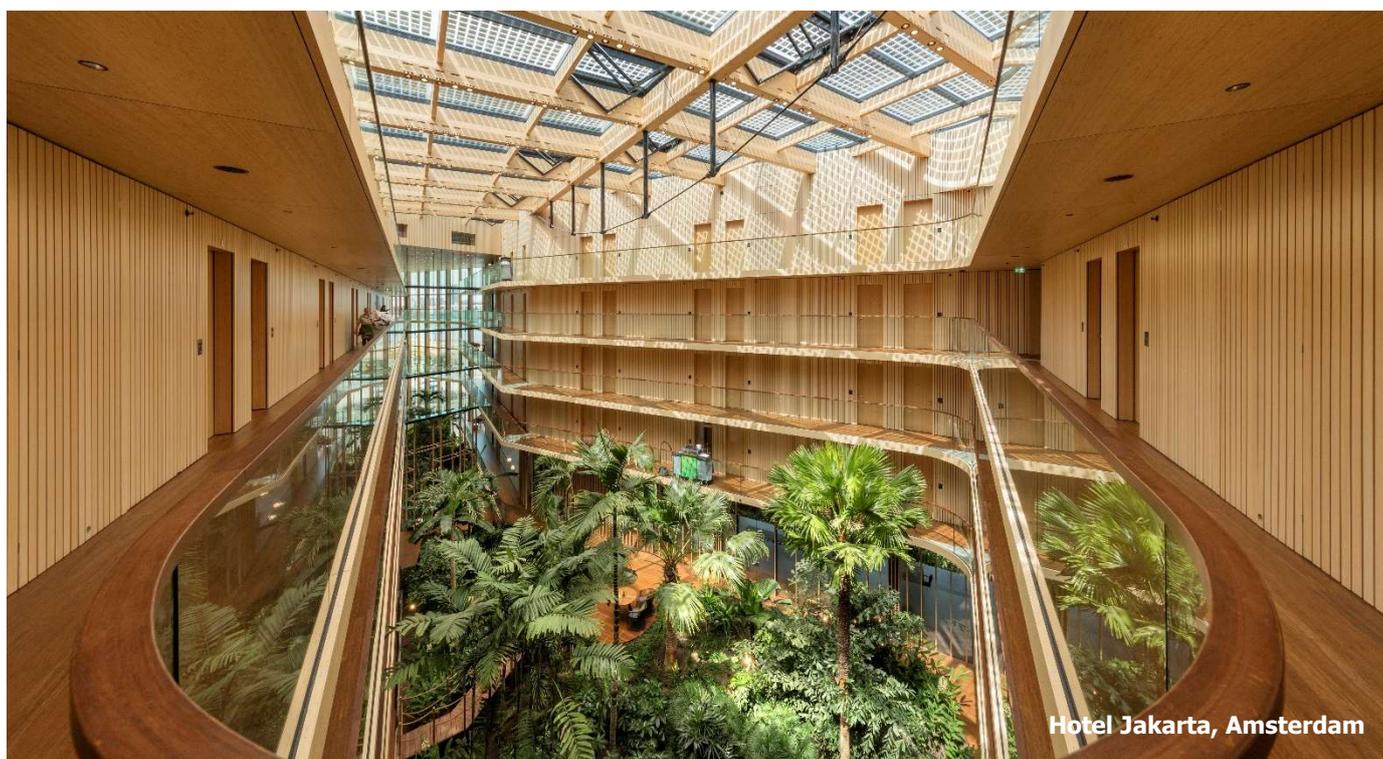
Das Forschungsvorhaben wird aus Mitteln des Innovationsprogrammes Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert und durch die Firmen Schmid Schrauben Hainfeld GmbH, Adolf Würth GmbH & Co. KG und fischerwerke GmbH & Co. KG unterstützt.

Literatur

- [1] ETA-12/0373 - *Schmid Schrauben RAPID®, STARDRIVE und SP*. Wien: Österreichisches Institut für Bautechnik, 2017.
- [2] ETA-11/0190 - *Würth selbstbohrende Schrauben*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 2018.
- [3] ETA-11/0027 - *fischer Power-Fast Schrauben und fischer Holzbauschrauben*. Nordhavn: ETA Danmark A/S, 2019.
- [4] RINGHOFER, A.: *Axially Loaded Self-Tapping Screws in Solid Timber and Laminated Timber Products*. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2017.
- [5] STAMATOPOULOS, H.; MALO, K. A.: *Fatigue strength of axially loaded threaded rods embedded in glulam at 45° to the grain*. Biel: 3rd International Conference on Timber Bridges, 2017.
- [6] NIEBUHR, P.; SIEDER, M.: *High-Cycle Fatigue Behavior of a Self-tapping Timber Screw Under Axial Tensile Loading*. In: *Journal of Failure Analysis and Prevention*, Nr. 20, S. 580–589, 2020.
- [7] NIEBUHR, P.; SIEDER, M.: *Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Holzverbindungen mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben*. Stuttgart: Doktorandenkolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“, 2020.
- [8] DIN EN 14592:2022-08: *Holzbauwerke – Stiftförmige Verbindungsmittel – Anforderungen*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2022-08.
- [9] DIN EN 1383:2016-07: *Holzbauwerke – Prüfverfahren – Prüfung von Holzverbindungsmitteln auf Kopfdurchziehen*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2016-07.
- [10] DIN 50100: *Schwingfestigkeitsversuch – Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2022-12.
- [11] IMŠIROVIĆ, A.: *Untersuchungen zur Zeitfestigkeit vorwiegend axial beanspruchter selbstbohrender Holzschrauben*, Technische Universität Graz, Masterarbeit, 2014
- [12] HAIBACH, E.: *Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung* (3., korrigierte und ergänzte Auflage). Wiesbaden: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.



Luftschiffhangar, Mülheim



Hotel Jakarta, Amsterdam

Die DERIX-Gruppe gehört zu den führenden Herstellern im Ingenieurholzbau.

An drei Produktionsstandorten stellen wir komplexe Hallentragwerke aus Brettschichtholz, tragende Bauelemente aus X-LAM (Brettspertholz) sowie dreidimensionale Raummodule aus X-LAM her.

Wir legen großen Wert auf Zirkularität, Nachhaltigkeit und Innovation. Die DERIX-Gruppe produziert und arbeitet klimaneutral. Wir investieren in ressourceneffiziente Produktionsabläufe, die Nutzung von erneuerbaren Energien und die Entwicklung von Cradle to Cradle Konzepten.



DERIX-Gruppe
Tel.: +49 (21 63) 89 88 0
info@derix.de

DERIX
HOLZ IN NEUER DIMENSION

Hallenbau · Brückenbau · Kreativbau · Brettschichtholz



Schönbuchturm bei Herrenberg mit Lärchen-Brettschichtholzstützen

Wir schaffen
aus Ideen
Wirklichkeiten

Wir produzieren Brettschichtholz,
haben ein eigenes Technisches Büro
und kooperieren
bei Forschungsprojekten
mit Universitäten und Verbänden

SCHAFFITZEL
Bauen mit Holz und Ideen
www.schaffitzel.de



Stuttgarter Holzbrücke „Birkelspitze“ in Weinstadt, basierend auf EFRE-Forschungsprojekt, Auszeichnungen bei vier Ingenieur-/Holzbaupreisen

Kapitel III

Stabilität und Aussteifung

Inhaltsverzeichnis

III-a Nadja Manser: Untersuchungen über den Beitrag von Holzrahmenbau-Wänden mit Fensteröffnungen zum horizontalen Gebäude-Aussteifungssystem	93
---	----

Nadja Manser: Untersuchungen über den Beitrag von Holzrahmenbau-Wänden mit Fensteröffnungen zum horizontalen Gebäude-Aussteifungssystem

Vortragende:

Manser, Nadja

Master of Science ETH in
Bauingenieurwissenschaften
Empa, Dübendorf, Schweiz, Abteilung
Ingenieur-Strukturen
ETH Zürich, Schweiz, Institut für
Baustatik und Konstruktion
nadja.manser@empa.ch



- 2015 -2018: Bachelorstudium Bauingenieurwissenschaften ETH Zürich
- 2018: Praktikum Dr. Deuring und Oehninger AG, Winterthur
- 2019: Praktikum Basler und Hofmann AG, Zürich
- 2019: Praktikum PBM AG, Zürich
- 2019-2021: Masterstudium Bauingenieurwissenschaften ETH Zürich
- Ab 2021: Doktorat Empa/ETH

Co-Autoren: René Steiger (Empa, Dübendorf); Martin Geiser (BFH/AHB, Biel);
Andrea Frangi (ETH Zürich)

Zusammenfassung

Mit dem Ziel, eine Methode für die Modellierung, Bemessung und Ausführung von Holzrahmenbau-Wänden mit Fensteröffnungen zu entwickeln, wurden experimentelle und numerische Untersuchungen an eingeschossigen Wandelementen mit Fensteröffnungen durchgeführt. Der Fokus dieser Versuchsreihe lag auf der Untersuchung des Einflusses verschiedener Verstärkungsmassnahmen auf die Steifigkeit und den Tragwiderstand von Wandelementen mit Fensteröffnungen. Es wurden Versuche an Wandelementen mit vier unterschiedlichen Geometrien durchgeführt und die Ergebnisse mit Resultaten aus numerischen Berechnungen verglichen.

Es konnte gezeigt werden, dass mit einer gezielten Verstärkung der Wandelemente die Steifigkeit um bis zu 23%, die Kraft bei zulässiger Verformung um bis zu 60% und der Tragwiderstand um bis zu 20% erhöht werden kann. Die FE-Modelle in RFEM stimmen im Gebrauchstauglichkeitsbereich bereits gut mit den Versuchen überein, die Maximallast kann jedoch noch nicht genügend zuverlässig abgeschätzt werden.

1. Einleitung

Bei Gebäuden in Holzbauweise werden die horizontalen Kräfte oft mit Hilfe von Holzrahmenbau-Wänden abgetragen. Sowohl gemäss aktuell in der Schweiz gültiger Norm SIA 265 [1], als auch dem aktuell gültigen Eurocode 5 EN 1995-1-1 [2], dürfen für die horizontale Gebäudeaussteifung nur jene Wandsegmente angesetzt werden, die von der Bodenplatte bis zur Gebäudeoberkante durchgehend sind. In der modernen Architektur weisen viele Gebäude Wände mit zahlreichen, zum Teil grossen Öffnungen auf. Als Folge dieses Trends stellt sich vermehrt das Problem, dass die Wände ohne Öffnungen nicht ausreichen, um die horizontale Aussteifung sicherzustellen. Abweichungen von den Normen sind zwar oft zulässig (z.B. laut der Norm SIA 265), jedoch fehlen dafür im Fall von Holzrahmenbau-Wänden mit Öffnungen ausreichende theoretische sowie experimentelle Grundlagen.

Um effiziente Aussteifungslösungen in Holzrahmenbauweise zu ermöglichen, ist es von grosser Bedeutung, dass Wände mit Öffnungen in Zukunft nicht mehr unter die Rubrik "Abweichung von der Norm" fallen. Das technische Hauptziel des Projektes ist deshalb die Entwicklung einer

experimentell abgesicherten Methode für die Modellierung, Bemessung und Ausführung von aussteifenden Holzrahmenbau-Wänden mit Öffnungen. Der Fokus der Untersuchungen liegt auf der Evaluierung der Steifigkeit und dem Tragwiderstand der Holzrahmenbau-Wände mit Fensteröffnungen.

2. Motivation und Ziel der Versuchsreihe

Das erste Ziel der Versuchsreihe an eingeschossigen Holzrahmenbau-Wänden mit Öffnungen war es, das erstellte finite Elemente (FE) Modell in RFEM zu verifizieren. Dieses FE Modell ist vereinfacht bezüglich Komplexität, schien jedoch die bereits früher durch die BFH/AHB durchgeführten Versuche an Wänden mit Fensteröffnungen ([3]) relativ gut abzubilden. Da damals nur eine einzige Wand-Konfiguration zweimal getestet wurde, ist die Aussagekraft dieses Vergleichs jedoch gering. Die Daten aus den durchgeführten Versuchen sollten dazu verwendet werden, das FE Modell zu optimieren.

In den an der BFH/AHB früher durchgeführten Versuchen wurde ein Biegebruch des Randpfostens beobachtet ([3]). Das zweite Ziel der Versuchsreihe war es daher, verschiedene Massnahmen zu untersuchen, welche die lokalen Spannungsspitzen in den Eckbereichen der Fensteröffnung minimieren sollten. Dabei wurden sowohl die Auswirkungen auf die Steifigkeit der Wand, als auch auf die maximal erreichte Horizontalkraft analysiert.

3. Methodik

3.1 Verwendete Baustoffe

3.1.1 Beplankung

Als Beplankung wurden 18 mm dicke OSB/3 Platten aus nur einer einzigen Produktionscharge verwendet. Die Abmessungen der Platten (Breite und Höhe) richteten sich nach der Geometrie der Prüfkörper (siehe 3.2).

3.1.2 Ständerwerk

Für die Elemente des Ständerwerks wurde Fichten-BSH (*picea abies* (L.) H. Karst) der Festigkeitsklasse GL24h verwendet. Die Holzfeuchten wurden vor dem Einbau in die Wandelemente mit der Methode der Messung des elektrischen Widerstands bestimmt. Alle gemessenen Holzfeuchten lagen zwischen 7.2% und 11.5%. Weiter wurde die Holzfeuchte bei den geprüften Wandelementen direkt nach der Durchführung der Versuche erneut mit der Methode der Messung des elektrischen Widerstands bestimmt. Auch bei diesen Messungen lagen sämtliche Werte zwischen 8.0% und 13.6%.

3.1.3 Verbindung zwischen Beplankung und Ständerwerk

Für die Verbindung zwischen Beplankung und Ständerwerk wurden beharzte Klammern (Haubold, KG 700) mit einem Durchmesser von 1.53 mm, einer Länge von 50 mm und einer Zugfestigkeit von mindestens 900 N/mm² verwendet.

3.2 Prüfkörper

Es wurden vier Geometrien von Wandelementen mit Fensteröffnungen untersucht (**Abb. 1**):

- Prüfkörper 1: Wandelement ohne Verstärkungsmassnahme;
- Prüfkörper 2: Wandelement mit Stosshölzern auf der Höhe des Brüstungsriegels;
- Prüfkörper 3: Wandelement mit durchgehendem Riegel auf der Höhe des Brüstungsriegels;
- Prüfkörper 4: Wandelement mit breiteren Fensterpfosten.

Die Wandelemente waren 4.40 m lang und 2.54 m hoch. Die Fensteröffnungsgrösse wurde auf Grundlage einer Untersuchung der in aktuellen Bauprojekten realisierten Fensteröffnungen mit einer Breite von 1.70 m und einer Höhe von 1.40 m festgelegt [4].

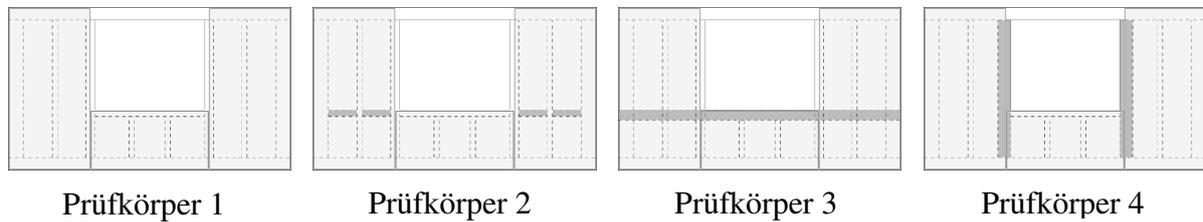


Abb. 1: Schematische Darstellung der vier untersuchten Prüfkörper.

Für die Versuche wurde festgelegt, dass weder die Beplankung, noch die Verankerung versagen soll. Das Versagen der Beplankung wurde ausgeschlossen, indem die Klammerabstände so gross gewählt wurden, dass die Klammern vor der Beplankung versagen. Das Versagen der Verankerung wurde mit einer Überdimensionierung mit einem Faktor 2.0 ausgeschlossen. Die Versuche wurden somit ohne festgelegtes Ergebnis hinsichtlich des Versagens der Verbindung zwischen Beplankung und Ständerwerk sowie des Versagens des Ständerwerks geplant.

3.3 Umsetzung der Versuche im Labor

3.3.1 Einbau der Prüfkörper im Prüfrahm

In der **Abb. 2** ist eine schematische Übersicht des Prüfaufbaus abgebildet. Die Prüfkörper standen an vier Stellen, jeweils bei den Rand- und den Fensterständern, auf Stahlträgern auf. Diese Stahlträger wiederum waren mit dem fix installierten Teil des Prüfrahmens verbunden.

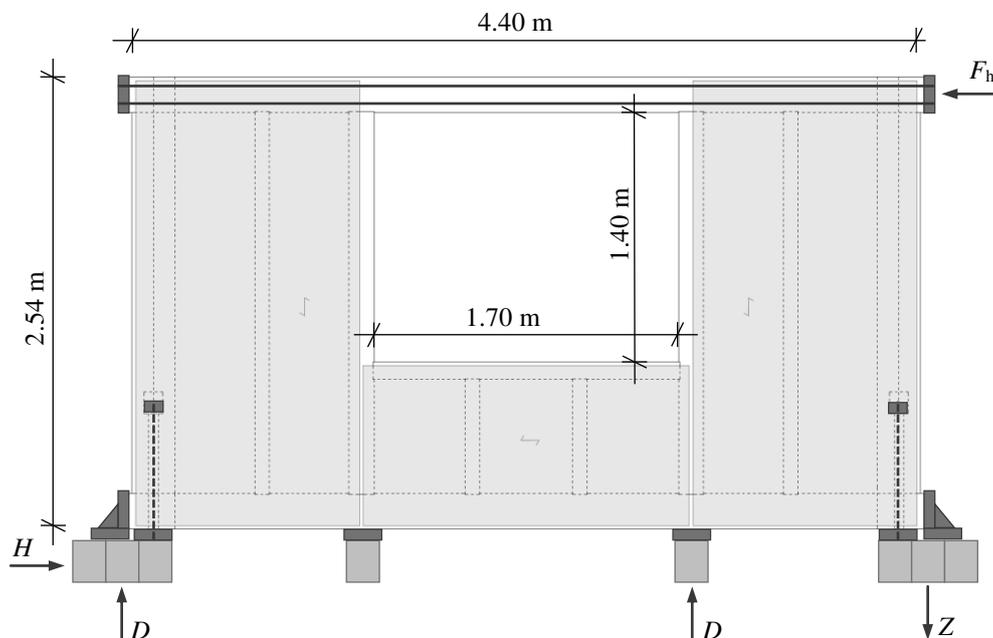


Abb. 2: Schematische Darstellung des Prüfaufbaus. Die horizontale Druck-, respektive Zugkraft (F_h) wurde über zwei mit Gewindestangen verbundenen Stahlplatten auf den Einbinder aufgebracht. Die Schubreaktionskraft (H) wurde über Stahlwinkel und die Zugreaktionskraft (Z) über Simplexverankerungen in den Prüfrahm eingeleitet.

Die Wandelemente wurden in horizontaler Richtung auf der Höhe des Einbinders mit einem 400 kN Hydraulikzylinder belastet. Um einen einfacheren Einbau in den Prüfrahmen zu ermöglichen, wurden die Schwelle und der Einbinder mit 20 mm Überstand ausgebildet. Um des Weiteren eine Belastung in beide horizontale Richtungen, also auf Zug und auf Druck, zu ermöglichen, wurde an beiden Enden des Einbinders eine Stahlplatte montiert, die wiederum über Gewindestangen verbunden wurden. Auf der Seite der Krafteinleitung war die Stahlplatte mit dem Hydraulikzylinder verbunden. Auf diese Weise wurde, wenn der Hydraulikzylinder sich von dem Wandelement wegbewegt, die Zugkraft über die Stahlplatte und die Gewindestangen auf die vom Hydraulikzylinder entfernte Seite und dort als Druckkraft über die Stahlplatte in den Einbinder geleitet.

3.3.2 Aufnahme der Reaktionskräfte

Die vertikalen Druckreaktionskräfte wurden über Kontakt auf den Prüfrahmen übertragen. Die Verankerung der vertikalen Zugreaktionskraft wurde innerhalb der zweigeteilten Randständer angeordnet. Dazu wurde eine Simplexverankerung verwendet, die aus einem Armierungseisen (Durchmesser 30 mm, B500C) mit beidseitigen Baron C Muffen (Ancotech AG) besteht. In beide Enden der Simplexverankerung wurde eine Gewindestange (8.8, M36) eingedreht. Die so vorbereitete Verankerung wurde anschliessend in die vorgefertigte Öffnung im Randpfosten eingeführt, an beiden Enden durch eine Stahlplatte mit einem Loch geführt und mit einer Mutter fixiert. Die horizontalen Druckreaktionskräfte wurden jeweils am Ende der Wandelemente über einen Stahlwinkel auf die Stahlträger, und von diesen wiederum auf den fix installierten Teil des Prüfrahmens übertragen.

3.3.3 Stabilisierung des Prüfkörpers

Wegen der gegenüber der Schwerachse des Ständerwerks exzentrisch angebrachten Beplankung würde sich der Prüfkörper bei horizontaler Belastung seitlich aus der Ebene in Richtung der Beplankung bewegen. Um diese Bewegung zu verhindern, wurde auf dem Einbinder ein Stahlschwert angeschraubt. Mit einem weggesteuerten 50 kN Hydraulikzylinder, dessen Verschiebung auf null geregelt wurde, wurde der Prüfkörper gegen seitliches Ausweichen gehalten.

3.4 Messtechnik

3.4.1 Kräfte

Neben der horizontal aufgebrachten Kraft wurde die Stabilisierungskraft an der Oberkante des Prüfkörpers gemessen, welche notwendig war, um das seitliche Ausweichen des Prüfkörpers aus der Ebene zu verhindern.

3.4.2 Verschiebungen

Die horizontalen und vertikalen Verschiebungen wurden an den wichtigsten Punkten mit Wegaufnehmern, Lasern und den im Hydraulikzylinder eingebauten Kolbenwegaufnehmern gemessen. Neben der Messung der Verschiebung der Prüfkörper wurden zu Kontrollzwecken auch Sensoren installiert, welche die Verschiebung des Prüfrahmens, sowohl in horizontaler, als auch in vertikaler Richtung aufzeichneten.

3.4.3 DIC – Digital Image Correlation

Im oberen Bereich der Wandelemente wurden die Verschiebung des Ständerwerks mit der Methode der Bildkorrelationsanalyse (DIC) aufgenommen. Dazu wurde das Ständerwerk zuerst weiss gestrichen und anschliessend mit einem Speckle-Muster (schwarze Punkte in einem regelmässigen Raster) versehen.

3.5 Belastungsprotokoll

Die Versuche an den Wandelementen wurden angelehnt an die Prüfnorm ISO 21581, Timber structures — Static and cyclic lateral load test methods for shear walls [5] durchgeführt. Das verwendete Belastungsprotokoll (Kraft versus Zeit) ist in der Abb. 3 dargestellt. Die Versagenslasten wurden mit Hilfe der RFEM Software entwickelten FE Modelle geschätzt.

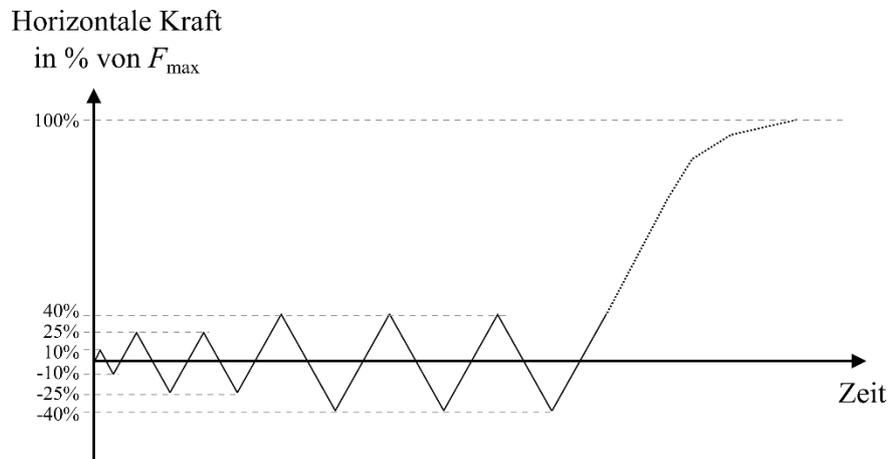


Abb. 3: Belastungsprotokoll: Horizontale Kraft in % von F_{\max} versus Zeit, für die Versuche an den Wandelementen mit Fensteröffnungen.

Um die Steifigkeit optimal evaluieren zu können, wurde das in der genannten Norm vorgegebene Belastungsprotokoll angepasst. Die Vorzyklen auf 10% und 40% der geschätzten Versagenslast wurden nicht nur in eine Richtung (Druck), sondern in beide Richtungen gefahren, um zu untersuchen, ob die Wandelemente in beide Belastungsrichtungen vergleichbare Steifigkeiten besitzen. Weiter wurde ein zusätzlicher Vorzyklus eingebaut, bei dem auf 25% der geschätzten Versagenslast gefahren wurde, was rechnerisch in etwa eine im Gebrauchszustand unter Windbelastung zulässige horizontale Verschiebung am Wandkopf von 5 mm ergibt. Auch die Anzahl der Zyklen, welche auf diesen tieferen Kraftniveaus gefahren wurde, weicht von der genannten Prüfnorm ab. So wurde der 10% Lastumkehrzyklus einmal, der 25% Lastumkehrzyklus zweimal und der 40% Lastumkehrzyklus dreimal gefahren.

4. Ergebnisse

Die Auswertung der Vorzyklen ergab, dass die Wandelemente eine vergleichbare Steifigkeit in beide Richtungen hatten. In der Abb. 4 sind die Kraft-Verschiebungskurven der vier geprüften Wandelemente unter Belastung bis zum Versagen, sowie die entsprechenden Resultate der FE Berechnungen in RFEM dargestellt.

Die Steifigkeit der Prüfkörper wurde für zwei Situationen ausgewertet: Einerseits zwischen 10% und 25% der Versagenslast (Steifigkeit 1) und andererseits zwischen 10% und 40% der Versagenslast (Steifigkeit 2), wie dies in der Prüfnorm ISO 21581 vorgegeben ist. In der Abb. 4 ist der Bereich für die Steifigkeitsermittlung gelb eingefärbt. Die Wandelemente verhielten sich bereits bei sehr geringen Belastungen nicht-linear. Der Bereich der Steifigkeitsermittlung kann jedoch näherungsweise als linear angenommen werden.

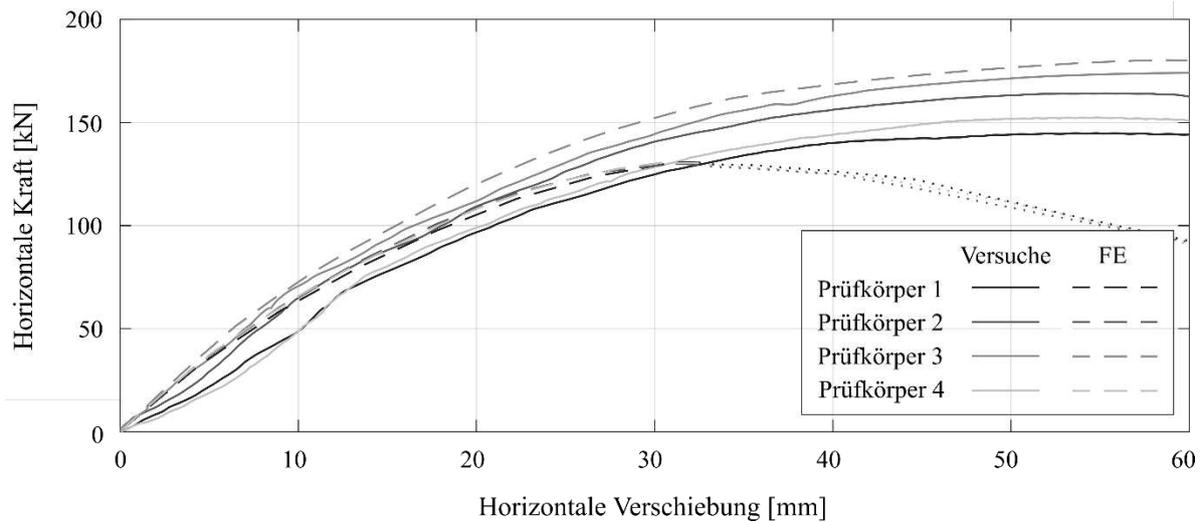


Abb. 4: Kraft-Verschiebungskurven bei Belastung mit horizontaler Kraft am Wandkopf bis zum Versagen der Wandelemente. Gelb eingefärbt ist der Kraftbereich, in dem die Steifigkeiten der Wandelemente ausgewertet wurden.

In der Tab. 1 sind die maximal erreichten horizontal aufgebrauchten Kräfte und die ausgewerteten Steifigkeiten aus den Versuchen und den FE Modellen zusammengestellt. Die höchste Versagenslast wurde beim Wandelement erreicht, welches mit einem durchgehenden Riegel (Prüfkörper 3) verstärkt war. Ebenfalls eine deutliche Erhöhung der Versagenslast im Vergleich zum nicht verstärkten Wandelement (Prüfkörper 1) wurde mit der Verstärkung durch Stosshölzer auf der Höhe des Brüstungsriegels (Prüfkörper 2) erreicht. Breiter gewählte Fensterpfosten (Prüfkörper 4) führten nur zu einer geringen Erhöhung der Versagenslast.

Der Prüfkörper 2 (Stosshölzer) und der Prüfkörper 3 (durchgehender Riegel) wiesen gegenüber dem Prüfkörper 1 (keine Verstärkungsmassnahme), eine deutliche Steigerung der Steifigkeit auf. Bei der Berechnung im niedrigeren Kraftbereich (Steifigkeit 1, zwischen 10% und 25%) wies der Prüfkörper 2 die höchste Steifigkeit auf, im höheren Kraftbereich (Steifigkeit 2, zwischen 10% und 40%) der Prüfkörper 3.

Tab. 1: Versagenslasten (maximale horizontal aufgebrauchte Kräfte am Wandkopf) und Steifigkeiten für die vier untersuchten Wandgeometrien bei der Belastung zum Versagen.

	Prüfkörper		PK 1	PK 2	PK 3	PK 4
Versuch	F_{\max}	kN	145	164	174	153
	Steifigkeit 1	N/mm	5'380	6'830	6'530	5'410
	Steifigkeit 2	N/mm	5'650	6'850	6'870	6'190
FE Modell	F_{\max}	kN	129	129	180	130
	Steifigkeit 1	N/mm	7'170	6'830	7'910	7'320
	Steifigkeit 2	N/mm	3'400	6'240	7'050	6'360

Ein wichtiges Kriterium für die Quantifizierung der Leistungsfähigkeit einer Holzrahmenbau-Wand ist die Kraft, die aufgebracht werden kann, bis die zulässige Verschiebung für die Einhaltung des Gebrauchstauglichkeitskriteriums erreicht wird. Die maximale Verschiebung für die Einhaltung des Gebrauchstauglichkeitskriteriums nach der Norm SIA 260, 2013 [6] beträgt

$w = h/500 = 2'540 \text{ mm}/500 = 5.12 \text{ mm}$. In der **Tab. 2** sind die Verhältnisse zwischen den maximal erreichten Kräften in den Versuchen und den Kräften bei zulässiger Verschiebung von $w = h/500$ am Wandkopf angegeben.

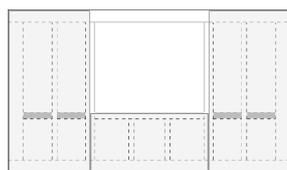
Tab. 2: Verhältnis zwischen der maximal erreichten Horizontalkraft im Versuch F_{\max} und der Kraft bei zulässiger Verschiebung ($h/500$) für die vier untersuchten Prüfkörper.

Prüfkörper		PK 1	PK 2	PK 3	PK 4
F_{\max}	kN	145	164	174	153
Kraft bei zulässiger Verschiebung $F_{w_{\text{zul}}}$	kN	23	30	36	19
Verhältnis: $F_{w_{\text{zul}}}/F_{\max}$	%	16	18	21	13

Die Kraft, die bei zulässiger Kopf-Verschiebung der Wandelemente aufgenommen werden kann, ist bei dem Wandelement mit durchgehendem Riegel (Prüfkörper 3) klar am höchsten. Verglichen mit dem Wandelement ohne Verstärkungsmassnahme (Prüfkörper 1) konnte die Kraft bei zulässiger Verschiebung um 60% gesteigert werden. Auch durch die Verstärkung mit Stosshölzern (Prüfkörper 2) erhöhte sich die Kraft bei zulässiger Verschiebung immer noch erheblich (30%).

5. Diskussion und Schlussfolgerungen

Die Versuche an den vier unterschiedlich ausgebildeten Wandelementen haben gezeigt, dass gezielte Massnahmen zur Verstärkung der Wandelemente die Steifigkeit (8-23%), die Kraft bei zulässiger Verformung (30-60%) und den Tragwiderstand (6-20%) von Holzrahmenbau-Wänden mit Fensteröffnungen deutlich erhöhen können. Die Verstärkungsvariante mit zusätzlich im Ständerwerk eingebrachten Stosshölzern (Prüfkörper 2) und die Verstärkungsvariante mit einem durchgehenden Riegel (Prüfkörper 3) **Abb. 7** sind bezüglich Steifigkeits- und Tragwiderstandsgewinn vielversprechend und es wurde daher entschieden, dass diese beiden Verstärkungsvariante im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts näher untersucht werden sollen.



Prüfkörper 2 (Stosshölzer)



Prüfkörper 3 (Durchgehender Riegel)

Abb. 5: Im weiteren Verlauf des Projekts untersuchte Verstärkungsmassnahmen.

Die FE Berechnungen in RFEM stimmten in Bezug auf die Steifigkeit, insbesondere ausgewertet zwischen 10% und 40% der im Versuch maximal erreichten Kraft gut mit den Versuchsergebnissen überein. Die maximale Abweichung zwischen Modellberechnung und Experiment betrug hier nur ca. 10%. Die Versagenslast kann jedoch noch nicht zuverlässig abgeschätzt werden. Im weiteren Verlauf des Projekts soll auch die Versagenslast zuverlässiger vorausgesagt werden können.

Im nächsten Schritt werden mit den beiden vielversprechenden Verstärkungsvarianten, den Stosshölzern und dem durchgehenden Riegel, der Einfluss der Fensteröffnungsgrösse und der Art des verwendeten Verbindungsmittels zwischen Ständerwerk und Beplankung (Klammern oder Nägel) untersucht (Abb. 6). Weiter wird für die Prüfkörper im folgenden Verlauf des

Projekts eine Detailausbildung ausgearbeitet, die näher an jener ist, die in der Praxis in der Schweiz umgesetzt wird. Dies betrifft insbesondere die Ausbildung des Einbinders als Deckenaufleger, die Ausbildung der Verbindung zwischen Fensterpfosten mit dem Einbinder und der Schwelle als Zapfen und eine kontinuierliche Schubverankerung über die Länge der Wandelemente.

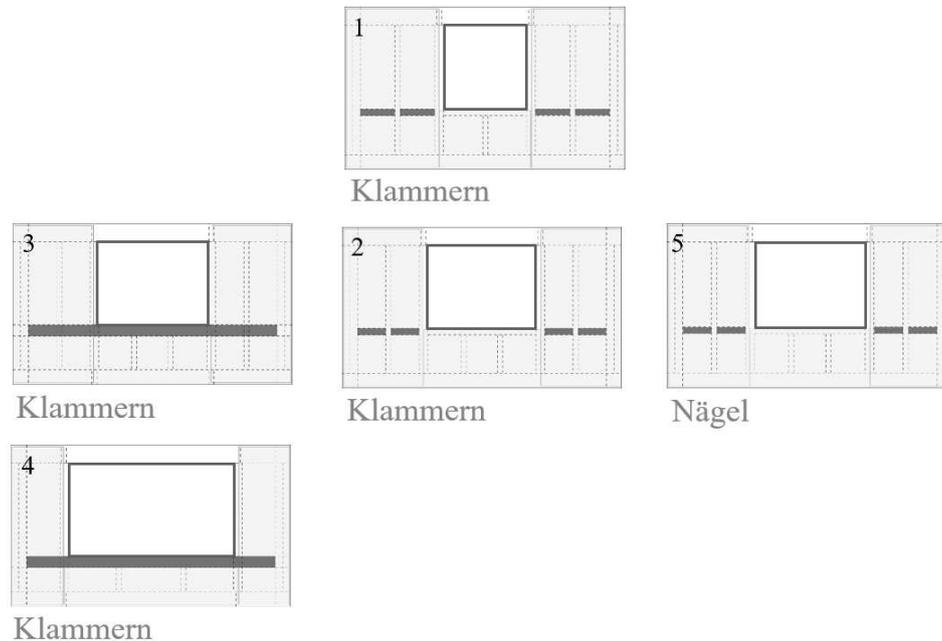


Abb. 6: Geplantes Versuchsprogramm für die nächste Versuchsreihe im Projekt zur Untersuchung des Einflusses der Fensteröffnungsgröße und des Verbindungsmittels zwischen Beplankung und Ständerwerk.

Literatur

- [1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, *SIA-Norm 265: Holzbau*. Zürich, Schweiz, 2021.
- [2] European Committee for Standardization CEN, *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common Rules and rules for buildings (no. EN 1995-1-1)*. CEN, Bruxelles, Belgium, 2004.
- [3] U. Oberbach, *Ermittlung der dynamischen Eigenschaften von mehrgeschossigen Holzrahmenbauten mittels Ausschwingversuch*, Berner Fachhochschule - Architektur, Holz und Bau, Biel, Schweiz, 2021.
- [4] T. Attenhofer, *Aussteifende Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen Parameterstudie zur Bestimmung der Wandproportionen*, Berner Fachhochschule - Architektur, Holz und Bau, Biel, Schweiz, 2022.
- [5] International Organization for Standardization ISO, *ISO 21581: Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls*, 2010.
- [6] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, *SIA-Norm 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*, Zürich, Schweiz, 2013.

ZÜBLIN Timber
Industriestr. 2
86551 Aichach
Tel. +49 8251 908-0
timber@zueblin.de



Ihr Spezialist im Holzbau

ZÜBLIN Timber steht für anspruchsvolle und zukunftsweisende Lösungen in allen Bereichen des Holzbaus. Aus einer Hand bieten wir die Entwicklung, Produktion, Lieferung und Ausführung hochwertiger Holzbausysteme – von der Bauteillieferung über den komplexen Ingenieurholzbau und Fassadenbau bis hin zur schlüsselfertigen Bauausführung. Gemeinsam mit unseren Kund:innen gestalten wir effiziente Lösungen und nachhaltige Lebensqualität.

www.zueblin-timber.com



Kapitel IV

Bausysteme und Bauprodukte

Inhaltsverzeichnis

IV-a	Lukas Esser: Investigation of Different Glue Lines for the Reinforcement of Glulam Beams with CFRP Sheets.105
IV-b	Thomas Hillberger: Aktive Schwingungsdämpfung für Brettsperrholzdecken – Vergleich zwischen experimentellen und numerischen Untersuchungen.113
IV-c	Lucas Bienert: Plattentragverhalten von aufgelöstem hybridem Brettsperrholz.121
IV-d	Nils Schumacher: Entwicklung von aufgelöstem hybridem Brettsperrholz – Untersuchung des Scheibentragverhaltens129
IV-e	Noah Böhm: Experimentelle Untersuchung des elastischen Biegetragverhaltens von Brettsperrholz-Stahl-Verbundträgern137
IV-f	Thomas Stieb: Biegesteifer Plattenstoß zwischen Brettsperrholzelementen – eine Lösung mit Holz-Beton-Verbund145
IV-g	Lukas Rauber: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss von Bekleidungen auf das Tragverhalten von Holztafelwänden.153

Lukas Esser: Investigation of Different Glue Lines for The Reinforcement of Glulam Beams With CFRP Sheets

Presenter:

Esser, Lukas

MSc Civil Engineering ETH
Institu für Baustatik und Konstruktion
ETH Zürich, Switzerland
Lukas.Esser@ibk.baug.ethz.ch



- **2015-2019** Bachelor Degree Civil Engineering ETH Zürich
- **2018-2019** MWV Bauingeniure AG; Buro Happold
- **2019-2022** Master Degree Civil Engineering ETH
- **Since 2023** Doctoral student at IBK ETH Zürich at the Chair of Timber Structures

Authors: Lukas Esser; Andrea Frangi

Abstract

Timber is becoming a more and more common material for the use in high-rise construction. To increase the performance of the material it can be reinforced with carbon fibre reinforced polymers (CFRP). Using pre-fabricated CFRP sheets can increase the viability of such reinforcements due to economic and production factors. Initial results with such sheets have shown potential for improvement in the bonding behaviour between the CFRP and timber. A series of single lap shear tests have been performed to investigate the influence of adhesive type and glue line thickness on the bond performance. Various measurement systems have been used and the plausibility and findings of preliminary results are discussed in order to optimise the experimental setup for the next series of experiments.

1. Introduction

The use of timber in construction of high rise buildings has been increasing in recent years [1]. When used in this context, the comparatively low strengths and stiffnesses of softwood timber and timber's inherent brittle failure modes may become a limiting factor when considering the ability of the structure to resist collapse in extreme loading scenarios [2]. To improve the performance of timber, it may be reinforced using other materials such as steel, glass fibres and carbon fibre reinforced polymers [3]. Compared to timber, CFRP has a stiffness and strength of a factor in the region of 10 and 100 times greater. Research conducted to date has yielded results that allow for increases in member load bearing capacities in the range of 20-90% for CFRP laminate reinforcements [4].

A previous project has been completed with the research partner using wet lay-up carbon fibre reinforcements [5], however, the economic viability for such hybrid members are limited by the material costs, additional manufacturing steps and high rate of wear on conventional tools found in timber construction companies due to the high toughness of CFRP sheets. The research partner has proposed using CFRP sheets that are offcuts from an industrial producer of CFRP sheets. These offer several advantages in different aspects: foremostly, the manufacturing process is streamlined for the manufacturer, since the CFRP and timber can be bonded in one single gluing phase using off-cuts which would otherwise be disposed of is a more sustainable solution.

Initial full-scale experiments showed a diverging behaviour from that that was previously investigated. Out of six experiments, the delamination of CFRP sheets from timber became the governing failure mode in five cases [6]. As such, it has been proposed to optimise the glue line properties by means of lap shear tests investigating the effect of different adhesives and glue line thicknesses.

Lap shear tests have been used previously to investigate the glue line properties between the timber and CFRP sheets. Wan et al. tested a variety of epoxy-based adhesives and found the load bearing performance of timber bonded to CFRP sheets to be better compared to wet lay-up composites, however noted that the utilisation of fibres was higher for the latter [7]. Vahedian et al. investigated the effective bond length of glue lines with varying timber types and CFRP plate thicknesses, using strain gauges adhered to the CFRP sheets to measure strains [8]. Timbolas et al. performed an experimental campaign and numerical analysis on single lap shear tests. Double the amount of specimens were used, in order to obtain DIC measurements for both the CFRP sheets and sides of the timber specimens. [9]

2. Materials and Methods

2.1 Experiment type

Single laps shear tests have been used in the following experimental campaign. The disadvantage compared to double lap shear tests is the global eccentricity of the specimens when loaded. This causes rotational movements of the specimen and requires the specimen needs to be restrained to maintain mode II shearing behaviour. However, the exposed carbon fibre sheet is required to measure strains and displacements externally using NDI and digital image correlation (DIC) equipment.

2.2 Specimens

GL24h timber blocks with dimensions of 210x120x370 mm and 200x5x700 mm CFRP sheets were used in the production of the testing specimens.

The adhesives were applied in thicknesses of 0.15, 0.5 mm, 1 mm and 2 mm. A recess manufactured by CNC machine allowed for the glue thickness to be varied for the thickness in the range of 0.5 to 1.0 mm. A notch in the centre of the gluing area was left in order to prevent the CFRP from bending when in the press during curing. To ensure that the vertical edges of the recess did not contribute to the load, these were sealed off with adhesive tape. Tape was also used to create an unbonded width of 20 mm along the edge of the loaded end of the CFRP plate.

