

Tagungsband Von der Forschung zur Praxis Sicher mit Holz

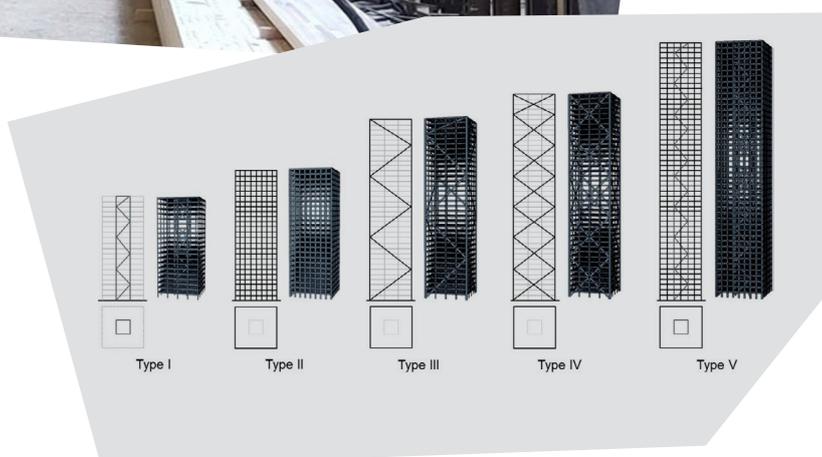
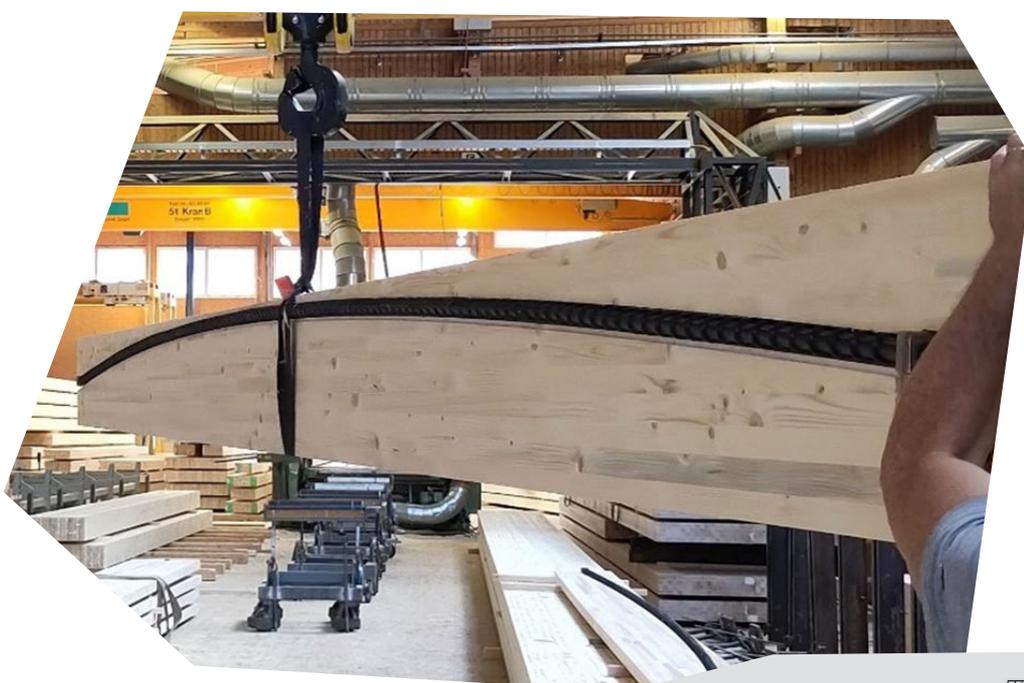
Februar 2024



Swiss • Wood • Innovation • Network

Mitveranstalter:

ETH zürich



Mit Unterstützung von:



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Bundesamt für Umwelt BAFU
Aktionsplan Holz

S-WIN

Swiss Wood Innovation Network

Von der Forschung zur Praxis:

Sicher mit Holz

8. Februar 2024, ETH Zürich und online

Autoren

Charles Binck

Dominik Bissig

Philippe Grönquist

Miriam Kleinhenz

Marcel Muster

Stephan Schilling

Jonas Wydler

Kursleitung

Andrea Frangi

Organisation

Thomas Näher, S-WIN Geschäftsstelle

Umschlag

Gestaltung: HugoTotal Grafikbüro GmbH, Emmenbrücke

Bilder: ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion

Copyright © 2024 by S-WIN und Autorinnen und Autoren

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und das der Übersetzung, sind vorbehalten

S-WIN Swiss Wood Innovation Network

c/o Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Mühlebachstrasse 8, CH-8008 Zürich

www.s-win.ch E-mail: info@s-win.ch

Inhaltsverzeichnis

Modellierung des Tragverhaltens von Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen	4 - 14
Jonas Wydler	
Brettsperrholzrippendecken im Brandfall	15 - 23
Miriam Kleinhenz	
Holz-Beton-Verbunddecken mit eingeklebten Schubverbindern in Buchenstabschichtholz.....	24 - 32
Stephan Schilling und Philippe Grönquist	
TS3 Hohlkastendecke – das Cobiax-Äquivalent für den Holzbau	33 - 40
Dominik Bissig	
Vorgespannte Holzträger	41 - 48
Marcel Muster	
Schlank und hoch in Holz - Perspektiven für den Holzbau.....	49 - 57
Charles Binck	
Autorenverzeichnis.....	58 - 59

Modellierung des Tragverhalten von Stahl-Holz Stabdübelverbindungen

Jonas Wydler
Empa

1 EINFÜHRUNG

Holzfachwerke sind gemäss der Norm SIA 265:2021 als Rahmentragwerke unter Berücksichtigung der verbindungsspezifischen Nachgiebigkeit zu bemessen. Aufgrund fehlender Angaben zum Tragverhalten von Stabdübelverbindungen unter kombinierter Beanspruchung von Normalkraft und Biegung ist dieses Vorgehen jedoch praktisch nicht anwendbar. Alternativ darf ein vereinfachtes Bemessungsverfahren angewendet werden. Hierbei werden die Schnittkräfte unter Annahme gelenkiger Anschlüsse berechnet und der rechnerische Normalkraftwiderstand aufgrund der dadurch vernachlässigten Biegung auf 75% reduziert. Dieses Verfahren beruht auf empirischen Untersuchungen an exzentrisch belasteten Verbindungen (Gehri 1980) und ist auf bestimmte Fachwerk-Geometrien limitiert. Im Rahmen eines Forschungsprojekts der Empa und der ETH Zürich wurden mechanische Modelle für die Untersuchung der Zuverlässigkeit von Holzfachwerken mit Stahl-Holz Stabdübelverbindungen entwickelt (siehe auch Schilling 2022). In diesem Beitrag wird ein Ansatz zur Modellierung solcher Verbindungen unter exzentrischer Lasteinwirkung vorgestellt, mit Versuchsdaten verglichen und mit Ausblick auf eine Alternative zur vereinfachten Bemessung von Fachwerken mit Stabdübelverbindungen diskutiert.

2 MODELLIERUNG

2.1 Übersicht

Das hier vorgestellte Modell (Wydler 2023) zur Berechnung des Last-Verformungsverhalten und Traglast unter kombinierter Beanspruchung basiert auf einem mehrstufigen Ansatz. Auf der Ebene des Materials wird das Lochleibungsverhalten von Holz in Abhängigkeit vom Last-Faser-Winkel sowie des Biegeverhaltens des Dübels durch uniaxiale Materialgesetze abgebildet. Daraus lässt sich auf der Ebene des Verbindungsmittels das anisotrope Last-Verformungs-Verhalten eines einzelnen Dübels anhand eines nichtlinearen Balken-Feder-Modells bestimmen. Basierend auf dem Verhalten eines einzelnen Dübels kann die Lastverteilung auf Ebene der Verbindung anhand der aufgebrachten Verschiebungen bestimmt werden. Die durch die Dübel-Kräfte ins Holz induzierten Spannungen werden mittels analytischen Ansätzen berechnet. Unter der Annahme, dass das Holzteil der Verbindung unter einer Kombination von Schub- und Querkzugspannungen versagt, wird die Traglast mit Hilfe eines kombinierten Versagenskriteriums bestimmt.

2.2 Last-Verformungsverhalten eines einzelnen Dübels

Zur Berechnung des Last-Verformungsverhalten eines einzelnen Stahldübels wird selbiger als Stab, gebettet auf Federn, die das Lochleibungsverhalten repräsentieren, modelliert. Sowohl den Stabelementen wie auch den Federn kann ein nichtlineares Materialverhalten zugewiesen werden. Die Eingabedaten für das Modell können in Zugversuchen an den Stabdübeln sowie an Lochleibungsprüfungen am Holz bestimmt werden. Unter Berücksichtigung des anisotropen Lochleibungsverhalten kann so das Last-Verformungsverhalten für beliebige Last-Faserwinkel zwischen 0 und 90° ermittelt werden. Die Modellanalyse läuft deformationsgesteuert, wobei die Deformation an den Stabenden der Stahlplatte aufgebracht wird. Implementiert wurde das Modell im Finite-Elemente-Framework *OpenSeesPy* (Zhu et al. 2018).

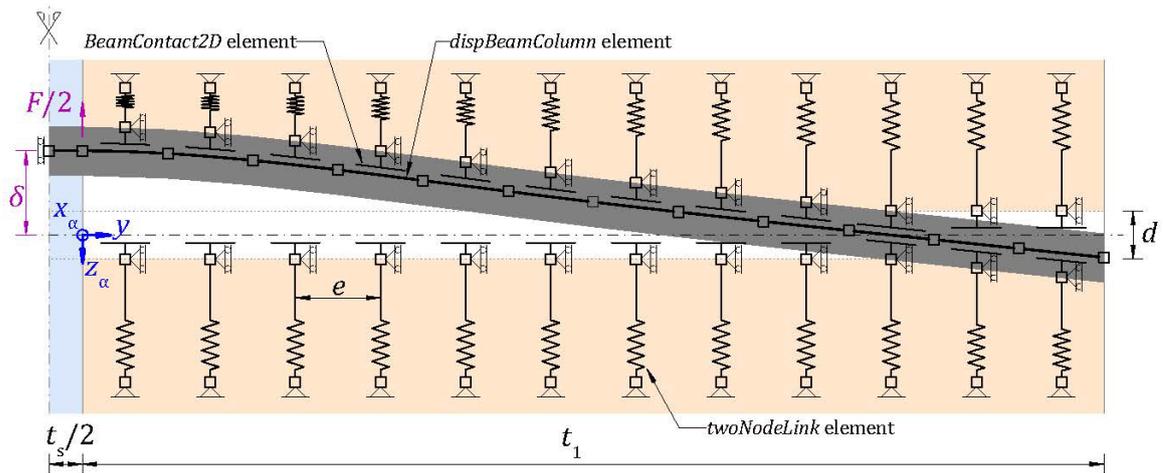


Abbildung 1: Balken-Feder-Modell zur Simulation des nichtlinearen Last-Verformungs-Verhaltens eines einzelnen Dübels mit der aufgebracht Verschiebung δ , der entsprechende Dübel Kraft F , dem Dübel Durchmesser d , der Dicke der Stahlplatte t_s , der Dicke des Holzteils t_1 und der Länge eines Balkenelements e .