Four different adhesive types were utilised: three polyurethane reactive and one epoxy-based adhesive. P-1 and P-2 were typical one-component adhesives used in the timber construction industry. P-1 was the standard adhesive used by the manufacturer and used for the 0.15 mm glue lines. The P-2 was used to apply the glue manually to the specimens with glue line thicknesses. The P-3 and E-1 are 2-component adhesives with E-Moduli of 350 MPa and 2100 MPa, respectively. These were selected in order to investigate the effect of glue line thickness on adhesives with different stiffnesses. The 2-component adhesives had the advantage of not requiring a significant pressure during the curing process. However, to ensure that these adhesives were fully cured when tested, the specimens were cured for 21 days before testing.

2.3 Testing apparatus

The Schenk 1600 kN universal testing machine in the structural testing laboratory of ETH Zürich was used to perform the shear-lap tests. Other tensile testing machines were considered, however would have caused constraints in the positioning of the measurement devices. The setup is shown in **Fig. 1**. Since the clamping pressure of the testing machine cannot be varied at the top and bottom clamps, a tension-tension lap shear tests would have resulted in either: slipping of the carbon fibre sheets in the machine at a low clamping pressure or a perpendicular to grain compression failure of the timber in the machine. As such, a tension-compression lap shear test similar to that of Vahedian et al. was opted for [8], however without prestressing of the bolts to secure the specimen since this was assumed to have an influence on the composite prior to testing. This setup allows for the carbon fibre sheets to be clamped, whilst the timber is loaded under compression, as illustrated by the thicker arrows in **Fig. 1**. The slender arrows represent the movement of the machine. In order to inhibit the rotation of the specimen during testing, steel plates are used as horizontal restraints on the specimen, as seen in **Fig. 1**. The material used to assemble the rig was done using available components: 2x HEB100 S235 steel beams, M24 bolts and rods and 20-40 mm thick steel plates for the clamping and resting of the specimens.

The machine was set-up in a displacement-controlled mode at a loading rate of 0.3 mm / min. The load protocol was loading up to 40% of the predicted ultimate load, an unloading until 10% of the ultimate load and then loading to the point of failure.

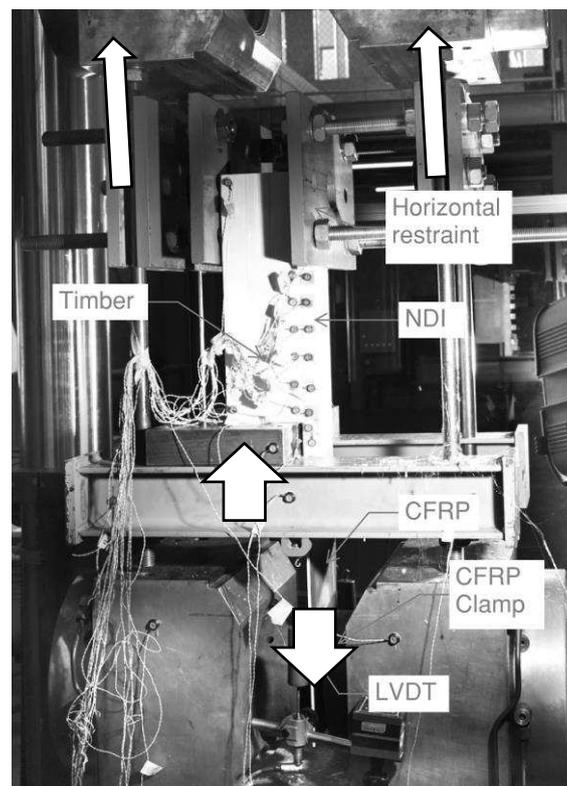


Fig. 1: Experimental setup

2.4 Measurement devices

A variety of measurement devices were used to obtain data from the experimental setup. The load cell from the universal testing machine was connected to the data acquisition units of the other measurement devices, and this signal can be used to synchronise the data.

To measure the relative deformation between the timber and CFRP sheets, an NDI measurement device was used. The system is an optical based tracking system, which consists of three cameras that detect light emitted from “markers” (LEDs that are adhered to the specimen). The markers were placed directly on the timber and mounted to angle brackets that were glued on the CFRP sheets, as can be seen in **Fig. 1**. Additional markers were adhered other parts of the timber, the testing machine and on elements of the setup.

A digital image correlation system was used to track the strains on the CFRP surface of 10 of the specimens, which had been painted white and speckled using an ink roller. LVDTs for the total deformation and attached to the centre points of both of the steel beams. Frictional issues caused these to give unreliable results.

3. Results and Discussion

A total of 20 specimens have been tested. A comparison of the total capacities of the bonds are shown in **Fig. 2**. Considering the one component glues, the performance is greatest for an adhesive thickness of 0.5 mm with a maximum force of 169 kN. Larger adhesive thicknesses result in lower capacities, with a 2.0 mm adhesive thickness yielding a mean capacity of 63 kN. The failure mode for the thicknesses 0.15 to 0.5 mm were near interface failures on the timber side, with small areas (<10%) showing timber or CFRP interface failures. For the 2.0 mm adhesive joint, a near interface timber failure with < 1 mm timber thickness occurred as well as a predominantly cohesive failure of the adhesive.

For the two component PUR adhesive, P3, the maximum force increases for the thicker glue lines of 1.0- and 2.0-mm thickness, with a maximum resistance of 202 kN being measured. A mean decrease of 10 kN is observed for the thickest glue line of 2.0 mm thickness, whilst the variation between specimens increases to 20 kN. The failure occurred predominantly in the near interface on the timber side. For the test with 2 mm glue line thickness and a failure load of 200 kN, issues in the testing procedure led to a hold in the load near failure and upon increase in load caused an immediate failure at a lower load.

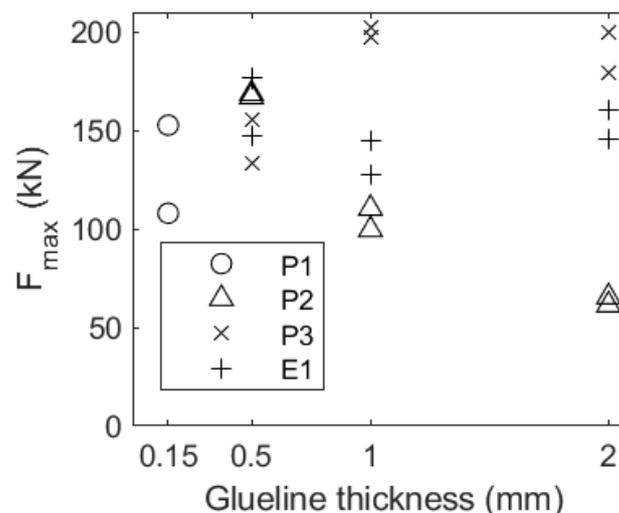


Fig. 2: Maximum forces obtained during lap shear tests for different specimens.

The epoxy-based glue E1 also had an on average better performance than the one component adhesives, with a range of failure loads of 177 to 128 kN. However, there was a greater variability of the results and partial adhesive failure on the CFRP sheet side in four out of six of the tests. One combined case of adhesive and timber substrate failure was observed in the test with a glue line thickness of 0.5 mm and failure load of 177 kN, initially shear failure occurred in the GLT block and then the failure of the adhesive interface.

Due to initial movements of the specimen being caused by play in the system, all loads and displacements were zeroed at a load of 1 kN in further analysis. Since the test setup cannot fully prevent the rotation of the specimens due to the eccentric loading and the NDI measurement system is dependent on the relative movement of the markers attached to the CFRP and timber, the relative vertical displacement consists of a component due to deformation in the glue line and one caused by specimen rotation. To remove these effects from the data during analysis, the components of slip out-of-plane were removed using geometrical considerations and the assumption of a uniform rotation of the specimen. The rotation was obtained from NDI markers attached to the unloaded side of the specimen. This approach leads to results such as the graph for specimen P3-0.5mm-4 in **Fig. 3**, showing the increase in slip along the glue line as the load increases. These results show a progressive increase in slip towards the loaded end of the carbon fibre. However, at the end of the glue line a decrease of the slip by 0.17 mm can be seen at maximum load. In order to explain this, further results were considered. The deformations occurring between the markers on the timber side and on the CFRP side were considered separately. These compressions and elongations are shown in **Fig. 4** (a) and (b), respectively. The compression in the timber increases steadily towards the loaded end of the glue line. The CFRP extends at the unloaded end but appears to compress at the loaded end. Whilst the timber behaviour is explained by the increasing compressive force at the loaded end of the timber, the apparent compression of the CFRP cannot be explained due to loading since at the loaded end the CFRP is in tension.

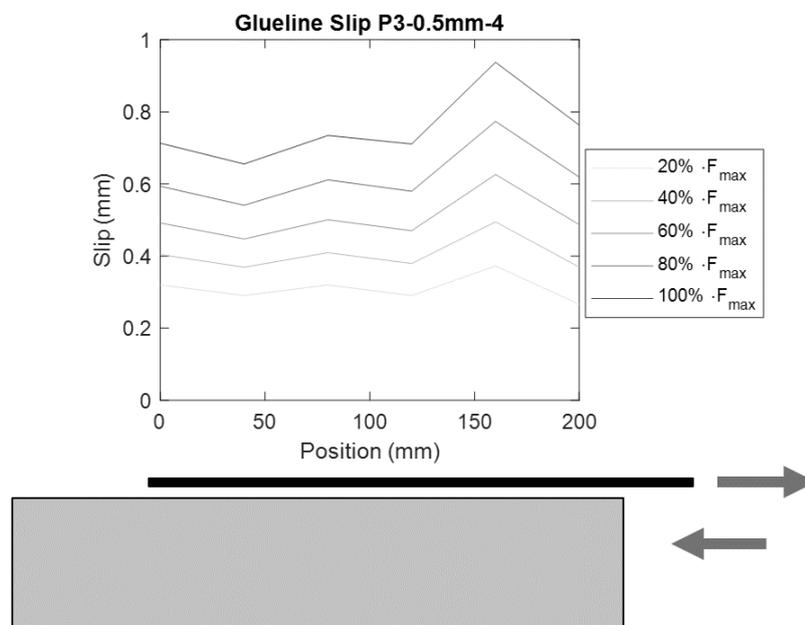


Fig. 3: Glue line slip along the bond length at different load levels for a specimen with glue line thickness 0.5 mm using adhesive P3.

When considering the effect of the aforementioned rotations of the specimens, it has been assumed that both the timber and CFRP each undergo the same rotations as a rigid body. However, the CFRP appears to “peel off” from the timber, causing flexural deformations in the CFRP sheets. **Fig. 5** visualises the problem of these out-of-plane deformations and the effect they have on the measured vertical slip and deformations. When the CFRP plate bends, the markers move closer to each other and the horizontal distance between them, l , is less than the initial distance l_0 , causing an apparent slip, s , to occur. Whilst these deformations are very small, they are in the same order of magnitude as the measured differences in slip and may partially or fully account for the described reduction of the slip at the loaded end.

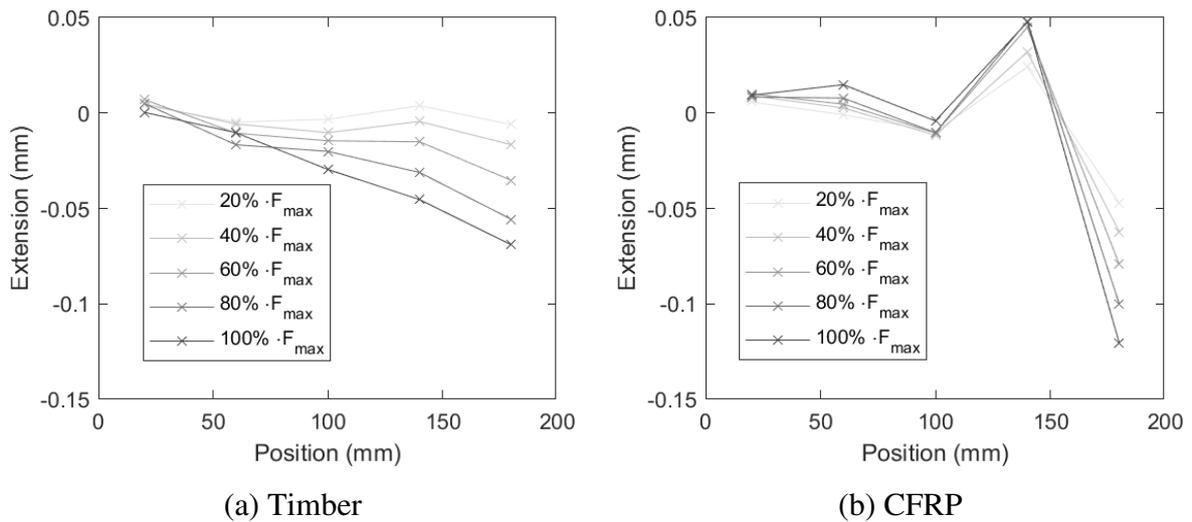


Fig. 4: Apparent extension (positive) and compression (negative) of timber and carbon fibre for a specimen with glue line thickness 0.5 mm using adhesive P3.

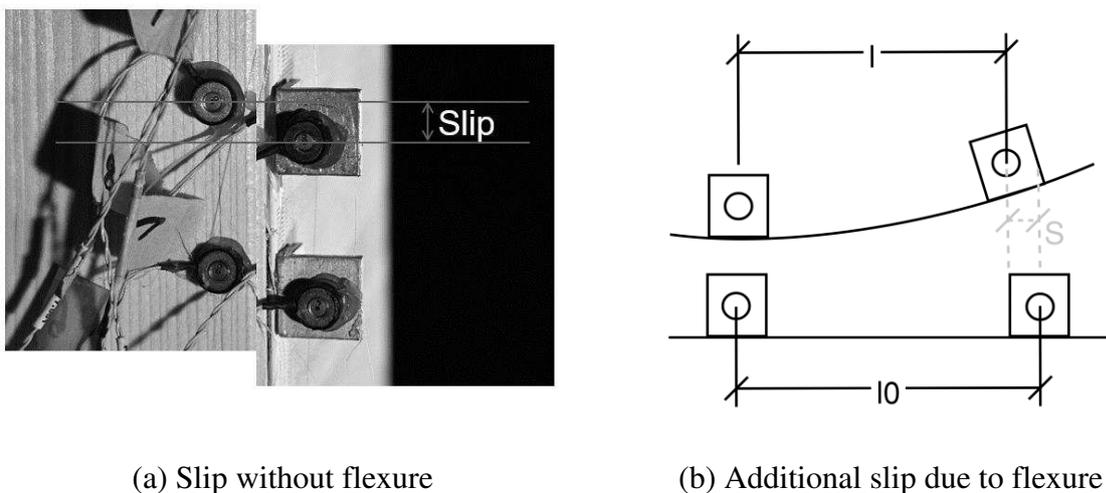


Fig. 5: Overview and implication of CFRP flexure on slip measurements using NDI

4. Outlook

Initial results show that the choice of adhesive for bonding CFRP to timber can be significant on bond capacity. To be able to make more detailed conclusions and interpretations, repeated tests need to be performed on additional specimens of the same type. This will allow for an assessment of the variability of the results between specimens. The predominant failure modes of the specimens failing at the timber-adhesive near interface are favourable, since these show that the timber material is being fully utilised. The exposed glue surfaces in the E1 test series on the other hand show a weak point of the epoxy adhesive, a failure in the CFRP adhesive interface means that the timber nor the CFRP could be fully utilised. The variation of the results for these failure modes could be attributed to the different properties of the glues.

The issue concerning the rotation of the timber block and bending of the CFRP sheets needs to be addressed in order to keep the resulting effects in a minimum. A modification of the setup for the next test series of the second batch of specimens will be considered. Double lap shear tests may also be considered as reference tests, in order to evaluate the impact of the rotations on the failure loads of the specimens. The analysis of the DIC data may assist in explaining the observations made in this report.

Acknowledgements

A special thank you goes to the research partner Roth Burgdorf AG and master-project thesis student Sabrina Strub for her assistance during testing. This report is part of the joint-initiative project MainWood.

Literatur

- [1] H. SVATOŠ-RAŽNJEVIĆ, L. OROZCO, AND A. MENGES, ‘Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000–2021’, *Buildings*, vol. 12, no. 4, 2022, doi: 10.3390/buildings12040404.
- [2] J. A. J. HUBER, M. EKEVAD, U. A. GIRHAMMAR, AND S. BERG, ‘Structural robustness and timber buildings – a review’, *Wood Mater. Sci. Eng.*, vol. 14, no. 2, pp. 107–128, Mar. 2019, doi: 10.1080/17480272.2018.1446052.
- [3] A. M. HARTE AND P. DIETSCH, *Reinforcement of timber structures: A state-of-the-art report*. Shaker Düren, Germany, 2015.
- [4] K. SAAD AND A. LENGYEL, ‘Strengthening Timber Structural Members with CFRP and GFRP: A State-of-the-Art Review’, *Polymers*, vol. 14, no. 12, 2022, doi: 10.3390/polym14122381.
- [5] L. BLANK AND A. FRANGI, ‘Design model for the bending resistance of fibre reinforced glulam’, *Eng. Struct.*, vol. 211, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110385.
- [6] F. PFLUG AND M. HOCH, *Full-scale tests and theoretical considerations of carbon-fibre reinforced glulam timber (Master Project Thesis)*. 2022.
- [7] J. WAN, S. T. SMITH, P. QIAO, AND F. CHEN, ‘Experimental investigation on FRP-to-timber bonded interfaces’, *J. Compos. Constr.*, vol. 18, no. 3, p. A4013006, 2014.
- [8] A. VAHEDIAN, R. SHRESTHA, AND K. CREWS, ‘Analysis of externally bonded Carbon Fibre Reinforced Polymers sheet to timber interface’, *Compos. Struct.*, vol. 191, pp. 239–250, May 2018, doi: 10.1016/j.compstruct.2018.02.064.

- [9] C. TIMBOLMAS, R. BRAVO, F. J. RESCALVO, P. VILLANUEVA, AND M. PORTELA, 'Digital image correlation and numerical analysis of CFRP-poplar timber interface subjected to modified single shear test', *Compos. Struct.*, vol. 320, p. 117188, Sep. 2023, doi: 10.1016/j.compstruct.2023.117188.

Thomas Hillberger: Aktive Schwingungsdämpfung für Brettsperrholzdecken – Vergleich zwischen experimentellen und numerischen Untersuchungen

Vortragender:

Hillberger, Thomas

DDI

Universität Innsbruck (UIBK) –
Institut für Konstruktion und
Materialwissenschaften –
Arbeitsbereich Holzbau
thomas.hillberger@uibk.ac.at



Abschluss Umweltingenieurwissen-
schaften: 2019

Wissenschaftlicher Mitarbeiter am
Arbeitsbereich Holzbau und Mitar-
beiter der Technischen Versuchs- und
Forschungsanstalt: 2019 - 2021

Abschluss Bauingenieurwissen-
schaften: 2020

Seit 2021 Universitätsassistent am
Arbeitsbereich Holzbau

Autoren: Thomas Hillberger¹; Roland Maderebner¹; Philipp Dietsch²

¹Arbeitsbereich Holzbau, Universität Innsbruck (UIBK)

²Holzbau und Baukonstruktion, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Zusammenfassung

Umfangreiche Modellierungen von Deckenelementen aus Holz in Kombination mit aktiven Schwingungselementen haben im Vergleich zu passiven Tilgungsmaßnahmen gezeigt, dass mit nur einem Bruchteil der benötigten Masse eine signifikante Verbesserung des Schwingungsverhaltens ermöglicht wird [1]. Die räumlich und zeitlich schwierig zu erfassende Schwingungserregung durch Personen, macht es aufgrund ihrer Variabilität sehr komplex, diese Herausforderung der aktiven Dämpfung mit gewöhnlichen Regelungssystemen zu lösen. Das System aktiven Entgegenwirkens zeigt bei den Messungen eine deutliche Reduktion der Schwingbeschleunigung. Wichtig für die Validierung der Ergebnisse sind die analytischen Untersuchungen und damit die softwareunterstützten Resultate für den Vergleich mit den Messergebnissen zufolge der Schwingungserregung inklusive aktiver Dämpfung. Präsentiert werden in diesem Beitrag die Implementierung der aktiven Regelung in die FE-Modellierung sowie Vergleiche zwischen Messungen im Labor und numerischen Untersuchungen. Eine Herausforderung und damit auch Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Möglichkeiten der aktiven Dämpfung am Beispiel von Brettsperrholzdecken aufzuzeigen und wie mit dieser Methode die Gebrauchstauglichkeit verbessert werden kann.

1. Einleitung

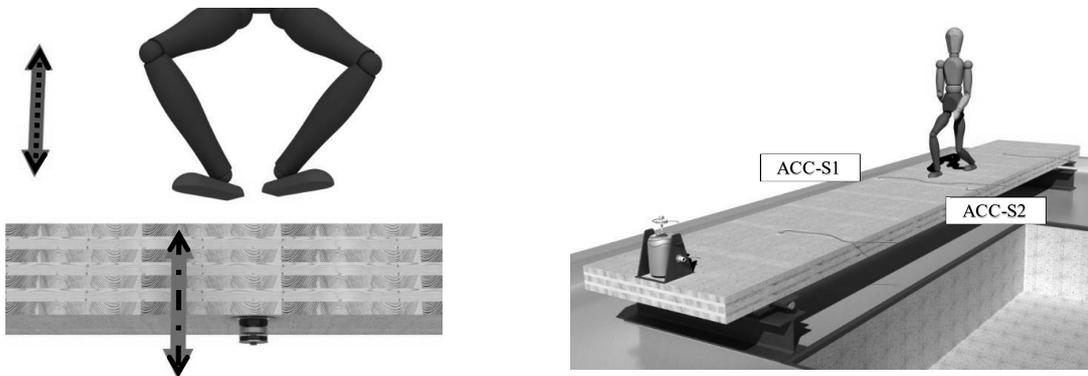
Die aktive Schwingungsdämpfung ist durchaus ein Themengebiet mit sehr viel Potential bezogen auf die Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit von Deckensystemen. Das Forschungsinteresse im Bereich der personeninduzierten Schwingungserregung zeigt sich auch durch eine steigende Anzahl an Publikationen in diesem Themengebiet [2, 3]. Viele Veröffentlichungen beziehen sich auf das resultierende Schwingungsverhalten von Stahlbetondecken, welche durch Menschen angeregt werden. Dieser Konstruktionsweise liegt oft eine hohe Eigenmasse zugrunde. Im Vergleich dazu zeichnet sich der Holzbau durch das geringe Gewicht bezogen auf eine

verhältnismäßig hohe Festigkeit aus. Hinsichtlich der Tragfähigkeit sind mit den gegenwärtigen Verbindungssystemen und Holzwerkstoffen auch Deckensysteme mit Spannweiten realisierbar, welche durchaus mit der Bauweise aus Stahlbeton konkurrieren können [4, 5, 6].

2. Materialien und Methoden

2.1. Prinzip der aktiven Dämpfung

Bei der aktiven Schwingungsdämpfung wird im Gegensatz zur passiven Variante das Hauptsystem neben der Krafterregung durch eine Person noch zusätzlich mithilfe einer definierten dynamischen Kraft des aktiven Schwingungselements angeregt bzw. im Umkehrschluss gedämpft. Mit der aktiven Schwingungsdämpfung sollen Deckenelemente und deren Schwingungseigenschaften positiv beeinflusst werden. Das Prinzip des aktiven Entgegenwirkens ist in Abb. 1a dargestellt. Auf eine unerwünschte Erregung (Pfeil-punktiert) soll eine aktive Gegenreaktion (Pfeil-strichpunktiert) erfolgen. Weiters ist in Abb. 1b die Rohdecke mit den verwendeten Beschleunigungssensoren (ACC-S1 und ACC-S2) abgebildet.



(a) Prinzip aktive Schwingungsreduktion

(b) Versuchsaufbau: Messungen Rohdecke

Abbildung 1. Prinzip des aktiven Entgegenwirkens bei personeninduzierten Schwingungen [1]

Über die Beschleunigungswerte wird die notwendige Reaktion des aktiven Elements bestimmt. Der entgegenwirkende Impuls ermöglicht dann eine Reduktion der vorliegenden Beschleunigung. Das Prinzip des aktiven Entgegenwirkens basiert auf einem Schwingungssystem bestehend aus zwei Kraftkomponenten: Der Krafterregung zufolge einer Person $F_p(t)$ und jener des aktiven Schwingungselements $F_{ASE}(t)$. In Gl. (1) entsprechen M , C und K der Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrix.

$$M \cdot \ddot{x}(t) + C \cdot \dot{x}(t) + K \cdot x(t) = F_p(t) + F_{ASE}(t) \quad (1)$$

Der Gedanke dahinter ist, dass der Beschleunigungswert für den aktiven Impuls in ein Spannungssignal umgerechnet und dem Schwingungselement übergeben wird. Dadurch ist es möglich die auftretenden Schwingbeschleunigungen direkt zu reduzieren. Vergleichswerte von unterschiedlichen Regelungssystemen sind bereits vorhanden wobei der Fokus bei den präsentierten Ergebnissen auf jener Regelung liegt, welche die Beschleunigungswerte der synchron mitlaufenden Schwingungsmessung für das Maß des Entgegenwirkens verwendet. Das Prinzip der Geschwindigkeits- bzw. Beschleunigungsrückkopplung [7, 8] wird beim anschließend beschriebenen Versuchsaufbau umgesetzt.

2.2. Versuchsaufbau

Das Messobjekt bezieht sich auf eine Brettsper Holzplatte mit Fußbodenaufbau bestehend aus ungebundener Schüttung, Trittschalldämmung und Nassestrich. Tab. 1 enthält den Schichtaufbau der Versuche. Die Brettsper Holzplatte ist beidseitig gelenkig auf Stahlrollen gelagert. Der Auflagerabstand beträgt bei dieser Versuchsserie 5,80 m (siehe Abb. 3a).

Tabelle 1. Versuchsobjekt Fußbodenaufbau

Schicht	Ergänzung	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
Brettsper Holzplatte	5 Layer - 40/20/40/20/40	7000	1222	160
Schüttung	ungebunden	6000	1222	60
Trittschalldämmung		6000	1222	30
Nassestrich		6000	1222	70

Das aktive Entgegenwirken bei den Versuchen erfolgt durch unterschiedliche Schwingungserreger vom Typ LDS V400 bzw. APS 400. Für die Messungen werden ebenfalls unterschiedliche Sensoren verwendet. Zum Einsatz kommen sowohl piezoelektrische Beschleunigungssensoren als auch Sensoren auf Basis der MEMS-Technologie (micro-electromechanical-systems).

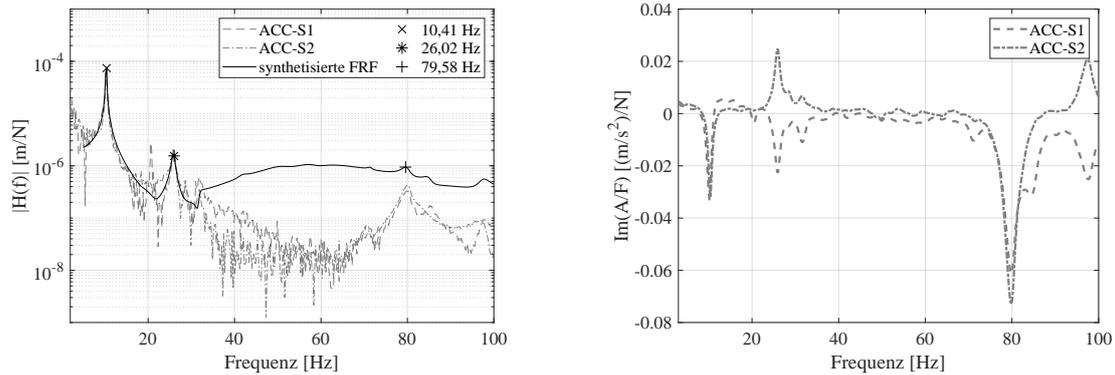
3. Messergebnisse

3.1. Messung dynamischer Parameter

Die in diesem Kapitel beschriebenen Messungen werden an der gelenkig gelagerten Brettsper Holzplatte sowie mit zusätzlichem Fußbodenaufbau durchgeführt. Impulshammermessungen dienen der Ermittlung von Eigenwerten und Eigenformen. Zusätzlich werden im Zuge von weiteren Messungen auch Dämpfungswerte von unterschiedlichen Aufbauten ermittelt. Das notwendige realitätsnahe Schwingungsverhalten zufolge der personeninduzierten Schwingungserregung wird ebenfalls an diesen Versuchsaufbauten untersucht. Für den später folgenden Vergleich mit den FE-Simulationen sind die Messungen an der Rohdecke von Interesse und in wie weit die Versuche mit den Modellen bzw. den Belastungsarten übereinstimmen. Die Platte wird neben den Impulshammermessungen auch durch Personen belastet und die Beschleunigungen über die Sensoren ACC-S1 und ACC-S2 aufgezeichnet. Die Beschleunigungs-Zeit-Verläufe der personeninduzierten Schwingungen werden auch für die Validierung der Simulationsmodelle verwendet. Enthalten sind in diesem Beitrag das willkürliche Gehen, Gehen mit einer Gehfrequenz von ca. 2 Hz und Heel-Drop-Versuche einer Person mit ca. 72 kg. Aus Abb. 2a können drei Eigenfrequenzen identifiziert werden. Aufgrund der Platzierung der Sensoren und mithilfe von Abb. 2b können diese Eigenfrequenzen dem ersten und dritten Biegemode (10,41 Hz und 79,58 Hz) sowie dem ersten Torsionsmode (26,02 Hz) zugeordnet werden.

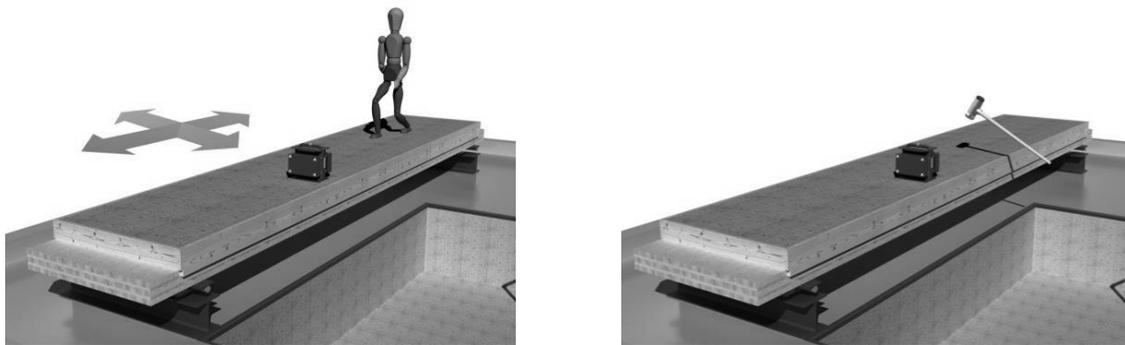
3.2. Aktives Dämpfen mit Shaker

In diesem Unterkapitel werden die Ergebnisse des aktiven Entgegenwirkens präsentiert. Der Versuchsaufbau liegt wie in Tab. 1 aufgelistet vor. Es werden sowohl Messungen zufolge personeninduzierter Belastung (Abb. 3a) durchgeführt, als auch Versuche mit dem Impulshammer (Abb. 3b). Damit vergleichbare Werte erzeugt werden können, ist es zweckmäßig, die Versuche in drei Perioden (OFF-ON-OFF) mit jeweils 20 s zu unterteilen. Dabei entspricht die ON-Periode der Schwingungsmessung mit reagierendem aktiven Element. Die Aufnahme der



(a) Synthetisierte FRF der Impulshammermessungen (b) Imaginärteil zur Identifikation von Eigenfrequenzen

Abbildung 2. Ergebnisse der Schwingungsmessungen zur Bestimmung der dynamischen Parameter



(a) Belastungsart: zufällig umhergehende Person

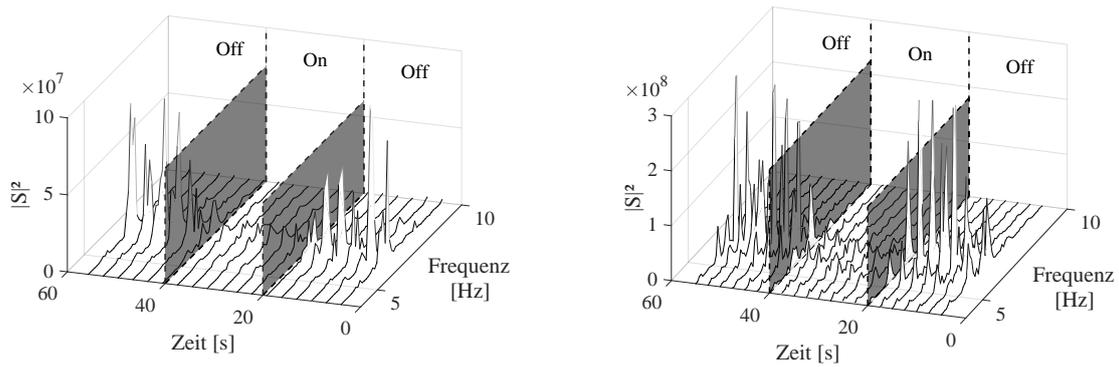
(b) Belastungsart: Impulshammerschläge

Abbildung 3. Versuchsdurchführung mit aktiven Entgegenwirken [1]

Beschleunigungen erfolgt über Sensoren im Bereich des Shakers. Zusätzlich werden die Beschleunigungen direkt am aktiven Element gemessen, für Rückschlüsse über die dynamische Kraftkomponente, welche zur Reduktion der Schwingbeschleunigung benötigt wird.

Die Analyse der Messdaten zeigt eine deutliche Reduktion der Amplituden im Bereich der ersten Eigenfrequenz (bei ca. 6,5 Hz) und in jener Zeitspanne, in der das aktive Element eingeschaltet ist. Abb. 4a und Abb. 4b zeigen die graphische Darstellung der short-time Fourier-Transformation (kurz STFT). Mit dieser Auswertungsvariante ist es auch möglich, die Messergebnisse der sich auf der Decke willkürlich bewegenden Person zu analysieren. Ersichtlich sind die zuvor erwähnten Zeitspannen und das Schwingungsverhalten des Deckenstreifens im Zeit und Frequenzbereich. Die Analyse der a_{RMS} -Werte (Effektivwert der Beschleunigung mit $T_2 - T_1 = T$; gemäß Gl. (2)) über die Zeitspannen der ON-OFF-ON-Perioden zeigen ebenfalls eine deutliche Minimierung der Schwingbeschleunigungen mithilfe der aktiven Dämpfung. Dabei werden die einzelnen Werte von a_{RMS} (eine Schrittfolge entspricht $T = 1$ s) über die ON-OFF-Periodendauer zu $a_{\text{RMS,mean}}$ gemittelt. In Abb. 5 ist dieser Mittelwert der einzelnen Perioden im Beschleunigungs-Zeit-Verlauf der Messungen zufolge der Belastung durch eine zufällig umhergehende Person dargestellt. Dabei werden die Begriffe REF (Referenzsystem ohne aktive Regelung) und AVC (System mit aktiver Regelung) verwendet.

$$a_{\text{RMS}} = \sqrt{\frac{1}{T} \cdot \left(\int_{T_1}^{T_2} a(t)^2 \cdot dt \right)} \quad (2)$$



(a) STFT zufolge personeninduzierter Belastung (b) STFT zufolge Impulshammerschlägen

Abbildung 4. Ergebnisse der Kurzzeit-Fourier-Transformation mit aktiven Entgegenwirken

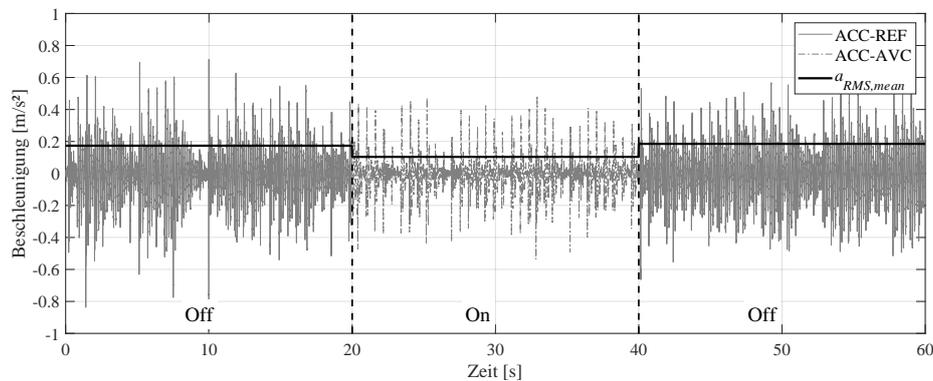


Abbildung 5. Ergebnisse Beschleunigungs-Zeit-Verlauf zufolge personeninduzierter Belastung

4. Umsetzung in der FE-Simulation

4.1. BSP-Platte und personeninduzierte Belastung

Von Interesse ist in erster Linie die Modellierung der Versuche mit personeninduzierten Schwingungen. Basierend auf den experimentell ermittelten Werten, wird die BSP-Decke mithilfe der Steifigkeitsmatrix als Schalenmodell eingegeben. Die darin enthaltene Steifigkeitsmatrix kann im FE-Programm [9] als Q8x8-Matrix definiert werden. Die Matrix entspricht einem orthotropen Element zusammengesetzt aus den Anteilen Platte-Biegung, Platte-Schub und Scheibe. Grundlage für die personeninduzierten Belastungen bieten zu Beginn die Versuchsergebnisse basierend auf den Heel-Drop-Versuchen. Wie schon in [10] beschrieben, erfolgt die Modellierung dieses Versuches über den aufgetragenen Impuls einer Testperson (gemäß Gl. (3)). Die Kraftfunktion spiegelt sich in einer Sinushalbwelle über den Zeitraum zwischen t_0 und t_1 wieder. Damit ist auch die Eigenkreisfrequenz ω_{HD} definiert.

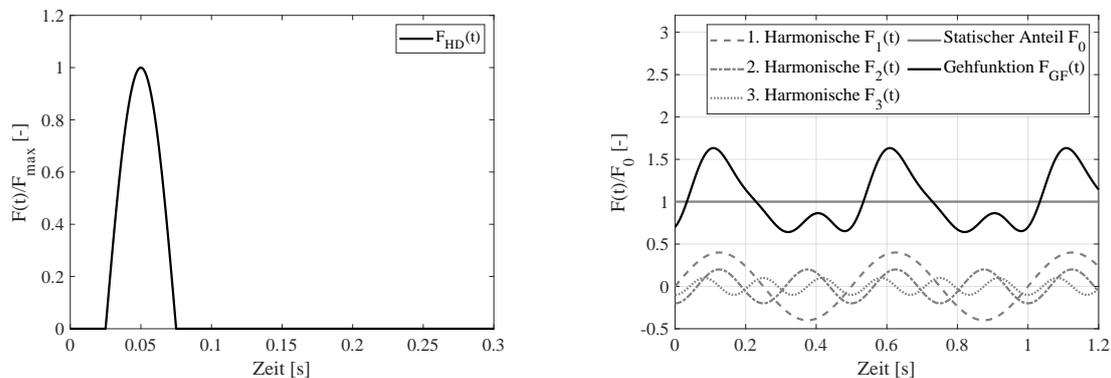
Der notwendige Wert F_{max} für die Kraftfunktion zufolge eines Heel-Drop wird mithilfe der Gl. (4) ermittelt. In dieser Gleichung enthalten sind die Masse der Versuchsperson M , die Fallhöhe h_{HD} , die Erdbeschleunigung g als auch die Impulsdauer t_{HD} , welche definiert ist über t_0 und t_1 ($t_{HD} = t_1 - t_0$). Die sich ergebende Funktion für den Heel-Drop ist in Abb. 6a dargestellt.

$$F_{HD}(t) = \begin{cases} 0 & t \leq t_0 \\ F_{max} \cdot \sin(\omega_{HD} \cdot t) & t_0 \leq t \leq t_1 \\ 0 & t_1 \leq t \end{cases} \quad (3)$$

$$I = M \cdot v_{\text{HD}} = \int_{t_0}^{t_1} F_{\text{HD}}(t) \cdot dt \quad \text{mit} \quad v_{\text{HD}} = \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{\text{HD}}} \quad (4)$$

Hinsichtlich der Gehfunktion F_{GF} wird in erster Näherung der Ansatz von [11], und damit die Überlagerung des statischen Anteils mit den ersten drei harmonischen Anteilen als dynamische Last angesetzt. Mit Gl. (5) wird die Kraftfunktion definiert, welche der Belastung der einzelnen Schritte entspricht. Parameter für diese Funktion sind die statische Belastung F_0 , Fourierkoeffizienten $c_{f,i}$, Gehfrequenz f_{GF} sowie die Phasenverschiebung ϕ_i jeder harmonischen Oberschwingung. Normiert auf den statischen Anteil F_0 ist in Abb. 6b der Kraft-Zeit-Verlauf einer gehenden Person dargestellt.

$$F_{\text{GF}}(t) = F_0 \cdot \left(1 + \sum_{i=1}^3 c_{f,i} \cdot \sin(i \cdot f_{\text{GF}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot t - \phi_i) \right) \quad (5)$$



(a) Dynamische Kraftfunktion zufolge Heel-Drop

(b) Dynamische Kraftfunktion zufolge Gehen

Abbildung 6. Belastungsfunktionen bei personeninduzierten Schwingungen

4.2. Integriertes aktives Element

Das aktive Element wird als bewegliche Masse modelliert, welche eine definierte Beschleunigung erhält. Dadurch können die dynamischen Kräfte wie im Versuch nachmodelliert werden. Der Referenzsensor, welcher die zu reduzierende Beschleunigung misst, kann über den zugehörigen Knoten im FE-Modell bestimmt werden. Während jedem Zeitschritt ist die Bestimmung der Beschleunigung möglich und damit auch die Reaktion vom aktiven Schwingungstilger. Der aktuelle dynamische Zustand der Platte wird fortlaufend mitberücksichtigt.

5. Vergleich Messergebnisse und FE-Simulationen der Rohdecke

5.1. Personeninduzierte Belastungen

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse von Versuchen und FE-Modellierung ist in Abb. 7a und Abb. 7b ersichtlich. Die Abbildungen beziehen sich auf den Versuchsaufbau Rohdecke sowie die gelenkige Lagerung. Es zeigt sich, dass mit den getroffenen Belastungsannahmen qualitativ vergleichbare Resultate zwischen den Simulationen und den Messergebnissen im Labor

erzielt werden. Die Zeitschrittsanalyse ermöglicht hiermit zu jedem Zeitpunkt einen Vergleich zwischen Messung und Simulation. Ein Grund für die geringeren Werte der FE-Simulationen in Abb. 7a ist auch, dass bei der Überlagerung der Schritte eigentlich eine höhere dynamische Kraft angesetzt werden müsste, wie sie in diesem Ansatz von Gl. (5) gewählt wird [12].

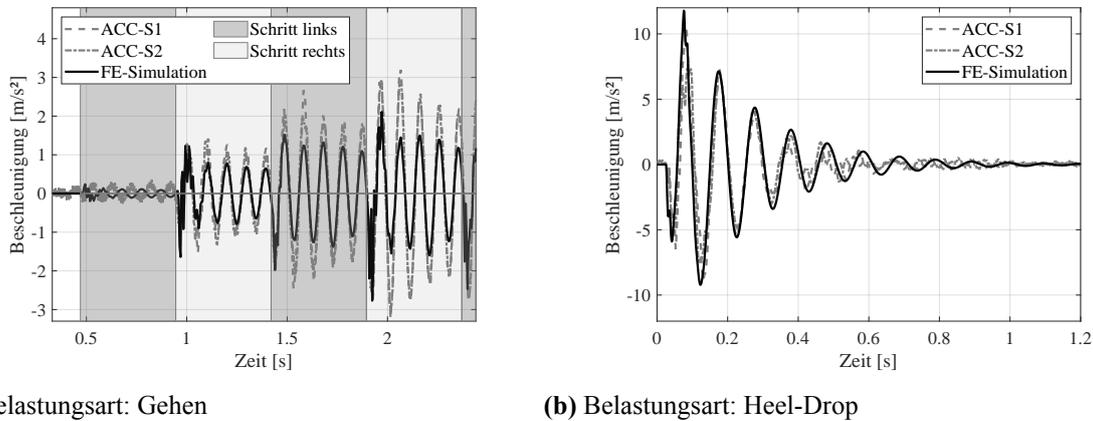


Abbildung 7. Vergleich Messergebnisse und FE-Simulation bei der personeninduzierten Belastung

5.2. FE-Simulationen mit und ohne aktiven Schwingungsdämpfer

Die Ergebnisse aus den FE-Simulationen bestätigen die Annahme, dass sich das aktive Element im Programm modellieren lässt. In Abb. 8 ist die integrierte Beschleunigungsrückkopplung ersichtlich. Dargestellt sind die Beschleunigungswerte in einem Knoten der Symmetrieebene (Vergleichbar mit ACC-S1). Es wird jeweils die gleiche Belastungsart gewählt, d.h. eine Person die sich über die Platte bewegt (siehe Abb. 7a). Ersichtlich sind die Werte der FE-Simulationen mit und ohne aktive Regelung (AVC und REF). Damit die Werte besser vergleichbar sind, ist zusätzlich der a_{RMS} über die Zeit einer Schrittfolge dargestellt. Die Definition des Referenzknotens sowie die Umrechnung der aufgezeichneten in die aufgebrachte Beschleunigung sind wie bei den Messergebnissen im Labor von essentieller Bedeutung. Auch reale Phänomene (z.B. stabile/instabile Systeme) können mit diesem Modell nachgebildet werden.

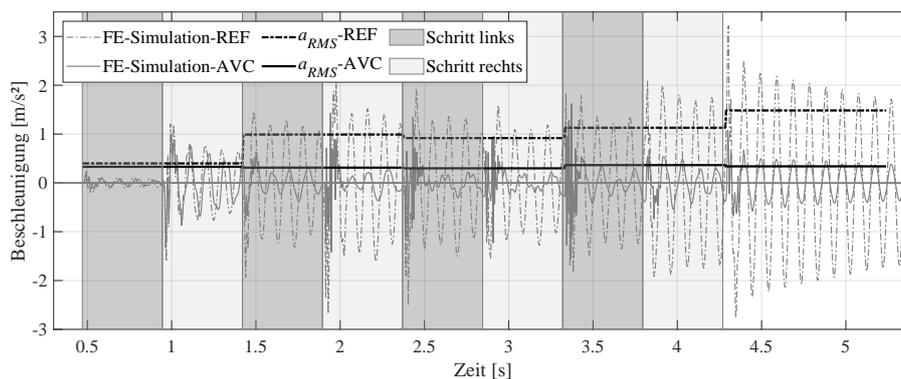


Abbildung 8. Simulationsergebnisse Beschleunigungs-Zeit-Verlauf mit (AVC) und ohne aktiver Dämpfung (REF)

6. Diskussion und Ausblick

Die hier präsentierten Auswertungen und Modelle zeigen, dass die Ansätze der Modellierung personenbezogener Belastung qualitativ sehr gut mit jenen der Messergebnisse übereinstimmen. Wichtig sind weitere Untersuchungen am gesamten Fußbodenaufbau und die zusätzliche

Modellierung von Estrich, Trittschalldämmung und Schüttung. Ziel ist es, die Verbesserung mittels aktiver Schwingungsreduzierung über die integrierten Modelle realitätsgetreu abzubilden. Durch die Überprüfung bei vorhandenen Projekten könnten die aktiven Systeme im Neubau schon vorab eingeplant werden.

7. Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei den Partnern des Forschungsprojektes "Good Vibrations" - der Forschungsförderungsgesellschaft Österreich (FFG - Projekt Nummer: F0999891097 - B1: Aktive Systeme zur Schwingungsdämpfung von Holzdecken), dem Team der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt (TVFA) und der Firma SIHGA GmbH aus Ohlsdorf, Österreich.

Literatur

- [1] T. Hillberger. „Schwingungsreduzierung bei Flachdecken aus Brettsperholz (Arbeitstitel)“. Diss. Universität Innsbruck, Manuskript in Arbeit.
- [2] I. M. Díaz und P. Reynolds. „Acceleration feedback control of human-induced floor vibrations“. In: *Engineering Structures* 32 (2010), 163–173.
- [3] D. Nyawako und P. Reynolds. „Response-dependent velocity feedback control for mitigation of human-induced floor vibrations“. In: *Smart Materials and Structures* 18 (2009), 075002.
- [4] M. Arnold, M. Schenk, N. Kainz, P. Dietsch, J. M. Cabrero, R. Maderebner und S. Winter. *Schlussbericht zum Europäischen Forschungsvorhaben InnoCrossLam–Innovative Lösungen für das zukünftige Bauen mit Brettsperholz*. Technische Universität München, Arbeitspakete 4 und 5, (2022).
- [5] B. Maurer und R. Maderebner. „Cross laminated timber under concentrated compression loads-methods of reinforcement“. In: *Engineering Structures* 245 (2021), 112534.
- [6] T. Stieb, B. Maurer, M. Bestler, P. Dietsch und R. Maderebner. „Solutions for edge connections to build two-way spanning cross laminated timber slabs“. In: *WCTE - World Conference on Timber Engineering* (2023).
- [7] A. Mohammed und A. Pavic. „Human-structure dynamic interaction between building floors and walking occupants in vertical direction“. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 147 (2021), 107036.
- [8] E. Ussher, K. Arjomandi und I. Smith. „Status of vibration serviceability design methods for lightweight timber floors“. In: *Journal of Building Engineering* 50 (2022), 104111.
- [9] SOFiSTiK AG. *SOFiSTiK*. Version 2024-1 Build 331. 11. Jan. 2024. URL: <https://www.sofistik.com/>.
- [10] S. Winter, P. Hamm und A. Richter. *Schwingungstechnische Optimierung von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken: Entwicklung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln auf der Grundlage eines kalibrierten FEM-Modells und unter Berücksichtigung des Dissipations-Potentials unterschiedlicher Deckenaufbauten*. Technische Universität München, (2010).
- [11] K. Baumann und H. Bachmann. *Durch Menschen verursachte dynamische Lasten und deren Auswirkungen auf Balkentragwerke*. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 7501(3), (1988).
- [12] A. Mohammed, A. Pavic und V. Racic. „Improved model for human induced vibrations of high-frequency floors“. In: *Engineering Structures* 168 (2018), 950–966.

Lucas Bienert: Plattentragverhalten von aufgelöstem hybridem Brettsperrholz

Vortragender:

Bienert, Lucas

M.Sc.

Lehrstuhl für Holzbau und
Baukonstruktion
Technische Universität München
lucas.bienert@tum.de



- seit 2021 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der TUM
- von 2019 bis 2021 Projektengineer beim Brettchichtholzhersteller Mayr Melnhof in Olsberg
- bis 2019 Studium des Bauingenieurwesens an der Leibniz Universität Hannover

Autoren: Lucas Bienert, Technische Universität München

Zusammenfassung

Um die Effizienz von Holzbauprodukten zu erhöhen, werden bei aufgelöstem hybridem Brettsperrholz (AHBSP) die Mittellagen von Brettsperrholz (BSP) in Laubholz ausgeführt und die Laubholzbretter im Abstand zueinander angeordnet, um Material einzusparen. Um solche Elemente unter Plattenbeanspruchung bemessen zu können, sind mechanische Versuche durchzuführen, um die nötigen Festigkeiten und Steifigkeiten zu ermitteln. Ergänzt durch Simulationen können daraus Ansätze zur Bemessung hergeleitet werden.

An der Technischen Universität München konnte gezeigt werden, dass aufgelöste hybride Platten die gleiche Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erreichen können wie vergleichbare herkömmliche BSP-Platten. Es wurden effektive Rollschubfestigkeiten ermittelt, die zwar noch geringer sind als die Rollschubfestigkeit von Fichte, was jedoch durch die Anordnung einer Auflagerverstärkung ausgeglichen werden kann. Die effektiven Biegesteifigkeiten unterscheiden sich praktisch nicht von denen bei herkömmlichem BSP. Eine Herausforderung für die Simulation und Bemessung stellen Spannungskonzentrationen im Inneren der aufgelösten Struktur dar.

1. Einleitung

1.1 Hintergrund

Im Rahmen des Forschungsprojekts LaNaSys [1] an der Technischen Universität München wird an der Weiterentwicklung von Brettsperrholz (BSP) geforscht. Das Ziel des Forschungsprojekts ist einerseits eine Materialeinsparung durch die Auflösung der inneren Lagen des BSPs, d.h. Verlegung der Bretter im Abstand zueinander. Andererseits soll durch die Nutzung der entstehenden Hohlräume z.B. für Litzen zur Vorspannung in Querrichtung auch eine Erweiterung der Einsatzmöglichkeiten von BSP erreicht werden, um der zukünftigen Nachfrage nach größeren, komplexeren Bauwerken aus Holz gerecht zu werden.

1.2 Konzept und Aufbau von aufgelöstem hybridem Brettsperrholz

Die Auflösung der inneren Lagen des BSPs wird durch die Verwendung von Laubholz ermöglicht, das bessere Materialeigenschaften gegenüber dem Nadelholz aufweist (vgl. Abschnitt 2.2). Ein Beispiel eines Aufbaus des entstehenden aufgelösten hybriden Brettsperrholzes (AHBSP) ist in Abb. 1 dargestellt.

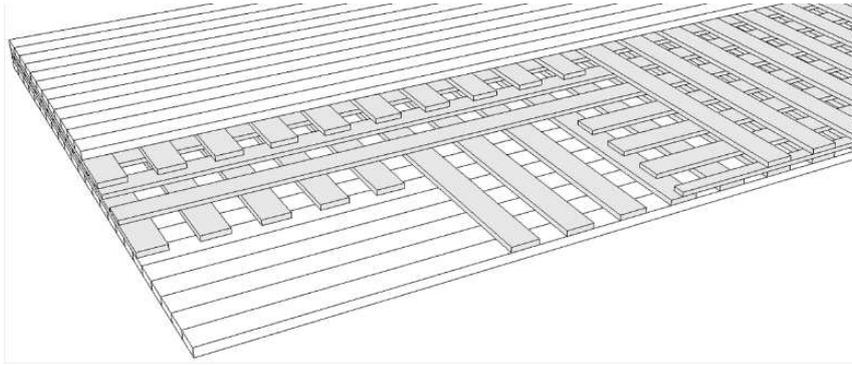


Abb. 1: Blick in eine aufgelöste hybride Brettsperrholzdecke (weiß = Fichte, grau = Buche)

1.3 Zielsetzung und Methoden

In diesem Beitrag soll es um das Plattentragverhalten der AHBSP-Elemente gehen, zunächst beschränkt auf einachsige spannde Einfeldträger. Das Ziel ist die Erarbeitung der mechanischen Grundlagen für den Entwurf und die Bemessung von AHBSP-Platten. Dabei wird eine Leistungsfähigkeit angestrebt, die derjenigen von herkömmlichem BSP gleicht oder diese übertrifft. Am Ende soll aus den Ergebnissen ein erster Bemessungsansatz entwickelt werden.

Für die Erreichung des genannten Ziels ist die zentrale Methode die Durchführung von mechanischen Versuchen. Diese werden ergänzt durch numerische Simulationen mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) sowie analytische Vergleichsrechnungen.

2. Entwicklung von aufgelöstem hybriden Brettsperrholz

2.1 Vorüberlegungen

Entscheidend für die Entwicklung von AHBSP ist es, die Art und den Grad der Auflösung der inneren Lagen zu quantifizieren. Dafür wird zunächst die Quer- und Längslagedichte definiert, siehe Formeln (1) und (2).

$$\text{Querlagedichte:} \quad d_q = b_q / (b_q + e_q) \quad (1)$$

$$\text{Längslagedichte:} \quad d_l = b_l / (b_l + e_l) \quad (2)$$

mit:	d_q, d_l	[-]	Quer- und Längslagedichte
	b_q, b_l	[mm]	Breite eines Brettes in der Quer- bzw. Längslage
	e_q, e_l	[mm]	Abstand der Bretter in der Quer- bzw. Längslage

Die Auflösung ist konstant über die Länge bzw. Breite einer Platte, kann jedoch ergänzt werden um eine sogenannte Auflagerverstärkung, d.h. Verlegung der Bretter ohne Abstand im Auflagerbereich über eine bestimmte Länge.

2.2 Materialien

Ausgangspunkt für die Entwicklung ist herkömmliches BSP. Dieses zeichnet sich in seiner bestehenden Form u.a. durch hohe Tragfähigkeiten bedingt durch große mögliche Querschnitte in beide Tragrichtungen und ein hohes Maß an Vorfertigung mit passgenauer Geometrie aus [2]. Diese Vorteile sollen beibehalten bzw. genutzt werden.

Das Laubholz, das für die Weiterentwicklung verwendet wird, bietet durch seine höheren Steifigkeiten und Festigkeiten im Vergleich zu Nadelholz dann das Potential zur Materialeinsparung. V.a. der Einsatz in den Querlagen ist vielversprechend, da der Rollschub bei herkömmlichem BSP eine Schwachstelle darstellt. In Tab. 1 sind die Holzarten Fichte und Buche, die im Forschungsprojekt LaNaSys untersucht werden, gegenübergestellt.

Tab. 1: Vergleich der Eigenschaften von Fichten- und Buchenholz, Mittelwerte und charakteristische Werte (in Klammern) [3–5]

Eigenschaft	Fichte (C24)	Buche (D30)
E-Modul längs zur Faser	11.000 N/mm ²	14.000 N/mm ²
Zugfestigkeit längs zur Faser	95,0 (14,5) N/mm ²	135,0 (18,0) N/mm ²
Scherfestigkeit längs zur Faser	10,0 (4,0) N/mm ²	10,0 (8,9 ¹⁾) N/mm ²
Rollschubmodul	100 N/mm ²	357 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	1,9 (1,5) N/mm ²	5,4 (4,7) N/mm ²

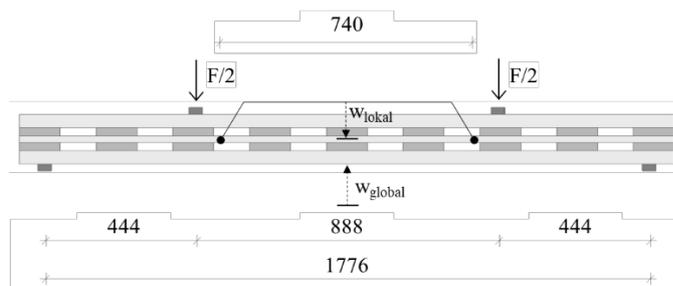
1) Vorgeschlagener Wert nach [6]

2.3 Mechanische Versuche

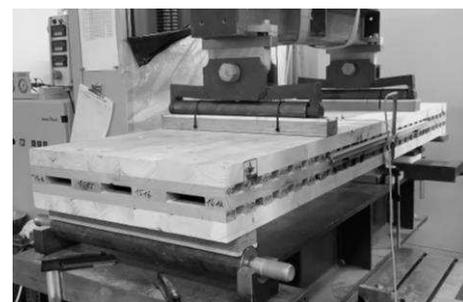
Für die Untersuchung des Plattentragverhaltens wurden Druckscherversuche, Biegeschubversuche und Biegeversuche durchgeführt. In der vorliegenden Arbeit wird v.a. auf die Biegeversuche eingegangen, die Biegeschubversuche werden in [7] eingehend beschrieben. Die Druckscherversuche dienen hauptsächlich dazu, für die folgenden Versuche eine Vorauswahl grundsätzlich geeigneter Varianten zu treffen. Diese werden daher hier nicht weiter betrachtet.

Die Versuchsaufbauten wurden jeweils aus der BSP-Produktnorm DIN EN 16351:2021-06 [8] entnommen und ggf. an die speziellen Randbedingungen der aufgelösten Aufbauten angepasst. Je Variante wurden drei identische Prüfkörper geprüft.

Bei den Biegeschubversuchen lag der Fokus auf der Schubtragfähigkeit der verschiedenen Varianten. Die geringe Spannweite im Verhältnis zur Plattendicke ($L/h = 12$) führt zu einer erhöhten Schubbelastung bei geringem Biegemoment. Das Ziel war die Bestimmung der Schubsteifigkeit der Elemente und die Bestimmung von effektiven Rollschubfestigkeiten für die Querlagen. Mit der Querschnittshöhe von 148 mm ergibt sich eine Spannweite von ca. 1,8 m, die Breite der Prüfkörper beträgt 600 mm. Der Prüfaufbau ist in Abb. 2 dargestellt.



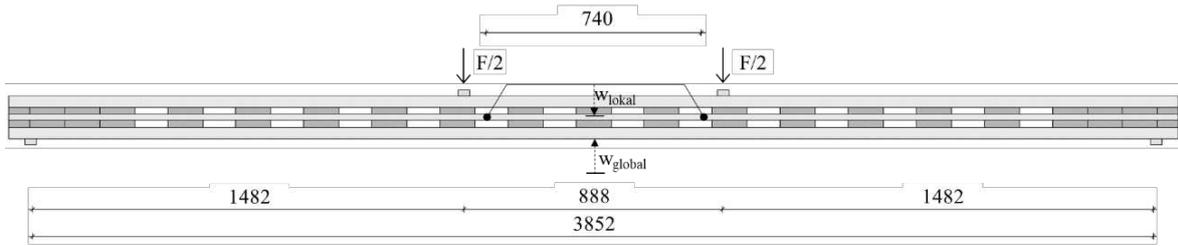
a) Zeichnung mit einem beispielhaften Aufbau



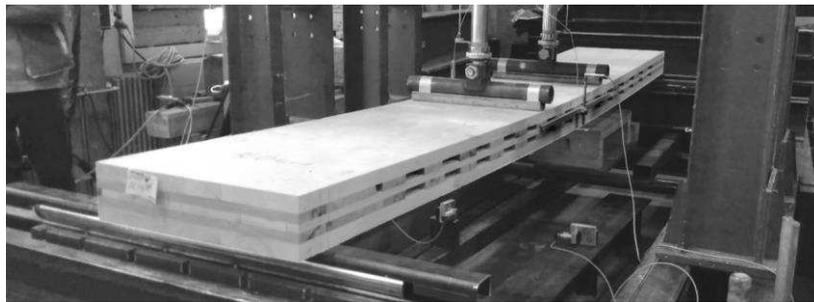
b) Beispiel eines Prüfkörpers im Prüfstand

Abb. 2: Prüfaufbau der Biegeschubversuche

Die Biegeversuche wiesen eine größere Spannweite im Vergleich zur Plattendicke von ca. 3,8 m ($L/h = 26$) auf. Dies führt zu einer stärker ausgeprägten Biegebeanspruchung, der Einfluss von Schubverformungen nimmt ab. Ziel war daher die Bestimmung von Biegesteifigkeiten, sowie die Klärung der Frage, ab wann ein Biegeversagen gegenüber dem Schubversagen maßgebend wird. Es können ebenfalls effektive Rollschubfestigkeiten ermittelt und mit den Werten der Biegeschubversuche verglichen werden. Der Prüfaufbau ist in Abb. 3 dargestellt.



a) Zeichnung mit einem beispielhaften Aufbau



b) Beispiel eines Prüfkörpers im Prüfstand

Abb. 3: Prüfaufbau der Biegeversuche

Ein Überblick über die untersuchten Prüfkörpervarianten ist in Tab. 2 dargestellt.

Tab. 2: Überblick über die verschiedenen Varianten für die Biegeschub- und Biegeversuche

Bezeichnung	Ansicht	Querschnitt	Querlagen- dichte ¹⁾	Breite Quer- lagenbretter	Längslagen- dichte ¹⁾	Versuche ²⁾
F-0			100% F	120 mm	100% F	BS + B
B-0			100% B	120 mm	100% F	BS + B
B-1			50% B	120 mm	100% F	BS + B
B-2			50% B	120 mm	50% B	BS
B-3			50% B	40 mm	50% B	BS
B-4			50% * B	120 mm	100% F	BS + B
B-5			50% * B	120 mm	50% B	BS + B

1) Längs- und Querlagen: F = Fichte B = Buche * mit Auflagerverstärkung

2) Versuche: BS = Biegeschubversuche B = Biegeversuche

2.4 Simulation

Im Simulationsprogramm ANSYS wurden dreidimensionale Modelle der Prüfkörper erzeugt und mittels FEM untersucht. Das Materialverhalten wurde dabei rein linear-elastisch ohne Versagenskriterium definiert. Der Schwerpunkt der Auswertungen lag zunächst auf den Steifigkeiten sowie den qualitativen Verläufen der Spannungen im Inneren der Prüfkörper.

3. Ergebnisse und Auswertung

Bei den Versuchen konnten folgende Versagensarten festgestellt werden, vgl. Abb. 4 und 5:

- Biegezugversagen
- Rollschubversagen der Querlagen
- Längsschubversagen in den Längslagen
- Abscheren der Querlagenbretter bei den aufgelösten Varianten
- Abrollen ganzer Querlagenbretter

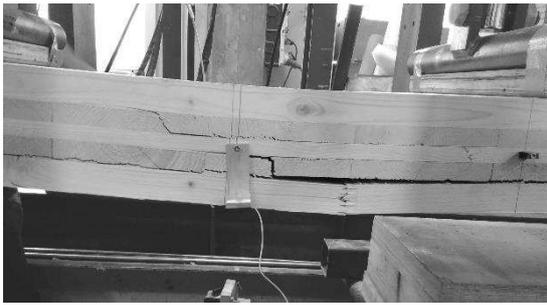
Ein Rollschubversagen wurde praktisch nur bei Fichten-Querlagen in den Biegeschubversuchen festgestellt (Abb. 4a)). Bei der Buche ist die Rollschubfestigkeit offensichtlich höher als die entsprechende Längsschubfestigkeit der angrenzenden Fichten-Längslagen (Abb. 4b)). In den Biegeversuchen verlagerte sich das Versagen in Richtung eines Biegezugversagens in Feldmitte (Abb. 5a)) und b)). Auch bei den aufgelösten Varianten trat bei einigen Prüfkörpern ein Biegezugversagen auf (Abb. 5c)), die meisten versagten jedoch auf Schub und sind durch ein Abrollen der Querlagenbretter charakterisiert (Abb. 5d)). Prüfkörper mit Auflagerverstärkung zeigten wieder ein Längsschubversagen ähnlich den Referenzprüfkörpern mit vollen Buchen-Querlagen (Abb. 5e)). Eine Ausnahme bilden die Prüfkörper mit Auflagerverstärkung und aufgelöster Mittellage aus Buche, bei der sämtliche Prüfkörper auf Schub versagten (Abb. 5f)). Das ist darauf zurückzuführen, dass diese Prüfkörper in der Mittellage aus Buche einen stumpfen Stoß enthielten, da eine Keilzinkung von Buchenlamellen bei auf Nadelholz ausgelegten Anlagen nicht ohne weiteres möglich ist. Da der Stoß sich im Bereich einer Lücke in den Querlagen befand, stellte er eine erhebliche Schwächung der Schubtragfähigkeit des Aufbaus dar.

Der Effekt des Abrollens entsteht durch konzentrierte Querspannungen jeweils an den gegenüberliegenden Ecken der Bretter, die durch die Schubbeanspruchung hervorgerufen werden. Aus der FE-Berechnung ist zu entnehmen, dass an diesen Ecken nicht nur die Querspannungen Spannungskonzentrationen ausbilden, sondern auch die Schub- und Längsspannungen, die miteinander interagieren. Im FE-Modell handelt es sich bei diesen Spannungskonzentrationen um Singularitäten. Eine Auswertung hinsichtlich der erwarteten Tragfähigkeit ist daher nicht ohne weiteres möglich.

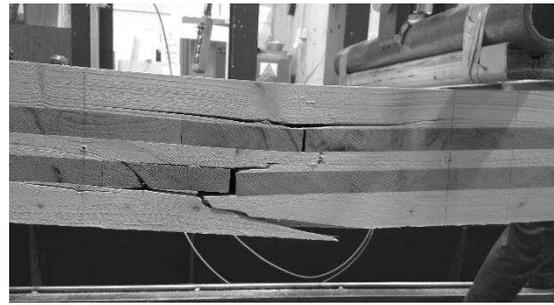


a) Referenz Fichte F-0: Rollschubversagen b) Referenz Buche B-0: Längsschubversagen

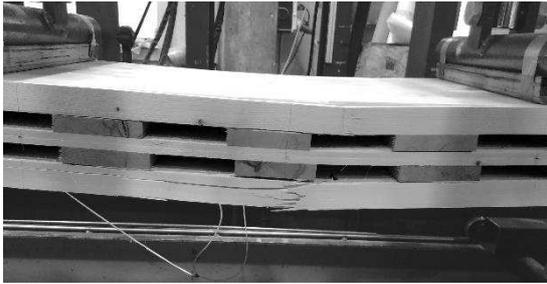
Abb. 4: Versuchsbeobachtungen bei den Biegeschubversuchen (Auswahl)



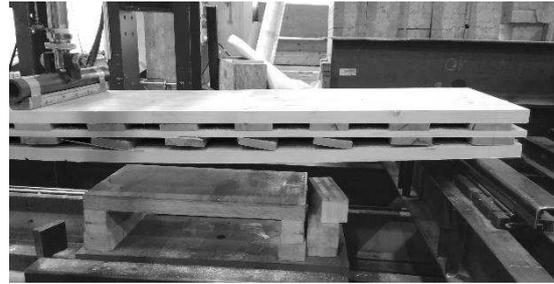
a) Referenz Fichte F-0: Biegezugversagen



b) Referenz Buche B-0: Biegezugversagen



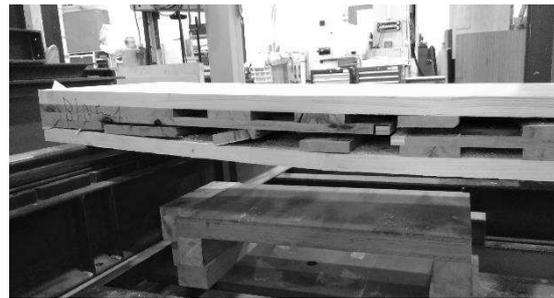
c) aufgelöste Varianten B-1 und B-4: teilweise Biegezugversagen



d) aufgelöste Variante ohne Auflagerverstärkung B-1: Abrollen der Querlagenbretter



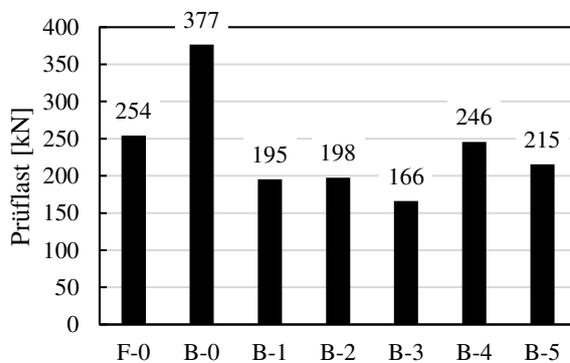
e) aufgelöste Variante mit Auflagerverstärkung B-4: Längsschubversagen an der Auflagerverstärkung



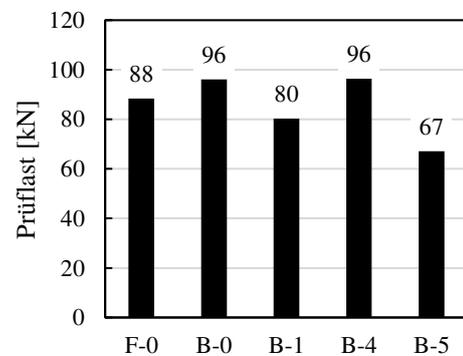
f) Variante mit Auflagerverstärkung und aufgelöster, stumpf gestoßener Mittellage aus Buche B-5: Schubversagen

Abb. 5: Versuchsbeobachtungen bei den Biegeversuchen (Auswahl)

Abb. 6 zeigt die zugehörigen maximal erreichten Prüflasten.



a) Biegeschubversuche



b) Biegeversuche

Abb. 6: Versuchsergebnisse der Biegeschub- und Biegeversuche: Prüflasten

Die Referenz aus Fichte F-0 bildet die Messlatte für die aufgelösten Varianten. Die Referenz mit vollen Buchen-Querlagen B-0 stellt die maximal erreichbare obere Grenze dar. Wie zu erkennen, bleiben die aufgelösten Varianten bei den Biegeschubversuchen noch hinter der Referenz aus Fichte zurück, bei den Biegeversuchen kann jedoch B-4 sogar die obere Grenze erreichen. Die Materialersparnis von B-4 gegenüber F-0 liegt bei 16% bzw. sogar 32% wenn nur das Fichtenholz betrachtet wird. In einem realistischen Bemessungsfall ist außerdem die effektive Biegesteifigkeit für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wichtig. Effektiv bedeutet in diesem Fall, dass der Einfluss aus der Nachgiebigkeit der Querlagen enthalten ist. Es zeigt sich, dass alle Prüfkörper, unabhängig von der inneren Struktur, praktisch die gleiche Steifigkeit von ca. 1750 kNm² besitzen.

4. Bemessungsansatz für das Plattentragverhalten

Für die vorliegende Arbeit wird der Fokus auf die offensichtlich maßgebende Schubtragfähigkeit gelegt. Der Ansatz für die Bemessung besteht darin, die für herkömmliches BSP bekannten Berechnungsformeln anzuwenden, allerdings mit angepassten Werten für die Rollschubfestigkeit der Querlagen. Anstelle der Rollschubfestigkeit als ein Materialparameter (z.B. 1,9 N/mm² für Fichtenholz, vgl. Tab. 1) wird die effektive Rollschubfestigkeit als ein Bauteilparameter angegeben. Diese kann aus den durchgeführten Versuchen für jede Variante separat berechnet werden. Das Vorgehen bei der Berechnung der effektiven Rollschubfestigkeiten ist in [7] beschrieben, die Ergebnisse sind in Tab. 3 zusammengefasst.

Tab. 3: Effektive Rollschubfestigkeiten $f_{r,eff}$ verschiedener Varianten aufgelösten hybriden BSPs und effektive Schubfestigkeiten der Auflagerverstärkungen $f_{v,eff}^*$

Bezeichnung	Biegeschubprüfungen		Biegeprüfungen
	$f_{r,eff}$ [N/mm ²]	$f_{v,eff}^*$ [N/mm ²]	$f_{r,eff}$ [N/mm ²]
F-0	1,87	-	> 0,65 ¹⁾
B-0	2,77	-	> 0,71 ¹⁾
B-1	1,44	-	0,59
B-2	1,45	-	-
B-3	1,22	-	-
B-4	1,44 ²⁾	2,55	0,59 ²⁾
B-5	1,45 ²⁾	2,24	(< 0,49) ³⁾

1) Die Prüfkörper sind auf Biegung versagt, daher kann nur ein unterer Grenzwert für die effektive Rollschubfestigkeit angegeben werden.

2) Für die Varianten mit Auflagerverstärkung B-4 und B-5 wurden die gleichen effektiven Rollschubfestigkeiten wie bei den entsprechenden Varianten ohne Auflagerverstärkung B-1 und B-2 angesetzt und der Anteil der Auflagerverstärkung separat berechnet ($f_{v,eff}^*$).

3) Da für die entsprechende Variante ohne Auflagerverstärkung B-2 bei den Biegeprüfungen keine Ergebnisse vorliegen, beinhaltet die Festigkeit in diesem Fall die Auflagerverstärkung und stellt daher einen oberen Grenzwert dar. Außerdem wurde B-5 bei den Biegeprüfungen mit stumpf gestoßener Mittellage ausgeführt und ist daher nicht direkt vergleichbar mit B-5 bei den Biegeschubversuchen.

Hier wird erkennbar, dass die effektive Rollschubfestigkeit kein konstanter Wert je Variante ist, sondern bei den Biegeprüfungen viel geringer ausfällt als bei den Biegeschubprüfungen. Eine mögliche Erklärung ist, dass es nicht die Spannungen aus der Schubbeanspruchung (Rollschub- und Querspannungen) allein sind, die zum Versagen führen, sondern eine Spannungsinteraktion mit den Normalspannungen. Letztere sind bei den Biegeversuchen wesentlich höher, was zu den geringeren Tragfähigkeiten führt. Die Frage nach dem mechanischen Zusammenhang zwischen dem Verhältnis von Schub- zu Normalspannungen und den effektiven Rollschubfestigkeiten ist zurzeit noch unbeantwortet und wird im folgenden Abschnitt diskutiert.

5. Diskussion und Schlussfolgerung

Ein möglicher Ansatz, um bei der Bemessung die variablen effektiven Rollschubfestigkeiten zu berücksichtigen, kann aus einer Formel bestehen, die auf einer Grund-Festigkeit aufbaut, welche über das Verhältnis von Schub- zu Normalspannungen abgemindert wird. Mit der ermittelten Festigkeit kann dann der Schubnachweis wie bei herkömmlichem BSP geführt werden. Ein anderer Ansatz besteht darin, den Schubnachweis nur mit der Grund-Festigkeit zu führen und anschließend einen Interaktionsnachweis mit den Normalspannungen zu führen.

Für beides ist es wahrscheinlich erforderlich, noch mehr Werte für die effektiven Rollschubfestigkeiten bei unterschiedlichen Spannweiten zu ermitteln. Dies kann ggf. mithilfe der FE-Modelle erreicht werden, wenn diese in der Lage sind, trotz der Spannungssingularitäten verlässliche Vorhersagen zur Tragfähigkeit der Elemente zu liefern.

Trotz der offenen Fragen bei der Bemessung haben die vorgestellten Ergebnisse gezeigt, dass es möglich ist, mit aufgelöstem hybridem BSP eine signifikante Materialeinsparung zu erreichen, ohne die Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit zu beeinträchtigen. Im Gegenteil können durch das Buchenholz z.T. sogar höhere Tragfähigkeiten als bei reinem Fichten-BSP erreicht werden. Für die Bemessung besteht weiterer Forschungsbedarf.

Literatur

- [1] TUM.WOOD: *Entwicklung eines material- und energieeffizienten Holzbausystems aus Laub- und Nadelholz (LaNaSys)*. München, Laufendes Forschungsprojekt, gefördert durch: Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e. V., 2024.
- [2] GUSTAFSSON, A. et al.: *The CLT Handbook: CLT Structures – facts and planning*. Swedish Wood, Stockholm, 2019.
- [3] EHRHART, T. UND BRANDNER, R.: *Rolling shear: Test configurations and properties of some European soft- and hardwood species*. Engineering Structures, Jg. 172, S. 554–572, 2018.
- [4] DIN EN 338:2016-07: *Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [5] DIN 68364:2003-05: *Kennwerte von Holzarten – Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [6] HUNGER, F. UND VAN DE KUILEN, J.-W.: *Festigkeitsprofile von heimischen Laubhölzern: Bericht zum Projekt 13508 / X40*. 2015.
- [7] BIENERT, L., SCHUMACHER, N., WINTER, S. UND RICHTER, K.: *Development of disintegrated hybrid cross laminated timber*. Experimental Mechanics in Engineering and Biomechanics – Proceedings ICEM20, Porto, 2023.
- [8] DIN EN 16351:2021-06: *Holzbauwerke – Brettsperrholz – Anforderungen*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.

Nils Schumacher: Entwicklung von aufgelöstem hybriden Brettsperrholz - Untersuchung des Scheibentragverhaltens

Vortragender:

Schumacher, Nils

M.Sc.

Technische Universität München

Lehrstuhl für Holzbau und

Baukonstruktion

nils.schumacher@tum.de



- [2007–2009] Ausbildung zum Zimmerer
- [2009–2015]: Studium Bauingenieurwesen (TUM)
- [2015–2020] Projektingenieur Haumann und Fuchs Ingenieure
- [Seit 2020]: Wissenschaftlicher Mitarbeiter (TUM) Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
- [Seit 2021] Lehrstuhl für Holzwissenschaften

Autor: Nils Schumacher; Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion (TUM)

Zusammenfassung

Aus Fichtenholz und Buchenholz mit minderer Qualität wurde ein hybrider Brettsperrholzaufbau entwickelt. Insgesamt wurden 4 Prüfkörper hergestellt und der Aufbau wurde nach dem vereinfachten Prüfverfahren zur Bewertung der Schubsteifigkeit von Brettsperrholz [1] geprüft. Die Ergebnisse der Schubmodulermittlung zeigten eine gute Übereinstimmung zwischen der Ermittlung des Schubmoduls $G_{xM,yM}$ nach Kreuzinger/Sieder und dem Schubmodul G_{090} , welcher nach der Schubfeldmessung ermittelt wurde. Die hohen Schubsteifigkeiten werden auf die schmalseitenverklebte Decklage zurückgeführt. Es werden daher zusätzliche Versuche an nicht schmalseitenverklebten hybriden Brettsperrholzelementen angestrebt.

1. Einleitung

Für die Erreichung der Klimaziele ist die Verwendung von Holz und Holzwerkstoffen im Bauwesen von besonderer Bedeutung. Bei einer langjährigen Nutzung von Holz, z.B. in baulichen Anlagen, stellt der darin gespeicherte Kohlenstoff eine CO₂-Senke dar. Dennoch muss mit dem zur Verfügung stehenden Material sorgfältig umgegangen werden. Werkstoffe aus Holz müssen materialsparend konstruiert und das verwendete Material sollte mechanisch optimal ausgenutzt werden.

Trotz seiner hervorragenden und vielfältigen Eigenschaften fällt Brettsperrholz in Bezug auf seinen hohen Materialverbrauch negativ auf. Im Forschungsprojekt LaNaSys [laufend] wird Brettsperrholz weiterentwickelt. Es soll ein hybrides Deckensystem aus Laub- und Nadelholz entstehen. Da Deckensysteme nicht nur vertikale, sondern auch horizontale Belastungen abtragen müssen, wird hier in einem Vorversuch die Scheibentragwirkung eines hybriden Brettsperrholzaufbaus untersucht.

2. Material und System

2.1 Ausgangsmaterial

Das Fichtenholz von herkömmlichem Brettsperrholz (BSP) wird in den Quer- und Mittellagen durch Buchenholz mit minderer Qualität ersetzt. Das Buchenholz stammt aus der Produktion von Buchenfurnierschichtholz und Buchenschnittholz. Die verwendeten Lamellen werden

immer aus dem Kernbereich des Baumstammquerschnittes hergestellt und beinhalten Mark und juveniles Holz (**Abb. 1**).

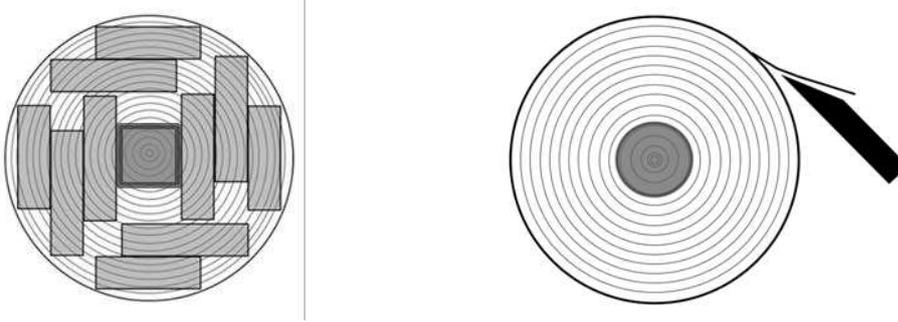


Abb. 1: Bereiche für die Herstellung von Buchenlamellen mit minderer Qualität (in Anlehnung an [2])

Das Fichtenholz in den Decklagen entspricht mindestens der Festigkeitsklasse C24.

2.2 System

Der dargestellte Aufbau (**Abb. 2**) wurde im Forschungsprojekt LaNaSys entwickelt. Das System besteht aus einer oben und unten geschlossenen Decklage aus Fichtenholz. Die Quer- und Mittellagen bestehen aus Buchenholz und werden mit einem Abstand zueinander verlegt.

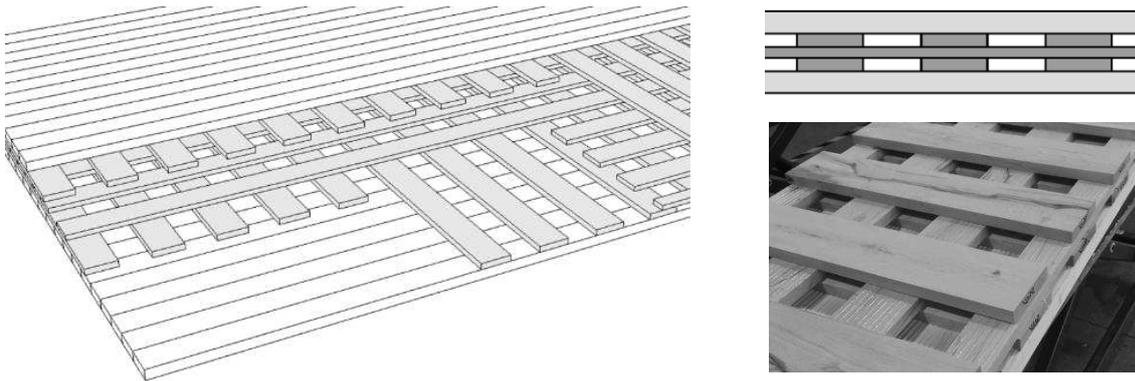


Abb. 2: Isometrie (links), Seitenansicht (rechts oben) und Bild aus der Produktion des LaNaSys-Aufbaus mit Fichte und Buche (rechts unten) (in Anlehnung an [2])

Die Lamellenbreite der Buche beträgt $b_{\text{Buche}} = 120 \text{ mm}$ ebenso wie der Abstand der Lamellen e_{Buche} zueinander. Dies gilt sowohl für die Quer- als auch für die Mittellage. Mit folgender Formel [2] kann die Dichte der jeweiligen Lage ermittelt werden.

$$\text{Querlagendichte:} \quad d_c = b_c / (b_c + e_c) \quad (1)$$

$$\text{Mittellagendichte:} \quad d_m = b_m / (b_m + e_m) \quad (2)$$

mit: d_c, d_m [-] Querlagen- und Mittellagendichte
 b_c, b_m [mm] Lamellenbreite in Quer- oder Mittellage
 e_c, e_m [mm] Lamellenabstand in der Quer- oder Mittellage

Die Tabelle (**Tab. 1**) zeigt eine Übersicht über die Systemparameter.

Tab. 1: System- und Prüfkörperparameter

Parameter [-]	Ausprägung [-]	
Holzart	Decklage:	Fichte C24
	Quer- und Mittelage:	Buche aus dem Kernbereich
Fugenausführung	Decklage:	mit Schmalseitenverklebung*
	Quer- und Mittelage:	ohne Schmalseitenverklebung Lamellenabstand $w_{\text{gap}} = 120$ mm
	Lamellenbreiten	$w_{\text{Buche}} = 120$ mm $w_{\text{Fichte}} = 230$ mm
Aufbau	Decklage DL =	40 mm
	Querlage QL =	20 mm
	Mittellage ML =	20 mm
Lagenanzahl		5 Schichten
Tiefe Prüfkörper	d_{BSP}	140 mm
Äquivalente Tiefe Prüfkörper	$d_{\text{BSP,eq}}$	110 mm
Höhe Prüfkörper	h_{BSP}	1350 mm
Breite Prüfkörper	b_{BSP}	500 mm
Produzent	KLH	

*Die Decklage wurde schmalseitenverklebt, jedoch handelt es sich bei der Verklebung lediglich um einen Montagekleber und nicht um ein zugelassenes Klebstoffsystem für tragende Zwecke.

Hinweis: Um einen Hohlraumbrand zu verhindern, soll das System mit einer zusätzlichen Brandschutzschicht aus modifizierten Cottonid ausgestattet werden. Da diese Schicht in den Vorversuchen nicht verwendet wurde, wird hier nicht weiter darauf eingegangen.

3. Versuche

In Anlehnung an Brandner [3] werden Druckversuche an stützenförmigen hybriden Brettsperrholzelementen durchgeführt. Es soll die Leistungsfähigkeit untersucht werden und überprüft werden, ob der Ansatz von Kreuzinger/Sieder sich auf ein System aus verschiedenen Holzarten und aufgelösten Lagen anwenden lässt.

Die Prüfkörperabmessungen wurden angepasst. Es wurde darauf geachtet, dass die Querschnittsfläche der einzelnen Lagen am Kopf und am Fuß des Prüfkörpers gleich groß sind, um eine gleichmäßige Spannungsverteilung zu gewährleisten. Es ergab sich somit die Prüfkörperhöhe h_{BSP} von 1350 mm.