2.3 Last-Verteilung auf die Dübel innerhalb der Verbindung

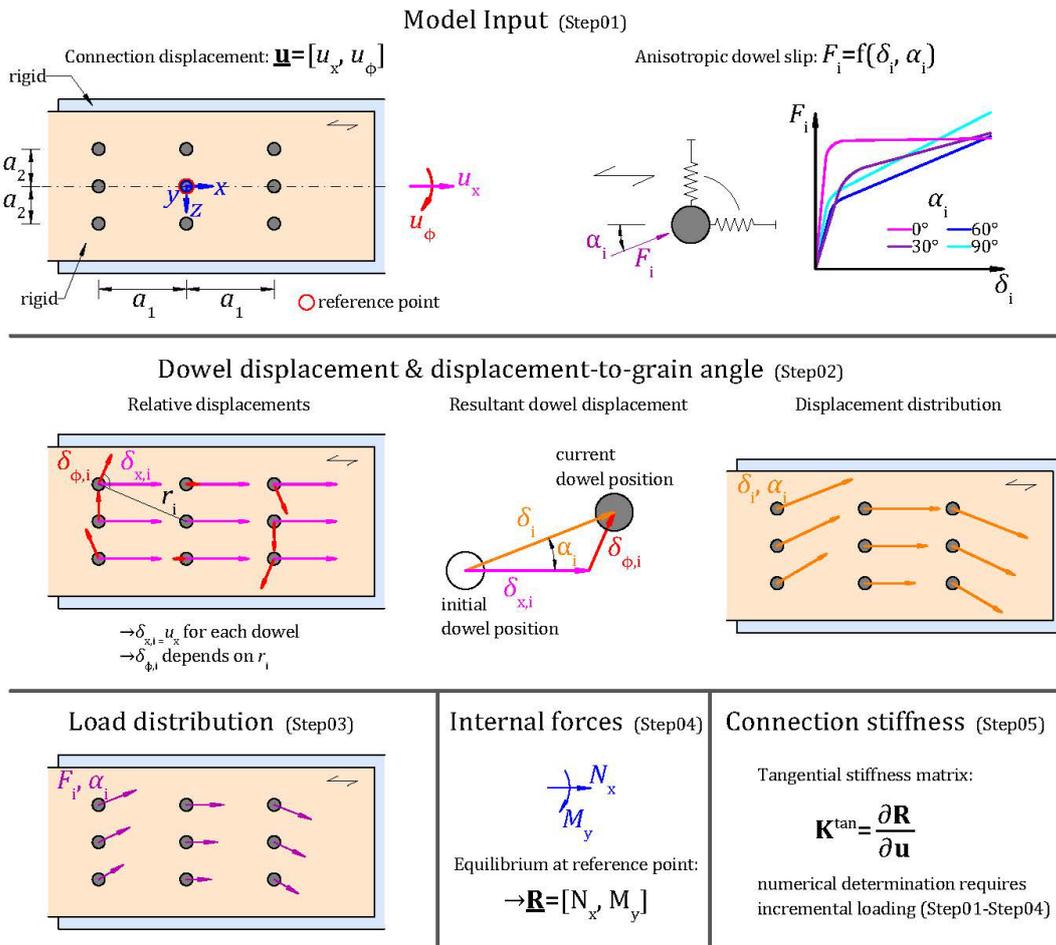


Abbildung 2: Berechnungsverfahren für das Verbindungsmodell zur Berechnung der Dübel-Kräfte aufgrund aufgebracht Verschiebungen (Schweigler et al. 2018)

Basierend auf dem anisotropen Last-Verformungsverhalten der einzelnen Dübel können die Schnittkräfte und die Last-Verteilung innerhalb der Verbindung mit dem Modell nach Schweigler et al.

(2018) (siehe Abbildung 2) ermittelt werden. Dabei wird angenommen, dass alle Verformungen auf die Verformung der Dübel zurückzuführen sind, sprich Verformungen der Stahlplatte und der Holzmatrix werden vernachlässigt. Die Verschiebung der Verbindung wird unterteilt in laterale Verschiebung sowie Rotation, woraus die Verschiebungsvektoren der einzelnen Dübel bestimmt werden. Die einzelnen Dübel-Kräfte F_i werden anhand des vorherig berechneten Last-Verformungsverhalten bestimmt. Das Aufsummieren der Dübel-Kräfte ergibt die Schnittkräfte und somit auch das Last-Verformungsverhalten der Verbindung.

2.4 Berechnung der Spannungen

2.4.1 Geometrie des betrachteten Holzteils

Die Berechnung der Spannungen im Holzteil erfolgt separat für Schub- τ_{xz} und Querkzugspannungen σ_{zz} infolge Dübel-Kräfte parallel zur Faser $F_{x,i}$ sowie Querkzugspannungen infolge Dübel-Kräfte quer zur Faser $F_{z,i}$. Die dafür berücksichtigten Geometrien sind in Abbildung 3 dargestellt. Die Spannungen werden unter der Annahme einer konstanten Spannungsverteilung im Theoretischen Holzteil mit einer effektiven Breite t_{ef} berechnet.

$$t_{ef} = k_{t,ef} \cdot \frac{F_{Holz}}{d \cdot \sigma_{h,max}}$$

Wobei d der Dübelndurchmesser und $k_{t,ef}$ ein Reduktionsfaktor zu Modellkalibrierung ist. Die Kraft im entsprechenden Holzteil F_{Holz} sowie die maximale Lochleibungsspannung $\sigma_{h,max}$ werden anhand des Balken-Feder-Modells aus Absatz 2.1 ermittelt (siehe Abbildung 4).

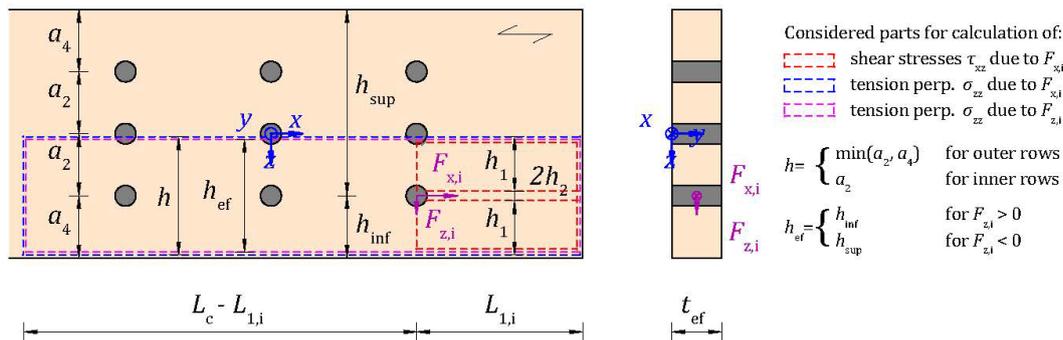


Abbildung 3: Berücksichtigte Holzteile zur Berechnung von Schub- und Querkzugspannungen infolge Dübel-Kräften parallel und Querkzugspannungen infolge Dübel-Kräften quer zur Faser.

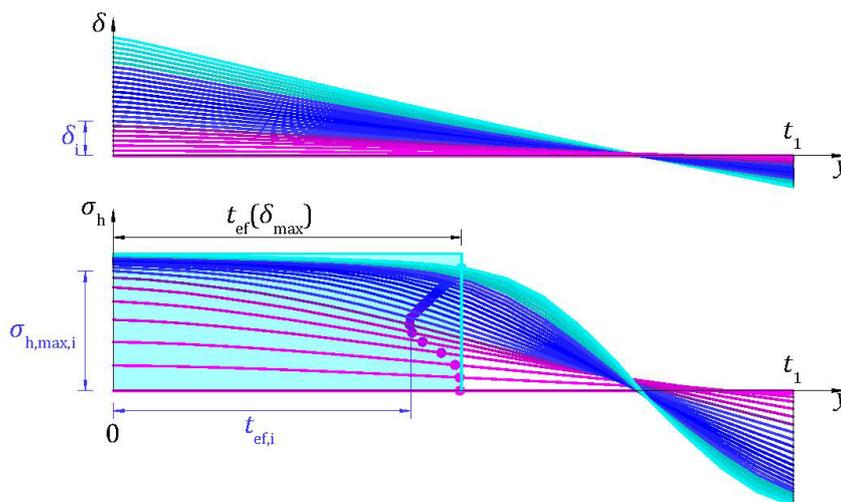


Abbildung 4: Ermittlung der effektiven Breite t_{ef} anhand einer Symmetriehälfte einer zweischnittigen Verbindung mit Seitenholzdicke t_1 anhand des Balken-Feder-Modell aus Absatz 2.1

2.4.2 Berechnung der Spaltkräfte

Spaltkräfte quer zur Faser werden sowohl durch Dübel-Kräfte parallel und quer zur Faser erzeugt. Die Spaltkraft infolge von Kräften parallel zur Faser V_x lässt sich durch Integration der Spannungen quer zu Faser σ_{90} nach Kuipers (1960) berechnen (siehe Abbildung 5a). Diese sind sowohl von der idealisierten Lochleibungsspannung σ_{h0} und somit von der Dübel Kraft $F_{x,i}$ als auch vom Reibungswinkel zwischen Dübel und Holz φ_{t-s} abhängig. Die Spaltkraft infolge von Kräften parallel zur Faser V_z wird unter der Annahme berechnet, dass nicht die gesamte Dübel Kraft $F_{z,i}$ vom Holz über Zugspannungen senkrecht zur Faser getragen wird (siehe Abbildung 5b). Es wird angenommen, dass ein Teil der Dübel Kraft über Druckspannungen direkt in das Holz übertragen wird:

$$V_z = F_{z,i} - \sigma_{comp} \cdot d \cdot t_{ef}$$

Die Druckspannungen σ_{comp} werden anhand der Verschiebung $\delta_{z,i}$ und des Elastizitätsmoduls quer zur Faser bestimmt.

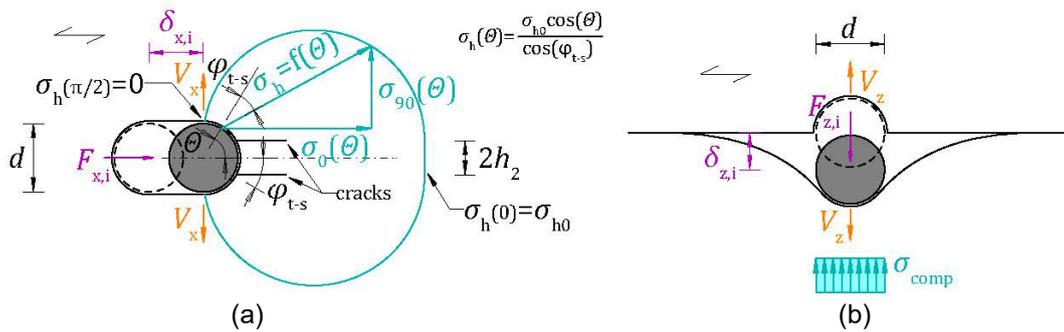


Abbildung 5: (a) Angenommene Verteilung der Lochleibungsspannungen und daraus resultierende Spaltkraft V_x nach Kuipers (1960), (b) resultierende Spaltkraft V_z infolge Dübel Kraft quer zur Faser.

2.4.3 Schubspannungen infolge Dübel-Kräften parallel zur Faser

Die Schubspannungen werden mit dem Ansatz nach Volkersen (1938) berechnet. Dabei wird angenommen, dass sich an der Lochleibung parallel zur Faserrichtung zwei Risse ausbilden, wie in Abbildung 6 dargestellt. Im Holzteil mit der Höhe $2h_2$ baut sich die Dübel Kraft $F_{x,i}$ entlang der durch die Risse gegebenen Scherflächen bis zum belasteten Ende des Holzträgers ab. Die Schubspannungen können dann anhand der Rissenergie sowie des Elastizitäts- und Schubmoduls analytisch bestimmt werden.

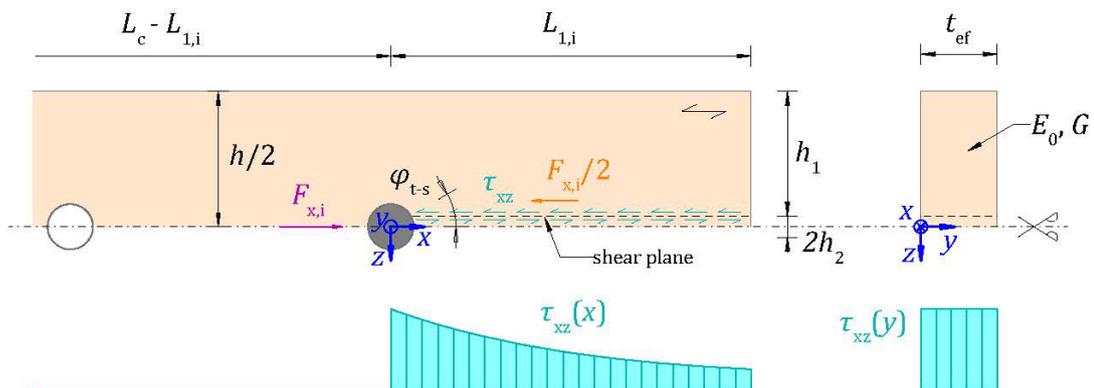


Abbildung 6: Berücksichtigte Scherfläche zur Berechnung der Schubspannungen infolge einer Dübel Kraft $F_{x,i}$ parallel zur Faser

2.4.4 Querzugspannungen infolge Dübel-Kräften parallel zur Faser

Die Querzugspannungen infolge Dübel-Kräften parallel zur Faser werden nach Jorissen (1998) berechnet. Der Ansatz beruht auf der Betrachtung einer symmetrischen Hälfte des Anschlusses als

Balken auf elastischer Bettung, wobei der Bettungsmodul k durch die Steifigkeit des Holzes quer zur Faser gegeben ist.

$$\sigma_{zz}(x) = \frac{k \cdot w(x)}{t_{ef}}$$

Die Deformationen am theoretischen Balken $w(x)$ können aufgrund der wirkenden Spaltkraft V_x und halben Dübel Kraft $F_{x,i}/2$ analytisch für Balken auf elastischer Bettung berechnet werden.