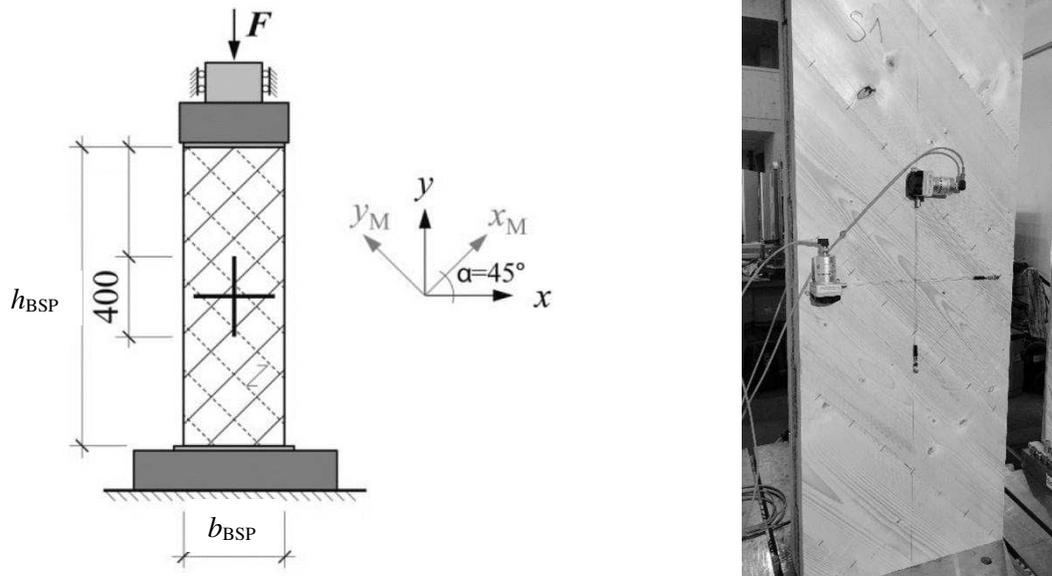


Abb. 3: Schematische Prüfkörperkonfiguration (links, in Anlehnung an [3]) und tatsächlicher Prüfkörper (rechts)

4. Bemessungsansatz

Der Bemessungsansatz basiert auf den theoretischen Ansätzen der Scheiben-Theorie und wird für Brettsperrholz aus Fichte von Kreuzinger/Sieder in [1] hergeleitet. Der Schubmodul kann somit mit folgender Formel bestimmt werden:

$$G_{x_M, y_M} = \frac{1}{\frac{4}{E_y} - \frac{1}{E_{x_M}} - \frac{1}{E_{y_M}}} \quad (3)$$

Dabei ist

E_y	Elastizitätsmodul in y-Richtung des Stützenquerschnittes (ermittelt aus Versuch)
E_{x_M}	Elastizitätsmodul in x-Richtung, BSP-Längslage (normativer bzw. versuchstechnisch ermittelter Kennwert)
E_{y_M}	Elastizitätsmodul in y-Richtung, BSP-Querlage (normativer bzw. versuchstechnisch ermittelter Kennwert)

Um den hybriden Aufbau aus Fichten- und Buchenholz zu berücksichtigen, muss der Ansatz zur Bestimmung von E_{y_M} und E_{x_M} angepasst werden. Über den Faktor d_c und d_m wird die Querlagen- bzw. Mittellagedichte berücksichtigt. Bezogen auf die durchgeführten Versuche ergibt sich für den Aufbau folgenden Elastizitätsmodul in y- bzw. in x-Richtung.

$$E_{y_M} = \frac{d_{ML} \cdot E_{90,ML} \cdot d_m + d_{QL} \cdot E_{90,QL} \cdot d_c + d_{DL} \cdot E_{90,DL}}{d_{BSP}} \quad (4)$$

$$E_{x_M} = \frac{d_{ML} \cdot E_{0,ML} \cdot d_m + d_{QL} \cdot E_{90,QL} \cdot d_c + d_{DL} \cdot E_{0,DL}}{d_{BSP}} \quad (5)$$

Dabei ist

d_{ML}, d_{QL}, d_{DL}	Dicke der jeweiligen Mittel-, Quer- und Längslage
$E_{90,ML}, E_{90,QL}, E_{90,DL}$	Elastizitätsmodul senkrecht zur Faserrichtung der jeweiligen Mittel-, Quer- und Längslage
$E_{0,ML}, E_{0,QL}, E_{0,DL}$	Elastizitätsmodul in Faserrichtung der jeweiligen Mittel-, Quer- und Längslage
d_c, d_m	Querlagen- und Mittellagendichte

Für die vorliegenden Prüfkörper ergibt sich die Formel zu:

$$E_{yM} = \frac{d_{ML,Buche} \cdot E_{90,Buche} \cdot d_m + d_{QL,Buche} \cdot E_{0,Buche} \cdot d_c + d_{DL,Fichte} \cdot E_{90,Fichte}}{d_{BSP}} \quad (6)$$

$$E_{xM} = \frac{d_{ML,Buche} \cdot E_{0,Buche} \cdot d_m + d_{QL,Buche} \cdot E_{90,Buche} \cdot d_c + d_{DL,Fichte} \cdot E_{0,Fichte}}{d_{BSP}} \quad (7)$$

Zusätzlich wird der Schubmodul über die Schubfeldmessung nach DIN EN 408 [4] ermittelt

$$G_{090} = \alpha_G \frac{h_0}{b_{BSP} \cdot d_{BSP,eq}} \cdot \frac{\Delta F / 2}{\Delta w_G} \quad (8)$$

Dabei ist:

α_G	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung von Unterschieden zwischen ideellem und realem Spannungsverlauf
h_0	Messbasishöhe
b_{BSP}	Breite des BSP-Elements
$d_{BSP,eq}$	Äquivalente Dicke des BSP-Elements unter Berücksichtigung der Quer- und Mittellagendichten
ΔF	Kraftbereich zwischen 0,1 und 0,4 F_{max}
Δw_G	Schubverzerrung aus horizontaler und vertikaler Verformung

Der Korrekturfaktor α_G wird hier in Anlehnung an [3] vernachlässigt. Welche exakten Auswirkungen der Korrekturfaktor bei einem Steifigkeitsverhältnis von $D_x = 4 \cdot D_y$ hat, muss in einer FE-Studie noch abschließend gezeigt werden.

5. Ergebnisse

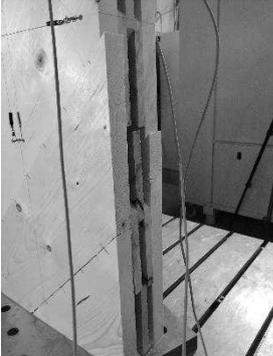
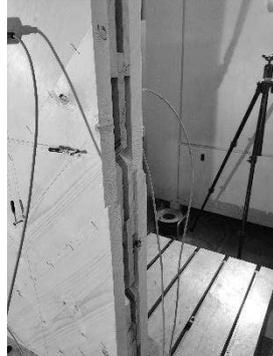
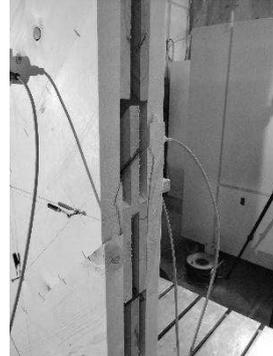
Insgesamt wurden 4 Prüfkörper mit den oben genannten Prüfkörperkonfigurationen geprüft. Die Tabelle (**Tab. 2**) zeigt die Ergebnisse für die maximale Kraft F_{max} , den ermittelten Schubmodul nach Kreuzinger/Sieder $G_{xM,yM}$, sowie das Ergebnis des Schubmoduls aus der Schubfeldmessung G_{090} .

Tab. 2: Schubmodul nach Kreuzinger/Sieder [1] und Schubfeldmessung [4]

	S1		S2		S3		S4		mean	CV
	[vorne]	[hinten]	[vorne]	[hinten]	[vorne]	[hinten]	[vorne]	[hinten]		
F_{max} [kN]	263		271		273		270		269	1,6
$G_{xM,yM}$ [N/mm ²]	611	735	454	559	679	1003	514	400*	651	28
G_{090} [N/mm ²]	677	246*	496	282*	800	215*	584	[-]*	639	20

*wird auf Grund vermeintlich fehlerhafter Messung in der Statistik vernachlässigt

Tab. 3: Versagensbilder der Prüfkörper

S1	S2	S3	S4
Versagen: KF	Versagen: KF	Versagen: BS+KF	Versagen: KF
			

KF = Klebefuge; BS = Brutto-Schub

Ein Ausbeulen der Prüfkörper wurde nicht festgestellt, sodass es hierdurch zu keiner Verfälschung der Messergebnisse kommen konnte.

6. Diskussion und Schlussfolgerung

Die Messung des horizontalen Wegaufnehmers auf der Prüfkörperseite hinten zeigt im Vergleich zur horizontalen Messung auf der Prüfkörperseite vorne eine größere Verschiebung. Der anhand der Schubfeldmessung ermittelte Schubmodul G_{090} für die Prüfkörperseite hinten korreliert daher weder mit den Schubmodulen an der Prüfkörperseite vorne noch mit den Ergebnissen der Schubmodulermittlung nach [1]. Da es sich immer um den gleichen Wegaufnehmer handelt, wird von einer fehlerhaften Messung ausgegangen und die Werte werden in der Auswertung und Diskussion nicht berücksichtigt.

Die Schmalseitenverklebung der Decklage wurde aus Montagegründen vorgesehen. Dennoch wird die hohe Steifigkeit auch dieser Verklebung zugeschrieben. Das Versagen kann im Allgemeinen als ein Klebefugenversagen zwischen den einzelnen Lagen und in der Schmalseite der Decklage beschrieben werden. Lediglich bei einem Prüfkörper wurde ein Brutto-Schubversagen beobachtet. Es sind weitere Versuche an nicht schmalseitenverklebten Prüfkörpern durchzuführen, um den Einfluss der fehlenden Verklebung zu bestimmen. Für schmalseitenverklebte Bauteile kann somit auch die Tragfähigkeit bei auftretenden Rissen in der Decklage über die Nutzungsdauer abgeschätzt werden. Auch Versuche an der reinen aufgelösten Gitterstruktur werden den Anteil an der Gesamtsteifigkeit des Systems zeigen.

Der mittlere Schubmodul $G_{xM,yM}$ liegt ca. 2% über dem mittleren Schubmodul G_{090} . Der Schubmodul G_{090} wird nur von der vorderen Prüfkörperseite betrachtet. Der Variationskoeffizient CV ist bei $G_{xM,yM}$ und G_{090} mit 28% bzw. 20% hoch. Zurückgeführt wird dies auf die Montageverklebung der Schmalseite der Decklage und auf die Sortierung der

Fichtenlamellen. Die Festigkeit der Lamellen wurde in „C24 und besser“ eingeordnet. Über die einzelnen Bretter liegen keine exakten Materialkennwerte vor, sodass keine Rückschlüsse möglich sind. Für weitere Prüfkörper müssen die Materialkennwerte je Lamelle ermittelt werden.

Ein erwarteter Schubmodulwert $G_{090,est}$ wurde nicht ermittelt. Es sollen Schubmodule an Einzelbuchenlamellen mit minderer Qualität mittels Versuchen ermittelt werden, um hier eine Abschätzung vornehmen zu können.

Literatur

- [1] KREUZINGER, H.; SIEDER, M.: *Einfaches Prüfverfahren zur Bewertung der Schubfestigkeit von Kreuzlagenholz/Brettsperrholz*. In: Bautechnik 90 (2013), H. 5, S. 314-316.
- [2] BIENERT, L.; SCHUMACHER, N.; WINTER, S.; RICHTER, K.: *Development of disintegrated hybrid cross laminated timber*. In: ICEM20 (2023), PAPER REF: 19907, S. 943-954.
- [3] BRANDNER, R.; DIETSCH, P.; DRÖSCHER, J.; SCHULTE-WREDE, M.; SIEDER, M.: *Scheibenschub von Brettsperrholz: Verifizierung einer Prüfkonfiguration und Parameterstudie*. In: Bautechnik 92 (2015), H. 11, S. 759-769.
- [4] DIN EN 408+A1: *Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2012-10.
- [5] DRÖSCHER, J.: *Prüftechnische Ermittlung der Schubkenngrößen von BSP-Scheibenelementen und Studie ausgewählter Parameter*. Masterarbeit, Technische Universität Graz, 2014

Noah Böhm: Experimentelle Untersuchung des elastischen Biegetragverhaltens von Brettsperrholz-Stahl-Verbundträgern

Vortragender:

Böhm, Noah

M. Eng.
Technische Hochschule Mittelhessen
Wissenschaftlicher Mitarbeiter
noah.boehm@bau.thm.de



- 2015 – 2020 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Mittelhessen und VIA University College (Horsens, Dänemark)
- Seit 2020: Wissenschaftlicher Mitarbeiter und Doktorand an der Technischen Hochschule Mittelhessen

Autoren: Noah Böhm, Achim Vogelsberg, Bertram Kühn

Zusammenfassung

Eine gezielte Verstärkung von Brettsperrholzdecken durch eine Verbundausbildung mit Stahlträgern kann eine nachhaltige Alternative für hochbeanspruchbare Decken aus Stahl und Beton für Spannweiten über 8 m darstellen. Um diese Bauweise materialeffizient zu gestalten, ist eine signifikante Mitwirkung des Brettsperrholzes an der Verbundbiegesteifigkeit und eine steife Verbindung in der Verbundfuge notwendig. Daher wurden zunächst das Tragverhalten mehrdimensional geneigter Vollgewindeschrauben und in Öffnungen des Brettsperrholzes vergossenen Kopfbolzendübeln als Verbundmittel untersucht. Die Ergebnisse bildeten die Grundlage, um das elastische Tragverhalten von Brettsperrholz-Stahl-Verbundträgern in 4-Punkt-Biegeversuchen in zwei unterschiedlichen Querschnittskonfigurationen bei Spannweiten von 8,10 m und 10,80 m zu untersuchen. Die Biegesteifigkeiten erreichten gegenüber einem völlig starren Verbund Verbundgrade bis zu 73 %. Das Versagen wurde durch das Erreichen der Streckgrenze des Stahls gekennzeichnet, woraufhin nach einem Plastifizieren des Stahls die unterste Brettsperrholzlage zugversagte. Bei Probekörpern mit Kopfbolzendübeln entwickelten sich bereits vor dem vorgenannten Versagensmechanismus Risse im Vergussmörtel, die zu einer signifikanten Steifigkeitsreduzierung aber nicht zu einem vorzeitigen Versagen führten.

Weiterhin zeigen die Versuchsergebnisse die Einflüsse unterschiedlicher Verbundmittel mit variierender Nachgiebigkeit bei kontinuierlicher und diskontinuierlicher Anordnung und unterschiedlicher Steifigkeitsverhältnisse zwischen Brettsperrholz und Stahl bei großen Spannweiten auf. Das Anwendungspotenzial von Brettsperrholz-Stahl-Verbundträgern bei großen Spannweiten wird bestätigt und eine optimierte Querschnittskonfiguration diskutiert.

1. Einleitung

Der Einsatz von nachhaltigem Brettsperrholz (BSP) trägt bereits viel zur Verringerung der Verwendung energie- und rohstoffintensiver Werkstoffe bei. Die effiziente Anwendung von BSP ist jedoch auf mittlere Spannweiten beschränkt. Geschossdecken in Wohn-, Büro- und Industriebauwerken mit Spannweiten über 6 m werden zumeist als Stahlbetonflachdecken oder Beton-Stahl-Verbundträger realisiert. Eine gezielte Verstärkung des BSP durch Stahlträger könnte eine nachhaltige Alternative für Deckentragwerke mit größeren Spannweiten schaffen. Ein BSP-Stahl-Verbundträger, wie in Abb. 1 dargestellt, erweitert damit das Anwendungsgebiet des BSP hin zu höheren Beanspruchungen. Durch die Verbundwirkung

wird bei gleichem Materialverbrauch eine höhere Tragfähigkeit erreicht. Der Verbundeffekt hängt stark von der Tragfähigkeit und der Steifigkeit der Verbundmittel ab. Die im Holzbau übliche Nachgiebigkeit von Verbindungsmitteln reduziert den Verbundeffekt.

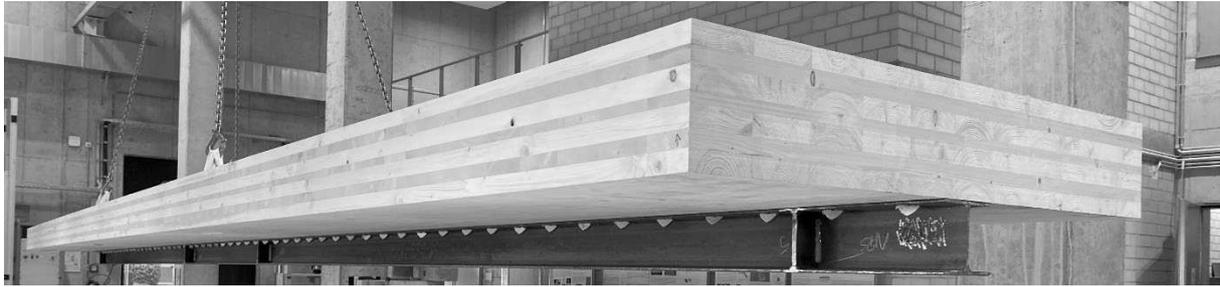


Abb. 1: Brettsperrholz-Stahl-Verbundträger

In bisherigen Forschungsarbeiten wurde begonnen, die verschiedene Verbundmittel, sowie das Biegetragverhalten zu untersuchen. Hassanieh et al. [1] und Loss et al. [2] entwickelten Verbundmittelsysteme mit Schrauben, Bolzen, Dübel besonderer Bauart, Nagelplatten, Stahleinbauteilen oder Kleber und prüften diese in Abscherversuchen. Darauf aufbauend untersuchten Hassanieh et al. das Biegetragverhalten von Verbundsystemen aus Stahlwzprofilen sowie BSP- oder Furnierschichtholzplatten in Vier-Punkt-Biegeversuchen in Spannweiten von drei bis sechs Metern und bildeten diese numerisch nach [3]. Loss et al. [4] führten ebenfalls Biegeversuchen in einer Spannweite von sechs Metern durch. Die Verbundträger setzten sich dabei jedoch aus kaltgeformten Stahlprofilen in U- und Omega-Form und BSP zusammen und wurden mit Vollgewindeschrauben oder in das BSP eingeklebte Lochblechen verbunden. Merryday et al. führten erstmals einen Vier-Punkt-Biegeversuch in einer größeren Spannweite ($l = 9,14$ m) durch [5].

Die bisherige Forschung war begrenzt auf kürzere Spannweiten, dünne und maximal fünf-lagige BSP-Querschnitte, kontinuierlich angeordnete Verbundmittel und einen begrenzten Versuchsumfang. Um die Einflüsse der Nachgiebigkeit und der Abstände der Verbundmittel, der mitwirkenden Breite und der Schubnachgiebigkeit der Querlagen des BSP auf das elastische Tragverhalten zu analysieren, wurden großformatige Biegeversuche durchgeführt.

2. Verbundmittelsysteme

Die Grundlage der Biegeversuche bilden experimentelle Untersuchungen der Tragfähigkeit und Steifigkeit der beiden eingesetzten Verbundmittelsysteme.

Als erstes Verbundmittelsystem wurden Vollgewindeschrauben eingesetzt, die durch vorgebohrte Löcher im Oberflansch des Stahlträgers in die BSP-Platte geschraubt werden. Die Schrauben wurden unter dem Winkel $\alpha = 45^\circ$ in der vertikalen Ebene geneigt in die Holzplatte eingedreht. Durch die Neigung werden die Schrauben mehrheitlich axial beansprucht und entwickeln eine höhere Steifigkeit. Der Herausziehwiderstand und die axiale Steifigkeit sind von der Schraubenlänge abhängig. Die Schraubenlänge ist dabei begrenzt, da die Schraube und der Bohrer beim Einschrauben zwischen Ober- und Unterflansch platziert werden müssen. Zur Aufhebung dieser Begrenzung wurden die Vollgewindeschrauben im Bohrloch zusätzlich um den Winkel β in der horizontalen Ebene rotiert. Damit können auch Schrauben mit größeren Längen am Unterflansch vorbei eingeschraubt werden. Das Tragverhalten der im mehrdimensionalen Raum angeordneten Vollgewindeschrauben wurde in Double Push-Out Tests untersucht, deren Aufbau in Abb. 2 (links) dargestellt ist. Bei einem konstanten Winkel $\alpha = 45^\circ$ in der vertikalen Ebene und einem Schraubendurchmesser von $\varnothing = 10$ mm wurden die Schraubenlängen und der Winkel β in der horizontalen Ebene (15° , 30° und 45°) variiert. Die zusätzliche horizontale Rotation verursachte neben der axialen Schraubenbeanspruchung eine

laterale Schraubenbeanspruchung. Mit zunehmendem Winkel β in der horizontalen Ebene erhöhte sich das Verhältnis von axialer zur lateralen Beanspruchung. Dadurch verringerten sich die Tragfähigkeit und die Steifigkeit.

Bis zu einem Winkel von $\beta = 30^\circ$ in der horizontalen Ebene führte bereits eine geringfügige Erhöhung der Schraubenlänge, bei einer Vergrößerung des Winkels β um 15° , zu einer Verbesserung von Tragfähigkeit und Verschiebungsmodul. Damit lohnt sich die zusätzliche Rotation, um längere Schrauben einzusetzen. Bei Winkeln von $\beta = 45^\circ$ ist eine Vergrößerung der Schraubenlänge nicht mehr effektiv, da die Steifigkeit deutlich abnimmt.

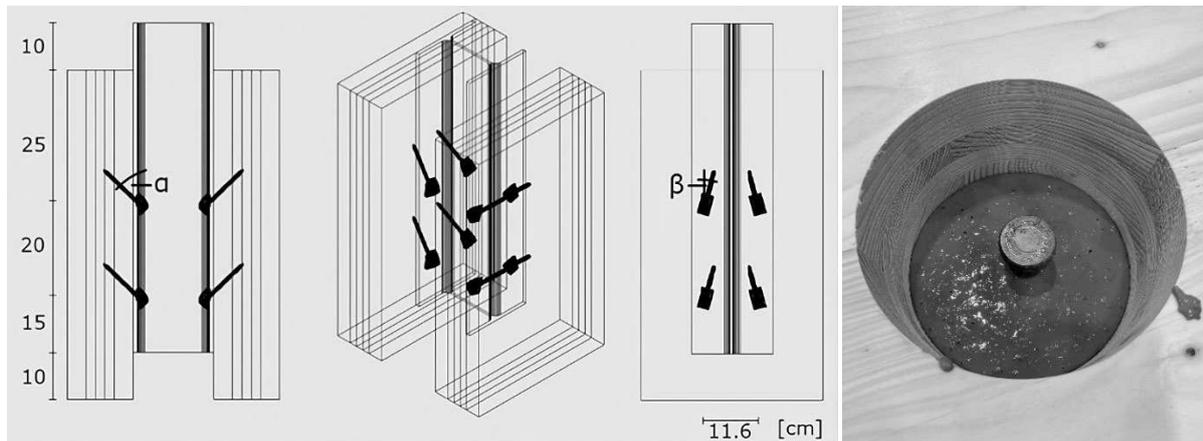


Abb. 2: Versuchsaufbau der Double Push-Out Tests mit mehrdimensional geneigten Vollgewindeschrauben (links) und Verguss der Kopfbolzendübel (rechts)

Als zweites Verbundmittelsystem wurden Kopfbolzendübel nach Vorbild des Beton-Verbundträgers verwendet. Wie in Abb. 2 (rechts) dargestellt, wurden dazu runde Öffnungen in das BSP gefräst, mittig um die Kopfbolzendübel positioniert und mit einem hochfesten Mörtel (C60/75) vergossen. Die Kopfbolzendübel wurden ebenfalls in Double Push-Out Tests in gleichem Aufbau wie in Abb. 2 (links) untersucht. Je Trägerseite wurde jedoch nur ein Kopfbolzendübel angeordnet. Bei konstanten Durchmessern der Kopfbolzendübel ($d = 22$ mm) und des Vergusszylinders ($d = 150$ mm) wurden die Längen der Kopfbolzendübel und Querschnittshöhen des BSP variiert.

Das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln wird von der Betondruckfestigkeit beeinflusst. In der Regel wird die untere Grenze der Zylinderdruckfestigkeit eines hochfesten Betons bei $50-60$ N/mm² definiert [6]. Das BSP entzog dem Vergussmörtel während des Abbindens Feuchte. Infolgedessen erreichte die Druckfestigkeit nach 7 Tagen nur etwa 75 % des Werts in Standardschalung. Die durch den Feuchteentzug reduzierte Mörtelfestigkeit liegt in einem Zwischenbereich zwischen normal- und hochfester Festigkeit. In den Versuchsreihen mit langen Kopfbolzendübeln ($h = 200$ mm) zeigte sich ein Tragverhalten, das charakteristisch für hochfesten Beton ist. Die in den Versuchen erreichte Maximallast konnte mit einem Bemessungsansatz nach Jähling [6] für hochfesten Beton, die einer Überlagerung von der Teiltragfähigkeiten von Kopfbolzendübel und umliegendem Mörtel entspricht, gut abgebildet werden. Bei Versuchsreihen mit kurzen Kopfbolzendübeln ($h = 90$ mm) zeigte sich das Tragverhalten, das typisch für normalfesten Beton ist. Die Maximallasten konnten mit dem Bemessungsansatz der DIN EN 1994-1-1 6.3.3.1 abgebildet werden. Grundsätzlich kann das Tragverhalten der Kopfbolzendübel damit wie in einer Betonplatte idealisiert werden.

Detaillierte Untersuchungsergebnisse, sowie Berechnungsansätze zu den beiden Verbundmittelvarianten können [7] entnommen werden.

4. Ergebnisse

4.1 Versagensmodi und elastische Grenztragfähigkeit

In allen Versuchsreihen verformten die Verbundträger sich bis zum Erreichen der Streckgrenze des Stahls linear-elastisch. Die elastische Grenztragfähigkeit wurde bei 70 % bis 76 % der Maximallast erreicht. Bei weiterer Belastung verformte sich der Stahlträger plastisch, bis ein Zugversagen an der Unterseite des BSP eintrat. In den Versuchsreihen C1.1 bis C1.4 verformten sich die als Verbundmittel verwendeten Schrauben ausschließlich elastisch.

Bei den in Versuchsreihe C2.1 verwendeten Kopfbolzendübel bildeten sich bei etwa 30 % der Maximallast Risse im Vergussmörtel. Die Steifigkeit in der Verbundfuge nahm ab, blieb dann aber konstant. Durch das umliegende BSP wurde der Vergusszylinder in Form gehalten und eine weitere Kraftübertragung gesichert. Diese Steifigkeitsabnahme in der Verbundfuge und das Erreichen der Stahlstreckgrenze erzeugen einen trilinearen Verformungsverlauf. Nachfolgend ist der bilineare Verlauf von Versuchsreihe C1.1 und der trilineare Verlauf von Versuchsreihe C2.1 der Kraft-Weg-Diagramme in Feldmitte dargestellt.

Die Diagramme der Reihen C1.2 bis C1.4 gleichen qualitativ der Reihe C1.1. Die Grenzlast F des elastischen Tragbereichs und die dazugehörigen Durchbiegungen w in Feldmitte und horizontalen Verschiebungen v in der Verbundfuge am Auflager sind in Tab. 2 angegeben.

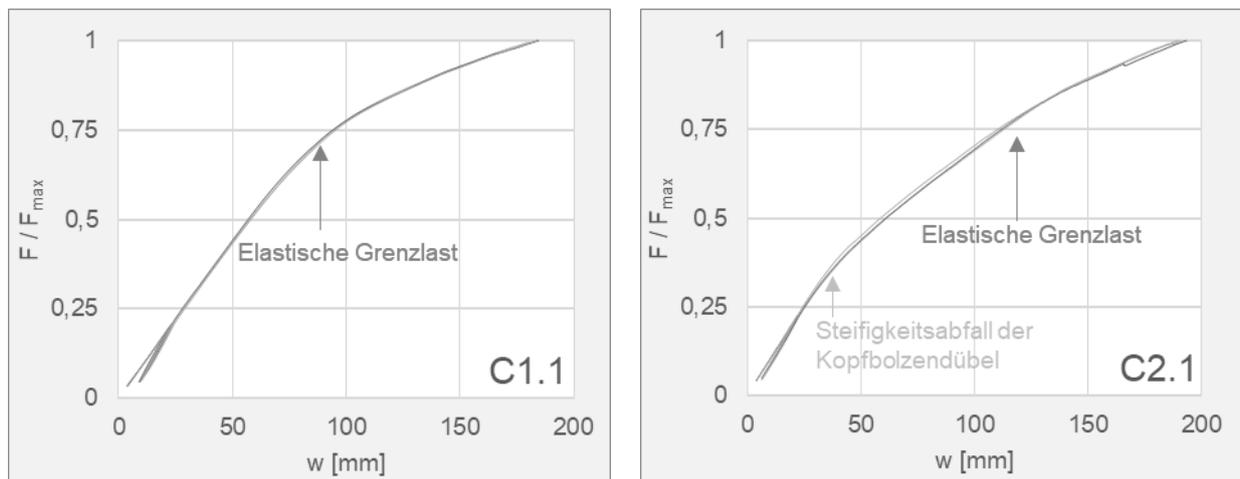


Abb. 4: Kraft-Weg-Diagramme der vertikalen Durchbiegung w in Feldmitte für C1.1 und C2.1

Tab. 2: Elastische Grenzlast mit Durchbiegung w in Feldmitte und horizontaler Verschiebung v in der Verbundfuge am Auflager

Versuch	Spannweite	Konfiguration	F [kN]	w [mm]	v [mm]
C1.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	214,48	85,78	2,97
C1.2	10,80 m	BSP200 L5s + HEA200	149,36	125,24	2,01
C1.3	8,10 m	BSP240 L7s + HEA160	258,33	100,68	3,42
C1.4	10,80 m	BSP240 L7s + HEA160	159,41	138,67	2,44
C2.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	209,64	105,35	5,63

Bei gleicher Gesamtkonstruktionshöhe wurde mit massiverem BSP und kleinerem Stahlträger (C1.3 und C1.4) eine um etwa 20 % bzw. 7 % größere elastische Grenztragfähigkeit als in der Ausgangskonfiguration (C1.1 und C1.2) erreicht. Auf identischem Lastniveau resultierten geringere Durchbiegungen. Bei einem höheren Steifigkeitsanteil des BSP in Versuchsreihe C1.3 wirkten im Stahlträger fast ausschließlich Zugnormalspannungen. Die Spannungsnulllinie im Stahlträger befand sich unmittelbar unter der Verbundfuge. Die Normalspannungen in

beiden Werkstoffen näherten sich gleichmäßiger ihren Maximalwerten an. Bei dem geringeren Steifigkeitsanteil des BSP in Versuchsreihe C1.1 prägte sich ein deutlicherer Druckspannungsbereich über ein Viertel der Trägerhöhe aus und die Normalspannung im Stahlträger näherte sich im Vergleich zum BSP deutlich eher ihrem Grenzwert an.

4.2 Biegesteifigkeit

Die Biegesteifigkeit wurde aus den Versuchsergebnissen gemäß DIN EN 408 10.3. ermittelt. Die Biegesteifigkeit und der Verbundgrad η wurden jeweils für den kompletten elastischen Tragbereich (EI_{elast} , η_{elast}), sowie für einen Anfangsbereich bis 40 % der Maximallast ($EI_{40\%}$) ausgewertet. Alle Werte sind in Tab. 3 angegeben.

Die Anfangsbiegesteifigkeit $EI_{40\%}$ ist stets größer als die elastische Biegesteifigkeit EI_{elast} . In Versuchsreihe C2.1 mit Kopfbolzendübeln ist die Abnahme der Anfangsbiegesteifigkeit übermäßig groß. Während die Anfangsbiegesteifigkeit der Versuchsreihe C2.1 nur etwas geringer als bei der identischen Querschnittskonfiguration der Versuchsreihe C1.1 ist, führt die frühe Rissbildung im Vergussmörtel zu einem Steifigkeitsabfall in der Verbundfuge und so zu einer um etwa ein Drittel geringeren elastischen Biegesteifigkeit. Bis zur Rissbildung des Mörtels ist die Biegesteifigkeit der Verbundträger mit Kopfbolzendübeln sogar höher als mit Vollgewindeschrauben. Hierbei ist kein nachteiliger Effekt des großen Abstands der Kopfbolzendübel feststellbar. Weitere Untersuchungen zur diskontinuierlichen Anordnung von Verbundmitteln wird durch mit den Versuchen validierten, numerischen Modellen erfolgen.

Die Erhöhung der Spannweite zwischen den Versuchsreihen C1.1 und C1.2, sowie C1.3 und C1.4 führt bei identischer Konfiguration zu einer Erhöhung der Biegesteifigkeit um 10 % bis 15 %. Die mitwirkende Breite scheint sich also in größeren Spannweiten zu verändern. Die unterschiedlichen Querschnittskonfigurationen der Versuchsreihen C1.1 und C1.3, sowie C1.2 und C1.4 zeigen zwar verschiedene elastische Grenzlasten, allerdings ähnliche Biegesteifigkeiten. Bei höherem Steifigkeitsanteil des BSP steigt die Beanspruchung und Verformung der Verbundmittel und resultiert in einem weniger wirkungsvollen Verbund. Der absolute Wert der eingebrachten Steifigkeit des BSP ist allerdings in den Versuchsreihen C1.3 und C1.4 deutlich höher. Die Nachgiebigkeit der Verbundmittel wirkt sich deutlich stärker aus, wenn der Steifigkeitsanteil des BSP höher ist. Um sich einem starren Verbund anzunähern, benötigen Querschnitte mit höherem Steifigkeitsanteil des BSP damit mehr Verbundmittel.

Ähnliche Anfangsbiegesteifigkeiten führten in den Versuchsreihen C1.1, C1.3 und C2.1 bei einer Spannweite zu einer ersten Eigenfrequenz von etwa 10,2 Hz. Die Vergrößerung der Spannweite auf 10,8 m führte zu einer Reduzierung der ersten Eigenfrequenz auf etwa 6,1 Hz.

Tab. 3: Elastische Biegesteifigkeit und Verbundgrad

Versuch	Spannweite	Konfiguration	EI_{elast} [kNm ²]	η_{elast} [%]	$EI_{40\%}$ [kNm ²]
C1.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	26.058	51	29.231
C1.2	10,80 m	BSP200 L5s + HEA200	30.241	72	34.691
C1.3	8,10 m	BSP240 L7s + HEA160	26.130	50	29.525
C1.4	10,80 m	BSP240 L7s + HEA160	29.286	73	32.964
C2.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	19.401	17	27.614

5. Diskussion

Der Vergleich der Versuchsreihen C1.1 und C1.3, bzw. C1.2 und C1.4 zeigt die Auswirkung der Querschnittszusammensetzung bei gleicher Spannweite und gleichen Verbundmitteln. Es ist zu diskutieren, welche Querschnitte die besten mechanischen Eigenschaften vereinbaren und wann die Verbundausbildung am effektivsten ist. Die Querschnitte werden nach dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten beider Einzelquerschnitte eingeordnet. Ein absoluter Wert des optimalen Verhältnisses der Einzelsteifigkeiten ist nur für eine konkrete Fugensteifigkeit definierbar.

In Versuchsreihen C1.1, C1.2, C2.1 beträgt der Verhältniswert der Biegesteifigkeiten von BSP zu Stahlträger etwa 1,3. In den Versuchsreihen C1.3 und C1.4, mit massiverem BSP und kleinerem Stahlträger, beträgt der Verhältniswert 4,8. Hassanieh et al. [3] untersuchten Verbundträger mit einer ähnlichen Konstruktionshöhe von 42 cm, aber einem größeren Steifigkeitsanteil des Stahlträgers. Durch eine geringeren BSP-Dicke (12 cm) und -breite (80 cm) ergab sich ein Verhältniswert der Einzelsteifigkeiten von BSP zu Stahl von nur 0,1. Bei ähnlicher Gesamtkonstruktionshöhe resultierte eine vergleichbare Biegesteifigkeit. Bei 40 % der Maximallast ist der Verbundgrad des Systems von Hassanieh et al. im Vergleich zu C1.1 und C1.3 um bis zu 15 % erhöht. Ein niedrigerer Steifigkeitsanteil führt demnach zu einer effizienteren Nutzung des Holzes. Zudem führt ein größerer Steifigkeitsanteil des Stahls bei gleicher Gesamtbiegesteifigkeit zwar zu einer niedrigeren Grenztragfähigkeit, aber zu einem größeren Abstand zwischen Stahlstreckgrenze des Stahls und der Holzgrenzfestigkeit und senkt somit das Risiko eines spröden Versagens.

Ein höherer Verbundgrad bedeutet eine bessere Ausnutzung des Steifigkeitspotenzials des BSP, aber keine absolut größere Steifigkeit. Der Verbundträger von Hassanieh et al. mit einem großen Stahlträger verdoppelt seine Biegesteifigkeit im Vergleich zu einem reinen Stahlträger. In den Versuchsreihen C1.1, C1.2 und C2.1 vergrößert sich die Verbundbiegesteifigkeit um das Drei- bis Vierfache, in den Versuchsreihen C1.3 und C1.4 sogar um das Sieben- bis Achtfache, verglichen mit einem reinen Stahlträger. Die Wirkung des Verbunds steigt somit parallel zu einem steigendem Steifigkeitsanteil des BSP und erzeugt eine effizientere Nutzung des Stahls.

6. Tragverhalten auf Gebrauchslastniveau

Um das praktische Anwendungspotenzial von BSP-Stahl-Verbundträgern zu bewerten, wurden die Biegeversuche für ein Lastniveau ausgewertet, welches ein Biegemoment erzeugt, das ebenfalls aus einer für Geschossdecken in Bürogebäuden realistischen Linienlast resultiert. Bei einem Trägerabstand von 1,5 m ergibt sich, mit einer Ausbaulast und einer Nutzlast von je 3 kN/m², eine Biegemoment im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von 120 kNm. Die äquivalent zur Linienlast wirkenden Prüflasten, die zugehörigen Durchbiegungen w in Feldmitte und horizontale Verschiebungen v in der Verbundfuge sind in Tab. 4 dargestellt.

Die Querschnittsabmessungen weiterspannter Holzdecken werden primär durch die Gebrauchstauglichkeit beeinflusst. Die Normalspannungen in Stahl und BSP erreichen für o.g. Last im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht ihre Grenzwerte. Die Verbundträger in der Spannweite von 8,10 erfüllten Schwingungsanforderungen von 8 Hz und in der Spannweite von 10,80 m die Mindestanforderungen des Wohnungsbaus von 6 Hz. Die Anfangsdurchbiegungen der Verbundträger mit einer Spannweite von $l = 8,10$ m sind geringer als das Limit von $L/300$ nach DIN EN 1995-1-1 7.2. Entgegen den vorherigen Untersuchungen verformten sich die Verbundträger mit Kopfbolzendübeln als Verbundmittel am geringsten. Bei einer Spannweite von 10,80 m überschritten die Verbundträger den Grenzwert der Anfangsdurchbiegung, könnten diese aber durch einfache Anpassungen des Verbundgrades einhalten.

Tab. 4: Prüflast, vertikale Durchbiegung w und horizontaler Schlupf v unter Gebrauchslast

Versuch	Spannweite	Konfiguration	F [kN]	w [mm]	l/300	v [mm]
C1.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	55	21,1	27	0,75
C1.2	10,80 m	BSP200 L5s + HEA200	67,5	52,0	36	0,81
C1.3	8,10 m	BSP240 L7s + HEA160	55	19,7	27	0,63
C1.4	10,80 m	BSP240 L7s + HEA160	67,5	54,5	36	0,75
C2.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	55	19,1	27	0,46

7. Schlussfolgerungen

Die vorgestellten Ergebnisse lassen folgende Schlussfolgerungen zu:

- Da die Dimensionen weitspannender Holztragwerke von der Gebrauchstauglichkeit bestimmt werden, ist der Ansatz der elastischen Tragfähigkeit ausreichend.
- Die volle Verbundfähigkeit kann mit der verwendeten Schraubenkonfiguration bis zum Erreichen der Streckgrenze des Stahls ausgenutzt werden. Eine höhere Schraubenanzahl würde jedoch die Materialausnutzung und den Verbundgrad optimieren.
- Die Risse im Mörtel der Kopfbolzendübel verursachten einen frühen Steifigkeitsabfall. Eine Verdopplung der Anzahl der Kopfbolzendübel könnte eine höhere Verbundbiegesteifigkeit als unter Verwendung von Schrauben ermöglichen.
- Eine lohnende Verbundwirkung sollte mindestens zu einer Verdopplung der Biegesteifigkeit eines reinen Stahlträgers über die gesamte Lebensdauer führen.
- Die Eigenfrequenz der Verbundträger wird primär durch die Verbundbiegesteifigkeit, und kaum durch Art, Abstand und Steifigkeit der Verbundmittel beeinflusst.
- Die Anwendbarkeit der BSP-Stahl-Verbundträger in Büro- oder Industriebauwerken für Spannweiten über 8 m konnte hinsichtlich des Kurzzeit-Tragverhaltens belegt werden.

Literatur

- [1] HASSANIEH, A.; VALIPOUR, H.; BRADFORD, M.: *Composite connections between clt slabs and steel beam: Experiments and empirical models*. In: J Constr Steel Res, Nr. 138, S. 823-836, 2017.
- [2] LOSS, C.; PIAZZA, M.; Zandonini, R.: *Connections for steel-timber hybrid prefabricated buildings. Part I: Experimental tests*. In: Construction and Buildings Materials, Nr. 122; S. 781-795, 2016.
- [3] HASSANIEH, A.; VALIPOUR, H.; Bradford, M.: *Experimental and numerical investigations of short-term behaviour of clt-steel composite beams*. In: Eng Struct, Nr. 144, S.43-57, 2017.
- [4] LOSS; C.; DAVISON, B.: *Innovative composite steel-timber floors with prefabricated modular components*. In: Eng Struct, Nr. 132, S.695-713, 2017.
- [5] MERRYDAY, H.; Potuzak, M.; ROUECHE, D.; SENER, K.: *Experimental and Numerical Investigations on the Usage of CLT Panels to Form Timber-Steel Composite Floor Systems*. In: World Conference on Timber Engineering, 2023.
- [6] JÄHRING, A.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton*. Technische Universität München, Diss.; 2008.
- [7] BÖHM, N.; VOGELSBERG, A.; KÜHN, B.: *Investigations of the shear connectors and the load-bearing behaviour of steel cross-laminated timber composite beams*. In: eurosteel Amsterdam, 2023.

Biegesteifer Plattenstoß zwischen Brettsperrholzelementen – eine Lösung mit Holz-Beton-Verbund

Vortragender:

Stieb, Thomas

Dipl. Ing. / Bauingenieur
Universität Innsbruck –
Institut für Konstruktion und
Materialwissenschaften –
Arbeitsbereich Holzbau
thomas.stieb@uibk.ac.at



- 2014 – 2017 Bachelorstudium Bau- und Umweltingenieurwissenschaften - Universität Innsbruck
- 2017 – 2021 Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Universität Innsbruck
- seit Mai 2021 Universitätsassistent am Arbeitsbereich für Holzbau der Universität Innsbruck

Autoren: Stieb, Thomas¹; Maderebner, Roland¹; Dietsch, Philipp²

¹Arbeitsbereich Holzbau – Universität Innsbruck

²Holzbau und Baukonstruktionen – Karlsruher Institut für Technologie

Zusammenfassung

Die Herstellung von punktgestützten Flachdecken aus Brettsperrholz (CLT) erfordert, abhängig von der Stützweite, eine biegesteife Verbindung der einzelnen CLT-Elemente auf der Baustelle. Für diese Verbindung wird eine Ausführungsvariante vorgestellt, die ohne den Einsatz von Verklebungen auskommt. Es wird gezeigt, dass mit diesem System ausreichend hohe Rotationssteifigkeiten der Verbindung für den Einsatz in punktgestützten Flachdecken erreicht werden können.

1. Einleitung

Punktgestützte Flachdecken sind im Stahlbetonbau seit Jahrzehnten als Standard etabliert. Diese Konstruktionsweise wird gerne verwendet, da sie ohne Unterzüge und Wände auskommt und dadurch einen flexiblen Grundriss bei geringer Deckenhöhe ermöglicht. Ein wesentliches Merkmal dieser Decken ist die zweiachsige Lastabtragung.

Möchte man eine solche Decke aus Holz errichten, eignet sich CLT aufgrund seines lagenweisen Aufbaus grundsätzlich für eine zweiachsige Lastabtragung. Aus statisch-konstruktiver Sicht ergeben sich jedoch zwei wesentliche Herausforderungen. Neben der punktuellen Lasteinleitung im Bereich der Stützen und den damit verbundenen Spannungskonzentrationen, müssen die einzelnen CLT-Elemente miteinander verbunden werden. Diese Verbindung ist erforderlich sobald die Spannweiten der Decke die herstellungs- und transportbedingten Breiten (üblicherweise 2,5 bis 3,5 Meter) der CLT-Elemente überschreiten. In diesem Fall müssen die einzelnen Elemente auf der Baustelle biegesteif miteinander verbunden werden.