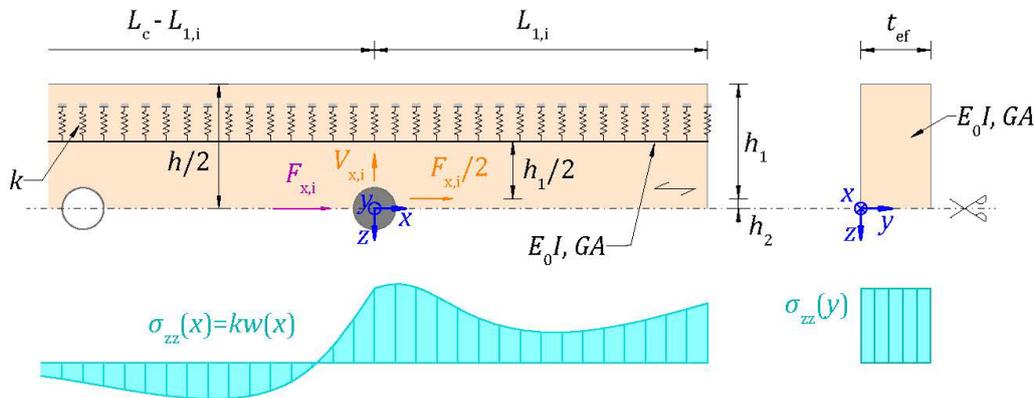


Abbildung 7: Balkenmodell nach Jorissen (1998) zur Berechnung der Querspannungen infolge einer Dübel Kraft $F_{x,i}$ parallel zur Faser

2.4.5 Querspannungen infolge Dübel-Kräften quer zur Faser

Die Berechnung der Querspannungen infolge Dübel-Kräften quer zur Faser werden, abgesehen von der unterschiedlichen Geometrie des zu betrachtenden Holzteils und der wirkenden Spaltkraft V_z , nach dem gleichen Ansatz wie für Kräfte parallel zur Faser bestimmt.

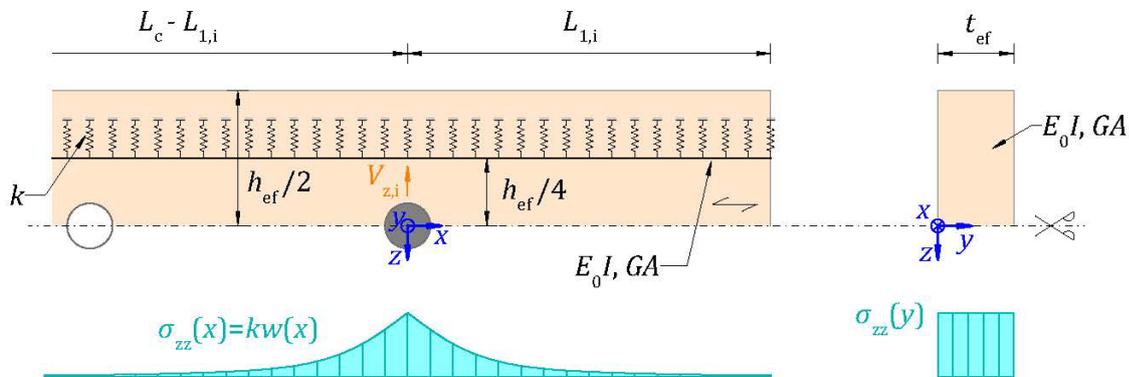


Abbildung 8: Balkenmodell zur Berechnung der Querspannungen infolge einer Dübel Kraft $F_{z,i}$ quer zur Faser

2.5 Versagenskriterium

Für die Beurteilung des Versagens der Verbindung werden die berechneten Schub- und Querspannungen superponiert und anhand des kombinierten Versagenskriterium aus der SIA 265:2021 bewertet:

$$u = \frac{(f_{c,90} + k_x * \sigma_{90}(F_x) + k_z * \sigma_{90}(F_z))^2}{(f_{c,90} + f_{t,90})^2} + \frac{(k_x * \tau)^2}{f_v^2} * \left[1 - \left(\frac{f_{c,90}}{f_{c,90} + f_{t,90}} \right)^2 \right] \leq 1$$

Zwei Reduktionsfaktoren k_x und k_z werden eingeführt, anhand welcher das Modell an die Versuchsdaten kalibriert werden kann.

3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Zur Kalibrierung und Validierung sowie zur Sammlung geeigneter Eingabedaten für die hier vorgestellten Modelle wurden diverse Versuche durchgeführt (Wydler 2023). Im Rahmen dieses Beitrags werden die Resultate von Versuchen an Stahl-Holz Stabdübelverbindungen aus Fichten Furnierschichtholz ohne Querlagen mit unterschiedlichen Holzdicken und Exzentrizitäten (Tabelle 1 und Abbildung 9: Ansicht und Querschnitte der getesteten Verbindungen mit und ohne Exzentrizität sowie unterschiedlichen Seitenholzdicken und Anzahl Stahlblechen) mit den Modellsimulationen verglichen.

Tabelle 1: Übersicht der durchgeführten Verbindungsversuche mit unterschiedlichen Anzahl Stahlblechen n_s , Seitenholzdicken t_1 und t_2 sowie Exzentrizitäten e_0 . $F_{u,0}$ ist die axiale und $F_{u,e}$ die Traglast unter exzentrischer Einwirkung

Serie ID	n [-]	n_s [-]	t_1 [mm]	t_2 [mm]	e_0 [mm]	F_u [kN]	CoV [%]	$F_{u,e}/F_{u,0}$ [-]
I	2.1	3			0	103.5	7.4	1.0
	2.2	3	1	21.5	-	90.6	8.3	0.88
	2.3	3			20	81.9	10.4	0.79
II	8.1	3			0	171.0	2.2	1.0
	8.2	3	1	48.5	-	166.1	2.5	0.97
	8.3	3			20	149.4	1.2	0.87
III	10.1	2			0	208.9	-	1.0
	10.2	3	1	102.5	-	204.9	3.3	0.98
	10.3	3			20	180.7	1.4	0.87
IV	12.1	2			0	407.5	-	1.0
	12.2	2	2	48.5	124	384.5	-	0.94
	12.3	3			20	359.4	4.2	0.88

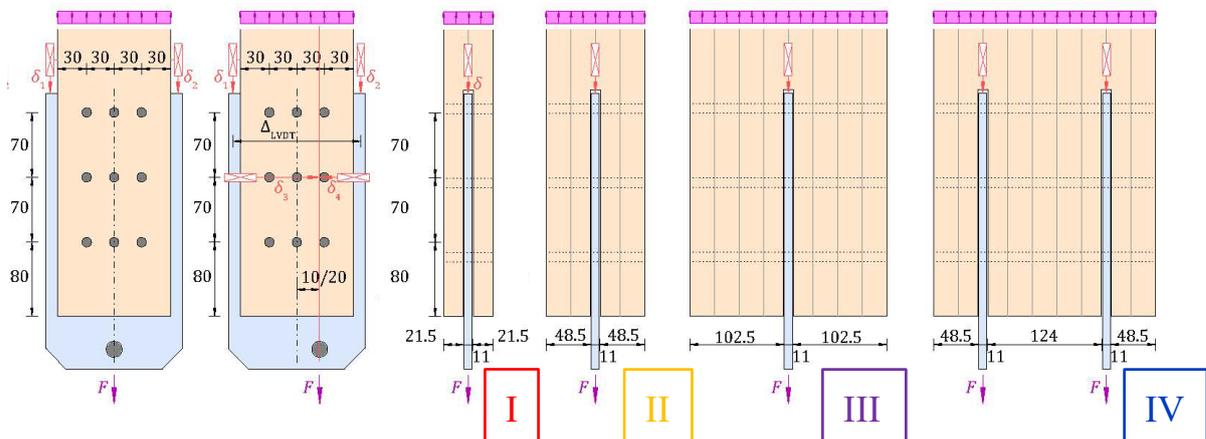


Abbildung 9: Ansicht und Querschnitte der getesteten Verbindungen mit und ohne Exzentrizität sowie unterschiedlichen Seitenholzdicken und Anzahl Stahlblechen

Abbildung 10 zeigt die experimentell ermittelten Last-Verformungskurven (a), beziehungsweise die Traglast in Abhängigkeit der Exzentrizität der Lastaufbringung (b) für die Verbindungskonfigurationen mit Versagensmodus I, II und III, sowie der Konfiguration mit zwei Stahlblechen (IV). Das kleinste Verformungsvermögen weisen die Verbindungen im Modus I auf, wo ein Block-Scherversagen im Seitenholz auftritt. Grössere Deformationen werden mit Modus II erreicht, wo ein Aufspalten des Seitenholz eintritt. Die grössten Deformationen werden im Modus III erreicht, wo sich ein Scherbruch im Seitenholz zwischen den zwei Fließgelenken im Stabdübel einstellt. Durch die Reibung in den Scherflächen kann die Verformung weiter erhöht werden, ohne dass die Traglast markant abfällt, wie in Abbildung 10 und Abbildung 11 ersichtlich ist. Bei der Verbindungskonfiguration mit zwei Stahlblechen IV stellen sich im mittleren Seitenholz zwei Fließgelenke pro Scherfuge im Stabdübel ein, jedoch tritt

kein Scherversagen auf. Massgebend für das Versagen ist das Aufspalten des äusseren Seitenholz mit einem Fließgelenk in der Scherfuge. Infolge zunehmender initialer Exzentrizität e_0 ist die Reduktion der Traglast mit zunehmendem Verformungsvermögen der Verbindung kleiner, wie der Vergleich von Modus I, II und III in Abbildung 10b zeigt. Weiter ist ersichtlich, dass die effektiv gemessene Exzentrizität e_{ef} und somit das Biegemoment bei Erreichen der Traglast mit zunehmendem Verformungsvermögen der Verbindung abnimmt.

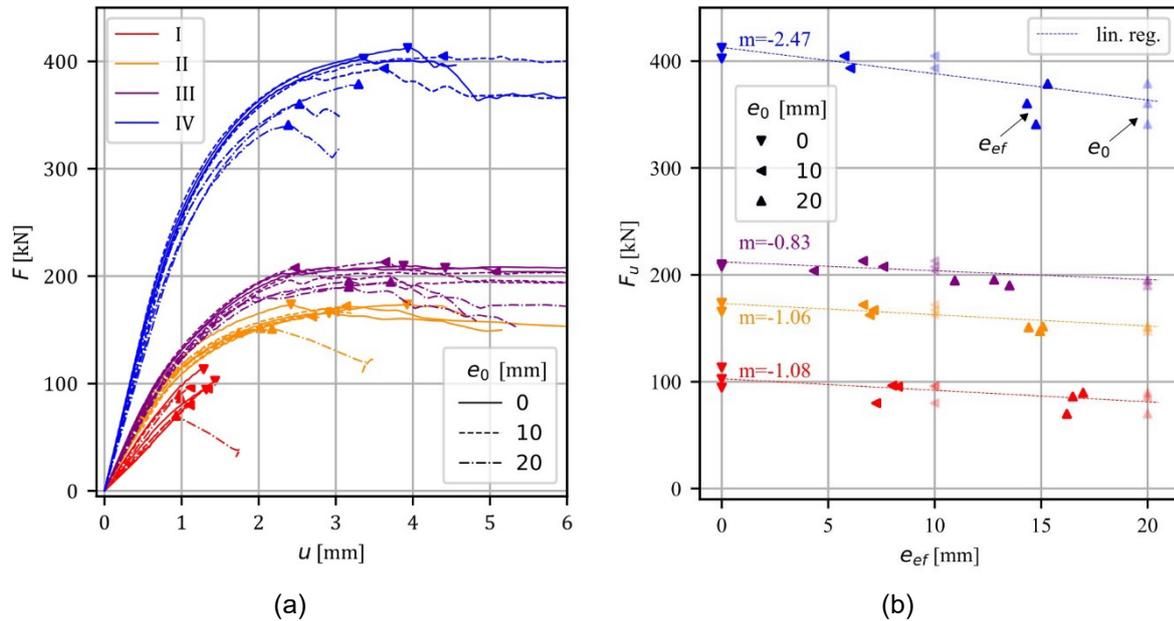


Abbildung 10: (a) Last-Verformungskurven und (b) Traglast im Vergleich zur effektiv gemessenen Exzentrizität e_{ef} der zentrisch und exzentrisch belasteten Verbindungen



Abbildung 11: Verformungen der Stabdübel mit Versagensmodus II (links), Versagensmodus III (mitte) und Verbindung mit zwei Stahlblechen IV (rechts)

4 RESULTATE & DISKUSSION

4.1 Zentrisch belastete Verbindungen

Abbildung 12 zeigt den Vergleich von Modellsimulationen mit den Versuchen an zentrisch belasteten Verbindungen im Modus I, II und III, anhand welcher die Kalibrierungsparameter k_{tef} (Absatz 2.4.1) und k_x (Absatz 2.5) bestimmt wurden. Als zusätzliche Orientierung dient das Bemessungsmodell der SIA 265:2021. Durch eine Kalibrierung des Modells an die experimentell ermittelte Traglast kann selbige mit zureichender Genauigkeit bestimmt werden, wie in Abbildung 12a ersichtlich ist. Schwierigkeiten zeigen sich bei der Berechnung der Bruchdeformation (Abbildung 12b). Das Modell zeigt Versagen an, wenn der kritische Spannungszustand nach dem Versagenskriterium aus Absatz 2.5 erreicht wird. Zusätzliches Verformungsvermögen durch ein Scherversagen (siehe Absatz 3.1) werden vom Modell nicht abgebildet. Das Verformungsvermögen nach SIA wurde über die Traglast und den Verschiebungsmodul K_u berechnet. Wie der Vergleich des initialen Verschiebungsmodul K_{ser} in Abbildung 12c zeigt, berücksichtigt das Modell die Abhängigkeit der Dübel-Schlankheit korrekt, überschätzt jedoch die effektiven Nachgiebigkeit leicht.

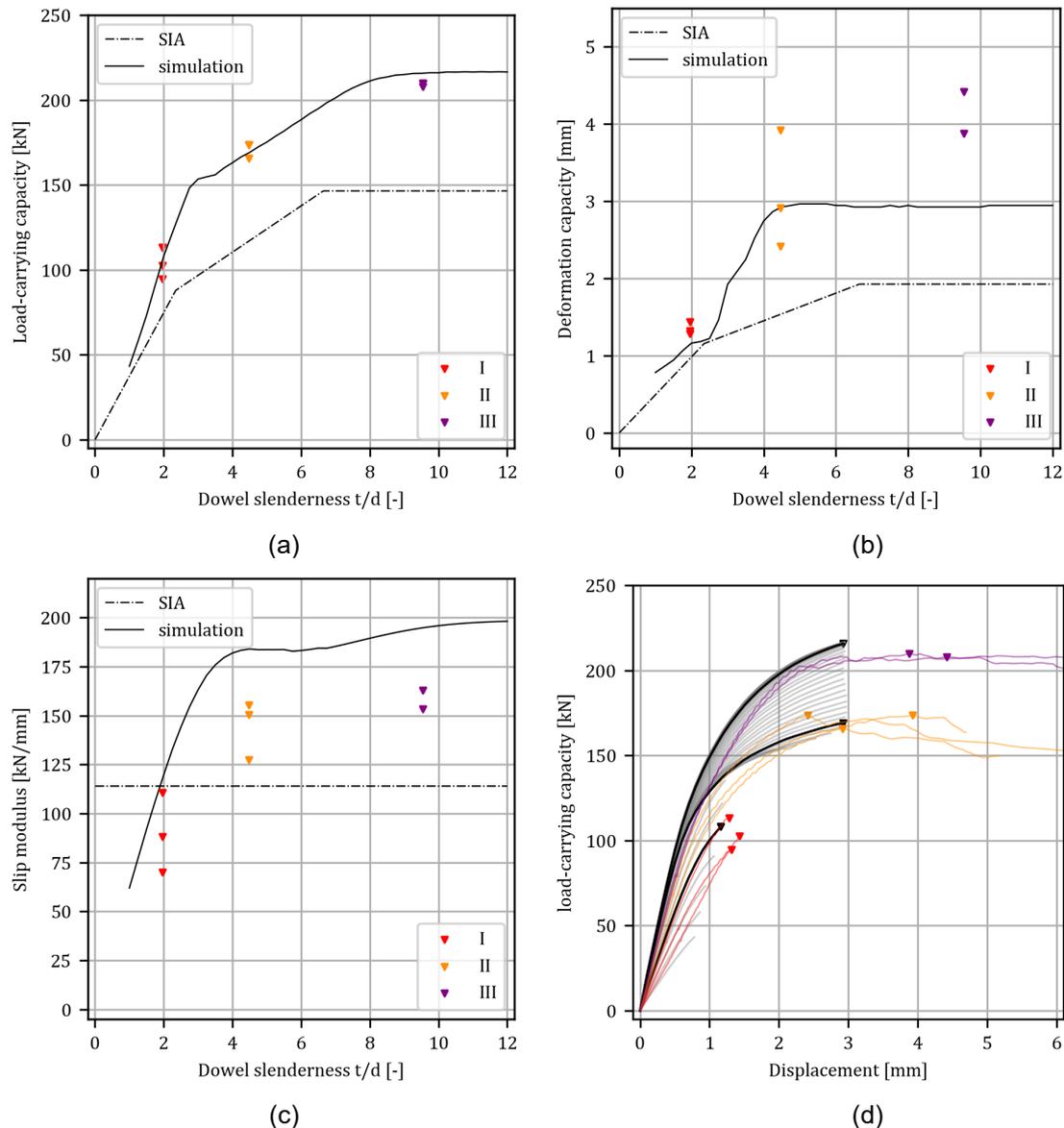


Abbildung 12: Vergleich von Modellsimulation mit Bemessungsmodell der SIA 265:2021 und Versuchsergebnissen der Serien 2.1 (I), 8.1 (II) und 10.1 (III): (a) Tragfähigkeit, (b) Verformungsvermögen und (c) Initialem Verschiebungsmodul in Abhängigkeit der Dübel-Schlankheit. (d) Simulierte Last-Verformungskurven im Vergleich mit Versuchsergebnissen.

4.2 Exzentrisch belastete Verbindungen

Abbildung 13 zeigt die Traglast in Relation zur Exzentrizität der Last. Dabei wurde die Reduktion der Traglast berechnet, indem der Anteil der Rotation und somit der Biegung einer lateral belasteten Verbindung stetig erhöht wurde, bis Versagen auftrat. Die Resultate wurden anhand des Reduktionsfaktor k_z an die Versuchsergebnisse der Verbindungen mit Modus I, II und III kalibriert. In Abbildung 13 wurden die Biegemomente in effektive Exzentrizitäten umgerechnet. Abbildung 14 zeigt die simulierten Last-Verformungskurven für initiale Exzentrizitäten von $e_0 = 0, 10$ und 20 mm im Vergleich mit Versuchsergebnissen. Die Simulationen wurden basierend auf den in Versuchen gemessenen Deformationen durchgeführt. Dabei ist ersichtlich, dass die Traglasten vom Modell tendenziell unterschätzt werden.

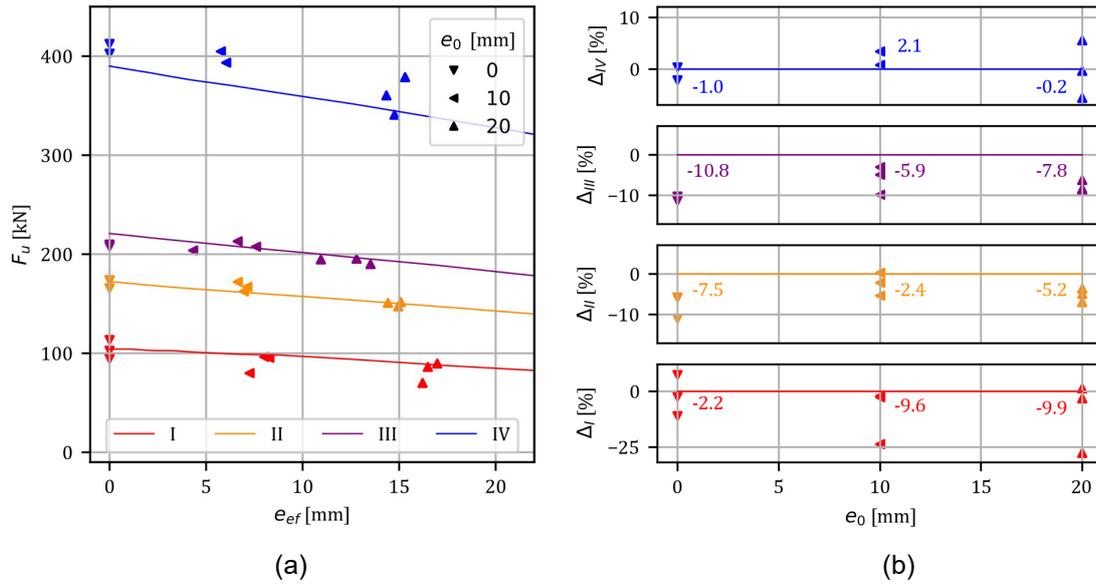


Abbildung 13: (a) Vergleich der Traglasten von Modellsimulationen mit Versuchsergebnissen in Relation zur Exzentrizität der Last bei Versagen e_{ef} . (b) Relative Abweichung zwischen Modell und Versuchsergebnissen in Abhängigkeit der initialen Exzentrizität e_0 .

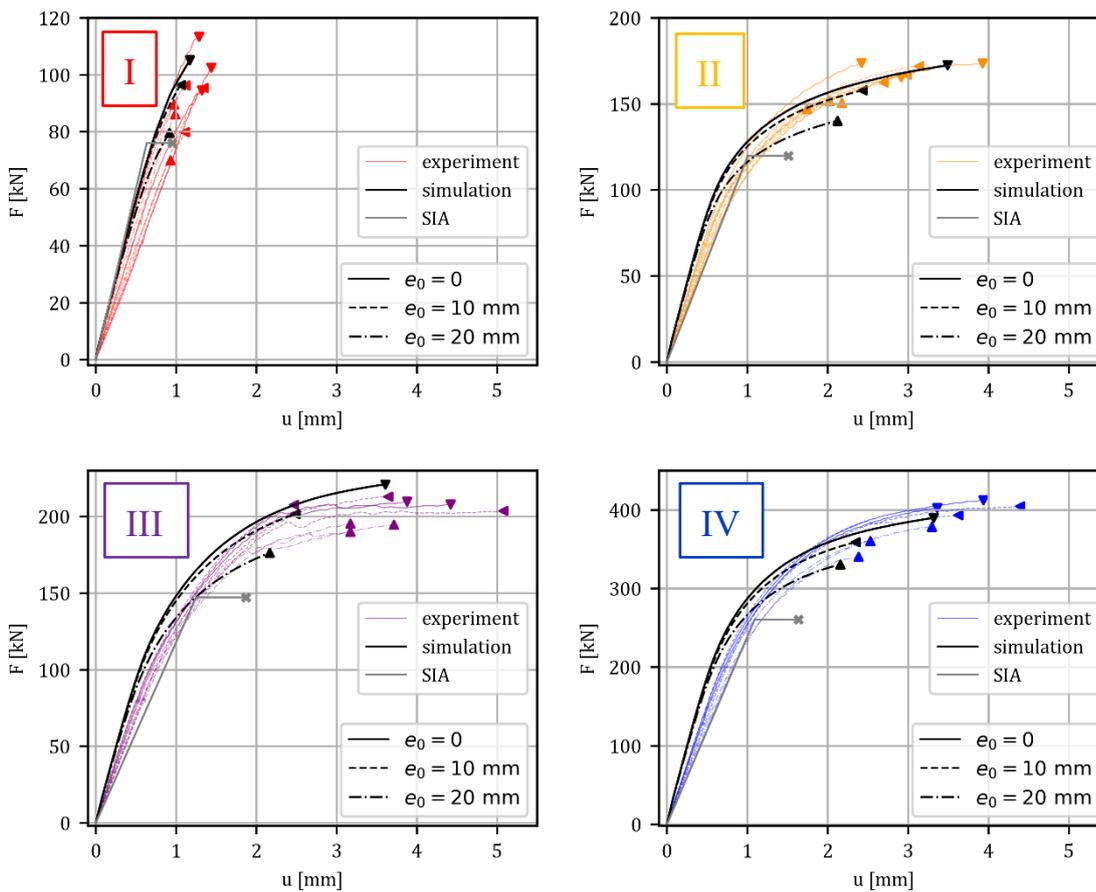


Abbildung 14: Simulierte Last-Verformungskurven basierend auf experimentell bestimmten Verformungen im Vergleich mit Versuchsergebnissen und Bemessungsmodell der SIA 265:2021

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN

In Bezug zu den durchgeführten Versuchen an Stahl-Holz Stabdübelverbindungen unter exzentrischer Lasteinwirkung sowie der Simulation deren Tragverhaltens mit Hilfe des vorgestellten Modellierungsansatzes können nachfolgende Punkte festgehalten werden:

- Die Abnahme der Traglast infolge zunehmender Exzentrizität der Last sinkt mit zunehmendem Verformungsvermögen der Verbindung.
- Die effektive Exzentrizität der Last und somit das auf die Verbindung wirkende Biegemoment beim Zeitpunkt des Versagens sinkt mit zunehmendem Verformungsvermögen der Verbindung.
- Die Simulation des Last-Verformungsverhalten beliebiger Verbindungskonfigurationen ist anhand der Eigenschaften von Stabdübel und Lochleibung, welche in Zugversuchen beziehungsweise Lochleibungsversuchen zu ermitteln sind, möglich.
- Basierend auf den simulierten Spannungen im Holzteil anhand des kalibrierten Modells ist eine Berechnung der Traglast der Verbindung möglich.
- Die Berechnung der Bruchdeformationen ist ungenau, namentlich für Verbindungen mit Versagensmodus III, da ein duktiler Scherversagensmodus vom Modell nicht abgebildet werden kann.