In der Literatur finden sich bereits verschiedene Ansätze für diese Verbindung, wobei die meisten Verklebungen auf der Baustelle vorsehen [1, 2, 3, 4]. In diesem Beitrag wird eine Möglichkeit mit einer Holz-Beton-Verbund Lösung vorgestellt, die ohne jegliche Verklebungen auskommt und den Anforderungen an den Plattenstoß in punktgestützten Flachdecken gerecht wird.

1.1. Anforderungen an den Plattenstoß

Der Plattenstoß kann im Modell als Drehfeder vereinfacht werden. Diese Drehfeder muss ausreichend steif und tragfähig sein, um die Ausbildung einer kinematischen Kette in der punktgestützten Flachdecke zu verhindern. In [5] wird anhand einer Parameterstudie einer solchen Decke der Einfluss der angesetzten Drehfedersteifigkeit (k_φ) auf die erste Eigenfrequenz (f_1) des Systems gezeigt (siehe Abb. 1). Dieser Kennwert ist von besonderem Interesse, da bei solchen Deckensystemen oft das Frequenzkriterium nach [6] bemessungsmaßgebend wird.

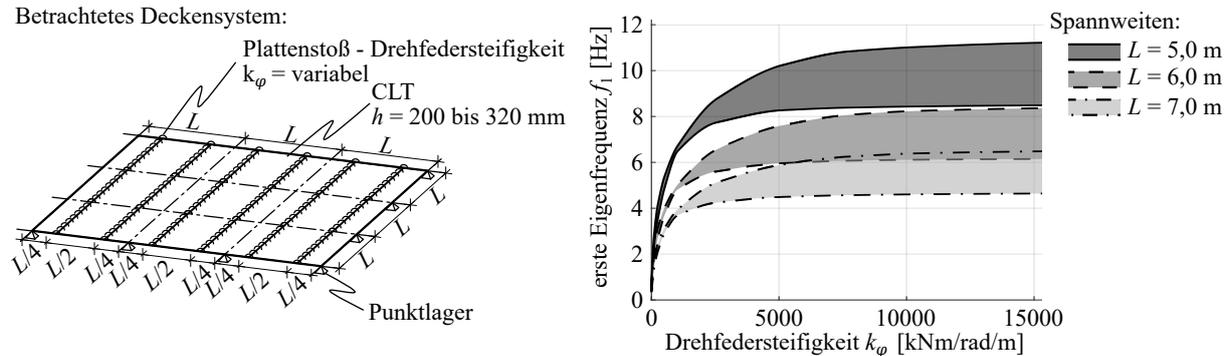


Abbildung 1. Parameterstudie zum Einfluss der Drehfedersteifigkeit (k_φ) auf die erste Eigenfrequenz f_1 der Rohdecke (entnommen aus [5])

Die Studie zeigt, dass die angesetzte Drehfedersteifigkeit des Plattenstoßes einen signifikanten Einfluss auf die erste Eigenfrequenz des Deckensystems hat. Es wurde jedoch auch festgestellt, dass dieser Einfluss mit zunehmender Drehfedersteifigkeit stark abnimmt. Somit wird deutlich, dass für die Ausbildung des Plattenstoßes bei punktgestützten Flachdecken keine vollständig steife Verbindung notwendig ist. Dadurch können auch Verbindungstechnologien abseits von Klebeverbindungen eingesetzt werden. Von entscheidender Bedeutung ist jedoch die anzusetzende Rotationssteifigkeit der Verbindung, um das Verhalten des Deckensystems realitätsnah abbilden zu können.

1.2. Plattenstoß mit Holz-Beton-Verbund

Die in diesem Beitrag vorgestellte Ausführungsvariante des Plattenstoßes basiert auf einem Holz-Beton-Verbundsystem. Dabei werden selbstbohrende Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen mit einem Holzgewinde, entlang der Schmalflächen des CLT, eingebracht. Diese Verbindungsmittel werden nicht vollständig in das CLT eingeschraubt, um einen Übergreifungsstoß zwischen den Verbindungsmitteln zweier benachbarter CLT-Elemente zu ermöglichen. Dieser Übergreifungsstoß wird im Anschluss mit zusätzlicher herkömmlicher Bewehrung verstärkt und mit Beton verfüllt (siehe Abbildung 2). Mit Hilfe dieser Verbindung ist es im wesentlichen möglich, eine zweiachsig gespannte CLT-Decke zu realisieren und sämtliche Plattenschnittgrößen zwischen den Elementen zu übertragen.

Die Hauptbeanspruchung dieser Verbindung, eine Biegebeanspruchung (m_x), wird durch eine axiale Beanspruchung der Verbindungsmittel in Kombination mit einem Kontaktstoß zwischen der Schmalseite des CLT und dem Beton im druckbeanspruchten Bereich des Querschnitts übertragen. Zugbeanspruchungen der Verbindungsmittel werden durch den Übergreifungsstoß im Beton übertragen. Die Tragfähigkeit der Verbindung unter dieser Beanspruchung wird in [7] detailliert betrachtet. In diesem Beitrag wird insbesondere die Rotationssteifigkeit k_φ der Verbindung unter einer Momentenbeanspruchung (m_x) genauer erläutert.

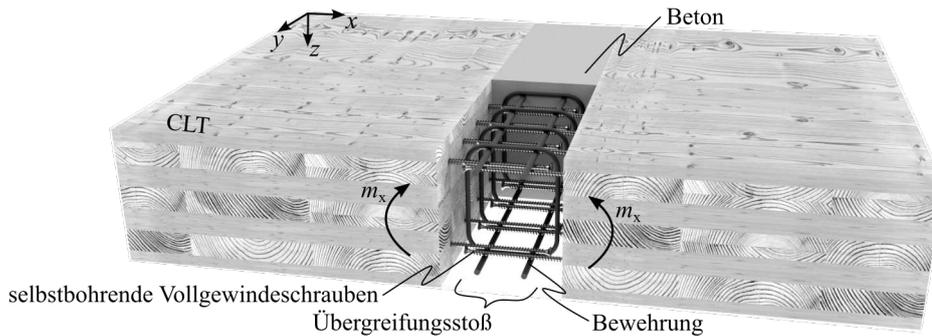


Abbildung 2. Konzept der Verbindung zur Ausführung eines biegesteifen Plattenstoßes

2. Material und Methoden

Die Rotationssteifigkeit der Verbindung wird mittels 4-Punkt-Biegeversuchen bestimmt. Es werden vier Serien mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben als Verbindungsmittel untersucht. In diesen Serien werden mehrere Parameter variiert, darunter die Anzahl und der Durchmesser der Schrauben, die Höhe und der Aufbau der CLT-Elemente sowie die Breite des Betons.

2.1. Bestimmung der Rotationssteifigkeit

Um die Rotationssteifigkeit der Verbindung anhand von Biegeversuchen zu bestimmen, wird die Verbindung im ersten Schritt als Drehfeder vereinfacht abgebildet. Wie in [3] gezeigt, kann die Drehfedersteifigkeit K_φ für das in Abbildung 3b dargestellte System über das Prinzip der virtuellen Kräfte durch Gleichung (1) berechnet werden. Hierbei müssen die globale Durchbiegung und die aufgebrachte Belastung experimentell ermittelt werden. Neben diesen Parametern sind zusätzlich sowohl die Biegesteifigkeit des CLT-Elements als auch die Schubsteifigkeit erforderlich. Durch Biegeversuche an den ungestoßenen CLT-Elementen (Abb. 3a) kann nach Gleichung (2) die Biegesteifigkeit durch Messung der globalen Durchbiegung $w_{\text{global,ref}}$ ermittelt werden. Setzt man die nach Gleichung (2) bestimmte Biegesteifigkeit in die Gleichung (1) zur Bestimmung der Rotationssteifigkeit K_φ ein, ergibt sich Gleichung (3), wodurch die Bestimmung der Schubsteifigkeit $(GA)_{z,\text{CLT}}$ entfällt.

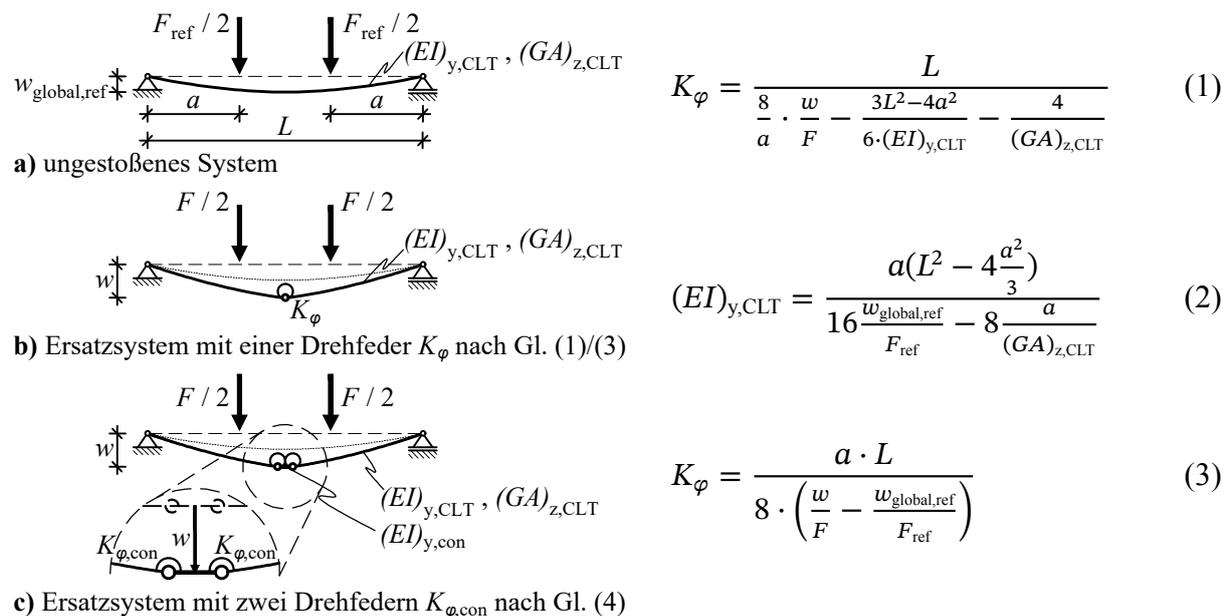


Abbildung 3. Ersatzsysteme zur Bestimmung der Rotationssteifigkeit

Für den in Abbildung 2 dargestellten Plattenstoß ist es aufgrund des massiven Betonkörpers sinnvoll, die Drehfeder weiter aufzuteilen. Dafür werden zwei Drehfedern angeordnet, die die beiden Fugen zwischen Brettsper Holz und Beton repräsentieren. Zusätzlich wird der Betonquerschnitt selbst berücksichtigt (siehe Abb. 3c). Durch Gleichsetzen der Verformungen der beiden Ersatzsysteme ergibt sich die Ersatzfedersteifigkeit $K_{\varphi, \text{con}}$ der Verbindung nach Gleichung (4). Hierbei ist neben der Biegesteifigkeit der CLT -Elemente $(EI)_{y, \text{CLT}}$, die sich aus den lokalen Verformungen der 4-Punkt Biegeversuche an den ungestoßenen Platten ergibt, noch die Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts $(EI)_{y, \text{con}}$ erforderlich.

$$K_{\varphi, \text{con}} = \frac{2 \cdot (L - l_{\text{con}})}{l_{\text{con}} \cdot \left(L - \frac{l_{\text{con}}}{2}\right) \cdot \left(\frac{1}{(EI)_{y, \text{CLT}}} - \frac{1}{(EI)_{y, \text{con}}}\right) + \frac{L}{K_{\varphi}}} \quad (4)$$

Mittels dieser Vorgehensweise kann die Ersatzdrehfedersteifigkeit von CLT-Plattenstoßen durch herkömmliche 4-Punkt-Biegeversuche bestimmt werden. Eine alternative Möglichkeit besteht darin, die Verdrehungen am Stoß direkt auszuwerten. Hierfür können beispielsweise optische Messverfahren (DIC) im Bereich des Stoßes eingesetzt werden.

2.2. Versuchskörper

Es werden in vier Serien mit jeweils drei Versuchen unterschiedliche Ausbildungen des Plattenstoßes untersucht. Eine detaillierte Beschreibung der untersuchten Verbindungen ist in [7] zu finden. In Tabelle 1 sind lediglich die wesentlichen Parameter der einzelnen Serien angeführt. Für die Versuchskörper wird grundsätzlich Brettsper Holz verwendet, dessen Lamellen der Festigkeitsklasse C24 zugeordnet werden können. Der Aufbau der CLT-Elemente wurde so gewählt, dass ein möglichst ausgeglichenes Verhältnis der Biegesteifigkeiten zwischen den beiden Spannrichtungen besteht. Alle Prüfkörper haben eine Breite von 800 mm. Als Verbindungsmittel werden selbstbohrende Vollgewindeschrauben gemäß der Europäischen Technischen Bewertung [8] verwendet. Die Betongüte wurde mittels Druckversuchen an Würfeln bestimmt und beträgt C25/30. Für die Bewehrung wird Baustahl der Güte B550B verwendet und eine Betondeckung von 20 mm gewählt. Zusätzlich wird eine Bügelbewehrung mit einem Durchmesser von 8 mm im Abstand der Verbindungsmittel sowie eine Längsbewehrung mit einem Durchmesser von 10 mm in den Ecken der Bügelbewehrung eingelegt.

Tabelle 1. Prüfkörper für die experimentellen Untersuchungen

Serie [-]	Schraube [-]	CLT ¹⁾ [mm]	$h^2)$ [-]	$l_{\text{ef}}^3)$ [mm]	$e^4)$ [mm]	$a_4^5)$ [mm]	$l_{\text{con}}^6)$ [mm]	$l_0^7)$ [mm]
160-L5s-VGS-9	VGS 9×520	<u>20</u> 20 <u>20</u> 20 <u>20</u>	160	345	150	42	200	150
160-C5s-VGS-9 ⁸⁾	VGS 9×520	20 <u>20</u> 20 <u>20</u> 20	160	345	150	42	200	150
280-L9s-VGS-13	VGS 13×1000	<u>20</u> 40 <u>20</u> 40 <u>40</u> - 40 <u>20</u> 40 <u>20</u>	280	785	100	48	240	190
280-C9s-VGS-13	VGS 13×1000	20 <u>40</u> 20 <u>40</u> <u>40</u> - <u>40</u> 20 <u>40</u> 20	280	785	200	48	240	190

¹⁾ Aufbau der CLT-Lagen in mm; die unterstrichenen Lagen verlaufen in Spannrichtung des 4-Punkt-Biegeversuchs

²⁾ Gesamthöhe CLT

³⁾ Eindringtiefe Gewinde im im CLT

⁴⁾ Abstand zwischen den Verbindungsmitteln

⁵⁾ Randabstand normal zur Plattenebene

⁶⁾ Breite des Betonquerschnitts

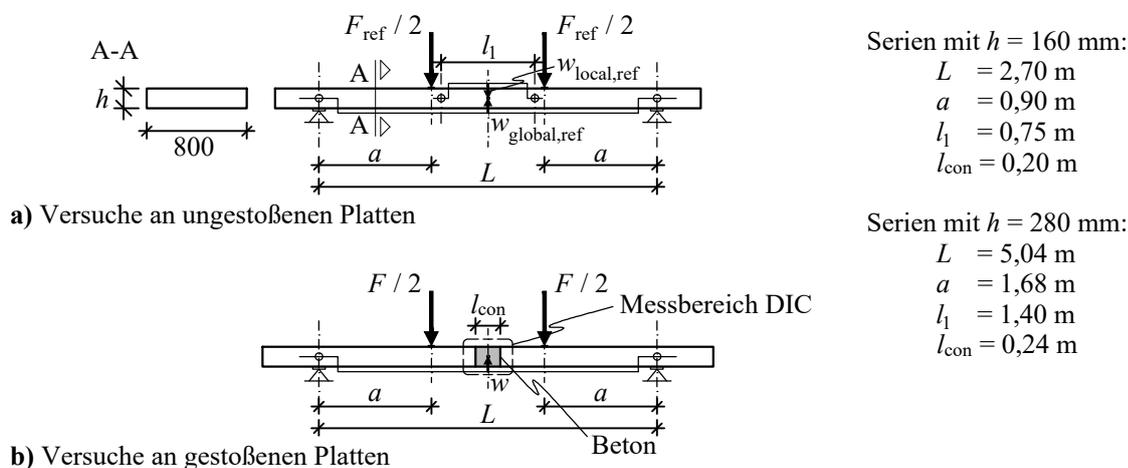
⁷⁾ Übergreifungslänge der Verbindungsmittel im Beton

⁸⁾ in der Serie 160-C5s-VGS-9 wurden zwei Reihen an Verbindungsmitteln eingebracht

2.3. Versuchsaufbau

Für die Ermittlung der Rotationssteifigkeit sind zwei Versuche erforderlich, wie in Abschnitt 2.1 beschrieben. Im ersten Schritt wird die Biegesteifigkeit $(EI)_{y,CLT}$ durch Messung der Maschinenkraft F_{ref} und der lokalen ($w_{local,ref}$) und globalen ($w_{global,ref}$) Durchbiegungen in Feldmitte an den ungestoßenen Platten in 4 Punkt-Biegeversuchen ermittelt. Die Belastung erfolgt dabei im elastischen Bereich (max. 40 % der charakteristischen Tragfähigkeit).

Im zweiten Schritt werden die Platten mittig getrennt, die Verbindung hergestellt und die eigentlichen Untersuchungen am Plattenstoß durchgeführt. Dabei werden 4-Punkt-Biegeversuche mit denselben Stützweiten wie bei den Versuchen an den ungestoßenen Elementen durchgeführt (siehe Abb. 4). Zusätzlich zur Maschinenkraft F und der globalen Durchbiegung w wird der Bereich des Stoßes mit einem optischen Messsystem erfasst, um die Verdrehungen der Fugen direkt am Stoß auswerten zu können. Im Abschnitt 3.2 werden die Ergebnisse dieser beiden Methoden zur Bestimmung der Rotationssteifigkeit miteinander verglichen.



Serien mit $h = 160$ mm:
 $L = 2,70$ m
 $a = 0,90$ m
 $l_1 = 0,75$ m
 $l_{con} = 0,20$ m

Serien mit $h = 280$ mm:
 $L = 5,04$ m
 $a = 1,68$ m
 $l_1 = 1,40$ m
 $l_{con} = 0,24$ m

Abbildung 4. Versuchsaufbau für die Bestimmung der Rotationssteifigkeit des Plattenstoßes

3. Ergebnisse

Die Ergebnisse der angeführten Serien bezüglich Tragfähigkeit und Versagensformen sind in [7] dargestellt. Dabei wurden Tragfähigkeiten bis zu 70% der charakteristischen Biegetragfähigkeit der ungestoßenen Platten erreicht. In Tabelle 2 werden daher, neben den ermittelten Rotationssteifigkeiten $K_{\varphi,con}$, nur die maximal erreichten Biegemomente angeführt.

3.1. Rotationssteifigkeiten der Verbindung

In Abbildung 5 werden die globalen Verformungen (w) der gestoßenen Platten den Verformungen der ungestoßenen Platten ($w_{global,ref}$) gegenübergestellt. Anhand dieser Versuchskurven werden die Rotationssteifigkeiten nach Gleichung (4) bestimmt. Diese werden am Erstbelastungspfad ($K_{\varphi,con,1}$) sowie am Entlastungspfad ($K_{\varphi,con,2}$) und Wiederbelastungspfad ($K_{\varphi,con,3}$) des aufgebrachtten Lastzyklus zwischen 10 und 40 % der geschätzten Höchstlast ausgewertet. Für die Ermittlung der Rotationssteifigkeit nach Gleichung (4) ist weiters die Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts $(EI)_{y,con}$ erforderlich. Hierfür wird ein ungerissener Querschnitt mit einem Elastizitätsmodul von 31 kN/mm^2 , entsprechend der ermittelten Festigkeitsklasse C25/30 [7], angenommen. Die Ergebnisse werden in Tabelle 2 angeführt.

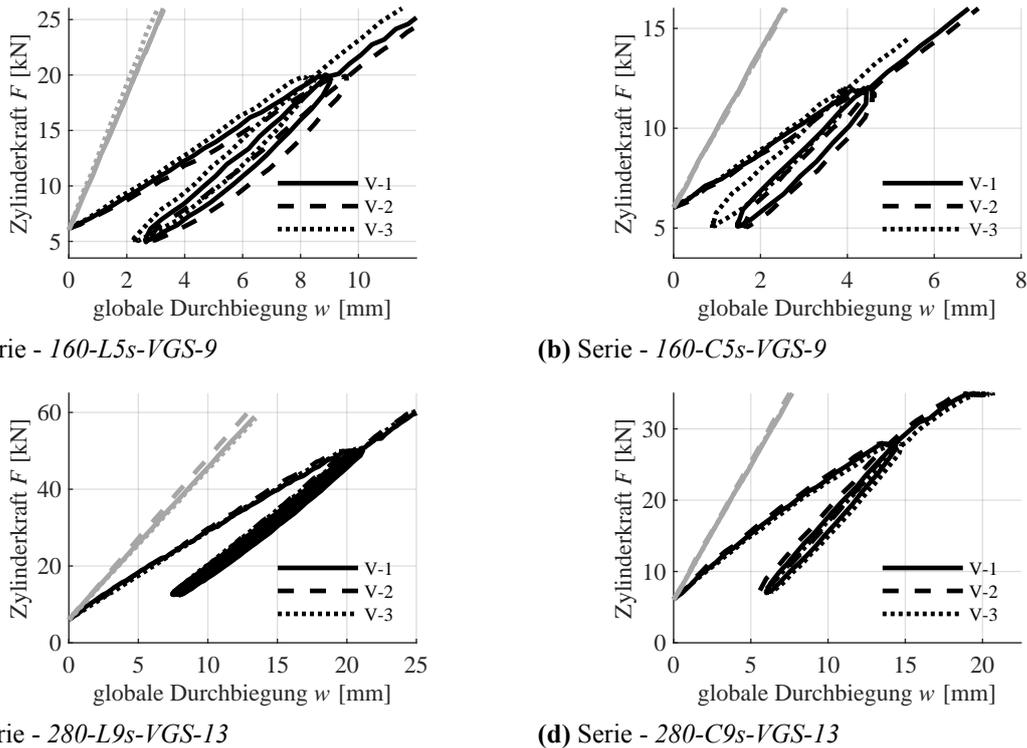


Abbildung 5. Last-Verformungsdiagramme - Ausschnitt im Bereich der Auswertung der Rotationssteifigkeit (— Versuche an gestoßenen Platten, — Versuche an ungestoßenen Platten)

Die Last-Verformungskurven in Abb. 5 verdeutlichen den Verlust der Gesamtsteifigkeit durch den Einbau des Stoßes. Die effektive Biegesteifigkeit des untersuchten gestoßenen Systems reduziert sich auf bis zu 26 % (Serie 160-L5s-VGS-9) gegenüber dem ungestoßenen System. Eine etwas geringere Reduktion der effektiven Biegesteifigkeit auf 55 % konnte hingegen bei der Serie 280-L9s-VGS-13 erreicht werden.

Des Weiteren ist an den Last-Verformungskurven der gestoßenen Platten eine deutliche Steifigkeitssteigerung zwischen dem Erst- und Wiederbelastungspfad zu erkennen. Diese Steigerung liegt je nach Serie zwischen einem Faktor von 1,55 (Serie 160-L5s-VGS-9) und 2,48 (Serie 280-C9s-VGS-13). Die Unterschiede in den Steifigkeiten, ermittelt am Ent- und Wiederbelastungspfad, sind deutlich geringer (max. Abweichung 5 %). Es ist jedoch zu beobachten, dass sich die Last-Verformungskurven nach der Wiederbelastung wieder der Kurve des Erstbelastungspfad annähern.

Um die erreichten Rotationssteifigkeiten mit den in Abb. 1 dargestellten Ersatzdrehfedersteifigkeiten der Parameterstudie zu vergleichen, ist die Steifigkeit K_φ nach Gleichung (3) zu bestimmen. Für die beiden Serien (280-L9s-VGS-13 und 280-C9s-VGS-13), mit Plattenstärken von 280 mm, wie Sie auch in der Studie verwendet wurden, ergeben sich im Mittel Rotationssteifigkeiten k_φ von 6500 kNm/rad/m und 3600 kNm/rad/m aus dem Erstbelastungspfad, bzw. 13100 kNm/rad/m und 6500 kNm/rad/m aus dem Wiederbelastungspfad. Vergleicht man diese Steifigkeiten mit der in Abb. 1 angeführten Parameterstudie zeigt sich, dass mit höheren Steifigkeiten nur mehr geringfügige Erhöhungen der ersten Eigenfrequenz möglich wären. Zusätzlich sollte berücksichtigt werden, dass bei diesen beiden Serien nur Verbindungsmittel im zugbeanspruchten Querschnitt angeordnet wurden. Ein Vergleich zwischen den Serien 160-L5s-VGS-9 (einreihig) und 160-C5s-VGS-9 (zweireihig) zeigt, dass sich eine zusätzliche Reihe von Verbindungsmitteln im druckbeanspruchten Querschnitt günstig auf die Rotationssteifigkeiten auswirkt.

Tabelle 2. Zusammenfassung der Ergebnisse (Breite Prüfkörper: 800 mm)

Serie	Versuch	$(EI)_{y,CLT}$	M_{max}	$K_{\varphi,con,1}^{1)}$	$K_{\varphi,con,2}^{2)}$	$K_{\varphi,con,3}^{3)}$	$\frac{K_{\varphi,con,1}}{K_{\varphi,con,3}}$
[-]	[-]	[kN m ²]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[-]
160-L5s-VGS-9	V-1	2791	20,8	1231	1980	2025	1,64
	V-2	2822	20,8	1123	1774	1772	1,58
	V-3	3054	20,5	1321	2057	2047	1,55
160-C5s-VGS-9	V-1	1776	19,7	1287	2670	2632	2,05
	V-2	1830	18,7	1171	2512	2465	2,11
	V-3	1795	17,7	1247	2238	2250	1,81
280-L9s-VGS-13	V-1	11066	95,4	9337	19908	19324	2,07
	V-2	13082	104,0	9854	20108	19537	1,98
	V-3	9777	104,8	10495	21912	21059	2,01
280-C9s-VGS-13	V-1	11335	56,5	5560	14003	13763	2,48
	V-2	11958	56,4	5633	13738	12996	2,31
	V-3	11371	57,8	5277	13220	12711	2,41

¹⁾ $K_{\varphi,con,1}$ – Rotationssteifigkeit ermittelt am Erstbelastungspfad

²⁾ $K_{\varphi,con,2}$ – Rotationssteifigkeit ermittelt am Entlastungspfad

³⁾ $K_{\varphi,con,3}$ – Rotationssteifigkeit ermittelt am Wiederbelastungspfad

3.2. Vergleich mit Messungen aus digitaler Bildkorrelation (DIC)

Bei den in Abbildung 4 dargestellten Versuchen wurde neben den Verformungen in Feldmitte auch der Bereich des Stoßes mit einem optischen Messsystem zweidimensional, von beiden Seiten der Prüfkörper, erfasst. Im Postprocessing wurde mittels digitaler Bildkorrelation (DIC) die Verdrehung auf beiden Seiten der Fuge zwischen Brettsperrholz und Beton bestimmt, um aus der Differenz die Rotationssteifigkeit zu ermitteln.

Die Ergebnisse dieser Messung werden in Abbildung 6 den nach Gleichung (4) über das Prinzip der virtuellen Kräfte (PvK) ermittelten Rotationssteifigkeiten gegenübergestellt. Es zeigt sich bei der Rotationssteifigkeit im Bereich des Erstbelastungspfades eine gute Übereinstimmung zwischen den beiden Messmethoden. Deutlichere Abweichungen sind jedoch bei Betrachtung der am Ent- und Wiederbelastungspfad ermittelten Steifigkeiten zu erkennen. Dies wird auf Steifkeitszunahmen der Vollgewindeschrauben im CLT zurückgeführt, die außerhalb des Messbereichs der Kameras erfolgen.

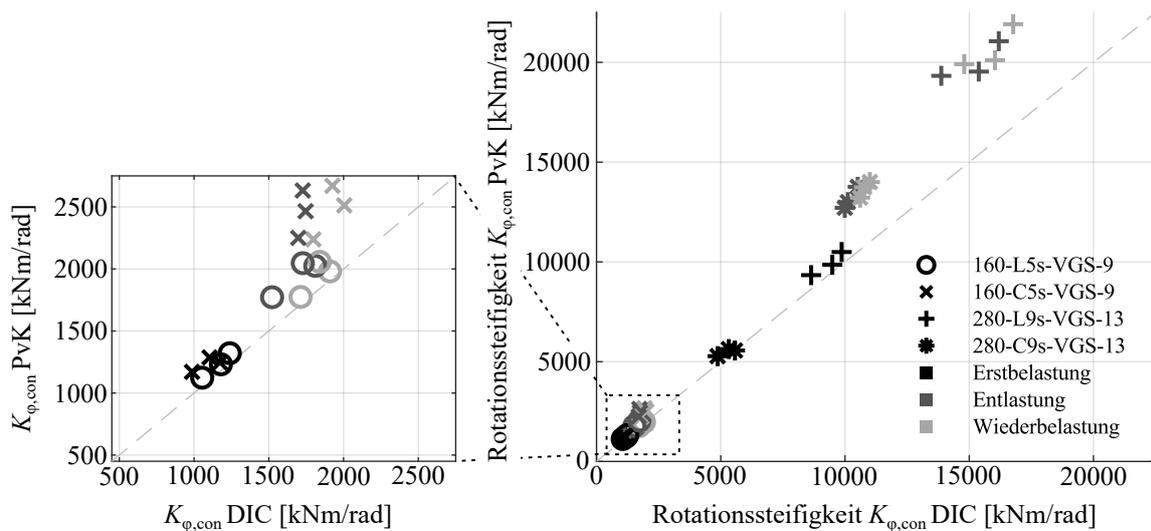


Abbildung 6. Vergleich der ermittelten Rotationssteifigkeit $K_{\varphi,con}$ über das Prinzip der virtuellen Kräfte (PvK) und über digitale Bildkorrelation (DIC)

4. Schlussfolgerung und Ausblick

Die durchgeführten Versuche zeigen, dass mit der vorgestellten Verbindung eine ausreichend hohe Rotationssteifigkeit für den Einsatz in punktgestützten Flachdecken erreicht werden kann. Außerdem konnte gezeigt werden, wie die Ermittlung der Rotationssteifigkeit ohne aufwendige Messungen der Verdrehungen im Bereich des Stoßes erfolgen kann. Es genügt, die globalen Durchbiegungen der 4-Punkt-Biegeversuche einem Referenzversuch an ungestoßenen Platten gegenüberzustellen, um eine Ersatzdrehfedersteifigkeit der Verbindung ermitteln zu können. Auf Grundlage der in dieser Studie präsentierten Ergebnisse werden im nächsten Schritt numerische Modelle validiert. Anhand dieser Modelle soll ein analytischer Bemessungsansatz für die Ermittlung der Rotationssteifigkeit dieser Verbindung abgeleitet werden. Ebenfalls sollen offene Fragestellungen, wie beispielsweise die Unterschiede in der Erst- und Wiederbelastungssteifigkeit, anhand dieser Modelle genauer betrachtet werden. Ein besonderes Augenmerk wird dabei auf eine zweite Verbindungsmittelreihe im druckbeanspruchten Bereich des Querschnitts gelegt.

Danksagung

Die Autoren danken dem Team der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt (TVFA) der Universität Innsbruck für die Durchführung der experimentellen Untersuchungen. Ebenfalls gedankt sei den Partnern des Forschungsprojekts "STS - slab to slab", der österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG Nummer: 883687 - B1: Punktgestützte Flachdecken: Fügeverfahren von Brettsperrholz) und dem Industriepartner ROTHOBLAAS SRL aus Kurtatsch, Italien.

Literatur

- [1] S. Zöllig, A. Frangi, S. Franke und M. Muster. „Timber structures 3. 0–new technology for multi-axial, slim, high performance timber structures“. In: *Proc. World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016)*. 2016.
- [2] S. Loebus und S. Winter. *Zweiachsige Tragwirkung bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Entwicklung von Bemessungsverfahren und Konstruktionsdetails für zweiachsige Lastabtragung bei der Holz-Beton-Verbundbauweise*. Techn. Ber. Technische Universität München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, 2017.
- [3] B. Maurer. „Lösungsansätze für punktgestützte Flachdecken aus Brettsperrholz“. ger. Diss. Universität Innsbruck, 2020.
- [4] C. Tapia, M. Claus und S. Aicher. „A finger-joint based edge connection for the weak direction of CLT plates“. In: *Construction and Building Materials* 340 (2022), S. 127645.
- [5] T. Stieb, B. Maurer, M. Bestler, P. Dietsch und R. Maderebner. „Solutions for edge connections to build two-way spanning cross laminated timber slabs“. In: *Proc. World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023)*. 2023, S. 1322–1329.
- [6] ÖNORM EN 1995-1-1. *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1 mit NA (2019): Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. Austrian Standards, 2010.
- [7] T. Stieb, R. Maderebner und P. Dietsch. „A Timber-Concrete-Composite Edge Connection for Two-Way Spanning Cross-Laminated Timber Slabs - Experimental Investigations and Analytical Approach“. In: *Buildings* 13(12) (2023), S. 3004.
- [8] ETA 11/0030. *Rotho Blaas Self-tapping screws and threaded rods*. ETA-Danmark: Kopenhagen, Denmark, 2020.

Lukas Rauber: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss von Bekleidungen auf das Tragverhalten von Holztafelwänden

Vortragender:

Rauber, Lukas

M.Sc.

Institut für Stahlbau

RWTH Aachen University

l.rauber@stb.rwth-aachen.de



- 2013-2019 Studium des Bauingenieurwesens an der RWTH Aachen
- 2018 Auslandssemester an der NTNU in Trondheim, Norwegen
- seit 2020 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen, Fachgebiet Ingenieurholzbau

Autoren: Rauber, Lukas; Hoffmeister, Benno

Zusammenfassung

Für Holztafelwände (HTW) werden in der Bemessung nach Eurocode 5 ausschließlich die Beplankungen als tragend angesetzt; Bekleidungen und deren Verbindungsmittel (VM) werden vernachlässigt. Der Trageinfluss dieser zusätzlichen Komponenten wurde bisher nicht umfänglich untersucht. In diesem Beitrag werden erste experimentelle Untersuchungen an HTW mit Bekleidung des Forschungsprojekts *HELEPOLIS* vorgestellt. Hierbei wurden 24 HTW-Probekörper mit den Abmessungen $2,50 \times 2,50$ m untersucht. Es wurden Referenzprobekörper mit ausschließlich OSB- oder GFB-Beplankung sowie Probekörper mit zusätzlicher GFB-Bekleidung getestet. Die Versuche wurden mit monotoner oder zyklischer Horizontalbelastung durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen einen signifikanten Trageinfluss durch die Bekleidungen.

1. Einleitung und Zielstellung

Holztafelwände (HTW) werden zum lateralen Lastabtrag in Gebäuden eingesetzt – zunehmend auch im mehrgeschossigen Holzbau. Sie bestehen aus planmäßig tragenden sowie planmäßig nichttragenden Komponenten. Planmäßig tragend sind der Rahmen, die Beplankungen, die Verankerung sowie die Verbindungsmittel zwischen Beplankung und Rahmen. Zusätzlich werden im Mehrgeschossbau weitere nichttragende – planmäßig schützende – Plattenlagen (sog. Bekleidungen) aus bauphysikalischen oder brandschutztechnischen Anforderungen angeordnet. Diese werden nach DIN EN 1995-1-1 [1] *nicht* in der Bemessung berücksichtigt. Die Vernachlässigung des Einflusses der Bekleidungen in der HTW-Bemessung kann zu folgenden Konsequenzen führen: (i) verringerte Wirtschaftlichkeit und erhöhter Ressourcenverbrauch aufgrund ungenutzter Tragreserven; (ii) unsichere Erdbebenbemessung aufgrund einer falschen Abschätzung der Steifigkeit, Tragfähigkeit und Duktilität.

Erste Untersuchungen zu HTW mit Bekleidungen lieferten Glos et al. 1985 [2]. International wurden HTW mit zusätzlichen Plattenlagen aus Type X-Gipsplatten von Chen et al. 2016 [3] und Valdivieso et al. 2023 [4] untersucht. Der Einfluss von Bekleidungen auf das Tragverhalten von HTW ist jedoch für die im DACH-Raum heute übliche Konstruktion mit OSB- oder Gipsfaserplatten (GFB) und der Verbindung mit Klammern bisher nicht ausreichend untersucht. Daraus ergibt sich folgende Fragestellung: Wie groß ist der Trageinfluss aus Bekleidungen bei typischen HTW-Aufbauten des mehrgeschossigen Holzbaus?

Ausgehend von dieser Fragestellung werden im Forschungsprojekt *HELEPOLIS* an der RWTH Aachen experimentelle Untersuchungen zum Trageinfluss von HTW-Bekleidungen durchgeführt. Im Rahmen des Projekts sind Detailversuche an Verbindungsmitteln (VM) von Beplankungen und Bekleidungen, Wandversuche an HTW sowie Gebäudeteilversuche geplant. In diesem Beitrag werden die bisher durchgeführten Wandversuche vorgestellt.

Ziel der Wandversuche ist die Feststellung und Quantifizierung des Trageinflusses von HTW-Bekleidungen. Im Rahmen der Wanduntersuchungen wurden bisher 24 Versuche an einseitig beplankten Zweirastertafeln ($2,50 \times 2,50$ m) mit Klammerverbindungen durchgeführt. Dabei wurden folgende Parameter variiert: (i) Probekörper mit oder ohne zusätzlicher GFB-Bekleidung; (ii) Versuche mit monotoner oder zyklischer Horizontalbelastung nach ISO 21581 [5]; (iii) Beplankung der Probekörper mit OSB- oder GFB-Platten.

2. Material und Methoden

2.1 Material

Für die **Rippen** wurde KVH der Festigkeitsklasse C24 verwendet. Kopf- und Fußrippen hatten einen Querschnitt von 120×200 mm; die Stiele den Querschnitt 80×200 mm. Die Holzfeuchte der Rippen wurde nach jedem Versuch mit dem Widerstandsmessverfahren nach DIN EN 13183-2 [6] bestimmt. Der Mittelwert aller Feuchtemessungen betrug $13,8 \pm 1,2$ %.

Die **Beplankung** bestand aus OSB/3-Platten ($t = 15$ mm) der Firma Egger Holzwerkstoffe Wismar GmbH & Co. KG [7] oder Gipsfaserplatten (GFB) mit einer Dicke von $t = 12,5$ oder 18 mm der Firma James Hardie Europe GmbH (fermacell®) [8]. Die **Bekleidungen** bestanden aus den gleichen GFB-Platten. Die Platten gleicher Dicke waren jeweils aus derselben Fertigungsladung. Die Plattenabmessungen waren 1250×2500 mm.

Als **Verbindungsmittel** wurden einheitlich beharzte Klammern nach Zulassung der Firma ITW Befestigungssysteme GmbH (Haubold) [9] verwendet. Es kamen zwei Klammertypen zum Einsatz: (i) HD 7900 mit einem Durchmesser von $\varnothing = 1,80$ mm und einer Länge von $L = 65$ mm oder 75 mm; (ii) „Spreizklammern“ KG 700 mit $\varnothing = 1,53$ mm und $L = 35$ mm.

Als **Verankerung** wurden je Wandseite zwei HTT31 der Fa. Simpson StrongTie [10] mit jeweils 41 Kammnägeln (TJEP KA 40/60 mm) sowie vier Schrauben (CSA5,0 \times 80) befestigt.

2.2 Probekörper

Die Klammerung der Referenzversuche ohne Bekleidung ist in Abb. 1 (a) dargestellt. Bekleidungen wurden durch die Beplankung bis in die Rippe geklammert (Abb. 1 (b)). Probekörpertyp 10 verwendete abweichend davon Spreizklammern (Abb. 1 (c)).

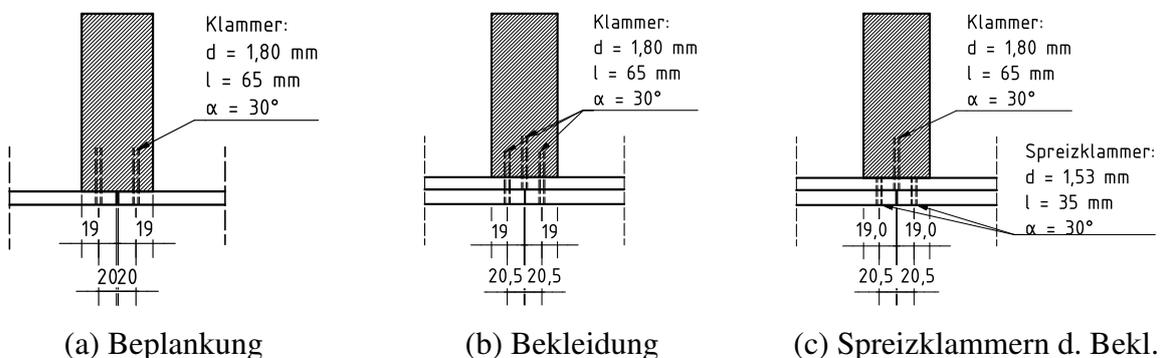
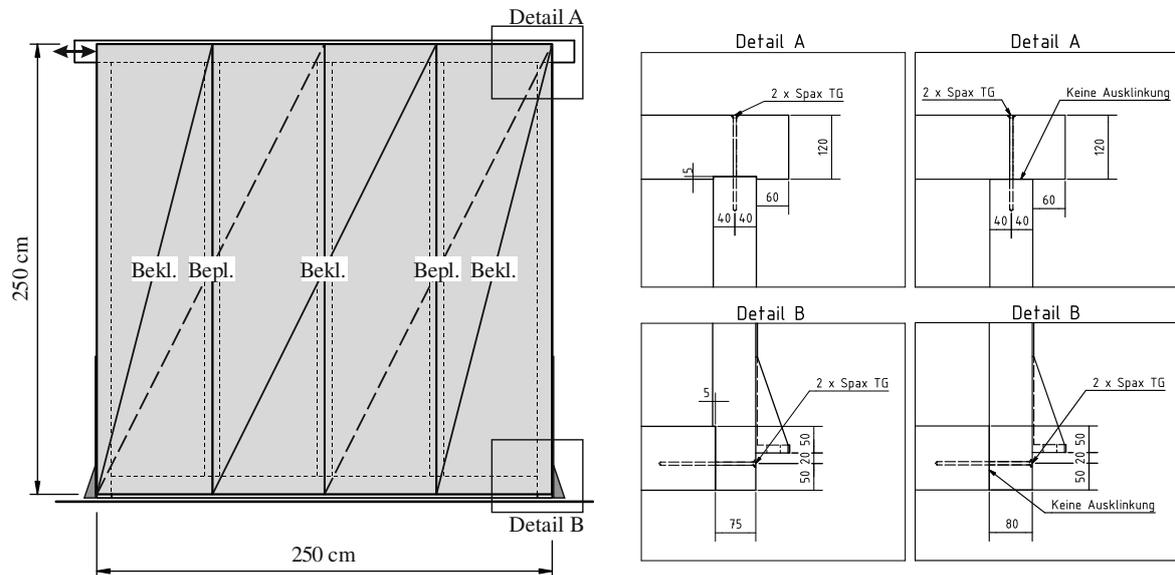


Abb. 1: VM der Probekörper mit Bekleidung (Referenzversuche analog ohne Bepl.)

Alle Probekörper hatten eine beplankte Fläche von $2,50 \times 2,50$ m (Abb. 2) und einen Klammerabstand von $s = 75$ mm. Die Bekleidungen waren zur Beplankung um ein halbes Raster und deren VM um $s/2$ versetzt angeordnet. Typ 02 unterschied sich von den übrigen Probekörpern durch das Fehlen der fertigungsüblichen Ausklinkung des Rahmens (Abb. 2 (b)).



(a) HTW-Probekörper

(b) Detail A und B: Ausklinkung (links);
Typ 02 ohne Ausklinkung (rechts)

Abb. 2: Probekörperaufbau der bekleideten HTW (Referenzversuche analog ohne Bekl.)