6 AUSBLICK

In Schilling (2022) wurde eine mögliche Erweiterung zum vereinfachten Bemessungsverfahren von Holzfachwerken vorgestellt. Der Ansatz sieht vor, die Schnittkräfte am Fachwerk anhand der Modellierung der einzelnen Knoten mit verbindungsspezifischer Nachgiebigkeit zu berechnen. Die Reduktion der Traglast geschieht durch einen Reduktionsfaktor k_e , welcher über die Exzentrizität der Last anhand der ermittelten Normalkräfte und Biegemomente berechnet wird:

$$N_{Rd} \leq k_e(M_{Ed}, N_{Ed}) \cdot N_{Ed}$$

Abbildung 15 zeigt die Traglast unter exzentrischer Lasteinwirkung $F_{u,e}$, normalisiert mit der axialen Traglast $F_{u,0}$, der in Absatz 3 vorgestellten Versuchsergebnisse. Die Daten wurden erweitert mit Versuchen von Gehri (1980) und Mischler (1998). Die normalisierten Widerstände $F_{u,e}/F_{u,0}$ sind in Abhängigkeit der initialen Exzentrizität e_0 , geteilt durch die Höhe der Stabdübelgruppe h_{con} , dargestellt. Eine lineare Regression für die Abnahme der Traglast basierend auf dem Versagensmodus der Verbindung (I, II und III) dient als Orientierungshilfe zur Interpretation der Daten. Eine Reduktion des Normalkraftwiderstands in Abhängigkeit des Verformungsvermögens der Verbindung beziehungsweise des Versagensmodus wäre demnach denkbar. In Bezug auf eine Erweiterung des vereinfachten Bemessungsverfahrens, hin zu einer detaillierten Berechnung der Schnittkräfte und verfeinerten Reduktion des Normalkraftwiderstands, gilt es nachfolgenden Fragenstellungen nachzugehen:

- Was sind die geometrischen Einflussfaktoren wie zum Beispiel Anordnung der Stabdübel oder Seitenholzdicken auf den Reduktionsfaktor k_e .
- Welchen Einfluss haben unterschiedliche Belastungen (Zug vs. Druck) auf den Reduktionsfaktor k_e .
- Welchen Einfluss hat das nichtlineare Last-Verformungsverhalten der Verbindungen auf die Berechnung der Schnittkräfte.
- Welchen Einfluss hat ein erweitertes Bemessungsverfahren auf die Zuverlässigkeit des Systems.

Zur Untersuchung des Systemverhaltens von Fachwerken mit Stabdübelverbindungen stellt der hier vorgestellte Modellierungsansatz ein mögliches Werkzeug dar. Erforderlich dafür ist eine Implementierung in ein FEM Stabmodell. Zur Beantwortung der Fragen bezüglich des Verhaltens der Verbindungen bedarf es weiteren experimentellen Untersuchungen von exzentrisch belasteten Stahl-Holz Stabdübelverbindungen.

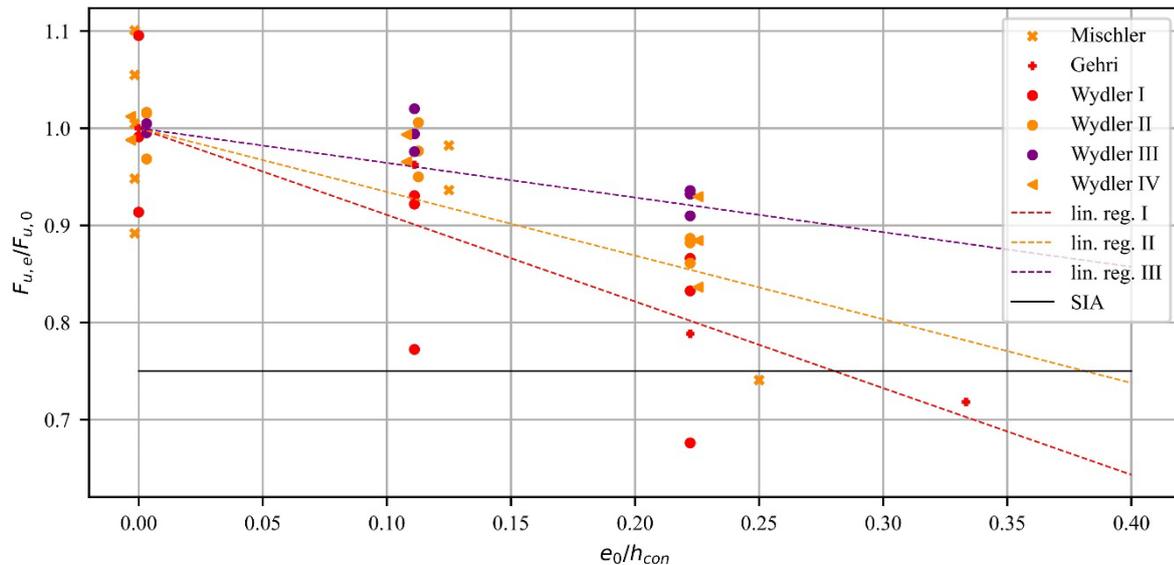


Abbildung 15: Vergleich der Versuchsergebnisse mit Daten aus der Literatur (Gehri 1980, Mischler 1998): Einfluss der initialen Exzentrizität der Last e_0 (bezogen auf die Höhe der Stabdübelgruppe h_{con}) auf die Traglast $F_{u,e}$ in Bezug zur axialen Traglast $F_{u,0}$

7 REFERENZEN

- Gehri, E. (1980). "Betrachtungen zum Tragverhalten von Bolzenverbindungen im Holzbau". In: Schweizer Ingenieur und Architekt 98, pp. 1336–1344.
- Jorissen, A. (1998). "Double shear timber connections with dowel type fasteners". PhD Thesis. Delft University of Technology.
- Kuipers, J. (1960). "Onderzoek van ringdeuvelverbindingen. De scheve verbindingen" (in Dutch). Research into split ring connections. Elements connected at an angle. Rapport 4-60-1-HV-18, Stevin Laboratorium, Technische Hogeschool Delft.
- Mischler, A. (1998). "Bedeutung der Duktilität für das Tragverhalten von Stahl-Holz Bolzenverbindungen". Dissertation, ETH Zürich, Schweiz.
- Schilling, S. (2022). "Bemessung von Holzfachwerken mit Stabdübelverbindungen und Knotenplatten". *Tagungsband, Von der Forschung zur Praxis*, 22-30.
- Schweigler, M., T.K. Bader, G. Hochreiner, and R. Lemaître (2018). "Parameterization equations for the nonlinear connection slip applied to the anisotropic embedment behavior of wood". In: *Composites Part B: Engineering* 142, pp. 142–158. issn: 1359-8368.
- SIA 265:2021 (2021). *Holzbau*. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- Volkersen, O. (1938). "Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten". In: *Luftfahrtforschung* 15, pp. 41–47.
- Wydler, J. (2023). "Stress-Based Failure Model for Dowelled Steel-to-Timber Connections under Eccentric Loading." Dissertation, ETH Zürich, Schweiz.
- Zhu, M., F. McKenna, and M. H. Scott (2018). "OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework". In: *Software X7*, pp. 6–11.

Brettsperrholzrippendecken im Brandfall

Dr. Miriam Kleinhenz
Basler & Hofmann AG, Zürich

1 EINLEITUNG

1.1 Hintergrund

Für die Verwendung von Holzdecken in Gewerbe-, Wohn- und Industriegebäuden werden weitspannende Deckensysteme gefordert. Die üblicherweise begrenzte Steifigkeit von Holzbauelementen kann durch Verbundquerschnitte, wie T- und Kastenprofilen, überwunden werden. Brettsperrholzrippendecken (BSP-Rippendecken) sind eine Holz-Holz-Verbundkonstruktion, die aus BSP-Platten besteht, welche schubsteif mit BSH-Rippen verbunden sind (Abb. 1). Die schubsteife Verbundwirkung zwischen den Holzbauelementen wird mithilfe eines Polyurethan-Klebstoffs (Purbond HB S709) durch Schraubpressverklebung erreicht (Bratulic et al. 2019; Blomgren et al. 2021).

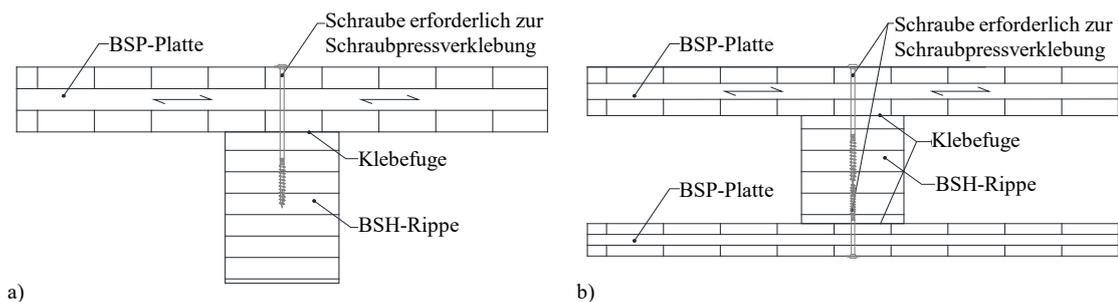


Abb. 1: Querschnittstypen der Brettsperrholzrippendecke: a) T-Profil; b) Kastenprofil.

Bei Verbundquerschnitten mit verhältnismässig grossen Rippenabständen ist die einfache Balkentheorie nicht anwendbar, da die Verschiebungen im Flansch je nach Abstand zur Rippe variieren und der Flanschbereich über der Rippe höher beansprucht wird als der rippenferne Flanschbereich. Die ungleichmässige Spannungsverteilung über die Flanschbreite kann durch eine gleichmässige Spannungsverteilung im Bereich einer effektiven Breite ersetzt werden. Der aktuell überarbeitete Entwurf von EN 1995-1-1 (prEN 995-1-1) bestimmt für gerippte Verbundquerschnitte aus BSP-Platten die effektive Breite b_{ef} nach Formel 1

$$b_{ef} = b_{rib} + \sum b_{ef,i} = b_{rib} + \sum b_{f,i} \cdot \left(0.5 - 0.35 \cdot \left(\frac{b_{f,i}}{l}\right)^{0.9} \cdot \left(\frac{(EA)_x}{(GA)_{xy}}\right)^{0.45}\right) \quad (1)$$

Die effektive Breite ist abhängig von der Belastung (hier: eine gleichmässig verteilte Lasten), dem Verhältnis zwischen dem lichten Rippenabstand $b_{f,i}$ und Spannweite l , der Dehnsteifigkeit der BSP-Lagen in x-Richtung $(EA)_x$ und der Schubsteifigkeit des BSP-Querschnitts $(GA)_{xy}$ (Abb. 2). Nicht zu vernachlässigen ist die Schubnachgiebigkeit der BSP-Platte, welche sich aus den schubweichen Querlagen und der Nachgiebigkeit des Verbundes ergibt und in die Ermittlung des effektiven Schubmoduls G_{xy} mit einfließt. Eine Methode zur Bestimmung der effektiven Breite im Brandfall ist im aktuellen überarbeiteten Entwurf von EN 1995-1-2 (prEN 1995-1-2) nicht enthalten. Gemäß der europäischen technischen Zulassung ETA 17/0911 für Brettsperrholzrippendecken der Firma Stora Enso Wood Products GmbH sollte die schubsteife Verbundwirkung des Querschnitts und eine effektive Breite im Brandfall nicht berücksichtigt werden. Dieser Ansatz war sehr konservativ und unwirtschaftlich.

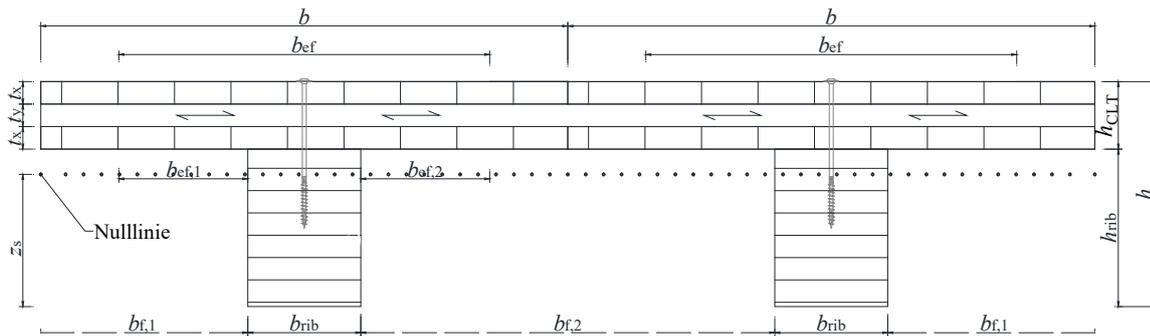


Abb. 2: Querschnittsgeometrie der Brettsper Holzrippendecke.

1.2 Ziele

Die Ziele der in diesem Beitrag vorgestellten Forschungsarbeit (Kleinhenz 2022) waren:

- Erkenntnisse über den Einfluss der Schrauben zur Schraubpressverklebung auf das Abbrandverhalten des Verbundquerschnitts
- Erkenntnisse über das Brandverhalten der schubsteifen Klebefuge zwischen BSP-Platte und BSH-Rippe
- Entwicklung von Bemessungsregeln im Brandfall in Anlehnung an Eurocode 5 (EN 1995-1-2)

2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

2.1 Allgemein

Die experimentellen Untersuchungen umfassten Kaltversuche, Abscherversuche der Klebefuge unter verschiedenen Temperaturen und Brandversuche (Kleinhenz et al. 2021). Ein Überblick über die geprüften Querschnitte ist in Abb. 3 dargestellt. Es wurden vier verschiedene Querschnitte in Fichtenholz bewertet, darunter zwei T-Profile (eine BSP-Platte als Obergurt) und zwei Kastenprofile (BSP-Platten als Obergurt und Untergurt).

2.2 Kaltversuche

2.2.1 Methode

Die Kaltversuche wurden als quasi-statische Bruchversuche bei Normaltemperatur gemäß der europäischen Prüfnorm EN 408 als 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Insgesamt wurden drei Prüfkörper je Querschnitt mit einer durchschnittlichen Holzfeuchte von 10% geprüft. Die mittlere Rohdichten und E-Module betragen 465 kg/m^3 und 13.5 kN/mm^2 für die BSP-Platten (C24) und 443 kg/m^3 und 11.0 kN/mm^2 für die BSH-Rippen (GL24h). Die Prüfkörper hatten eine Spannweite von 5,20 m in Übereinstimmung mit dem Brandofen.

2.2.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Kaltversuche zeigten eine gute Übereinstimmung mit Berechnungsergebnissen auf Basis des vereinfachten Bemessungsverfahrens von schubsteif verbundenen Elementen und einer effektiven Breite nach prEN 1995-1-1 (Formel 1). Während die gemessene, experimentelle effektive Breite im Durchschnitt 80% der BSP-Breite betrug, wurde sie auf der Berechnungsgrundlage auf 60% geschätzt (Abb. 4). Bei T-Profilen stimmte die geschätzte Biegetragfähigkeit gut mit den experimentellen Ergebnissen überein. Bei den Kastenprofilen wurde die experimentelle Tragfähigkeit um 30% unterschätzt.

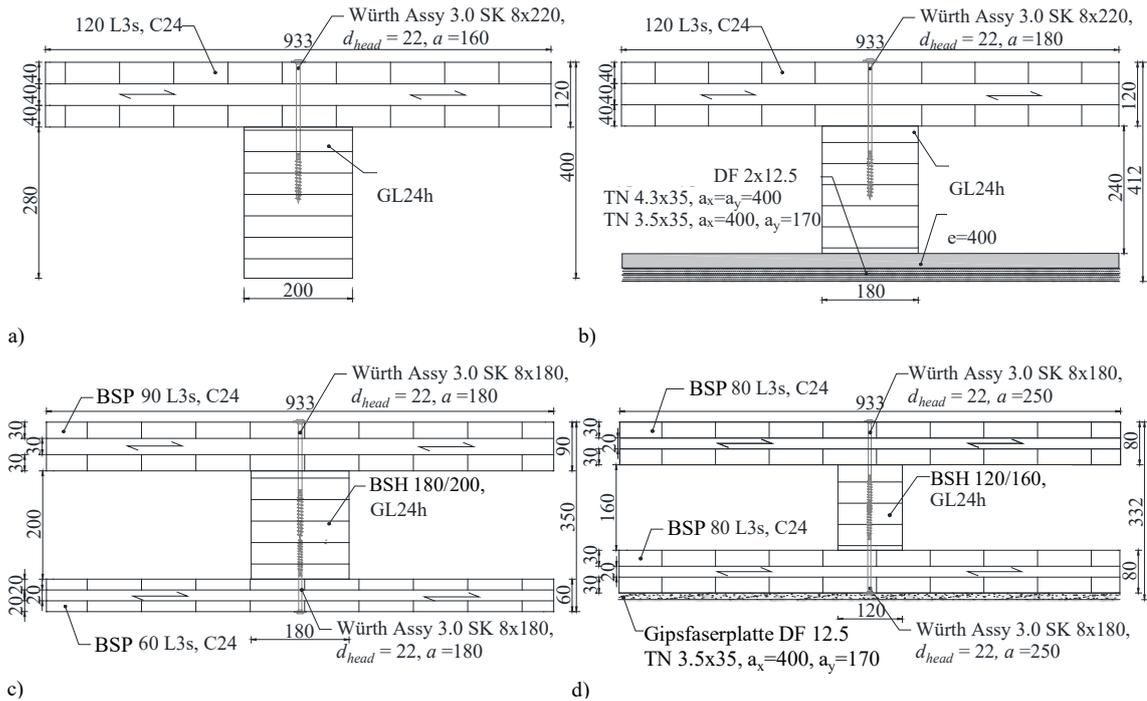


Abb. 3: Querschnitte [mm]: a) T-Profil (Querschnitt A); b) T-Profil mit Gipsfaserplatten (Querschnitt B); c) Kastenprofil (Querschnitt C); d) Kastenprofil mit Gipsfaserplatte (Querschnitt D).

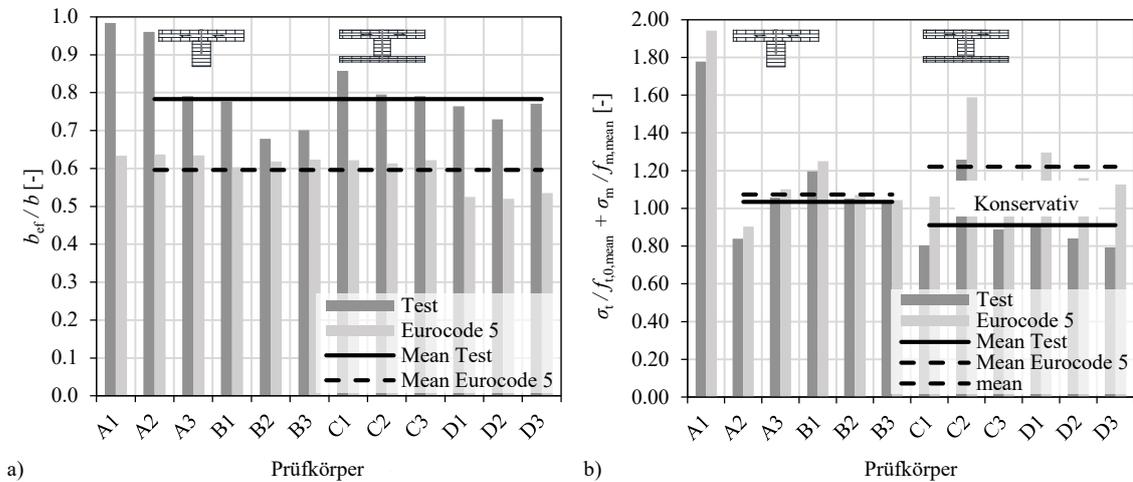


Abb. 4: Kaltversuche - Ergebnisse der zwölf Prüfkörper aus Kaltversuchen und Bemessung: a) Verhältnis der effektiven Breite zur BSP-Breite; b) Grad der Ausnutzung der Biegezugfestigkeit.

2.3 Abscherversuche bei erhöhten Temperaturen

2.3.1 Methode

Mittels Zapfenschneider wurden je drei Bohrkern aus jeder Klebefuge zwischen BSP-Platte und BSH-Rippe der in Kaltversuchen getesteten Prüfkörper (Abschnitt 2.2) gezogen. Insgesamt wurden 54 Bohrkern mit einem Durchmesser von 35 mm entnommen und in eine rechteckige Scherfläche 25x25 mm² mit 50 mm Länge geschnitten. Sie wurden gemäss europäischer Prüfnormen EN 14080 und EN 17224 auf die Scherfestigkeit der Klebefuge parallel zur Faser bei Normaltemperatur sowie erhöhten Temperaturen (95°C, 140°C und 220°C) geprüft.

2.3.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Scherversuche bei erhöhten Temperaturen bestätigten eine temperaturbedingte Festigkeitsabnahme mit steigender Temperatur (Abb 5). Bis 140°C lag ein Versagen zu über 80% im Holz. Bei 220°C trat ein Versagen in der Klebefuge auf. Die Scherfestigkeit der Klebefuge lag bis etwa 180°C über der Scherfestigkeit vom Holz. Unter konstanten, erhöhten Temperaturen wurde für die Klebefuge eine gute thermische Stabilität festgestellt.

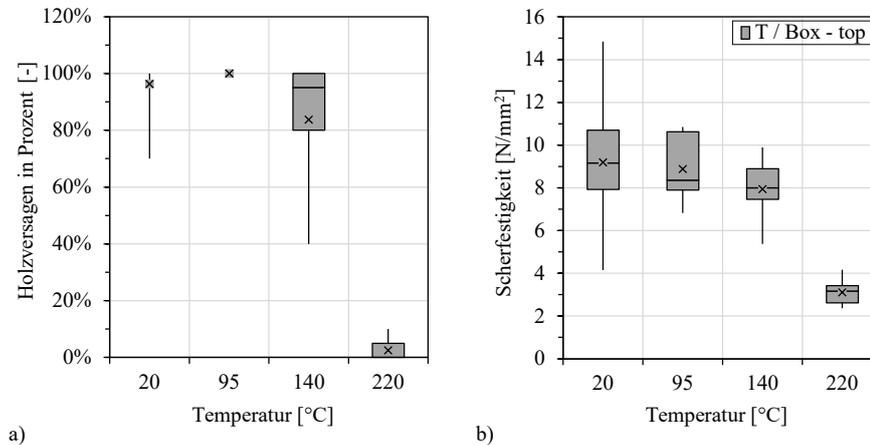


Abb. 5: Abscherversuche der Klebefuge bei erhöhten Temperaturen - Mittelwert, Median, Minimal- und Maximalwert sowie zweites und drittes Quantil: a) Holzversagen in Prozent; b) Scherfestigkeit.

2.4 Brandversuche

2.4.1 Methode

Es wurden vier Brandversuche (A, B, C und D; ein Prüfkörper je Querschnitt in Abb. 3) als Feuerwiderstandsprüfungen unter der Einheits-Temperatur-Zeit-Kurve gemäss den europäischen Prüfnormen EN 1363-1 und EN 1365-2 durchgeführt. Der horizontale Brandofen besass eine Spannweite von 5,20 m und eine Breite von 3,00 m. Nach Fahrni et al. 2018 waren Thermoelemente des Typs K-w-e-0.5/2.2/in-pa parallel zu den Isothermen und zwischen den BSP-Lagen und Gipsfaserplatten auf verschiedenen Levels angebracht. Im Versuchsaufbau wurde eine konstante mechanische Belastung gleichmässig verteilt aufgebracht, wobei das Feldmoment dem Biegemoment aus der Bemessung der Querschnitte (Abb. 3) entsprach.