Die Versuchsmatrix gliedert sich in drei Serien (Tab. 1): Referenzversuche ohne Bekleidung (0) sowie HTW mit OSB-Bepplankung und GFB-Bekleidung (1) und GFB-Bepplankung und GFB-Bekleidung (2). Typ 02 unterschied sich gegenüber Typ 01 durch eine fehlende fertigungsübliche Ausklinkung (Abb. 2 (b)). Typ 07 war gegenüber Typ 06 mit einer zweiten GFB-Plattenlage bekleidet, die mit längeren Klammern ($L = 75$ mm) befestigt war. Bei Typ 10 wurden gegenüber Typ 09 Spreizklammern (Platte in Platte) verwendet (Abb. 1 (c)).

Tab. 1: Versuchsmatrix der durchgeführten HTW-Versuche

Serie	Typ	Anzahl	Beplankung	Bekleidung	Kl. d. Bekl.	Besonderheit
[-]	[-]	m* c*	t [mm]	t [mm]	$\varnothing - L$ [mm]	[-]
0	01	2 1	OSB 15	-	-	
	02	1 1	OSB 15	-	-	nicht ausgeklinkt
	03	2 1	GFB 12,5	-	-	
	04	1 1	GFB 18	-	-	
1	05	2 1	OSB 15	GFB 12,5	1,80 - 65	
	06	1 1	OSB 15	GFB 18	1,80 - 65	
	07	1 1	OSB 15	2×GFB 18	1,80 - 65	2. Bekl. Kl. 1,80-75
2	08	2 1	GFB 12,5	GFB 12,5	1,80 - 65	
	09	1 1	GFB 18	GFB 18	1,80 - 65	
	10	1 1	GFB 18	GFB 18	1,53 - 35	Spreizklammern (Sp.Kl.)

*monoton (m) oder zyklisch (c) nach ISO 21581 [5]

2.3 Durchführung und Prüfstand

Die Versuche wurden nach ISO 21581 [5] durchgeführt. Dazu wurde das monotone oder das zyklische Lastprotokoll der Norm verwendet. Die Last wurde durch einen 1000 kN-Zylinder über mit Gewindestangen verbundene Stahlprofile und einen Pendelstab aufgebracht. An der Kopfripen wurden die Tafeln gegen ein Verdrehen (Stabilitätsversagen) aus der Tafelebene mit Rollen gehalten. Die horizontalen Tafelauger wurden mithilfe von Stahlknaggen realisiert. Als Anker-elemente wurden je Endstiel der Tafeln zwei HTT31 Anker der Fa. Simpson StrongTie verwendet. Die Kopfverschiebung wurde mithilfe eines Seilzugs aufgenommen. Die horizontale und vertikale Auflagerverformung, das Ablösen der Bekleidung sowie die Relativverschiebung zwischen Beplankung und Rippen wurde mithilfe von Stabwegaufnehmern gemessen. Das zusätzlich verwendete photogrammetrische Messsystem Phidias ist nicht Teil der hier vorgestellten Auswertung.

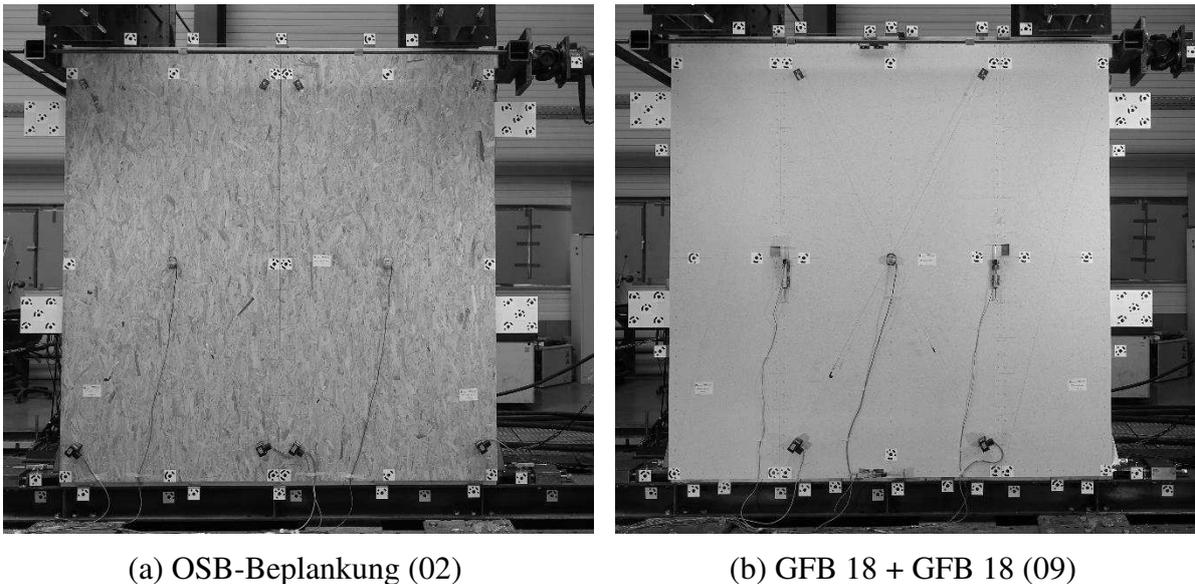


Abb. 3: HTW-Probekörper im Prüfstand

2.4 Auswertung

Die folgenden Parameter wurden aus den HTW-Versuchen ausgewertet:

- Tragfähigkeit F_{max} nach ISO 21581 [5]
- Anfangssteifigkeit K nach ISO 21581 [5]
- Grenverschiebung l_u nach ISO 21581 [5]
- Fließverschiebung l_y nach DIN EN 12512 [11]
- Duktilität $D = l_y/l_u$ nach DIN EN 12512 [11]

3. Ergebnisse

3.1 Versagensmechanismen

Bei allen Probekörpern bildeten sich zunächst Fließgelenke in den Klammern. Bei Probekörpern mit GFB-Beplankung ($t = 18$ mm) bildeten sich zwei Fließgelenke wohingegen sich bei den übrigen ein bis zwei Fließgelenke pro Klammer ausbildeten. Die sekundär aufgetretenen Versagensmechanismen unterschieden sich in Ablösen der Beplankung vom zugbelasteten Stiel oder in einigen Fällen GFB-Plattenversagen (Abb. 4).

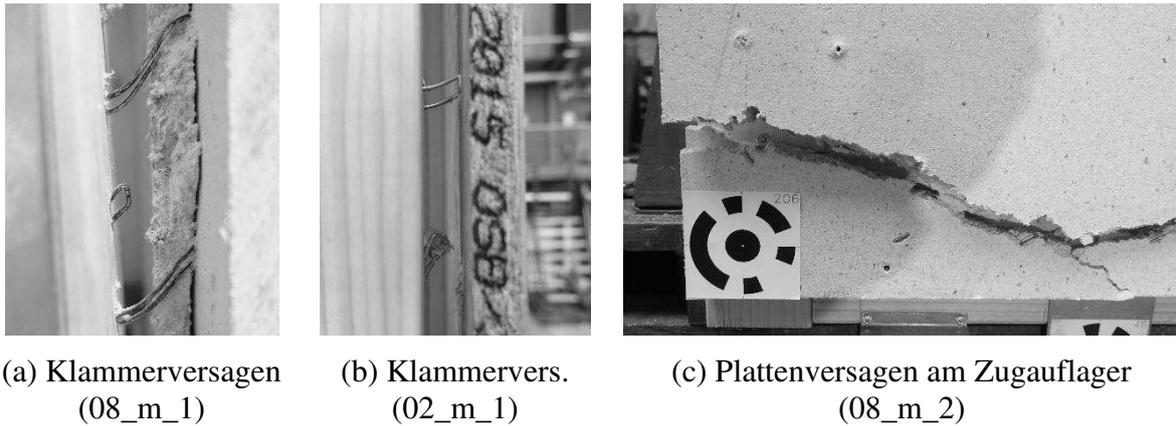
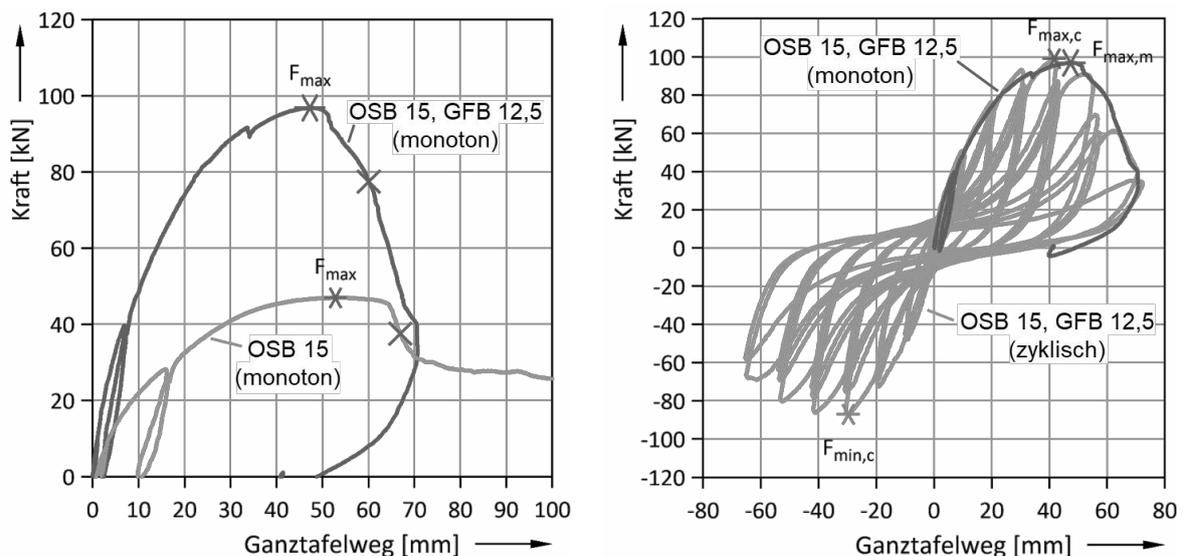


Abb. 4: Aufgetretene Versagensmechanismen nach überschreiten der Tragfähigkeit

3.2 Tragverhalten

In Abb. 5 (a) sind beispielhaft die Kraft-Weg-Verläufe des Typs 01 und 05 der Versuche dargestellt. Es ist erkennbar, dass die HTW mit Bekleidung (Typ 05) gegenüber der Referenztafel (Typ 01) eine deutlich höhere Tragfähigkeit und Anfangssteifigkeit aufweist. In Abb. 5 (b) ist ein monotoner und ein zyklischer Kraft-Wegverlauf des Typs 05 übereinander dargestellt. Der Verlauf des monotonen Versuchs liegt hier ungefähr über der Einhüllenden des zyklischen Versuchs.



(a) Vgl. Referenzversuch (01) und Versuch mit Bekleidung (05)

(b) Vgl. monotoner und zyklischer Versuch mit Bekleidung (05)

Abb. 5: Kraft-Weg-Diagramme der Kopfverschiebung für Versuche mit OSB + GFB

In Tab. 2 sind die Mittelwerte der Versuchsergebnisse jeden Typs für die oben aufgeführten Parameter dargestellt. Für die zyklisch belasteten Probekörper (c) sind in Klammern zusätzlich die Maximalwerte der Zweitbelastungsrichtung (hier Druckbelastung durch Zylinder) aufgeführt. Da die Versuchsreihe wenige Versuche gleichen Typs sowie gleicher Belastungsart aufweist, wurden keine Standardabweichung oder CoV berechnet.

Tab. 2: Ergebnisse der monotonen (m) und zyklischen (c) HTW-Versuche als Mittelwerte

Serie	Typ	Tragfähigkeit	Steifigkeit	Grenzversch.	Fließversch.	Duktilität
[-]	[-]	$F_{max/min}$ [kN]	K [kN/mm]	l_u [mm]	l_y [mm]	D [-]
0	01 m	46,7	2,27	76,7	15,8	5,18
	01 c	51,3 (-39,5)	2,8 (2,32)	67,3 (-62,1)	13,8 (-12,3)	4,88 (5,06)
	02 m	48,6	2,55	80,4	13,9	5,81
	02 c	45,7 (-44)	2,14 (2,59)	65,8 (-64,8)	12,3 (-11,1)	3,86 (5,82)
	03 m	48,1	3,44	29,2	12,6	2,89
	03 c	59,5 (-44,4)	5,36 (4,68)	23,2 (-21)	9,69 (-8,06)	2,4 (2,61)
	04 m	62,2	3,78	43	10,2	4,21
	04 c	65,4 (-51)	4,2 (4,03)	32,5 (-27,9)	13,7 (-10,8)	2,38 (2,59)
1	05 m	95,6	5,23	58,3	16,3	3,85
	05 c	99 (-87,1)	5,01 (5,24)	57,5 (-62,3)	15,8 (-12,5)	3,65 (4,98)
	06 m	86,8	6,21	39,1	11,2	3,49
	06 c	90 (-80,4)	6,71 (5,14)	50,3 (-47,9)	9,86 (-12,4)	5,1 (3,85)
	07 m	109	5,78	54,4	12,1	4,5
	07 c	110 (-102)	6,63 (6,98)	49,3 (-49,8)	12,6 (-10,3)	3,93 (4,84)
	08 m	93,5	5,54	30,7	13,3	2,36
2	08 c	89,7 (-81,3)	7,15 (6,85)	31,8 (28,1)	9,8 (-10,3)	3,25 (2,73)
	09 m	97,3	5,78	53,7	10,9	4,91
	09 c	108 (-96,4)	6,72 (6,05)	48,7 (47,7)	12,4 (-11,4)	3,93 (4,19)
	10 m	65,2	5,66	49,5	8,89	5,56
	10 c	66,3 (-55,2)	5,26 (4,46)	41,6 (40,1)	10,2 (-9,58)	4,09 (4,19)

In Tab. 3 ist ein Vergleich der Trageigenschaften (Traglast F_{max} , Anfangssteifigkeit K , Duktilität D) zwischen Referenzversuchen und bekleideten HTW aufgeführt. Die Differenzen Δ wurden berechnet mit $X_{Bekleidet}/X_{Referenz}$.

Tab. 3: Vergleich der Trageigenschaften der bekleideten HTW gegenüber Referenzversuchen

Referenz	Typ mit Bekleidung	ΔF_{max} [%]	ΔK [%]	ΔD [%]
		m (c)	m (c)	m (c)
01 (OSB 15)	05 (GFB 12,5)	+105 (+93)	+130 (+79)	-26 (-25)
	06 (GFB 18)	+86 (+75)	+173 (+140)	-33 (+4,5)
	07 (2×GFB 18)	+133 (+114)	+155 (+137)	-13 (-19)
03 (GFB 12,5)	08 (GFB 12,5)	+94 (+51)	+61 (+33)	-18 (+35)
04 (GFB 18)	09 (GFB 18)	+57 (+65)	+53 (+60)	+17 (+65)
	10 (GFB 18 Sp.Kl.)	+5 (+1,4)	+50 (+25)	+32 (+72)

4. Diskussion

Der große Trageinfluss von Bekleidungen auf HTW wird im Rahmen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen deutlich. Dies bestätigt den in der Literatur [2–4] festgestellten starken Einfluss aus Bekleidungen auch für im DACH-Raum übliche Holztafelkonstruktionen.

In den hier vorgestellten Versuchen wurden die horizontale Tragfähigkeit und Steifigkeit von HTW durch Bekleidungen stark gesteigert. Die Steigerung ist abhängig von der Kombination der Plattenwerkstoffe (OSB + GFB oder GFB + GFB) und der Plattendicke. Dies führt zu einem *nicht* trivialen Trageinfluss durch zusätzliche Bekleidungen. So steigerten sich in den Versuchen mit OSB-Beplankung und GFB-Bekleidung die Steifigkeit und die Tragfähigkeit; nicht aber die Duktilität. Bei GFB-Beplankung und -Bekleidung wurde eine Steigerung aller Trageigenschaften beobachtet.

Der Einfluss der Ausklinkung kann durch die Versuche ohne Ausklinkungen (Typ 02) gegenüber der Referenz mit Ausklinkungen (Typ 01) als gering eingeschätzt werden. Hierzu ist aber die geringe Anzahl an Versuchen (drei Versuche zu Typ 01 und zwei zu Typ 02) zu berücksichtigen.

Der Einfluss von Spreizklammern (Typ 10 mit Klammerung Platte in Platte) auf die Tragfähigkeit von HTW kann ebenfalls als gering eingeschätzt werden – Steifigkeit und Duktilität nahmen aber deutlich zu. Dieser Einfluss müsste weitergehend untersucht werden. Auch hier ist die geringe Anzahl an Versuchen zu bedenken.

Die Versuche zeigen, dass eine Vernachlässigung von Bekleidungen in Bemessungsnormen *nicht* richtig ist. Dies führt zu einerseits ungenutztem wirtschaftlichem Potential für die Bauweise sowie zu einer falschen Abschätzung der Trageigenschaften für die Bemessung von Holztafelgebäuden im Lastfall Erdbeben.

5. Schlussfolgerungen und Ausblick

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde der Trageinfluss von Bekleidungen auf Holztafelwände untersucht. Folgende Schlussfolgerungen konnten daraus gezogen werden:

- Eine Klammerung von Bekleidungen bis in die Rippe (wie für Brandschutzbekleidung vorgeschrieben) hat einen nicht zu vernachlässigenden Trageinfluss (Steigerung der Tragfähigkeit und Steifigkeit um bis zu 100 %).
- Fertigungsübliche Ausklinkungen im Holzrahmen von HTW haben einen geringen Einfluss auf das horizontale Tragverhalten.
- Eine Befestigung von Bekleidungen mit Spreizklammern ausschließlich in die Beplankung (Platte in Platte) hat einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Tragfähigkeit von HTW. Ein Einfluss auf die Steifigkeit und Duktilität kann durch die Versuche jedoch nicht ausgeschlossen werden.
- Der Trageinfluss auf HTW durch Bekleidungen ist bisher nicht normativ berücksichtigt. Die Versuche zeigen, dass eine Berücksichtigung von Bekleidungen in der Bemessung von Holztafelbauten nicht zu vernachlässigen ist.

Für eine Berücksichtigung in der Bemessung fehlt aktuell ein für die praktische Anwendung geeignetes Berechnungsmodell. Im Rahmen des Forschungsprojektes *HELEPOLIS* soll im weiteren Verlauf mithilfe von Detailversuchen ein Berechnungsmodell für HTW mit Bekleidung entwickelt werden. Langfristig soll damit das reale Tragverhalten von HTW besser abgeschätzt werden können.

Danksagung

Dank gilt dem BMEL und der Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe, die das Projekt *HELEPOLIS* im Rahmen des „Förderprogramms Nachwachsende Rohstoffe“ fördern. Dank gilt auch den Projektpartnern *Walter + Reif Ingenieurgesellschaft mbH* sowie der *Adams Holzbau-Fertigbau GmbH* für die hervorragende Zusammenarbeit. Zuletzt danken wir allen Studierenden, die die Versuche als HiWi oder im Rahmen einer Abschlussarbeit unterstützten, allen voran Phillip Hoffknecht.

Literatur

- [1] DIN EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010.
- [2] GLOS, P.; HENRICI, D.; SCHMELMER, B.: *Festigkeit geleimter/genagelter Wandtafeln und geleimter Zugscherverbindungen unter Klimabeanspruchung*. Institut für Holzforschung der Universität München, München Ausgabe 1985.
- [3] CHEN, Z.; CHUI, Y.-H.; DOUDAK, G. et al.: *Contribution of Type-X Gypsum Wall Board to the Racking Performance of Light-Frame Wood Shear Walls*. In: *Journal of Structural Engineering* 142 (2016), Heft 5, 04016008-1 -12.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001468](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001468).
- [4] VALDIVIESO, D.; GUINDOS, P.; MONTAÑO, J. et al.: *Experimental investigation of multi-layered strong wood-frame shear walls with nonstructural Type X gypsum wallboard layers under cyclic load*. In: *Engineering Structures* 282 (2023), S. 115797.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115797>.
- [5] ISO 21581: *Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls*. International Organization for Standardization, Ausgabe Juni 2010.
- [6] DIN EN 13183-2: *Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz Teil 2: Schätzung durch elektrisches Widerstands-Messverfahren*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Juli 2002.
- [7] DOP-734-03: *Leistungserklärung*. Egger Holzwerkstoffe Wismar GmbH & Co. KG, Ausgabe Mai 2023.
- [8] ETA-03/0050: *fermacell® Gipsfaser-Platten*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Ausgabe Mai 2022.
- [9] ETA-16/0535: *Haubold-Klammern d = 1,53 - 1,80 - 2,00 mm als Verbindungsmittel im Holzbau für lange oder ständige Belastung auf Herausziehen*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Ausgabe Dezember 2020.
- [10] ETA-07-0285: *European Technical Assessment ETA-07/0285 - Simpson Strong-Tie Hold Downs & Post Bases*. ETA-Danmark A/S, Ausgabe Dezember 2021.
- [11] DIN EN 12512: *Holzbauwerke - Prüfverfahren - Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln: Deutsche Fassung EN 12512:2001 + A1:2005*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.,

Am besten *holzgemacht*

Wir zeigen, was mit Holz alles möglich ist – zukunftsweisend und vor allem nachhaltig. Projekte von der Stange – nicht mit uns. Jedes unserer Projekte ist besonders. Wir optimieren bis ins Detail – ganz individuell, inklusive Planung und Engineering.



müllerblaustein – das können wir!
Holz ist unsere Passion. Jetzt weitere
Projekte anschauen, auf die wir stolz sind.

 www.muellerblaustein.de



© ICD-ITKE

/// INGENIEURHOLZBAU BUGA-PAVILLON

Kapitel V

(Holz-Beton) Verbund

Inhaltsverzeichnis

V-a	Andreas Kirchner: HBV-Brücken mit Klebeverbindung – Herstellung und Zustandsmonitoring eines Demonstratorbauteils165
V-b	Antonio Ansalone: Significance of earthquake actions on Timber and composite Timber-Concrete bridges173

Andreas Kirchner: HBV-Brücken mit Klebeverbund – Herstellung und Zustandsmonitoring eines Demonstratorbauteils

Vortragender:

Kirchner, Andreas

M. Sc.

Professur Stahl- und Hybridbau
Bauhaus-Universität Weimar &
Materialforschungs- und -prüfanstalt
(MFPA) Weimar

andreas-kirchner@uni-weimar.de



- 2013-2019 Studium Bauingenieurwesen an der Bauhaus-Universität Weimar
- Seit 2019 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der MFPA Weimar
- Seit 2022 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Professur Stahl- und Hybridbau der Bauhaus-Universität Weimar

Zusammenfassung

Um die Potenziale des Baustoffes Holz für den Infrastrukturbau nutzbar zu machen, soll eine neuartige, auf Verklebung basierende Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV) etabliert werden. Im Mittelpunkt eines aktuellen Verbundforschungsprojektes der Bauhaus-Universität Weimar, der Fachhochschule Erfurt und der MFPA Weimar steht dabei die Untersuchung des Einflusses klimabedingter Beanspruchungen auf das mechanische Langzeitverhaltens geklebter HBV-Bauteile. In diesem Kontext wurde ein repräsentatives Überbausegment, angelehnt an eine zweistegige Wirtschaftswegebrücke, in HBV-Bauweise mit Klebverbund hergestellt. Der Beitrag gibt einen Überblick über die Herstellung dieses ersten Demonstratorbauteils sowie die Untersuchungen zum Zustandsmonitoring mittels verschiedener orts aufgelöster und verteilt messender Sensoren.

1. Motivation

1.1 Potentiale der HBV-Bauweise im Infrastrukturbau

Der Baustoff Holz spielt im Infrastrukturbau aktuell eine untergeordnete Rolle. Überführungsbauwerke mit kurzen und mittleren Stützweiten über querende Gewässer, Straßen und Schienenwege dominieren die Verkehrsinfrastruktur. In diesem Segment stellen Überbauten in Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV) eine ökologisch und ökonomisch sinnvolle Alternative zu Stahl- und Massivbauweisen dar. Aktuell wird der Verbund in HBV-Brücken mittels mechanischer Verbundelemente oder Formschluss (Kerven) realisiert. Ein limitierender Faktor ist dabei die diskontinuierliche, konzentrierte Schubkraftübertragung zwischen Stahlbetonfahrbahnplatte und hölzernen Brückenlängsträgern.

Der vollflächige Verbund zwischen Holz und Beton mittels Klebung bietet wirtschaftliche und mechanische Vorteile gegenüber den bisher eingesetzten Verbundlösungen, wie die erhöhte Biegesteifigkeit infolge starrer Verbundwirkung, verbesserte Ausnutzung der Schubtragfähigkeiten von Holz und Beton durch die flächige und damit gleichmäßigere Schubbeanspruchung sowie verkürzte Bauzeiten und eine Steigerung der Qualität aufgrund der Möglichkeit der Vorfertigung im Werk, beim Einsatz von Voll- oder Halbfertigteilen für die Betonfahrbahnplatte.

Untersuchungen zeigen, dass Brückenüberbauten in HBV-Bauweise im Stützweitenbereich zwischen 10 und ca. 30 m eine wirtschaftliche Alternative zu herkömmlichen Überbauten in Massivbauweise darstellen [1]. Mit ca. 50% des Brückenbestandes im Bundesfernstraßennetz, gibt es in diesem Segment (Brücken < 30 m Spannweite) ein enormes Potential für die HBV-Bauweise, insbesondere im Hinblick auf erforderliche Ersatzneubauten [2]. Normative Regelungen für den speziellen Überbautyp der HBV-Brücke mit Klebverbund sind bislang nicht vorhanden. Vorbehalte gegenüber tragenden geklebten Verbindungen in Bezug auf deren Langzeittragverhalten zeigen den Forschungsbedarf auf.

1.2 Geklebte HBV-Bauweise

Die geklebte HBV-Bauweise war seit den 1960er Jahren in verschiedenen Ausführungsvarianten immer wieder Untersuchungsgegenstand, u. a. in Form der „Nass-in-nass“-Verklebung (Verklebung von Holz mit Frischbeton), der Granulatsplittverklebung (Einstreuen von Splitt auf den noch flüssigen Klebstoff) [3] oder der Trockenverklebung [4], [5] (Verklebung eines vorgefertigten Betonteils). In der Literatur wird häufig zwischen dünnen (< 1 mm) und dicken Klebfugen (> 1 mm ... ca. 10 mm) differenziert. Für den baupraktisch erforderlichen Ausgleich von Herstellungstoleranzen zwischen vorgefertigten Beton- und Holzbauteilen haben sich in vorausgegangenen Untersuchungen an der Bauhaus-Universität Weimar mineralisch gefüllte Polymermörtel auf Epoxidharzbasis als geeignet erwiesen [5].

Das Kurzzeittragverhalten geklebter HBV-Bauteile wurde bereits in vielen Veröffentlichungen untersucht, einen umfassenden Überblick gibt Kästner [5]. Da für den Brückenbau Standzeiten von 100 Jahren angestrebt werden, ist das Langzeittragverhalten und die Dauerhaftigkeit der Klebfuge von großer Bedeutung. Hygrisch-thermische Langzeituntersuchungen wurden beispielsweise von Eisenhut durchgeführt [6]. Untersuchungen zum Langzeitverhalten an realitätsnahen Brückenbauteilen im Außenklima erfolgten bislang jedoch nicht. Daran anknüpfend wird im Folgenden die Fertigung eines geklebten HBV-Überbausegments vorgestellt, das als Demonstrator für die Herstellungstechnologie sowie als Langzeituntersuchungsobjekt dient.

2. Herstellung eines geklebten HBV-Überbausegments für Langzeituntersuchungen im Außenklima

2.1 Vorbetrachtung Verbund und Oberflächenbehandlung

In vorausgegangenen Untersuchungen an der Bauhaus-Universität Weimar wurde bereits der Verbund zwischen Holz und dem verwendeten Polymermörtel COMONO mittels Haftzugversuchen analysiert und charakterisiert [7]. Die Proben bestanden aus einem Holzwürfel der Kantenlänge 100 mm und einer aufgetragenen Mörtelschicht von 50 mm. Es wurde sowohl Altholz, als auch neues Vollholz mit sägerauen und gehobelten Oberflächen untersucht. An den Probenenden wurden Stahlplatten mit Laschen angeklebt, die bei den anschließenden Versuchen eine Krafteinleitung ermöglichen und die Fuge zwischen Holz und Mörtel auf Zug beanspruchen. Während bei den sägerauen Oberflächen ein Mischbruch (Bruch im Holz und oberflächennah an der Grundierung) auftrat, versagten die gehobelten Proben zu 100% im Holz.

In vergleichbarer Weise und in Anlehnung an DIN EN 1542 wurde der Verbund zwischen Beton und dem Polymermörtel COMONO in Haftzugversuchen charakterisiert. Variiert wurde dabei die Oberflächenvorbehandlung. Es wurden schalungsglatte (S) und gesandstrahlte Betonoberflächen (G) sowie Waschbetonoberflächen (W) betrachtet. Alle drei Konfigurationen wurden mit und ohne Voranstrich (V) unter Verwendung des ungefüllten Reaktionsharzsystems getestet. Auf die entsprechend vorbehandelten Betonplatten wurde jeweils eine 1 cm dicke

Polymermörtelschicht aufgetragen und für 7 Tage ausgehärtet. Vor dem Aufkleben der Prüfstempel erfolgte bei den Proben 1 bis 4 jeder Serie ein Anbohren mittels Kernbohrer unmittelbar bis zur Grenzschicht zwischen Beton und Polymermörtel. Hierdurch sollte ein möglichst grenzflächennahes Versagen provoziert werden. Als Vergleich wurde bei den Proben 5 die Grenzschicht jeweils nach Normvorgaben um ca. 10 mm durchbohrt.

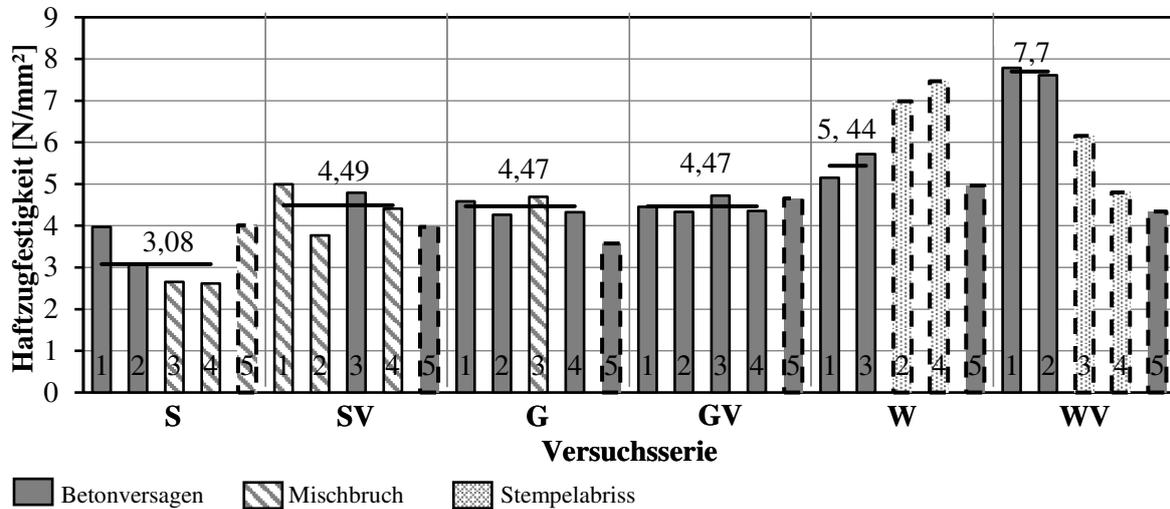


Abb. 1: Ergebnisse der Haftzugversuche an Betonproben mit aufgebrachteter Polymermörtelschicht bei unterschiedlicher Oberflächenvorbehandlung des Betons

Die Ergebnisse der Haftzugversuche sind in Abb. 1 dargestellt. Grau ausgefüllte Balken stehen für ein kohäsives Versagen im Beton, schraffierte Balken für einen Mischbruch. Gestrichelt umrandete Balken wurden von der Mittelwertbildung ausgeschlossen. Bei diesen versagte der Klebstoff zwischen Polymermörtel und Stempel oder die Grenzschicht wurde durchbohrt (Proben 5).

Aus den Versuchsergebnissen wird ersichtlich, dass eine Profilierung der Betonoberfläche (Waschbeton oder Sandstrahlen) erfolgen sollte, um ein adhäsives Versagen auszuschließen. Während ca. die Hälfte aller schalungsglatten Proben ein teilweises Adhäsionsversagen aufwies, zeigte von den gesandstrahlten Proben lediglich eine Probe ohne Voranstrich ein solches Versagen. Adhäsives Versagen konnte bei den Proben mit Waschbetonoberfläche in keinem Fall beobachtet werden.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Haftzugversuche sowie der in [5] dokumentierten vorausgegangenen Untersuchungen an PC/Holz- sowie PC/Beton-Schubproben mit unterschiedlichen Oberflächenvorbehandlungen, wurde für die Fertigung des HBV-Überbausegmentes die Kombination aus gehobelter Holzoberfläche und Waschbetonoberfläche umgesetzt.

2.2 Auslegung und Herstellung des Überbausegments

Das hergestellte Überbausegment wurde auf Grundlage einer Parameterstudie für HBV-Brücken nach Simon entworfen [1]. Für den Querschnitt wurde die Variante ÜV1 als Hälfte eines zweistegigen Plattenbalkens umgesetzt, s. Abb. 3. Da das Langzeitverhalten des Verbundbauteils unter klimatischen Randbedingungen im Vordergrund steht, wurden die thermischen Eigenschaften des Holzes bei der Geometrieauslegung berücksichtigt.

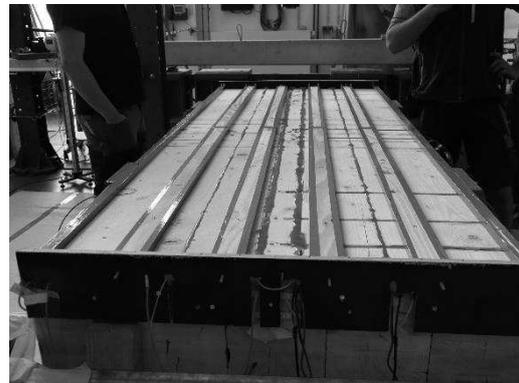
Die beiden Hirnholzenden wurden mittels Verkleidung vor direkter Bewitterung geschützt. Durch zusätzliche Versiegelung eines Hirnholzendes soll ein sorptiver Feuchteausaustausch über diese Fläche verhindert werden.

Das Überbauelement besteht aus einem hölzernen Blockträger der Festigkeitsklasse GL24h, $L \times H \times B = 2,5 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, sowie einer als Stahlbetonfertigteile hergestellten Fahrbahnplatte der Abmessungen $L \times H \times B = 2,5 \text{ m} \times 0,22 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$ (Festigkeitsklasse C40/50). Die Betonfahrbahnplatte wurde im zu verklebenden Bereich durch eine Waschbetonoberfläche profiliert. Dafür wurde der HEBAU CSE-Betonflächen-Entaktivierer „pro“ 70 genutzt. Es wurde eine Auswaschtiefe von ca. 3 mm vorgesehen.

Die Verklebung erfolgte mit dem Polymermörtel „Compono 100 S“ bestehend aus Harz, Härter und einem mineralischen Zuschlag mit einem Größtkorn von 3 mm, welches bereits in vorangegangenen Untersuchungen erfolgreich zum Verkleben von Holz-Beton-Verbundbauteilen eingesetzt und ausführlich von Kästner für diesen Zweck untersucht wurde [5]. Um einen Toleranzausgleich zu garantieren, wurde eine Fugendicke von ca. 1 cm angestrebt. Vor der Verklebung erfolgte ein Voranstrich der Betonfahrbahnplatte mit dem ungefüllten Reaktionsharzsystem, um eine optimale Benetzung sicherzustellen, s. Abb. 2 (a). Das Holzbauteil wurde vor der Verklebung mit Aceton gereinigt.



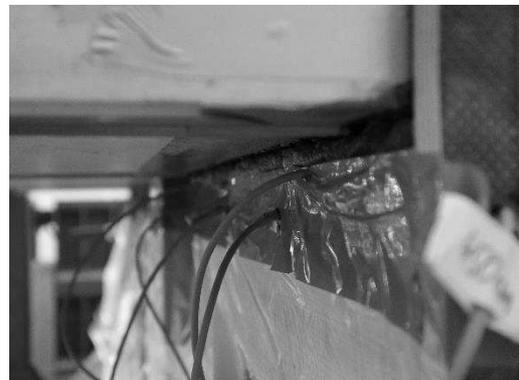
(a) Voranstrich Betonplatte



(b) Schalung Polymermörtelstreifen



(c) Streifenförmige Verklebung



(d) Verklebung

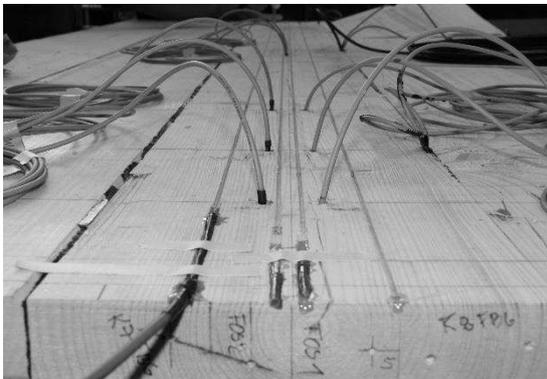
Abb. 2: Herstellung des Überbauelementes mit streifenförmiger Verklebung

Um eine vollflächige Verklebung zu garantieren und unkontrollierte Lufteinschlüsse zu vermeiden, wurde der Polymermörtel in Streifen von $1,8 \text{ cm} \times 13 \text{ cm}$ über die gesamte Bauteillänge aufgebracht. Für die Herstellung der Streifen wurde die in Abb. 2 (b) dargestellte Schalung verwendet. Der Mörtel wies eine ausreichende Standfestigkeit auf, wie in Abb. 2 (c), nach Entfernen der Schalung, zu sehen ist. Das anschließende Auflegen der Betonplatte verdrängt die Polymermörtelstreifen in die Breite und führt zu einer satten Polymermörtelschicht zwischen Beton und Holz, vgl. Abb. 2 (d). Voruntersuchungen ergaben, dass die Auflast der Betonplatte ausreicht, um die angestrebte Fugendicke von 1 cm zu erzielen.

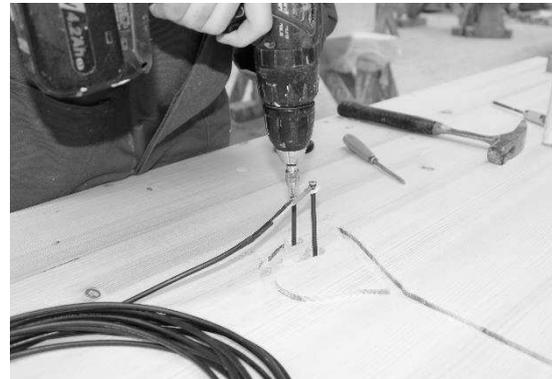
Holzbauteils. In Querrichtung wurden im Bereich der Klebfuge darüber hinaus 3 verteilt messende faseroptische Sensoren und jeweils eine gekapselte und eine ungekapselte Faser mit je 6 FBG's integriert. Vor der Blockverleimung der Brettschichtholzträger wurden 2 verteilt-messende Fasern in die Zugzone des Bauteils integriert.

Tab. 1: Sensortypen und Messmethoden für Zustandsmonitoring

Sensortyp	Messmethode	Messgröße
PT-Elemente		Temperatur
Edelstahl Elektroden (Edelstahlschrauben mit isoliertem Schaft)	Elektrischer Widerstand	Feuchtigkeit
Faser-Bragg-Gitter (orts aufgelöst)	optisch: Faser-Bragg- Gitter-Reflexion und Rayleigh-Streuung mit OFDR	Dehnungen und Temperaturen orts aufgelöst und verteilt
Verteilt messende Glasfasern (über den gesamten Sensor)		



(a) PT-Elemente und faseroptische Sensoren



(b) Feuchtesensoren (isolierte Edelstahlschrauben)

Abb. 4: Installieren der verwendeten Sensoren

3.2 Erste Ergebnisse des Zustandsmonitoring

Nach dem Start des Monitorings im Juni 2023 (kontinuierliche Messung mittels PT-Elementen und FBGs) konnten zusätzliche Messkampagnen mit den verteilt-messenden faseroptischen Sensoren gefahren werden. Exemplarisch werden hier erste Ergebnisse aus den Temperaturmessungen der PT-Elemente dargestellt.

In einem ersten Schritt wurde die mittels PT-Elementen gemessene vertikale Temperaturverteilung im Querschnitt des Bauteils ausgewertet. Abb. 5 zeigt die Entwicklung der Temperaturverteilung im Querschnitt für die Achsen G-L entlang des Überbausegmentes für die minimale und maximale gemessene Außentemperatur von $-13,9\text{ °C}$ (links) bzw. $32,6\text{ °C}$ (rechts), welche hier stellvertretend für eine Hitze- bzw. Kälteperiode diskutiert werden.

Mit der nahezu 40 °C warmen Betonplatte und dem ca. 23 °C warmen Kern des Holzes treten die größten Temperaturgradienten in der Hitzeperiode auf. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Asphaltsschicht noch höhere Temperaturen erreicht, was zu vergrößerten Gradienten führt. Daneben ist der Verschattungseffekt der Betonplatte auf das Holzbauteil deutlich ersichtlich. An dem oberen und unteren Rändern des Holzbauteils werden vergleichbare Temperaturen gemessen, der Kern des Holzes bildet den kältesten Punkt des Bauteils.

In der Kälteperiode konnte festgestellt werden, dass das gesamte Bauteil die $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ Grenze unterschreitet. Es treten geringere Temperaturgradienten als in der Hitzeperiode auf. Sowohl an der Oberseite als auch an der Unterseite des Bauteils streben die Temperaturen der Lufttemperatur entgegen, es kann kein Aufheizen der Oberseite analog zur Hitzeperiode festgestellt werden. Der Wärmste Punkt liegt mit ca. $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ im Kern des Holzes, was aufgrund der wärmespeichernden Eigenschaften des Holzes den Erwartungen entspricht (analog dazu die kälteste Stelle in der Hitzeperiode)

Unabhängig von der Hitze- und Kälteperiode kann ein nahezu linearer Verlauf der Temperatur in der Betonfahrbahnplatte festgestellt werden, während die Temperaturverteilung im Holzbauteil einen stark nichtlinearen und nahezu parabolischen Verlauf aufweist. Aus den bisherigen Erkenntnissen ist zu vermuten, dass sich der für eine Bemessung relevantere Temperaturlastfall aus den größeren Gradienten der Hitzeperiode ergibt.

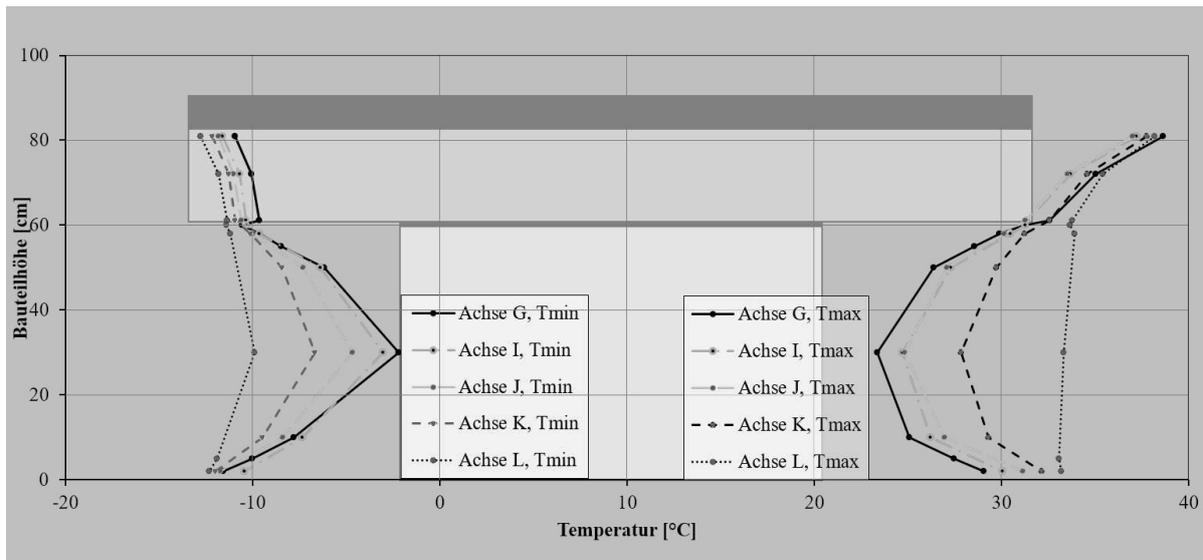


Abb. 5: Temperaturverteilung gemessen im QS des Überbausegments für verschiedene Achsen für $T_{\min} = -13,9^{\circ}\text{C}$ (links) und $T_{\max} 32,6^{\circ}\text{C}$ (rechts)

4. Zusammenfassung und Fazit

Zur Untersuchung des Bauteilverhaltens unter realen Klimabedingungen wurde ein geklebtes HBV-Überbausegment hergestellt. Ein umfassendes Zustandsmonitoring wurde durch die Kombination verschiedener Sensoransätze (PT-Elemente, Feuchtesensorik und faseroptische Sensoren) punktuell und orts aufgelöst umgesetzt. Erste Auswertungen von Sensordaten zeigen vielversprechende und plausible Ergebnisse.

Nächste Schritte konzentrieren sich auf Detailanalysen und den Vergleich mit Simulationsergebnissen, um Grundlagen für die Entwicklung eines Temperaturlastansatzes für die Bemessung von HBV-Brücken zu schaffen, der zum jetzigen Zeitpunkt in den relevanten Normen nicht enthalten ist.

Grundsätzlich bedarf es weiterer Forschungsaktivitäten zum Langzeitverhalten von HBV-Bauteilen. Während an dem Überbausegment in einem kurzen Zeitraum das Bauteilverhalten im realen Außenklima untersucht wird, soll in aktuell anlaufenden Versuchen der Langzeiteinfluss thermischer Einflüsse auf das Tragverhalten geklebter HBV-Bauteile untersucht werden.

5. Danksagung

Die vorgestellten Forschungsarbeiten sind Teil des Forschungsvorhabens HBVSens (FKZ: 2221HV097 A bis C) gefördert durch das Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft (BMEL) und den Projektträger Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e. V. (FNR).

Der Autor bedankt sich bei den Verbundpartnern des Forschungsprojektes HBVSens Fachhochschule Erfurt (Prof.in A. Simon, J. Koch), Bauhaus-Universität Weimar (Prof. M. Kraus, M. Kästner, H. Paetow) und der MFPA Weimar (Prof. C. Könke, M. Ganß) für ihre Beiträge zu diesem Referat.

Ein Dank gilt auch den Partner aus der Industrie, insbesondere Bennert GmbH, Beton Fertigteilbau Erfurt GmbH, STRAB Ingenieurholzbau Hermsdorf GmbH, STRABAG AG, Sika AG, Advanced Optics Solutions GmbH, FBGS Technologies GmbH, Polytec GmbH für die tatkräftige Unterstützung in Bezug auf die Herstellung des Überbausegmentes.

Literatur

- [1] SIMON, A.: *Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise*. Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2008.
- [2] Bundesministerium für Digitales und Verkehr: *Brücken an Bundesfernstraßen - Bilanz und Ausblick*. Bonn, 2022.
- [3] SCHMID, V.; SUTTER, M.: *Holz-Beton-Verbund: Klebeverfahren und Pilotprojekt mit Granulatsplittverklebung Holz-Beton-Verbund: Klebeverfahren und erstes Pilotprojekt mit Granulatsplittverklebung Geklebte Holz-Beton Verbunddecken*. 26. Internationales Holzbauforum IHF, Innsbruck, Österreich, 30.11.-2.12.2022.
- [4] SEIM, W.; FROHMÜLLER, J.: *Holz-Beton Verbund mit verklebten Fertigteilen – konsequenter Trockenbau*. 26. Internationales Holzbauforum IHF, Innsbruck, Österreich, 30.11.-2.12.2022.
- [5] KÄSTNER, M.: *Zum Tragverhalten von Polymermörtel-Klebverbindungen für die Anwendung bei Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise*. Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2019.
- [6] EISENHUT, L.: *Geklebter Verbund aus Holz und hochfestem Beton - Untersuchungen zum Langzeitverhalten*. Universität Kassel, Dissertation, 2015.
- [7] SCHOBER, K.-U.: *Untersuchungen zum Tragverhalten hybrider Verbundkonstruktionen aus Polymerbeton, faserverstärkten Kunststoffen und Holz*. Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2008.
- [8] KOCH, J.; GANSS, M.; KÄSTNER, M.; SIMON, A.: *A promising approach of linear timber structural health monitoring*. World Conference on Timber Engineering, Oslo, Norwegen, 19.6-22.6.2023.
- [9] DIN EN 1542: *Prüfverfahren – Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 1999-6.
- [10] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-10.7-282 (2021): *Polymerverguss zur Verstärkung von Holzbauteilen*. Antragsteller BENNERT GmbH, Deutsches Institut für Bautechnik

Significance of earthquake actions on Timber and composite Timber-Concrete bridges

Presenter:

Ansalone, Antonio

M. Sc./Civil Engineering
Research Assistant in the department of
Timber Structures and Building
Rehabilitation
University of Kassel
antonio.ansalone@uni-kassel.de



- Since 2022: Research Assistant in the Department of Timber Structures and Building Rehabilitation, University of Kassel, Germany.
- 2017-2022: PhD candidate at University of Kassel
- 2013-2016: M. Sc, University of Salerno (UNISA), Italy
- 2009-2013: B. Sc, UNISA

Authors: Antonio Ansalone; Werner Seim; Giuseppe D'Arenzo from Aarhus University.

Abstract

This paper presents a preliminary study on the influence that earthquakes have on timber bridges and a possible seismic protection strategy that is flexible and adaptable for the installation on both new and existing structures. Different geometries of two different bridge types were studied under wind, traffic and seismic action to determine when the seismic action is prevalent compared to the other dynamic excitations. In this framework, a combination of elastomeric seismic isolators and steel dampers was chosen as the seismic protection strategy. In particular, the steel dampers are U-shape steel elements (UFP) that dissipate energy by deforming along the round part of the damper, while the seismic isolators are natural rubber bearings. A numerical model of the resistant system was developed in SAP2000 with the aim of describing the load-deformation curve of the support structure under quasi-static loading. The results of the preliminary analysis showed the non-negligible effect that seismic action have on timber and timber-concrete composite bridges. The first results from the SAP2000 model are promising in showing the effectiveness of the proposed solution, but they need to be validated with an experimental campaign.

1. Introduction

In the scarce literature on the effects that earthquake have on timber bridges, Mander et al. [1] and Shama et al. [2] provide some data on the seismic performance of timber bridge piles in the longitudinal direction using fragility curves. They report that timber bridges can also suffer damage under earthquake, especially those with concrete decks, with the most severe damages occurring in the connection between the superstructure and substructure. Shama et al. [2] and Shama and Mander [3] present the experiments and numerical models done on timber bridges pile bents in both the longitudinal and transversal direction, as well as on the connection of the timber pile-to-concrete cap considering the different type of material and geometrical properties. Kočetov Mišulić et al. [4] and Kočetov Mišulić and Manojlović [5] focus on glulam-concrete arch bridges, with the aim to find the optimal design of the glulam arches and longitudinal elements and to reduce the shear forces in the dowels connecting the concrete deck with the glulam elements.

The literature on the topic shows that there is a research gap on the seismic behaviour and protection of timber and timber-concrete composite (TCC) single span bridges. Therefore, a

preliminary study was carried out for different bridge geometries to compare the effect of the seismic action with respect to wind and brake loads.

2. Impact of seismic action on timber bridges

This paper concentrates on timber and TCC bridges with spans of maximum 30 m. Specifically, deck bridges (**Figure 1 (b)**) and trough bridges (**Figure 1 (a)**) will be used as examples of TCC and timber bridges, respectively.

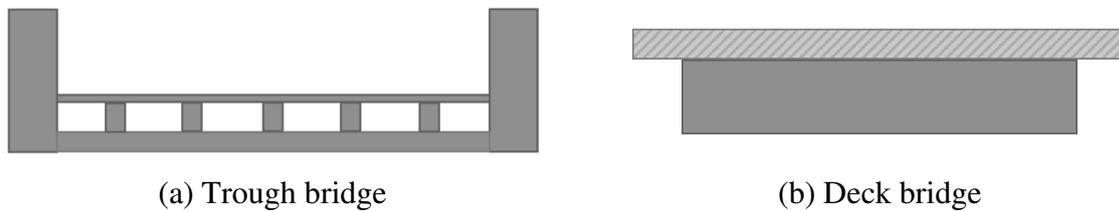


Figure 1: Used cross-sections for bridges, schematically

2.1 Reference bridges

Two structural sections, with a carriageway of width 4.5 m and 7.5 m were studied as a simple supported bridge and dimensioned on three different total lengths L of 15 m, 20 m, and 25 m, for both deck bridges and trough bridges. Furthermore, only for the trough bridges the width of 3.0 m and the length 30 m were studied. These lengths are chosen because they are the most commonly to be found in existing bridges. The trough bridge was designed as a bicycle bridge, while the deck bridge was designed to be a road bridge. Moreover, for the deck bridge three different values of the degree of coupling γ were used (uncoupled $\gamma=0$, partial coupling $\gamma=0.5$ and total coupling $\gamma=1.0$). The study included 6 bicycle bridges and 18 road bridges in total.

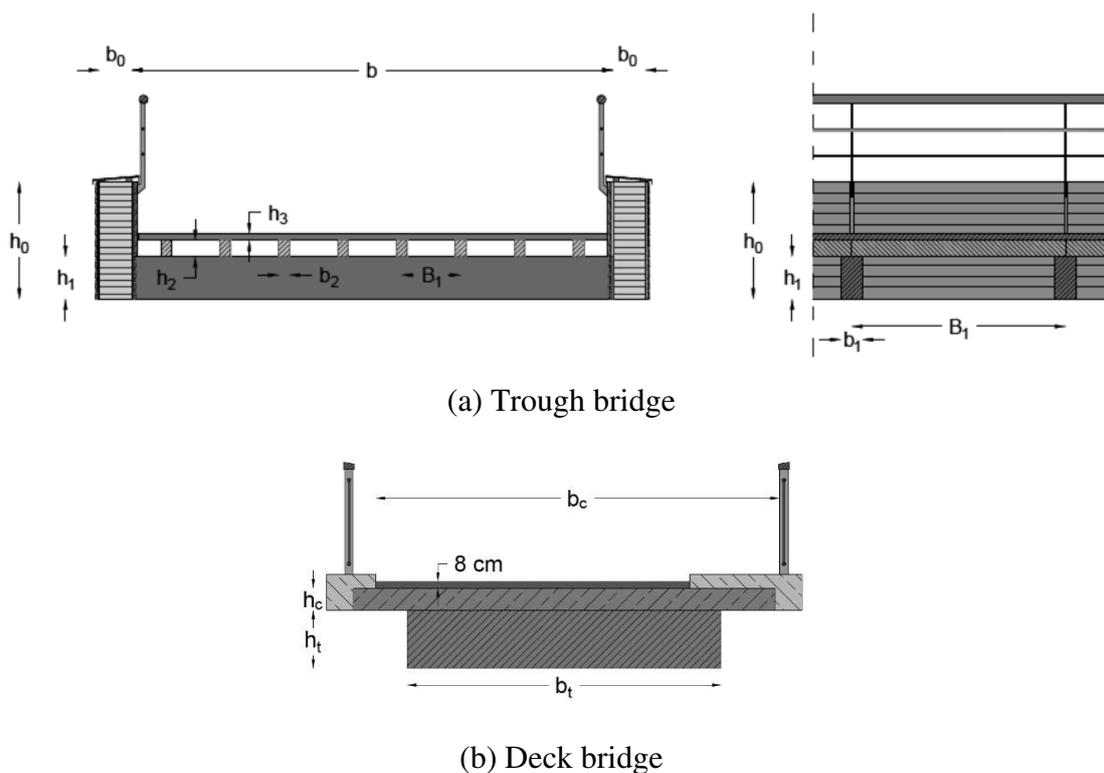


Figure 2: Symbols used to define the bridges sections

The bicycle trough bridge was chosen to be glulam GL30h. The bridge dimensions reported in **Table 1** and **Table 2** were obtained with a pre-dimensioning done only for vertical permanent loads, where the timber was supposed to be in service class 2, leading to a $k_{mod}=0.6$. For the TCC bridge, the same timber as the trough bridge was used, with the concrete being of class C30/37. The dimensions of the different structural elements for the different bridge spans are given in **Table 1** and **Table 2**, with the symbols following the nomenclature given in **Figure 2**.

Table 1: Dimensions of the studied timber bridges as a function of the bridge length L

L [m]	b [mm]	b ₀ [mm]	h ₀ [mm]	b ₁ [mm]	h ₁ [mm]	b ₂ [mm]	h ₂ [mm]	h ₃ [mm]
15	3000	250	1100	200	250	100	150	65
	4500	300	1100	200	400	100	150	65
	7500	300	1300	300	500	100	150	65
20	3000	300	1300	200	250	100	150	65
	4500	350	1400	200	400	100	150	65
	7500	350	1600	300	500	100	150	65
25	3000	300	1600	200	250	100	150	65
	4500	400	1700	200	400	100	150	65
	7500	400	1900	300	500	100	150	65
30	3000	350	1800	200	250	100	150	65
	4500	400	2000	200	400	100	150	65
	7500	500	2100	300	500	100	150	65

Table 2: Dimensions of the studied composite bridges as a function of the bridge length L and the degree of coupling γ

γ	Geometric properties not changing with L			L=15m	L=20m	L=25m
	b _c [mm]	b _t [mm]	h _c [mm]	h _t [mm]	h _t [mm]	h _t [mm]
0.0	4500	3500	150	900	1100	1300
	7500	6500	150	800	1000	1250
0.5	4500	3500	250	650	850	1100
	7500	6500	250	550	800	1100
1.0	4500	3500	250	550	750	1000
	7500	6500	250	500	750	1000

2.2 Considered loads

Permanent loads, i.e. self-weight of the structural elements, as well as variable loads including wind loads (according to EN 1991-1-4 [6]), crowd loads in pedestrian bridges, traffic loads and brake loads in road bridges (according to EN 1991-2 [7] and to DIN EN 1991-2/NA [8]), and earthquake loads (according to EN 1998-2 [9] and to DIN EN 1998-1/NA [10]) were considered.

For the earthquake and wind analyses, the bridges were supposed to be in Tübingen, one of the cities with highest seismic force in Germany.

2.2.1 Wind loads according to EN 1991-1-4

The models used for the calculation of the wind forces $F_{w,i}$ acting in the longitudinal (y), transversal (x) and vertical (z) directions were taken from chapter 8 of the EN 1991-1-4 [6]. Tübingen is in the wind zone 1, with a site elevation of 335 m, a $v_b=v_{b,0}=22.5$ m/s, and a $c_{dir}=c_{season}=1$. It is assumed that the bridges are in terrain category II and with an elevation of

the deck from the lowest point $z_e=5$ m. The calculation of the wind force follows what is indicated in equation (1).

$$\begin{aligned} F_{w,x} &= 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \\ F_{w,y} &= 0.25 \cdot F_{w,x} \\ F_{w,z} &= 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} \end{aligned} \quad (1)$$

Where ρ is the air density. The force factor C and the reference areas A_{ref} in the x and z directions are calculated following the indications of EN 1991-1-4 [6].

2.2.2 Seismic loads according to EN 1998-2

Tübingen is in earthquake zone 3, with a reference peak ground acceleration a_{gR} equal to 1.01 m/s^2 . The soil class has been taken as C-R, to obtain the maximum effects of the seismic action, with a coefficient S equal to 1.15. The consequence class CC2 of the bridge (medium consequence for loss of human life, economic, social, or environmental consequences considerable), typical for timber bridges, is taken into consideration, resulting in an importance factor $\gamma_I=1.0$, as indicated by the EN 1998- 2 [9] and EN 1990 [11]. The q -factor for this calculation was taken equal to 1 since the bridges analysed consist only of the superstructure (deck), which according to EN 1998-2 [9] should be designed as elastic.

Since no other consideration is done on the period of the structure, the spectral acceleration is taken from the plateau area, resulting in a horizontal seismic action and a vertical seismic action as indicated in equation (2) (EN 1998-1 [12]).

$$\begin{aligned} S_{e,x} &= S_{e,y} = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \cdot 2.5 = 2.91 \text{ m/s}^2 \\ S_{e,z} &= 0.7 \cdot \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot 3.0 = 2.13 \text{ m/s}^2 \end{aligned} \quad (2)$$

The total seismic force E in the generic direction “ i ” was then calculated as:

$$E_i = \frac{(G_k + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \cdot S_{e,i} \quad (3)$$

Where G_k is the permanent load and $Q_{k,i}$ are the variable vertical loads. The suggested values of the $\Psi_{2,i}$ coefficients are taken from the DIN EN 1990/NA/A1 [13] and the EN 1998-2 [9]. For road bridges, this coefficient is equal to 0.2 while for the pedestrian bridges is equal to 0. The spatial variability of the seismic action was not considered given the limited span of the considered bridges.

2.2.3 Relevant ratio calculation

The forces calculated as indicated in equations (1) were then compared to the seismic forces. For each direction, the comparison was done by calculating the ratio between the seismic force and the other forces, for both cases when the wind (indicated with F_w) was considered as the main variable load and when the traffic (indicated with Q) was considered as the main variable load. Of the two ratios, the smaller one will be considered as relevant, as it represents the worst case for the seismic action, i.e.:

$$\text{Relevant_Ratio} = \min\left(\frac{E}{F_w}, \frac{E}{Q}\right) = \frac{E}{\max(F_w, Q)} \quad (4)$$

2.3 Results of the relevant ratio calculation

When the ratio in a generic direction is bigger than one, it means that the earthquake force governs the design of the bridge. As it is shown in **Figure 3**, the earthquake actions for the trough bridges have a more significant effect that becomes more prominent for longer and wider bridges, reaching a maximum ratio of 2.24 in the longitudinal direction.

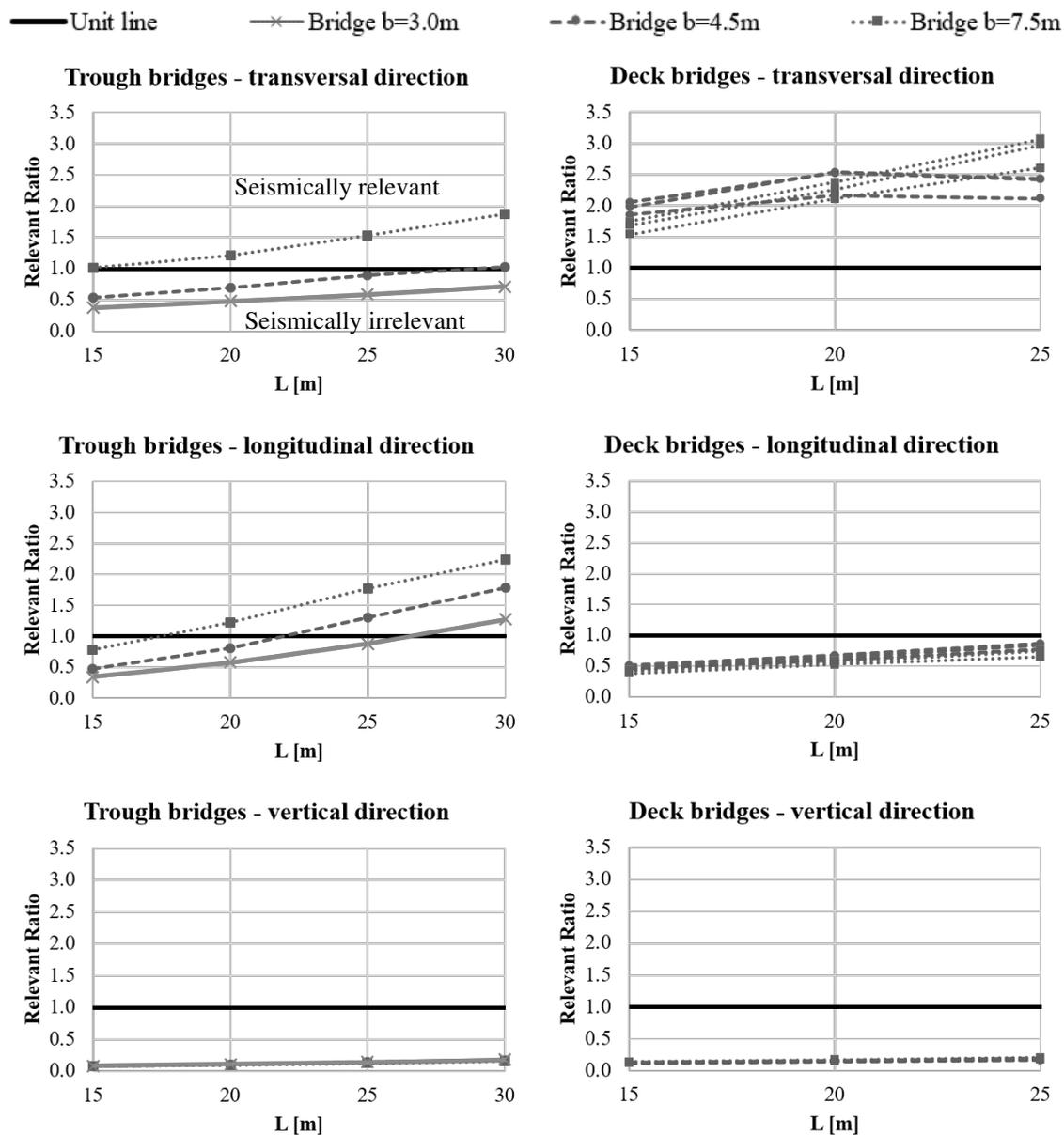


Figure 3: Reference ratios for all the considered bridges for $S_{e, \text{horizontal}}=2.91 \text{ m/s}^2$ and $S_{e, \text{vertical}}=2.13 \text{ m/s}^2$

The ratios have also a value bigger than 1 in the transversal and longitudinal direction for the bridges with width $b=3.0 \text{ m}$ and length $L=30 \text{ m}$, $b=4.5 \text{ m}$ and $L=25 \text{ m}$ and 30 m and with $b=7.5 \text{ m}$ and length of $L=15 \text{ m}$, 20 m , 25 m , and 30 m .

For deck bridges the ratio edges always in favour of the seismic action when it is compared to the wind forces. It results bigger also of the transversal braking action, with a factor of 3.07 for the section with $\gamma=0.5$, $b=7.5$ m and $L=25$ m. In the longitudinal direction, the braking loads are still prominent in respect to the earthquake for all the studied sections. It is also to be noted that the lowest values of the transversal ratios are found in the bridge with $b=7.5$ m and $L=15$ m, for all the values of γ .

3. Proposed solution

It was shown that for specific geometries the effect of the earthquake on timber bridges is bigger than the effect of wind actions. As shown in **Figure 4** (a), the proposed solution is to add dissipating devices in the form of U-Flexural Plates elements (UFP, shown in **Figure 4** (b)) to the existing elastomeric bearings (shown in **Figure 4** (c)) normally used by the timber engineers. The lateral behaviour of the UFP is governed by its geometry and the mechanical properties of the steel. Following the indications in Baird et al. [14], the mechanical properties of the UFP can be calculated considering the theory of curved beams.

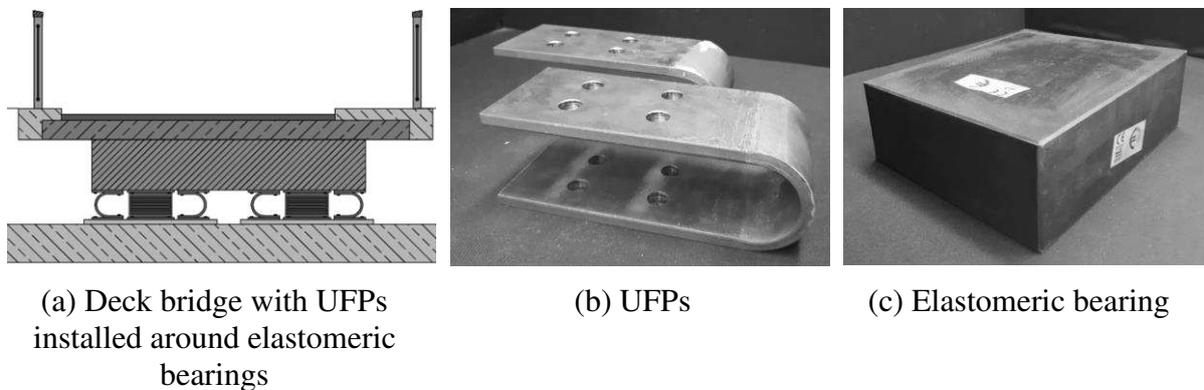


Figure 4: Proposed retrofitting solution for a TCC bridge

4. Numerical modelling

This section presents the numerical model built in SAP2000 (**Figure 5**) used to determine the maximum lateral forces that the resistant lateral system can withstand. A two-dimensional modelling strategy was adopted. Accordingly, the elastomer, chosen as the GUMBA300x400x129, was modelled as a shell element. Since it is not possible to model curved beams in SAP2000, it was necessary to linearize the semi-circular part of the UFP in 100 linear beams to simulate the curvature. The UFP is in steel S235, with a thickness of 10 mm, a radius of 37.5 mm and a length of the straight parts of 200 mm. The nonlinear behaviour of the UFP was modelled through plastic hinges located at the ends of each linearized element of the UFP. The plastic hinge was defined with the values obtained with the analytical formulation of yield and plastic moment as indicated in Baird *et al.* [14].

The two metal plates that are above and below the UFPs and the elastomer are modelled with two horizontal beams. The lower beam is restrained in different points to simulate the connection of the steel plates with the support. These beams are necessary to impede that the UFP can deform outside the test setup boundaries. The contact between the UFP and the steel plates is simulated with gap links. The bolts used to connect the UFP to the steel plates are modelled with body constraints that impose the same rotations and displacements of the connected points. A two-dimensional nonlinear static analysis was performed in displacement control, with the upper left corner of the elastomer chosen as the node being monitored to a maximum displacement of 95 mm.

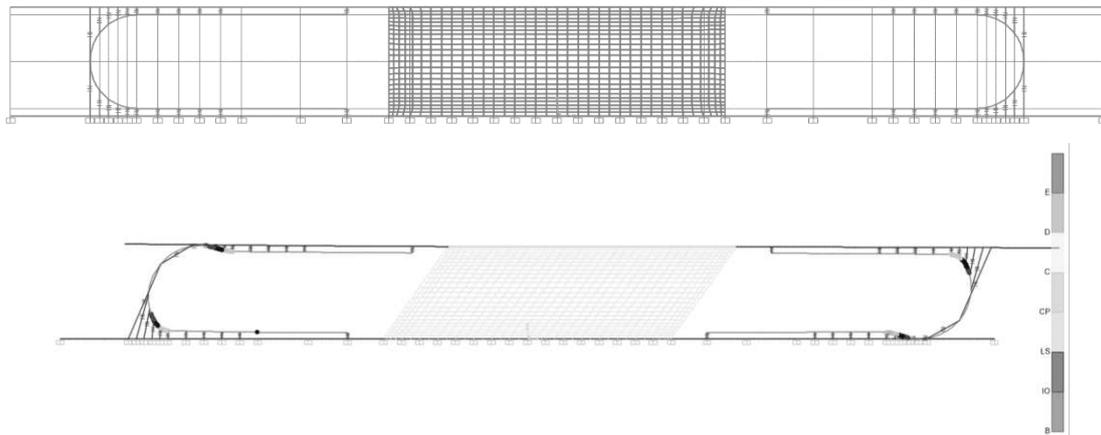


Figure 5: SAP2000 numerical model

The results of the nonlinear static analysis are shown in Figure 6. At a maximum expected displacement $\delta = 66$ mm, the horizontal force has a value of 132.6 kN.

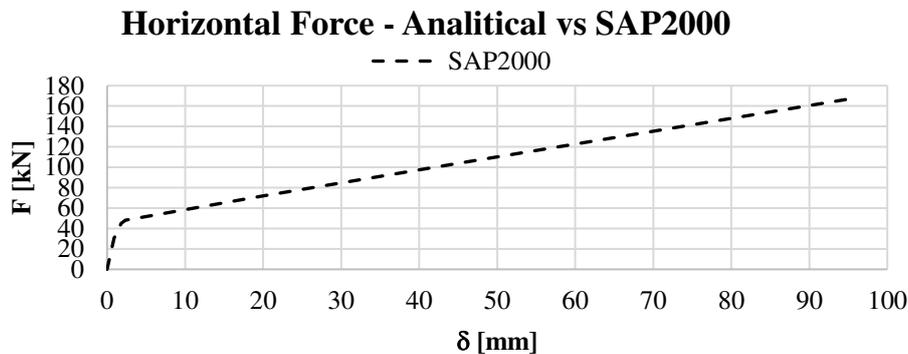


Figure 6: SAP2000 pushover analysis

5. Summary and Conclusions

The seismic action and the increased displacement demand that it causes to the studied bridges must be considered for a proper design. Therefore, to protect these bridges from earthquake damage, it is necessary to design solutions that can be easily applied to bridges with minimal alteration of the structural layout of the abutments to accommodate seismic protection devices.

This would enable new opportunities for the retrofit and the resilience enhancement of the existing infrastructure network and also of new bridges in many countries in central and southern Europe (Germany, France, Austria, Italy, etc.), where the earthquake action must be considered for both new and old bridges according to the new seismic codes, even in areas that were previously regarded as having a negligible seismic action. This requires more advanced numerical models that have to be validated with experimental tests.

References

- [1] MANDER, J.B.; ALLICOCK, D.R.; FRIEDLAND, I.M.; MANDER, J.B.: *Seismic Performance of Timber Bridges*. Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board 1740 (2000) 75–84.
- [2] SHAMA, A.A.; MANDER, J.B.; FRIEDLAND, I.M.; ALLICOCK, D.R.: *Seismic*

- Vulnerability of Timber Bridges and Timber Substructures*. Buffalo, NY, 2007. <http://mceer.buffalo.edu> (accessed December 2, 2022).
- [3] SHAMA, A.A.; MANDER, J.B.: *The seismic performance of braced timber pile bents*. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 32 (2003) 463–482. <https://doi.org/10.1002/eqe.236>.
- [4] KOČETOV MIŠULIĆ, T.; MANOJLOVIĆ, D.; RAŠETA, A.: *Seismic analysis of composite glulam-concrete arch bridge according EN 1998:1&2*. In: 6th Int. Conf. Civ. Eng. - Sci. Pract., Žabljak, 2016: pp. 537–544.
- [5] KOČETOV MIŠULIĆ, T.; MANOJLOVIĆ, D.: *Comparative Seismic Analysis of Three Composite Glulam-Concrete Arch Bridges*. In: Peto Međunarodno Naučno-Stručno Savetov. Zemljotresno Inženjerstvo i Inženjerska Seizmologija, Sremski Karlovci, 2016: pp. 353–362.
- [6] EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010 *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*. Brüssel: European Committee for Standardization (CEN), 2010.
- [7] EN 1991-2:2003 + AC:2010 *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. Brüssel: European Committee for Standardization (CEN), 2010.
- [8] DIN EN 1991-2/NA: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2012.
- [9] EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + AC:2010 *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*. Brüssel: European Committee for Standardization (CEN), 2011.
- [10] DIN EN 1998-1/NA: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2011.
- [11] EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010 *Eurocode 0: Eurocode: Basis of structural design*. Brüssel: European Committee for Standardization (CEN), 2010.
- [12] EN 1998-1:2004 + AC:2009 *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brüssel: European Committee for Standardization (CEN), 2009.
- [13] DIN EN 1990/NA/A1 *Eurocode 0: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung, 2012.
- [14] BAIRD, A.; SMITH, T.J.; PALERMO, A.; PAMPANIN, S.: *Experimental and numerical Study of U-shape Flexural Plate (UFP) dissipators*. In: *New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, Auckland, 2014. <https://www.researchgate.net/publication/348265677>.

Kapitel VI

Prüfmethoden

Inhaltsverzeichnis

VI-a Aaron Münzer: Faseroptische Dehnungsmessung von Holzkonstruktionen183
VI-b Thorben Niemann: Optimierung der Bauwerksprüfung von Holzbrücken durch Nutzung digitaler Bauwerksmodelle191

Faseroptische Dehnungsmessung von Holzkonstruktionen

Vortragender:

Münzer, Aaron

M.Sc.

Pfaffenwaldring 4b

70569 Stuttgart-Vaihingen

aaron.muenzer@mpa.uni-stuttgart.de



- 2019 B.Sc. Holzwirtschaft, Fachhochschule Rottenburg a.N.
- 2022 M.Sc. Wood Science, Universität Hamburg
- Seit 2022 wissenschaftlicher Mitarbeiter MPA Universität Stuttgart, Abteilung Holzkonstruktionen

Autoren: Aaron Münzer, Gerhard Dill-Langer, Cristóbal Tapia, MPA Universität Stuttgart

Zusammenfassung

Der Aufsatz berichtet über Dehnungsmessungen an Biegeträgern aus Brettschichtholz unter Verwendung faseroptischer Sensoren. Die Versuche demonstrieren die Fähigkeit des Systems zur Erstellung sub-millimetergenauer Dehnungsprofile vollmaßstäblicher Bauteile und zeigen dezidiert den Einfluss von wuchsbedingten Ungängen auf das linear-elastische Verformungs- und Kriechverhalten eines global als homogen anzusehenden Brettschichtholzträgers auf. Weiterhin wird die Eignung der faseroptischen Dehnungsmessung zur Detektion und Lokalisierung von Rissbildungen an einem Brettschichtholzträger mit Durchbruch nachgewiesen.

1. Einleitung

Im Forschungsprojekt „desmo.WOOD“ soll die Möglichkeit zur Überwachung der strukturellen Integrität von Holzbauteilen auf Basis faseroptischer Dehnungsmessung untersucht werden. Die Methode nutzt die natürliche Rayleigh-Rückstreuung von Laserlicht, das durch eine Glasfaser gesendet wird. Das Rückstreusignal ändert sich abhängig vom (lokalen) Dehnungszustand der Faser, wodurch eine auf ein Bauteil oder eine Konstruktion aufgeklebte Glasfaser als Dehnungssensor genutzt werden kann. Sie ermöglicht hochgenaue, quasi-kontinuierliche Dehnungsmessungen über große Distanzen bei gleichzeitig hoher Ortsauflösung und wird bereits erfolgreich für das Monitoring von Betonbauwerken eingesetzt [1]. Eine Übersicht zur Funktionsweise der faseroptischen Messsensorik unter Berücksichtigung kontinuierlich und verteilt messender Systeme ist in [2] zusammengestellt.

In Bezug auf das Monitoring von (großvolumigen) Holzkonstruktionen sind v.a. solche Bauteile bzw. Details von Interesse, bei denen planmäßig Schub- oder Querkzugspannungen auftreten [3], z.B. gekrümmte Träger oder Träger mit Durchbrüchen, Auflagerbereiche und Verbindungen. Das Forschungsprojekt soll beantworten, inwieweit die (quasi-)spröden Versagensmechanismen dieser Bauteile mithilfe faseroptischer Dehnungsmessung frühzeitig erfasst werden können. Im vorliegenden Beitrag wird über erste experimentelle Untersuchungen an Biegeträgern mit und ohne Durchbruch berichtet.

2. Experimentelle Untersuchungen

2.1 Prüfkörper und Versuchsaufbau

Zwei industriell hergestellte BSH-Träger (im Folgenden bezeichnet als Träger No. I und No. II) der Festigkeitsklasse GL30h gemäß DIN EN 14080 [1] mit Querschnittsabmessungen von $b \cdot h = 120 \cdot 450 \text{ mm}^2$, einer Länge $l = 3500 \text{ mm}$ und einer Lamellendicke d_l der jeweils 11 Einzellamellen von 41 mm wurden einer Drei-Punkt-Biegebelastung unterzogen und die dadurch induzierten Dehnungen und Dehnungsänderungen an ausgewählten Bereichen der Träger mittels aufgeklebter faseroptischer Sensoren gemessen.

Träger No. I stellte dabei die Referenz eines Vollwandträgers ohne Durchbruch dar, Träger No. II wurde im Abstand von 850 mm vom rechten Trägerrand auf halber Trägerhöhe $h/2 = 225 \text{ mm}$ mit einem kreisrunden Durchbruch mit dem Radius $r = 62,5 \text{ mm}$ versehen.

An Träger No. I wurden parallel zur Trägerlängsachse auf den jeweils beiden obersten (,1' und ,2') sowie der beiden untersten (,3' und ,4') Lamellen des Trägers auf beiden Seitenflächen (,A' und ,B') über die gesamte Länge faseroptische Sensoren aufgeklebt, wodurch insgesamt acht Messsegmente, d.h. Messstrecken mit definierten Start- und Endpunkten, mit jeweils $l_{seg} = 3500 \text{ mm}$ Länge entstanden. Die Segmente A1, A2, B1 und B2 deckten somit die zwei äußersten Lamellen der Biegedruckzone und die Segmente A3, A4, B3 und B4 die der Biegezugzone ab. Abbildung 1 zeigt schematisch den Prüfaufbau inkl. Anordnung der faseroptischen Sensoren auf der Trägerseite A. Zusätzlich wurden auf den Schmalseiten der zwei äußersten Zuglamellen insgesamt vier Dehnungsmessstreifen (DMS) unmittelbar neben der optischen Faser zum Abgleich der gemessenen Dehnungen installiert. In den Segmenten A3 und A4 wurden die DMS in Feldmitte (bei $l/2 = 1750 \text{ mm}$) und in den Segmenten B3 und B4 in den Drittelpunkten des Trägers (bei $l/3 = 1145 \text{ mm}$) aufgeklebt. Außerdem wurden Größe und Position aller auf den Segmenten A1 bis B4 befindlichen Äste, starken Faserabweichungen sowie Keilzinkungen dokumentiert, um eventuelle Auswirkungen auf die Dehnungsmessungen evaluieren zu können.

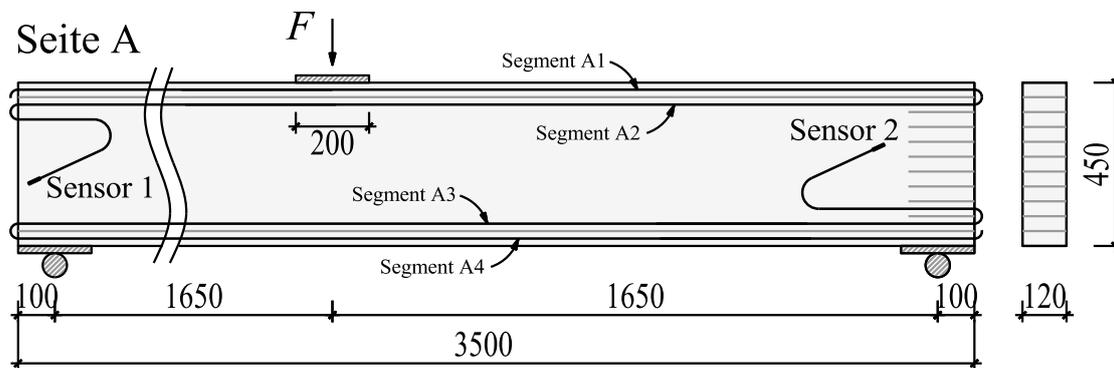


Abb. 1: Versuchsaufbau Träger No. I

An Träger No. II wurden insgesamt vier faseroptische Sensoren angebracht. Sensor 1 verlief analog zu Träger No. I entlang der Trägerlängsachse auf der jeweils äußersten Lamelle der Biegezug- und der Biegedruckzone und war in die Messsegmente A1, A2, B1 und B2 à jeweils 3500 mm Länge aufgeteilt. Die Sensoren 2 und 3 maßen die Dehnungen im direkten Umfeld des Durchbruchs auf den beiden Seitenflächen A bzw. B des Trägers. Sie beinhalteten jeweils ein kreisrundes Messsegment, das im Abstand von 15 mm der Kante des Durchbruchs folgte, sowie zwei gerade Messsegmente, die über eine Länge von jeweils 200 mm orthogonal zur Trägerlängsachse im Abstand von jeweils 25 mm links und rechts des Durchbruchs verliefen.

Sensor 4 verlief kreisrund mitten auf der Innenfläche des Durchbruchs auf halber Trägerbreite ($b/2 = 60 \text{ mm}$). Der Prüfaufbau und die Sensoranordnung auf Seite A des Trägers No. II ist schematisch in Abbildung 2 dargestellt.

Die lokale Messauflösung der faseroptischen Sensoren wurde für alle Versuche mit dem Wert der größtmöglichen Auflösung zu $0,65 \text{ mm}$ bei einer Messfrequenz von 5 Hz gewählt.

Die entsprechend präparierten Prüfkörper wurden unter Verwendung einer servo-hydraulischen Universalprüfmaschine einer Drei-Punkt-Biegebelastung ausgesetzt. Die Träger waren dabei ohne Überstand an den Enden mittels 200 mm langer und 20 mm dicker Stahlplatten (zur Lastverteilung) gelenkig auf Rollen aufgelagert. Die Lasteinleitung erfolgte in Feldmitte bei $l/2 = 1750 \text{ mm}$, wodurch sich ein symmetrischer Momenten- und Querkraftverlauf ergab.

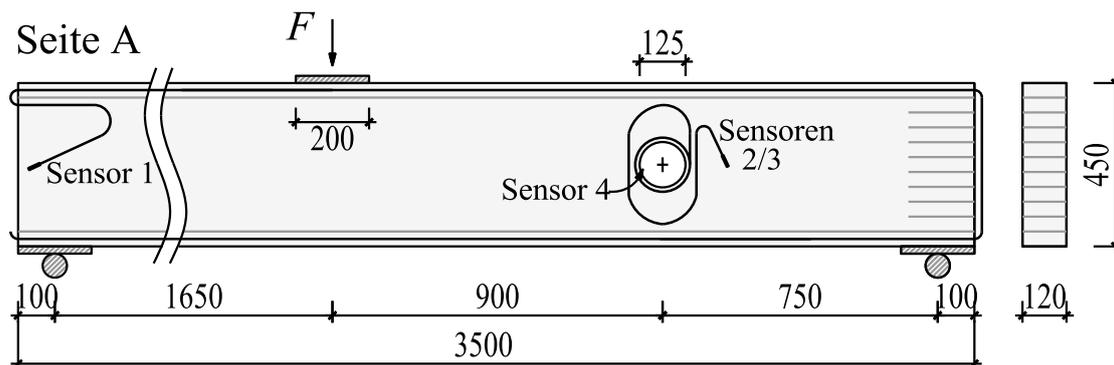
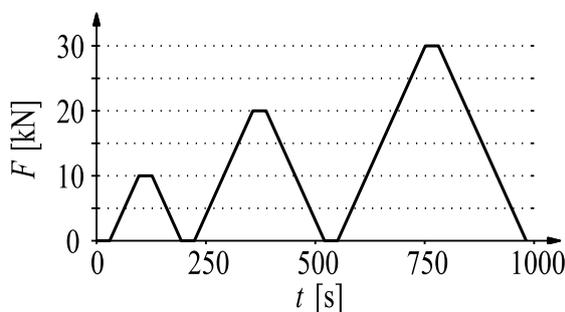


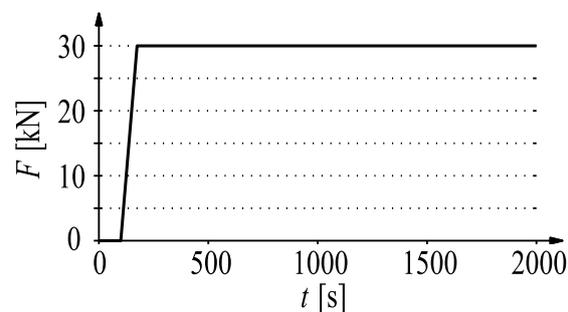
Abb. 2: Versuchsaufbau Träger No. II

Am Träger No. I wurde gemäß den in Abb. 3 dargestellten Lastprotokollen zunächst ein Laststufenversuch mit drei nacheinander angefahrenen Belastungsniveaus $F_i = 10, 20$ und 30 kN (entsprechend maximalen Biegerandspannungen im Träger von $\sigma_{m,max} \approx 2, 4$ und 6 N/mm^2) sowie ein Kurzzeit-Kriechversuch bei $F = 30 \text{ kN}$ über $t = 30 \text{ min}$ durchgeführt. Das Be- und Entlasten geschah weggesteuert mit einer konstanten Geschwindigkeit des Hydraulikzylinders von 3 mm/min . Nach dem Erreichen jeder Laststufe bzw. vor dem Anfahren jeder neuen Laststufe wurde die Last für jeweils $t = 30 \text{ s}$ aufrechterhalten. Im Kriechversuch wurde die Last kraftgesteuert aufrechterhalten.