2.4.2 Ergebnisse

Es wurden Feuerwiderstandszeiten von 90 bis 120 Minuten erreicht. Die zwischen den BSP-Lagen gemessenen Temperaturen zeigten einen plötzlichen Anstieg auf die im Ofen herrschenden Temperaturen und bestätigten somit ein Abfallen verkohlter BSP-Lagen. Nach Versuchsende wurden etwa 25 Minuten gebraucht, um den brennenden Prüfkörper zu löschen. Die Restquerschnitte wurden nach den Brandversuchen analysiert (Abb 6). Sie zeigen keine Anzeichen, dass die Schrauben auf das globale Abbrandverhalten einen Einfluss hatten. Zudem bestätigen sie, dass die Wirkung der schubsteifen Klebefuge bis zur Verkohlung des Holzes intakt blieb. Eine Berechnung des Restquerschnitts gemäss prEN 1995-1-2, welches das Abfallen verkohlter BSP-Lagen berücksichtigt, führt zu konservativen Abbrandtiefen (Abb 6).

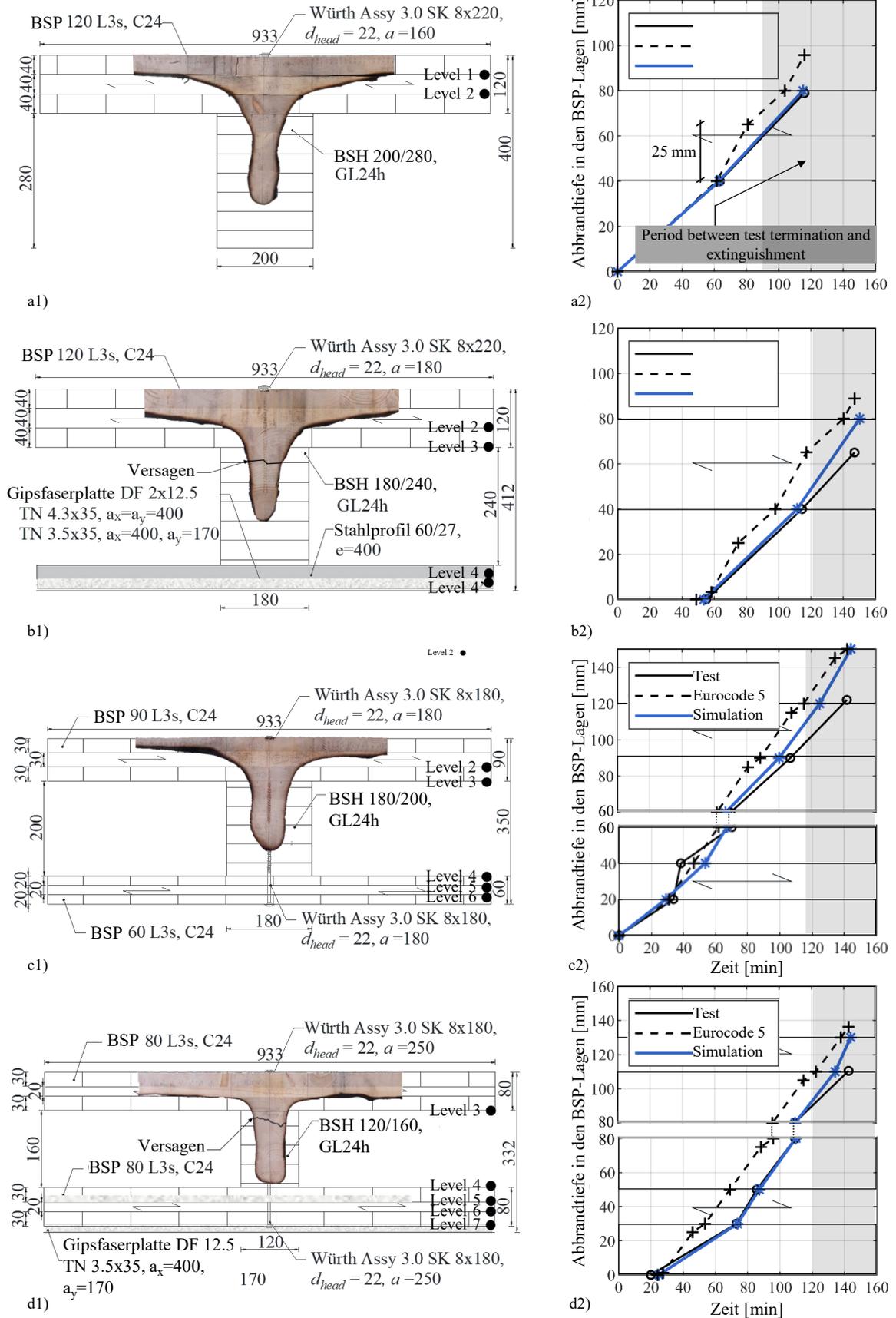


Abb. 6: Brandversuche - Experimenteller Restquerschnitt [mm] und die Abbrandtiefe in den BSP-Lagen im Vgl. zu Eurocode 5: a) Prüfkörper A; b) Prüfkörper B; c) Prüfkörper C; d) Prüfkörper D.

3 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

3.1 Methode

Die numerischen Simulationen umfassten thermische und entkoppelte, thermomechanische Untersuchungen (Kleinhenz et al. 2024). Alle Modelle wurden anhand der experimentellen Ergebnisse der Brandversuche validiert. Hierfür wurden die temperaturabhängigen Materialeigenschaften nach EN 1995-1-2 an die gemessenen Temperaturen kalibriert, um den Einfluss des Abfallens verkohlter BSP-Lagen zu berücksichtigen. Die entkoppelten, thermomechanischen Simulationen wurden zur Untersuchung des Tragverhaltens und zur Analyse des Einflusses der effektiven Breite im Brandfall verwendet. Am Ende diskutierte eine Parameterstudie die effektive Breite im Brandfall innerhalb einer praxistauglichen Parameterbandbreite.

3.2 Ergebnisse

Auf Basis der Kalibrierung zeigten die simulierten Abbrandtiefen in den BSP-Lagen eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Abbrandraten (Abb 6). In den thermo-mechanischen Simulationen konnte das Verformungsverhalten in den Brandversuchen abgebildet werden. Der Einfluss der effektiven Breite auf das Tragverhalten im Brandfall war bei Kastenprofilen grösser als bei T-Profilen. Die Ergebnisse der Parameterstudie zeigten eine temperaturabhängige Verringerung der simulierten effektiven Breite im Brandfall. Dünne BSP-Lagen von 20 mm führten zu einem beschleunigten Abbrandverhalten. Bei dicken BSP-Lagen von 40 mm verzögerte sich das Abbrandverhalten und die Reduktion der simulierten, effektiven Breite im Brandfall wurde ebenfalls verzögert. Der Einfluss der effektiven Breite auf die Biegetragfähigkeit wurde für die getesteten Querschnitte (Abb 3) anhand drei Ansätzen simuliert (Abb 8). Hierbei wurde die vereinfachte Annahme einer konstanten effektiven Breite im Brandfall getroffen. Die effektive Breite im Brandfall $b_{ef,fi}$ wurde als 100%, 80% und 60% der Breite der BSP-Platte b angenommen. Letzter Ansatz entsprach einem Ergebnis der effektiven Breite b_{ef} bei Normaltemperatur nach Formel 1 (vgl. Abschnitt 2.2.2). Die Ergebnisse zeigten eine daran gekoppelte Reduktion der Biegetragfähigkeit im Brandfall.

4 BEMESSUNGSREGELN IM BRANDFALL

Ein Bemessungsverfahren für den Brandfall wurde auf der Grundlage des Entwurfs prEN 1995-1-2 entwickelt. Die Abbrandtiefe $d_{char,n}$ der BSP-Platte wurde mit dem vereinfachten bilinearen Modell modelliert, welches den Abfall der verkohlten BSP-Lagen berücksichtigt (Klippel & Schmid 2019). Abbildung 7 veranschaulicht, wie der effektive Restquerschnitt berechnet wird. Die effektive Abbrandtiefe d_{ef} ergibt sich aus Formel 2

$$d_{ef} = d_{char,n} + d_0 \quad (2)$$

Hierbei berücksichtigt die Nullfestigkeitsschicht d_0 die Verringerung der Steifigkeit und Festigkeit von Holz im Brandfall. Die Nullfestigkeitsschicht d_0 wurde zu 10 mm für die BSH-Rippe genäss prEN 1995-1-2 angenommen. Für die BSP-Platte wurden vereinfachte Näherungswerte gewählt, welche auf dem Ansatz von Fahrni & Klippel 2021 aufbauen. In Abhängigkeit von der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe wurde die Nullfestigkeitsschicht d_0 für die auf Zug beanspruchte BSP-Platte mit 12 mm und für die auf Druck beanspruchte BSP-Platte mit 16 mm angenommen. Lag die berechnete effektive Abbrandtiefe d_{ef} innerhalb einer Querlage, wurde sie bis zum Ende der Querlage vergrössert und für die zugbelastete BSP-Platte um 2 mm, für die druckbelastete BSP-Platte um 4 mm vergrössert. Trotz des Abbrandprozesses "gewinnt" die BSH-Rippe im Bereich des Übergangs zur BSP-Platte an Höhe, definiert als «Übergangszone» (Abb. 7). Die Biegesteifigkeit der quer verlaufenden BSP-Lagen wurden zu Null angenommen. Für die Bestimmung der effektiven Breite im Brandfall $b_{ef,fi}$ wurden zwei Vorschläge als konservative Näherungswerte gemacht. Vorschlag 1 berücksichtigt die Dicke der BSP-Lagen (Formel 3). Vorschlag 2 ist ein einfacherer Ansatz, bei dem die effektive Breite im Brandfall $b_{ef,fi}$ zu 60% der effektiven Breite b_{ef} bei Normaltemperatur nach Formel 1 angenommen wird (Formel 4).

$$\text{Vorschlag 1: } b_{\text{ef,fi}} = \begin{cases} b_{\text{ef}} & , \text{ if } t_x \geq 40 \text{ mm} \\ 0.60 \cdot b_{\text{ef}} & , \text{ if } t_x < 40 \text{ mm} \end{cases} \quad (3)$$

$$\text{Vorschlag 2: } b_{\text{ef,fi}} = 0.60 \cdot b_{\text{ef}} \quad (4)$$

Hierbei ist t_x die Dicke der BSP-Längslagen. Für die Kastenprofile wurden die effektiven Breiten getrennt für die oberen und unteren BSP-Platten berechnet.

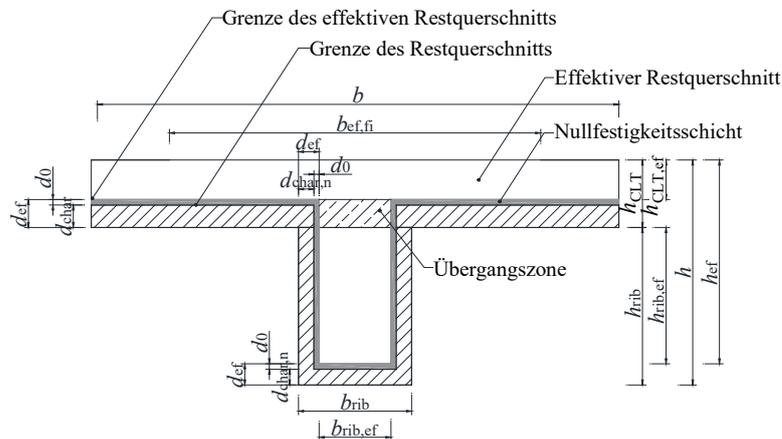


Abb. 7: Effektive Restquerschnittsmethode.

Da der Entwurf prEN 1995-1-2 (Eurocode 5) keine Methode zur Bestimmung der effektiven Breite im Brandfall enthält, wäre es die konservativste Annahme, die effektive Breite im Brandfall $b_{\text{ef,fi}}$ auf die Rippenbreite des effektiven Querschnitts $b_{\text{rib,ef}}$ zu begrenzen. Das Bemessungsverfahren führt insgesamt zu einer konservativen Abschätzung der Biegetragfähigkeit (Abb. 8). Die Vorschläge zur Bestimmung der effektiven Breite im Brandfall $b_{\text{ef,fi}}$ führen zu deutlichen Verbesserungen im Vergleich zum derzeitigen Ansatz nach Eurocode 5. Die Ergebnisse zeigen, dass die Vorschlag 2 (Formel 4) vor allem für die T-Profile zu guten Abschätzungen des Feuerwiderstands führt. Bei Kastenprofilen führt der hohe Einfluss der effektiven Breite im Brandfall $b_{\text{ef,fi}}$ zu höheren Differenzen zwischen den Ergebnissen des Bemessungsverfahrens und der Simulationen.