Am Träger No. II wurde ausschließlich ein Laststufenversuch gemäß Abb. 3a, jedoch mit Lastniveaus von $F_i = 40, 80$ und 120 kN ($\sigma_{m,max} \approx 8, 16$ und 24 N/mm^2) sowie anschließender Belastung bis zum (globalen) Schubversagen, durchgeführt.



(a) Laststufenversuch



(b) Kurzzeit-Kriechversuch

3. Ausgewählte Ergebnisse

3.1 Brettschichtholz-Träger ohne Durchbruch

3.1.1 Laststufenversuch

In Abb. 4 und 5 sind die Dehnungsverteilungen über die gesamte Länge der Messsegmente A2/B2 sowie A3/B3, d.h. der Vorder- und Rückseite der jeweils zweitobersten und -untersten Lamelle des Trägers No. I, bei einem Lastniveau von $F = 30 \text{ kN}$ ($\sigma_{m,max} = 6 \text{ N/mm}^2$) den Positionen der im Voraus dokumentierten Äste, Faserabweichungen und Keilzinkungen in den jeweiligen Lamellen gegenübergestellt. In allen Fällen liegt im Mittel eine symmetrische Dehnungsverteilung mit Maximum in Feldmitte vor. Einzelne Dehnungsspitzen unterbrechen die Verläufe und sind ausnahmslos auf das Vorkommen von Ästen zurückzuführen. So liegen die Dehnungen in Feldmitte betragsmäßig bei ca. 250-300 $\mu\text{m/m}$ im Bereich fehlerfreien Holzes und bei ca. 600-900 $\mu\text{m/m}$ im Bereich eines Astes.

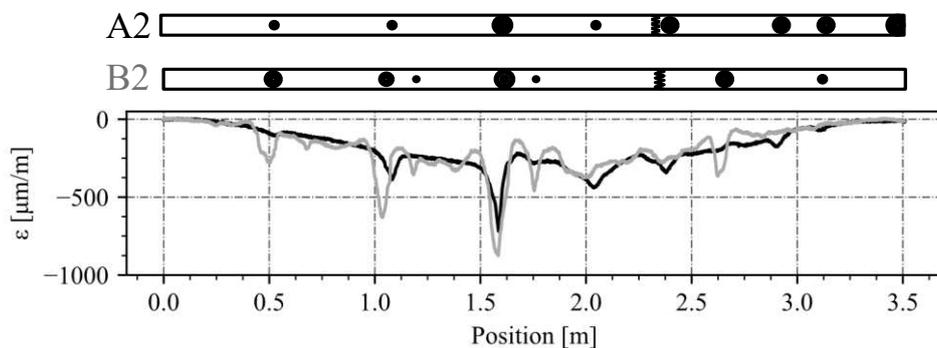


Abb. 4: Dehnungsverteilung über Messsegmente A2/B2 (Biegedruckzone) bei $F = 30 \text{ kN}$

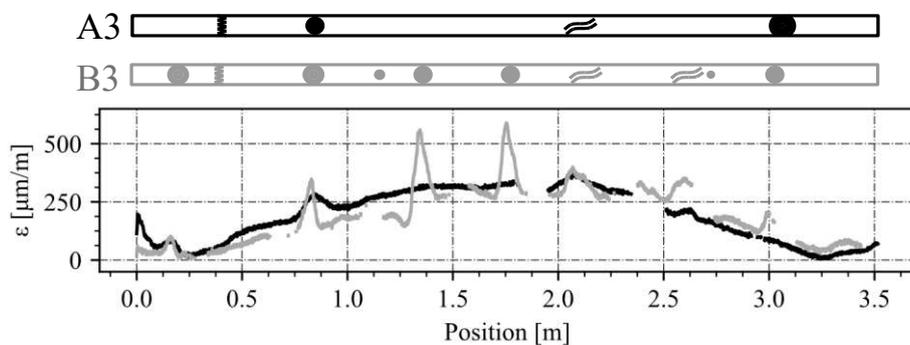


Abb. 5: Dehnungsverteilung über Messsegmente A3/B3 (Biegezugzone) bei $F = 30 \text{ kN}$

3.1.2 Kurzzeit-Kriechversuch

Abbildung 6 zeigt das Ergebnis des Kurzzeit-Kriechversuchs als Vergleich der Dehnungsentwicklungen einzelner Messpositionen der Segmente B2 auf der Biegedruckseite (Abb. 6b) und B3 auf der Biegezugseite (Abb. 6a). Es ist zu erkennen, dass es im Bereich von Ästen mit zunehmender Zeit zu einem Rückgang der Dehnungen (d.h. zu Relaxationen) kommt, während diese im Bereich fehlerfreien Holzes zunehmen (d.h. Kriechen zeigen). Der globale Anstieg der Gesamtdehnung einer Einzellamelle (also Kriechen) setzt sich also tatsächlich aus einer Summe positiver und negativer Dehnungsänderungen zusammen (erklärbar aus den inneren Randbedingungen des verklebten BSH-Querschnittes).

Die in Abb. 7 dargestellte „Heatmap“ verdeutlicht diesen Sachverhalt. Sie zeigt die relative Dehnungsänderung an jeder Messposition des Segments B2 über die Dauer des Versuchs auf

einem Spektrum von -15 % bis +15 %, bezogen auf das initiale Dehnungsprofil. Analog zu den in Abb. 4 und 5 erkennbaren Dehnungsspitzen sind nun Spitzen der Dehnungsänderung zu erkennen, an denen die Dehnungen über die Zeit extrem abnehmen. Diese liegen erneut genau auf den Positionen der Äste. Sie werden jeweils flankiert von „Dehnungsschatten“ mit einer ebenso extremen Dehnungszunahme.

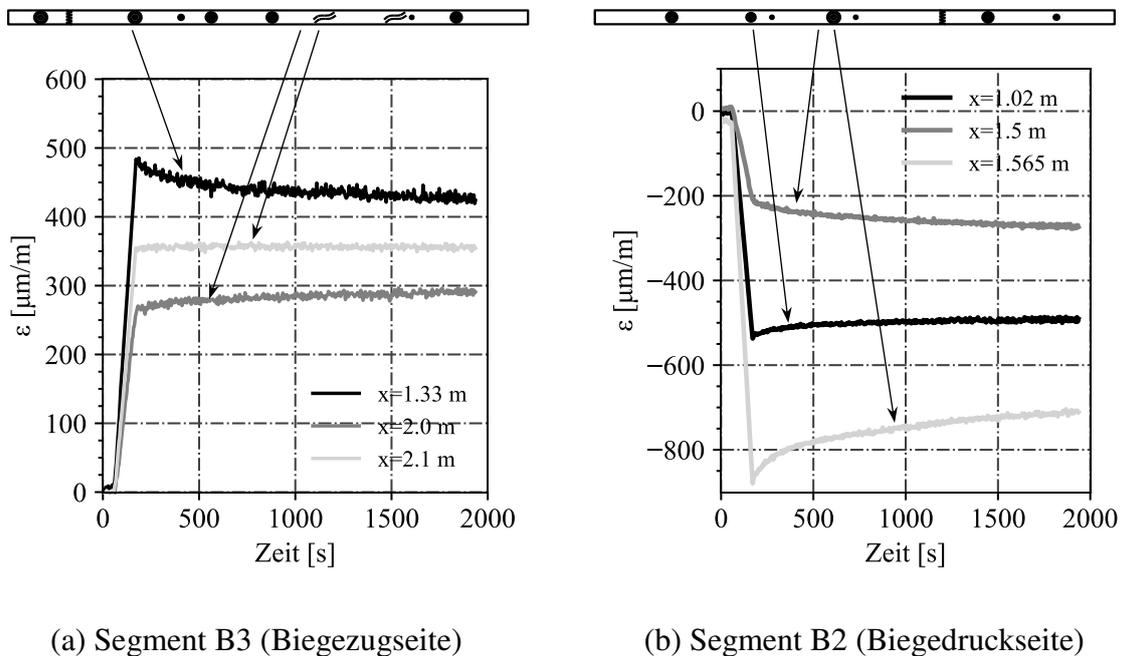


Abb. 6: Dehnungsentwicklung während des Kurzzeit-Kriechversuchs an verschiedenen Positionen der Segmente B3 und B2

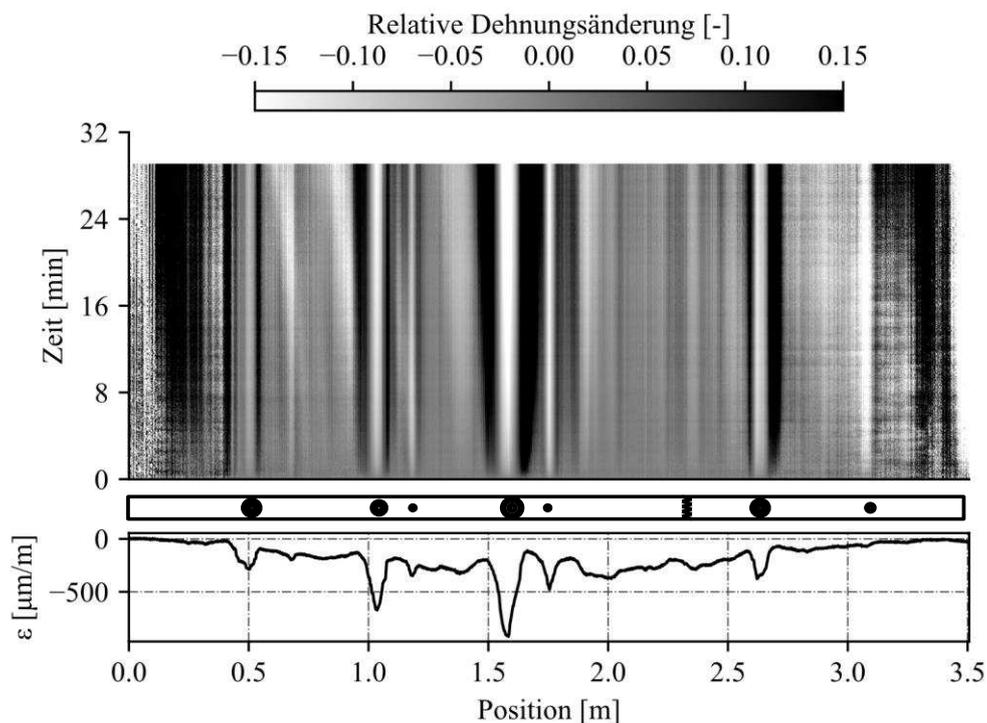
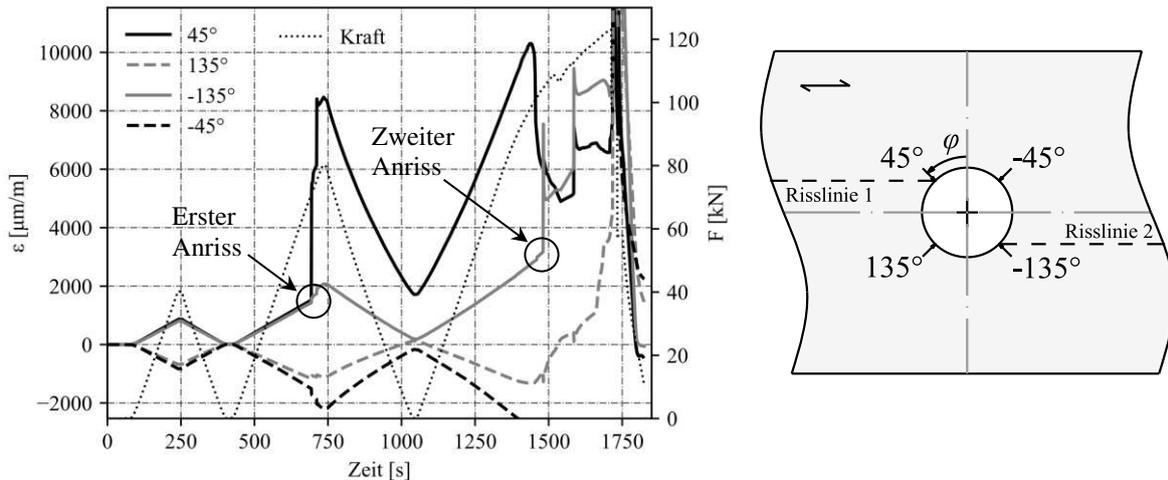


Abb. 7: Relative Dehnungsänderungen im Segment B2 des Trägers No. I während 30-minütigem Kriechversuch, aufgetragen über dem initialen Dehnungsprofil bei $F = 30$ kN

3.2 Brettschichtholzträger mit rundem Durchbruch

Abbildung 8 fasst den Versuch am Träger No. II anhand der Dehnungsmessungen des Sensors 4 (auf der Innenseite des Durchbruchs auf halber Trägerdicke) zusammen. Dargestellt sind die Dehnungsentwicklungen an den Positionen der für die gewählte Belastungssituation typischerweise höchsten Querzug- ($\varphi = 45^\circ, -135^\circ$) sowie Querdruckspannungen ($\varphi = -45^\circ, 135^\circ$) [4] über die gesamte Versuchsdauer sowie die zu jedem Zeitpunkt anliegende Kraft F . Diese Messpositionen wurden zur Verdeutlichung der damit zu charakterisierenden Rissentwicklung ausgewählt; grundsätzlich stehen aus den aufgezeichneten Messdaten die Dehnungen an jedem Winkel innerhalb des Durchbruchs für eine Auswertung zur Verfügung.



(a) Dehnungsentwicklung während Laststufenversuch (b) ausgewählte Messpositionen

Abb. 8: Ergebnisse des Versuchs an Träger No. II

Das beobachtete Bruchverhalten des Durchbruchträgers kann als typisch bezeichnet werden (vergleiche z.B. [5]) und lässt sich vollständig anhand der Sensordaten in Abb. 8a rekonstruieren:

Während des ersten Lastzyklus ($F = 40$ kN) stellen sich die Dehnungsprofile der gegenüberliegenden Messpositionen quasi identisch dar bei vergleichsweise geringen absoluten Dehnungswerten < 1000 $\mu\text{m/m}$, das globale Last-Verformungsverhalten des Trägers (nicht im Diagramm aufgetragen) ist in diesem Bereich streng linear.

Auch während des Anfahrens des zweiten Lastniveaus ($F = 80$ kN) steigen die Dehnungen aller Positionen zunächst gleichmäßig an. Bei $F = 75$ kN ist schließlich die Entstehung des ersten Anrisses an Position $\varphi = 45^\circ$ anhand eines abrupten Anstiegs der Dehnung auf über 8000 $\mu\text{m/m}$ deutlich zu erkennen. Das globale Last-Verformungsverhalten bleibt von diesem Ereignis unbeeinflusst, so dass die Rissbildung einzig durch die ortsaufgelöste Dehnungsmessung erfasst wird.

Erst die Entstehung des zweiten Risses an der gegenüberliegenden Position $\varphi = -135^\circ$ während des Anfahrens des dritten Lastniveaus bewirkt bei $F = 110$ kN einen global bemerkbaren Steifigkeitsverlust am Bauteil. Die Kraftzunahme ist fortan nichtlinear und wird von signifikanten Rissverlängerungen auf beiden Seiten des Durchbruchs begleitet. Unter einer Last $F_u = 123$ kN tritt schließlich globales Schubversagen ein. Abb. 9 zeigt das Rissbild im Bereich des Durchbruchs.

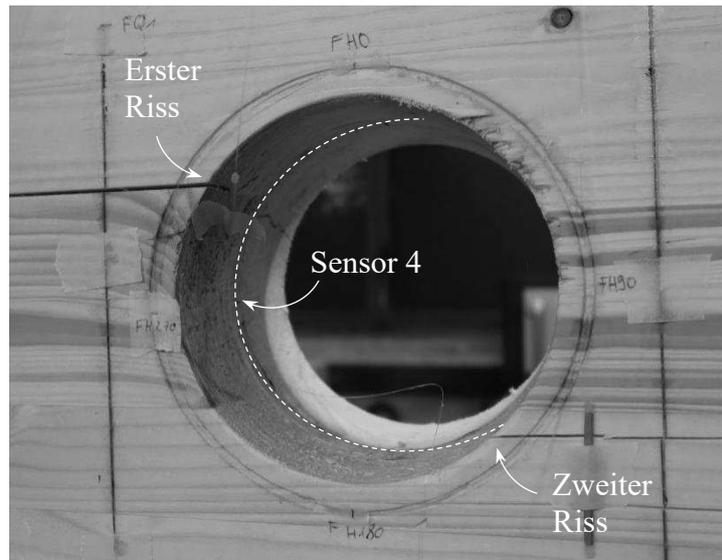


Abb. 9: Bruchbild des Trägers No. II mit den ausgebildeten Rissen in den querzugbeanspruchten Bereichen

4. Schlussfolgerung

Aus den vorgestellten Versuchen können die folgenden vorläufigen Aussagen hinsichtlich der Anwendung der faseroptischen Dehnungsmessung auf Bauteilebene abgeleitet werden:

- Bei Dehnungsmessung in Faserlängsrichtung sind lokale Dehnungsspitzen aufgrund materialinhärenter Diskontinuitäten wie Äste und Faserabweichungen zu beachten und müssen von schadensrelevanten Dehnungszuständen unterschieden werden.
- Materialinhärente Diskontinuitäten beeinflussen die lokale Dehnungsänderung unter Dauerlast (sowohl Kriechen als auch Relaxation) und sind daher insbesondere im Hinblick auf Langzeitmessungen (Monitoring) zu beachten.
- Das stufenweise lokalisierte Versagen eines Biegeträgers mit Durchbruch kann mittels faseroptischer Sensoren auch bereits deutlich vor jeglichem Schädigungsanzeichen im globalen Last-Verformungsverhalten abgebildet und nachvollzogen werden.

Literatur

- [1] SAKIYAMA, F.I.H.; LEHMANN, F.A.; GARRECHT, H.: Structural Health Monitoring of Concrete Structures using Fibre Optic Based Sensors: A Review. In: Magazine of Concrete Research (2021), Nr. 73, S. 174-194, 2021.
- [2] SAMIEC, D.: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. In: Photonik (2011), Nr. 6, S. 34-37, 2011.
- [3] DIETSCH, P.; WINTER, S.: Structural failure in large-span timber structures: A comprehensive analysis of 230 cases. In: Structural Safety (2018), Nr. 71, S. 41-46, 2018.
- [4] AICHER, S.; HÖFFLIN, L., REINHARDT H.-W.: Verifizierung versagensrelevanter Dehnungsverteilungen im Bereich runder Durchbrüche in Brettschichtholz. In: Bautechnik (2003), Nr. 80, S. 523-533, 2003.
- [5] AICHER, S.; HÖFFLIN, L., REINHARDT H.-W.: Runde Durchbrüche in Biegeträgern aus Brettschichtholz. Teil 2: Tragfähigkeit und Bemessung. In: Bautechnik (2007), Nr. 84, S. 867-880, 2007.

Thorben Niemann: Optimierung der Bauwerksprüfung von Holzbrücken durch Nutzung digitaler Bauwerksmodelle

Vortragender:

Niemann, Thorben

M.Eng
Fachgebiet Ingenieurholzbau
Fachhochschule Erfurt
thorben.niemann@fh-erfurt.de



- 2013 - 2015 Ausbildung zum Zimmerer
- 2016 - 2022 Studium des Bauingenieurwesens an der Fachhochschule Erfurt
- seit 2022 wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Fachhochschule Erfurt im Forschungsprojekt „UltraTimB“

Autor:innen: Thorben Niemann; Habeb Astour, Antje Simon; Ralf Arndt, Fachhochschule Erfurt

Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit werden Ergebnisse aus der laufenden Forschung des Verbundforschungsprojektes UltraTimB vorgestellt. Im Rahmen des Forschungsvorhabens soll eine neue zerstörungsfreie Prüfmethode mittels Kombination von Ultraschall und Mikrowellen zur Qualitätsbewertung von Holzbauteilen entwickelt und Möglichkeiten der Implementierung in digitale Bauwerksmodelle untersucht werden.

In diesem Beitrag wird insbesondere auf die Nutzung von Building Information Modelling (BIM) in der Bauwerksprüfung von Holzbrücken eingegangen und eine Methode zur Abbildung von Schäden und Mängeln sowie Messdaten aufgezeigt.

1. Einleitung

Holzbrücken stellen eine nachhaltige Bauweise im Infrastruktursektor dar, da Holz als nachwachsender Rohstoff dazu beiträgt, die CO₂-Emissionen effektiv zu reduzieren. Innovative Projekte und Weiterentwicklungen in der Holzverarbeitung zeigen die Leistungsfähigkeit von Holzkonstruktionen. Die ökologischen Vorteile und neue Verarbeitungstechniken positionieren Holz als eine effektive und umweltfreundliche Alternative für die Konstruktion von Brücken im modernen Ingenieurbau.

Um dauerhafte Bauwerke zu errichten, ist es zwingend notwendig, das Holz vor direkter Bewitterung zu schützen. Werden Verkleidungen für den Schutz vor Witterungseinflüssen eingesetzt, erschwert dies die nach DIN 1076 geforderte handnahe Prüfung von tragenden Bauteilen. Bisher verfügbare zerstörungsfreie und zerstörungssarme Prüfverfahren bedingen den Abbau der Verkleidungen für die Durchführung der handnahen Prüfung.

Im Rahmen des Verbund-Forschungsvorhabens UltraTimB soll eine neue zerstörungsfreie Prüfmethode mittels Kombination von Ultraschall und Mikrowellen zur Qualitätsbewertung von Holzbauteilen entwickelt werden. Mit der Kombination dieser zerstörungsfreien Prüfverfahren wird eine sichere Strukturanalyse und Schadensdiagnostik angestrebt, die sowohl direkt an der Bauteiloberfläche und erstmalig auch durch Abdeckungen bzw. Luftschichten hindurch erfolgen soll. Eine kostenintensive Freilegung der Bauteile kann dadurch zukünftig entfallen. Die Anwendbarkeit der Verfahren zur Strukturanalyse soll beispielhaft für alte Holzbalkendecken und für Holzbrücken getestet werden. Der vorliegende Beitrag fokussiert auf die Anwendung im Infrastrukturbau.

Für die Zustandsbewertung und die Dokumentation ist es wichtig, die Messdaten und Schadensmerkmale mit der genauen Lage am Bauwerk zu verknüpfen, um entsprechende Aussagen über die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit abzuleiten. Diese Verortung von Merkmalen, Messwerten und/oder Schäden soll mit Hilfe digitaler Bauwerksmodell präzisiert werden, um die Bauwerksprüfung zu optimieren und eine genauere Zustandsbewertung zu ermöglichen.

2. Bauwerksprüfung von Holzbrücken

Holzbrücken müssen wie alle Ingenieurbauwerke in Deutschland regelmäßig nach DIN 1076 [1] geprüft werden, um die Stand- und Verkehrssicherheit sowie Dauerhaftigkeit zu gewährleisten. Im Allgemeinen ist nach DIN 1076 alle sechs Jahre eine Hauptprüfung und drei Jahre nach einer Hauptprüfung eine einfache Prüfung durchzuführen. Grundsätzlich sind bei einer Hauptprüfung alle Bauteile handnah zu prüfen. Aufgrund der Komplexität einer Hauptprüfung sind deren Ergebnisse sehr detailliert und aussagekräftig. Gleichzeitig sind Aufwand und Kosten für die Durchführung von Hauptprüfungen sehr hoch, da die Zugänglichkeit für die handnahe Prüfung ggf. eine besondere Zugangstechnik und die Sperrung von stark frequentierten Verkehrswegen erfordert. Zudem müssen Verkleidungen, die die tragenden Bauteile vor direkter Bewitterung konstruktiv schützen, für eine handnahe Prüfung geöffnet oder entfernt werden.

Die einheitliche digitale Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung der Ergebnisse der Bauwerksprüfung als Grundlage für ein optimiertes Bauwerksmanagementsystem erfolgt in Deutschland nach der RI-EBW-PRÜF [2]. Diese Richtlinie schreibt für jede Prüfung einer Holzbrücke die Durchführung von Holzfeuchtemessungen an konstruktiv sinnvollen Stellen vor. Bei Holzfeuchten über 20 M% wird eine erhöhte Feuchtebelastung unterstellt. Besteht der Verdacht einer gravierenden Schädigung, sind die Prüfungen auf Hauptprüfniveau auszuweiten und die Schadbereiche durch zerstörungsfreie oder zerstörungsarme Prüfverfahren genauer zu untersuchen. Explizit genannt sind die Bohrwiderstandsmessung und das Ultraschall-Echo Verfahren [2]. Aufgrund zahlreicher Schadensfälle fordert die RI-EBW-PRÜF seit 2013 zudem für Holzbrücken im Bereich von Gewässern oder Ähnlichem eine jährliche Hauptprüfung. Die Prüfung und Unterhaltung von Holzbrücken ist damit fünfmal teurer als die Prüfung von Brücken aus anderen Baumaterialien. Während diese Forderung für ungeschützte Holzbrücken sinnvoll erscheint, stellt sie für konstruktiv geschützte Holzbrücken eine ungerechtfertigte Benachteiligung dar. Durch umfangreiche Holzfeuchtemonitorings an neun geschützten Holzbrücken über Gewässern [3], die im Rahmen des Forschungsprojektes ProTimB [4] durchgeführt wurden, konnte der Generalverdacht einer erhöhten Feuchtebelastung durch die Gewässernähe widerlegt werden. Im Jahr 2017 wurde daraufhin die Forderung der RI-EBW-PRÜF nach einer jährlichen Hauptprüfung für geschützte Holzbrücken abgeschwächt, indem nunmehr eine Gefährdungsanalyse für die Brücken zu erbringen ist, auf deren Grundlage die reale Feuchtebeanspruchung und die daraus resultierende Dauerhaftigkeit beurteilt werden soll.

3. Zerstörungsfreie und zerstörungsarme Prüfverfahren für Holzbrücken

Die Holzfeuchtemessung nach dem elektrischen Widerstandsmessverfahren sowie die Bohrwiderstandsmessung sind etablierte minimalinvasive Prüfverfahren für Holzbauteile, die jedoch nur punktuelle Aussagen liefern [5]. Wellenbasierte zerstörungsfreie Prüfverfahren, die z. B. Ultraschall- oder Mikrowellen nutzen, können im Gegensatz dazu durch unterstützende bildgebende Auswertungsalgorithmik flächen- bzw. volumenbezogene Messergebnisse liefern.

Die Interpretation der Messergebnisse dieser Prüfmethode ist allerdings nicht trivial und erfordert viel Erfahrung im Umgang mit den Messsystemen und dem anisotropen, inhomogenen Material Holz. Inhomogenitäten wie Äste, Risse, Faserabweichungen oder unterschiedliche Jahrringbreiten sowie die Anisotropie beeinflussen die elastischen und dielektrischen Eigenschaften in den Hauptrichtungen des Holzes und damit unmittelbar die Messergebnisse [5] [6]. Nur wenige Anwender verfügen über die gerätetechnische Ausrüstung und Expertise, um das Ultraschall-Echo-Verfahren in der erforderlichen Aussagequalität zur Integritätsprüfung von Holz einzusetzen.

Ein Ziel des Forschungsvorhabens UltraTimB ist es deshalb, durch eine Kombination von mehrkanaligen Mikrowellentransmissions- sowie Ultraschallreflexionsmessungen genauere Aussagen über die innere Struktur von Holzbauteilen zu erhalten. Dabei werden die Vorteile beider Verfahren zur Erhöhung der Qualität der Messergebnisse und zur Erweiterung der Einsatzgebiete genutzt. Die Verwendung von Ultraschall ist bei verkleideten Bauteilen nicht zielführend, da es durch die Luftschicht zu einer Totalreflexion kommt, wodurch keine weiteren Aussagen über die dahinterliegenden Bauteile getroffen werden können. Mit Mikrowellen können hingegen Luftschichten durchstrahlt und Anomalien im dahinterliegenden Bauteil detektiert werden. Da Grenzbereiche und Luftschichten durchdrungen werden können, ermöglicht die Anwendung des Mikrowellenverfahrens erstmals, durch Verkleidungen verdeckte Bauteile zu beurteilen.

4. Digitale Bauwerksmodelle für die Bauwerksprüfung

4.1 Stand der Forschung und Forschungsmotivation

Digitale Bauwerksmodelle können ein wichtiges Hilfsmittel für die Bauwerksprüfung und -bewertung darstellen. Ein digitales Bauwerksmodell ist ein abstrahiertes Abbild des realen Bauwerkes. Digitale Bauwerke als Begleiter der Betriebsphase eines Bauwerkes sind bereits Fokus mehrerer Forschungsarbeiten gewesen. Einige der richtungsweisenden Forschungsarbeiten in diesem Bereich wurden in [7] vorgestellt. Im Gegensatz zu den vorhandenen Ansätzen konzentriert sich die Forschung im Projekt UltraTimB auf die routinemäßige Bauwerksprüfung und liefert eine Vorgehensweise zur Verbesserung und Effizienzsteigerung der Bauwerksprüfung nach DIN 1076, um das Unterstützungspotenzial von digitalen Bauwerksmodellen in die Breite zu tragen.

4.2 BIM-Modelle für die Bauwerksprüfung

Building Information Modelling steht für eine digitale Arbeitsmethode mit einem objektorientierten Modellierungsansatz, bei dem Bauteile durch entsprechende Objekte dargestellt und durch Attribute vertieft beschrieben werden [8]. Eine zentrale Komponente dieser Arbeitsmethode ist die kollaborative Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten über die unterschiedlichen Lebensphasen eines Bauwerkes. Dabei ist es wesentlich, die Projektdaten und -informationen mit offenen und softwareherstellerunabhängigen Schnittstellen bzw. Datenformaten austauschen zu können. Eine der am weitest verbreitetsten Schnittstellen in diesem Bereich ist die IFC-Schnittstelle (IFC: Industry Foundation Classes). IFC dient dem Datenaustausch zwischen verschiedener Software und ermöglicht die kollaborative Zusammenarbeit unterschiedlicher Akteur:innen sowie Disziplinen [9]. Das IFC-Datenformat ist in hierarchischen Strukturen aufgebaut. Die unterschiedlichen Gruppen der Bauteile werden in „Klassen“ zusammengefasst. „Klasse“ ist ein Begriff aus der objektorientierten Programmierung, der ein abstraktes Modell mit einem entsprechenden Bauplan für weitere ähnliche Objekte repräsentiert. Die zurzeit in dem IFC-Schema vorhandenen Klassen sind noch nicht in der Lage, immer alle notwendigen Objekte und/oder Informationen zu beschreiben.

Beispielsweise müssen für die Anwendung in der Bauwerksprüfung Schäden und/oder Mängel dargestellt und beschrieben werden. Dafür besteht in IFC bislang keine direkte Möglichkeit [10].

Um zukünftig die Ergebnisse einer Bauwerksprüfung in einem digitalen Bauwerksmodell darstellen zu können, werden die Mängel und Schäden sowie Messdaten durch die abstrakte Klasse `IfcBuildingElementProxy` [11] (verk.: Proxy-Element) abgebildet und mit weiteren alphanumerischen Informationen angereichert. Die Abb 1 zeigt ein Proxy-Element, welches einen Schaden am Bohlenbelag einer Holzbrücke repräsentiert.



Abb 1: Darstellung eines Schadens (rot) am Bohlenbelag einer Holzbrücke

4.3 Modellierung und Anforderung

Als Grundlage für die Implementierung von Merkmalen und Schäden aus der Bauwerksprüfung sollen digitale Bauwerksmodelle in Form von BIM-Modellen dienen. Da der größte Teil der Infrastrukturbauwerke zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht mit BIM geplant und entwickelt worden ist [12] [13], ergibt sich die Notwendigkeit zum Nachmodellieren bzw. Methoden für die Nachmodellierung der Bestandsbauwerke zu entwickeln.

Die detaillierte Nachmodellierung von bestehenden Infrastrukturbauwerken kann sehr komplex und aufwändig sein. Um den Modellierungsaufwand zu optimieren, muss der Detaillierungsgrad der Modellierung auf die vorgesehenen Anwendungsfälle abgestimmt werden. Für die reine Darstellung, Verortung und Verwaltung von Information genügt es, die Haupttragglieder des Bauwerks mit ihren materialspezifischen Daten und Abmessungen zu erzeugen. Für diesen Zweck wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Visual-Scripting-Tool entwickelt, welches automatisch ein Modell aus den Bauteilkoordinaten ableitet. Dieses Tool ist geeignet für die Erstellung von Bauwerksmodellen, die überwiegend aus stabförmigen Bauteilen bestehen. Visual Scripting ist eine visuelle bzw. grafische Programmiersprache, in der Algorithmen bzw. Programme durch grafische Elemente (nodes) definiert werden können [14] [15]. Visual Scripting wurde in diesem Kontext u.a. auch deshalb verwendet, weil es ein Bestandteil der verwendeten BIM-Software, die in dieser Arbeit für die Erstellung und Visualisierung der Modelle eingesetzt wurde, ist.

Abb. 2 stellt den Prozess zur Generierung eines vereinfachten Modells dar. Dieses Modell beinhaltet nur die Holzbauteile des Überbaus. Es fehlen die Anschlussdetails der Bauteile sowie die Lager und Unterbauten. Durch die direkte Verortung von Schäden, Mängeln und Messwerten wird der Bezug der Diagnosedaten zu dem untersuchten Bauwerk im Vergleich zu den bisher in der Praxis verwendeten Dokumentationsverfahren deutlich verbessert. Damit steigt die Qualität der Bauwerksdokumentation als Grundlage für eine sichere Bewertung von Zustand und Tragfähigkeit der Brücke.

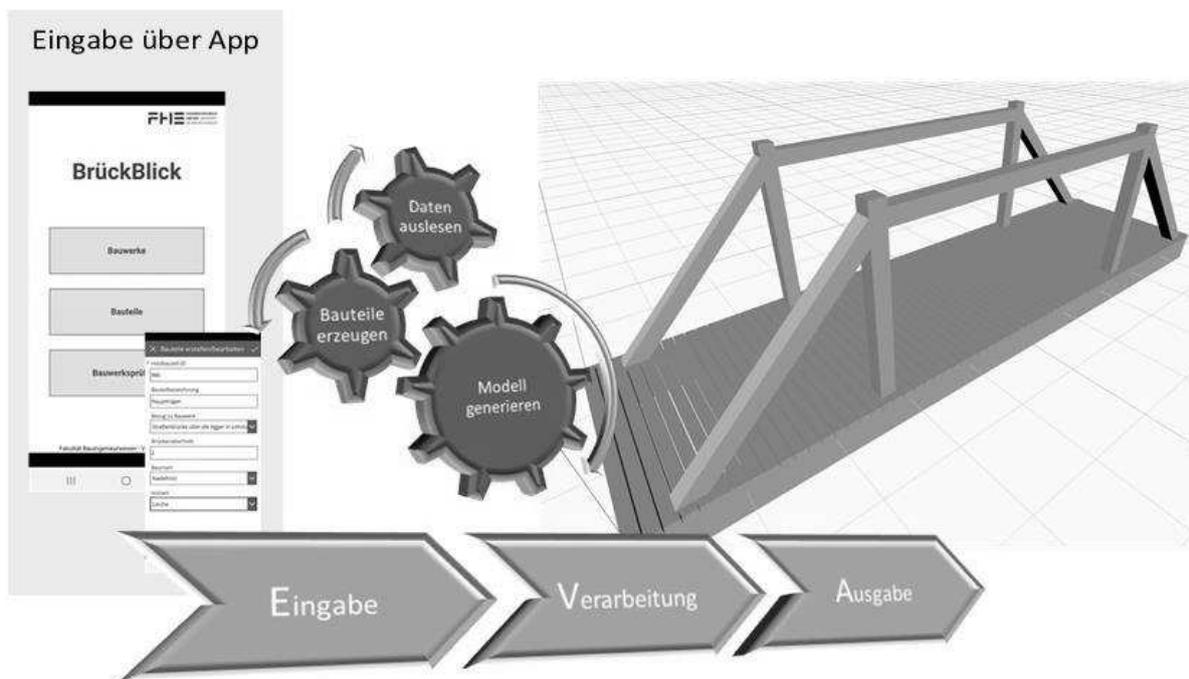


Abb. 2: Erstellung vereinfachter BIM-Modelle für Holzbrücken aus stabförmigen Bauteilen

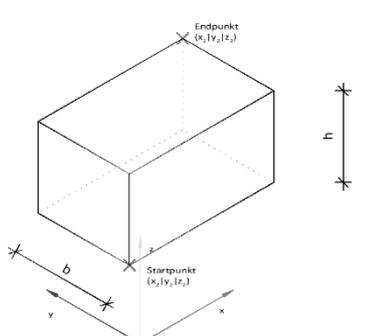
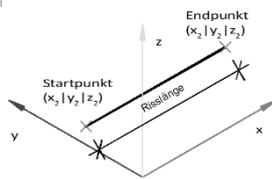
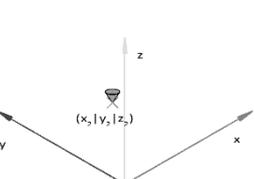
4.4 Schadens- und Mangelverortung in BIM-Modelle

Damit Schäden und Mängel bzw. Messdaten bauteilbezogen und punktgenau in das BIM-Modell integriert werden können, werden einfache geometrische Objekte (Proxy-Elemente) als Diagnoseobjekte erzeugt und platziert. Die Diagnoseobjekte sind spezifische geometrische Komponenten, die im Rahmen des Forschungsprojektes entwickelt wurden. Sie verfügen neben den geometrischen Informationen über Attribute zur genaueren Beschreibung des Mangels oder Schadens bzw. des Messwertes und sind über die Bauteil ID dem entsprechenden Bauteil zugeordnet.

In der **Tab. 1** sind die wichtigsten Merkmale der Diagnoseobjekte mit Beispielattributen für die Schadensrepräsentation und für Messwerterfassungen an Holzbrücken dargestellt.

Nach der Durchführung der Bauwerksprüfung vor Ort erfolgt die Integration der Diagnosedaten ins Bauwerksmodell. Damit die Ergebnisse nicht händisch ins Modell eingepflegt werden müssen, werden diese in eine spezifisch dafür konzipierte Datenbank eingegeben. Die Datenbank ist über ein für diesen Zweck entwickeltes Visual-Scripting-Tool mit dem BIM-Modell verknüpft. Dieses Tool verfügt über die Algorithmen zur Übertragung der Mess- und Schadensdaten ins BIM-Modell sowie zur Erzeugung, Dimensionierung und Verortung der Diagnoseobjekte.

Tab. 1: Beispiele für Diagnoseobjekte in BIM-Modellen für Holzbrücken

	Fäuleschaden	Insektenschaden	Riss	Holzfeuchte- messung
Attribute	Fäuleart: <i>Braunfäule</i> Pilzart: <i>Echter Hausschwamm</i> Fäulegrad: 3 Sichtbarer Fruchtkörper: <i>ja</i> Ausdehnung: 27.000 cm^3 Bauteil ID: 365142	Insektenart: <i>Hausbock</i> Schädigungsgrad: 3 Aktiver Befall: <i>ja</i> Ausdehnung: 7.000 cm^3 Bauteil ID: 365142	Risslänge: 180 cm Risstiefe: 60 mm Rissbreite: 8 mm Delamination: <i>nein</i> Bauteil ID: 365142	Messprinzip: <i>el. Widerstand</i> Bauteiltemperatur: 15°C Holzart: <i>Lärche</i> Messwert Holzfeuchte: $17 \text{ M}\%$ Bauteil ID: 365142
Darstellung	Quader 	Linie 	Punktzeiger 	

5. Zusammenfassung und Ausblick

Eine sichere und effiziente Beurteilung der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit ist für Holzbrücken von großer Bedeutung, um die Akzeptanz für diese Bauweise zu steigern. Grundlage dafür bildet eine moderne, digitale Verarbeitung und Dokumentation der Ergebnisse sowie eine kollaborative Arbeitsweise. In diesem Beitrag wurde eine Möglichkeit vorgestellt, die Vorteile der BIM-Methode für die regelmäßige Bauwerksprüfung zu nutzen. Um diese Methode in der Baupraxis zu etablieren, bedarf es der Entwicklung von Standards für die Abbildung von Merkmalen, Schäden und Messergebnissen.

Insbesondere für die Abbildung von Bauwerken mit variablen Querschnitten und gekrümmten Geometrien erweist sich eine BIM-unterstützte Dokumentation der Ergebnisse der Bauwerksprüfung als vorteilhaft im Vergleich zu herkömmlichen zweidimensionalen Darstellungen. Da die Verortung von Merkmalen mit Hilfe lokaler Bauteilkoordinaten bei komplexen Bauteilgeometrien nicht mehr praktikabel ist, wird der vorgestellte Ansatz für solche Bauwerke weiterentwickelt.

Danksagung

Die Forschungsarbeit wird unterstützt und finanziert vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK), vertreten durch die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF), Köln. Den Geldgebern und den Projektpartnern sowie den Mitgliedern des projektbegleitenden Ausschusses, die mit ihrer

Expertise zum Gelingen des Forschungsprojektes beitragen, sei an dieser Stelle für ihre fachliche und finanzielle Unterstützung sehr herzlich gedankt.

Literatur

- [1] DIN 1076: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 1999.
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung (RI-EBW-Prüf)*. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2017.
- [3] KOCH, J.; SIMON, A.; ARNDT, R.; JAHREIS, M.: *Diskussion zm Erfordernis der jährlichen Hauptprüfung geschützter Holzbrücken*, In: Bautechnik Dezember (2021), <https://doi.org/10.1002/bate.202100104>
- [4] SIMON, A.; ARNDT, R.; KOCH, J.; JAHREIS, M.: *Protected Timber Bridges (ProTimB) – Entwicklung einheitlicher Richtlinien für den Entwurf, den Bau, die Überwachung und Prüfung geschützter Holzbrücken*; Schlussbericht Forschungsprojekt BMBF, Fz:13FH013PX5, Erfurt, 2019.
- [5] BARON, T.: *Untersuchungen an ungeschädigten und durch Pilzbefall geschädigten Nadelholzbauteilen mit ausgewählten Prüfverfahren*. Technischen Universität Dresden, Diss., 2009.
- [6] HASENSTAB, A; HOMBURG, S.; MAIERHOFER, C.; ARNDT, R.: *Holzkonstruktionen mit Radar und Thermografie*. Fürth: DGZfP-Jahrestagung 2007.
- [7] ASTOUR, H.; NIEMANN, T.: *Development of an approach for digital diagnosis and monitoring of engineering structures using BIM as-built models*. Montreal: International Conference on Computing in Civil and Building Engineering (ICCCBE), 2024 (paper accepted for oral presentation).
- [8] ASTOUR, H.; STROTMANN, H.: *Lehrbuch Grundlagen der BIM-Arbeitsmethode : Fragen, Übungen, Fallbeispiele*. Wiesbaden: Springer Verlag, 2022.
- [9] VDI 2552 Part2: *Building information modeling - Terms and definitions*. Düsseldorf: Verein Deutscher Ingenieure, 2022.
- [10] POHL, K.: *Wissensbasiertes BIM-Schadensmanagement mittels Web Ontologien*. Technischen Universität Dresden, Diplomarbeit, 2020.
- [11] buildingSMART International, „buildingsmart.org“, [Online]. Available: https://standards.buildingsmart.org/IFC/RELEASE/IFC2x3/TC1/HTML/ifcproducttextension/lexical/ifcbuildingelementproxy.htm#attribute_description. [Zugriff am 18 01 2024].
- [12] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: *Stufenplan Digitales Planen - Einführung moderner, IT-gestützter Prozesse und Technologien*. Berlin: Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2015.

- [13] BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN: *Building Information Modeling (BIM) im Brückenbau*. Bergisch Gladbach: Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 182, 2022.
- [14] SECERBEGOVIC, L.: [Online]. Available: <https://bim-me-up.com/die-zukunft-von-bim-ist-geskriptet/>. <https://bim-me-up.com> [Zugriff am 12.12.2023].
- [15] KAUFMANN, S.: [Online]. Available: <https://www.ingenieurbau-online.de/fachartikel/artikeldetail/eine-alternative-zum-programmieren>. [ingenieurbau-online.de](https://www.ingenieurbau-online.de) [Zugriff am 12.12.2023].