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Als Schlussfolgerungen können festgehalten werden:

- Der Einfluss der Schrauben aus der Schraubpressverklebung kann vernachlässigt werden, solange der Schraubenabstand von 100 mm nicht verkleinert wird.
- Die schubsteife Verbindung der Klebefuge zwischen BSP-Platte und BSH-Rippe bleibt unter Verwendung des getesteten Klebstoffes (Purbond HB S709) im Brandfall erhalten.
- Die erreichten Bruchspannungen in den Kaltversuchen zeigten eine gute Übereinstimmung mit den berechneten Bruchspannungen unter Verwendung der effektiven Breite nach Formel 1.
- Das experimentelle Abbrandverhalten zeigt eine gute Übereinstimmung mit der Methode des Restquerschnitts.
- Die effektive Breite im Brandfall $b_{\text{ef,fi}}$ kann konservativ zu 60% der effektiven Breite bei Normaltemperatur bestimmt werden (Formel 4).
- Die Erkenntnisse wurden in die aktuell gültige europäische technische Zulassung ETA 20/0893 von Stora Enso Wood Products GmbH übernommen.
- Die Formeln der effektiven Breiten wurden für den Querschnitt eines T-Profils entwickelt.
- Die Verwendung weiterer Materialien in Kombination einer massiven Holzrippendecke sind denkbar. Das System lässt sich auf Brettstapelholz und Furnierschichtholz übertragen.
- Die Bemessungsregeln lassen sich auf die Schweizer Norm SIA 265 mit den erforderlichen Ergänzungen für BSP-Platten gemäss prEN 1995-1-1 und prEN 1995-1-2 übertragen.

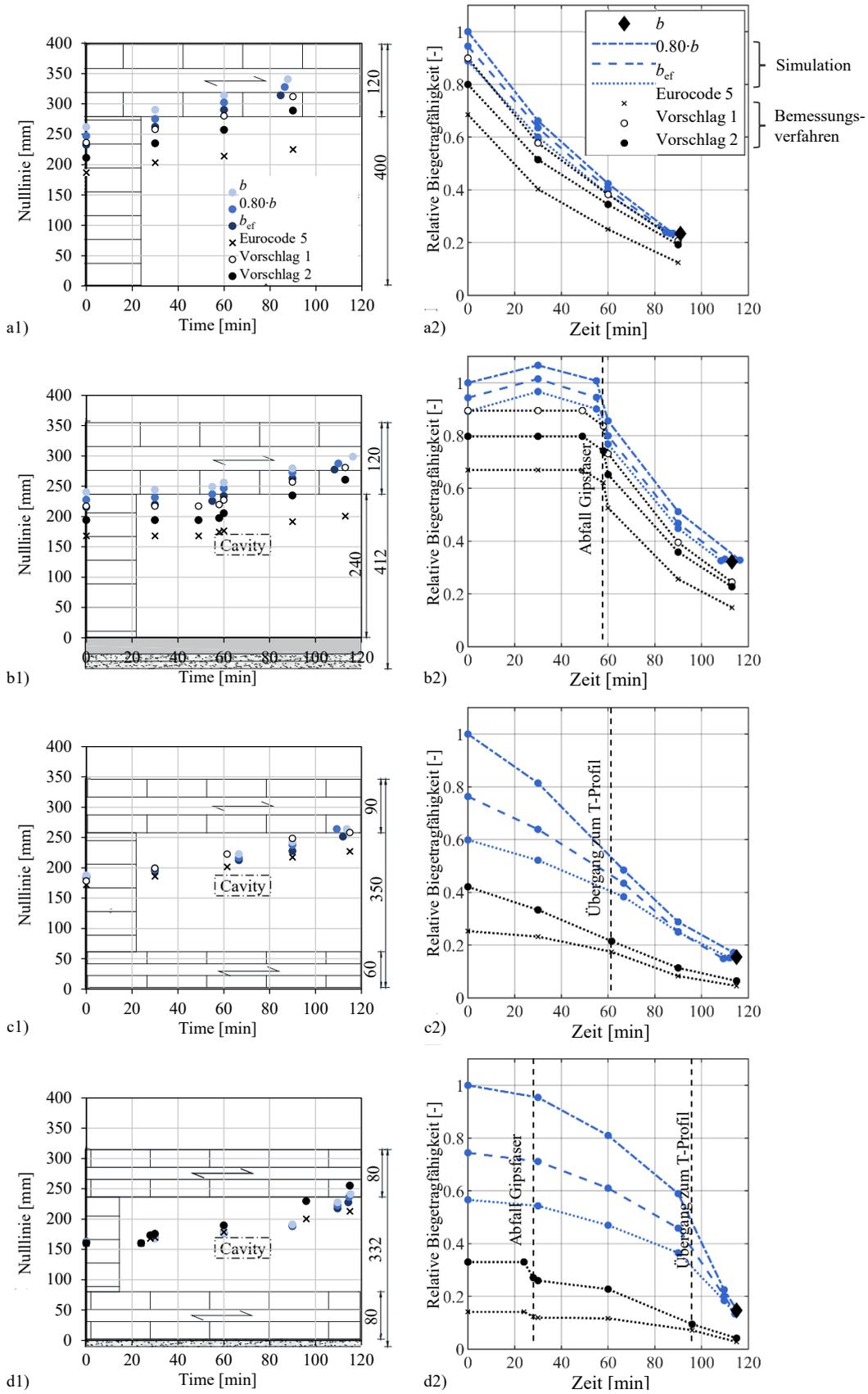


Abb. 8: Bemessungsverfahren - Nulllinie und relative Biegetragfähigkeit: a) Querschnitt A; b) Querschnitt B; c) Querschnitt C; d) Querschnitt D.

6 DANKSAGUNG

Die Autoren danken Stora Enso Wood Products GmbH in Ybbs, Österreich vielmals für die finanzielle Unterstützung. Besonderen Dank gebührt hierbei Thomas Demschner, Niko Kumer und Julien Lapere.

7 REFERENZEN

- Blomgren HE, Barbosa AR, Powers J, Zimmerman RB (2021) Development, testing and application of mass timber composite rib floor panels for office buildings. In: World Conference on Timber Engineering (WCTE) - 11th World Conference on Timber Engineering.
- Bratulic K, Augustin M, Schickhofer G (2019) Investigations concerning screw-press gluing of assemblies with CLT. In: International Network on Timber Engineering Research (INTER) – Proceedings of the 6th Meeting.
- EN 1363-1 (2012) Fire Resistance Tests - Part 1: General Requirements. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien.
- EN 1365-2 (2014) Fire Resistance Tests for Loadbearing Elements - Part 2: Floors and Roofs. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien.
- EN 14080 (2013) Timber structures – Glued laminated timber and solid timber – Requirements. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien.
- EN 17224 (2019) Determination of compressive shear strength of wood adhesives at elevated temperatures. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien.
- EN 1995-1-1 (2004) Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-1: General - Common Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien.
- EN 1995-1-2 (2004) Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-2: General - Structural Fire Design. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien.
- EN 408 (2012) Timber structures - Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien.
- ETA 17/0911 (2018) CLT Rib Panels by Stora Enso - Prefabricated Wood-Based Loadbearing Stressed Skin Panels. VTT Expert Services LTD.
- ETA 20/0893 (2020) Stora Enso CLT Rib Panels - Prefabricated wood-based loadbearing stressed skin panels'.
- Fahrni R, Schmid J, Klippel M, Frangi A (2018) "Correct temperature measurements in fire exposed wood". In: World Conference on Timber Engineering (WCTE) – Proceedings of the 10th Meeting. Seoul, Südkorea.
- Fahrni R, Klippel M (2021) Hintergründe der Tragwiderstandsbemessung von Brettsperrholz im Brandfall. S-WIN 2021.
- Kleinhenz M (2022) Cross-Laminated Timber Rib Panels in Fire. Doctoral thesis. ETH.
- Kleinhenz M, Just A, Frangi A (2021) Experimental analysis of cross-laminated timber rib panels at normal temperature and in fire. *Engineering Structures*. 246:113091. doi:10.1016/j.engstruct.2021.113091.
- Kleinhenz M, Just A, Frangi A (2024) The structural behaviour of cross-laminated timber rib panels in fire. *Fire Technol*. To be published.
- Klippel M, Schmid J (2019) Brettsperrholz im Brandfall – Das neue Bemessungsmodell für Decken für die Revision des Eurocode 5. S-WIN 2019.
- prEN 1995-1-1 (2023) CEN/TC 250/SC 5 N 1723. prEN 1995-1-1 V2023-04-13. CEN – CENELEC, Brüssel, Belgien.
- prEN 1995-1-2 (2023) CEN/TC 250/SC 5 N 1724. prEN 1995-1-2 V2023-04-14. CEN – CENELEC, Brüssel, Belgien.
- SIA 265 (2021) Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, Schweiz.

Tragverhalten von eingeklebten Schubverbindern in Buchen-Stabschichtholz für Holz-Beton-Verbunddecken

Stephan Schilling^{1,2}, Jonah Schöneberg^{1,3}, Philippe Grönquist^{4,5}

¹Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

²WaltGalmarini AG, Zürich

³Schöne neue Welt Ingenieure, Berlin

⁴Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart

⁵Materialprüfungsanstalt, Universität Stuttgart

1 EINLEITUNG

Holz-Beton-Verbund (HBV) Systeme mit eingeklebten Schubverbindern (siehe Abb. 1) werden seit 2001 erfolgreich in der Praxis eingesetzt, und seit 2004 liegt für die Firma *TiComTec GmbH* eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (Nummer Z-9.1-557 [1]) vor. Gültigkeit hat die Zulassung für den Einsatz mit Vollholz aus Nadelholz (mind. C24), Brettschichtholz und Furnierschichtholz. Die Schubverbinder können in verschiedenen Anordnungen eingesetzt werden, wobei sich die vorliegende Arbeit auf den Einsatz in HBV-Rippendecken beschränkt.

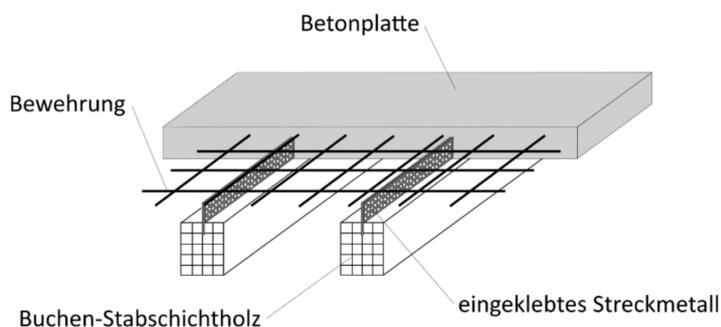


Abb. 1: Beispielhafte HBV-Rippendecke mit eingeklebten Schubverbindern aus Streckmetall (modifiziert von www.ticomtec.de).

Im Rahmen des Forschungsprojektes «Langzeit-Kriechverhalten von Buchen-Stabschichtholz und Holz-Beton Verbund Decken mit Buchen-Stabschichtholz» an der ETH Zürich laufen Langzeit Versuche, in welchen die HBV-Schubverbinder mit Buchen-Stabschichtholz (BSSH) eingesetzt werden. Damit ist das Einsatzgebiet ausserhalb der Zulassung. Um vertiefte Erkenntnisse aus den laufenden Langzeit-Versuchen zu gewinnen, werden zuverlässige Kennwerte für das kurzzeitige Last-Verformungsverhalten gebraucht. Mittels Push-Out-Versuchen an 30 Prüfkörpern unterschiedlicher Geometrie und Blechlängen soll das Last-Verformungsverhalten aufgezeichnet und daraus Steifigkeits- und Festigkeitswerte ermittelt werden. Dies in der vorläufigen Annahme, dass womöglich mit einem Einfluss der Holzart (BSSH) gegenüber den Gleichungen der Zulassung (Nadelholz) gerechnet werden muss. Zusätzlich werden Streckmetalle bis zu 1 m Länge, sowie zweilagige Streckmetalle je Balken, wie sie beim HBV-Rippendeckenelement des Forschungsprojektes eingesetzt wurden, untersucht. Das Versuchsprogramm berücksichtigt folglich die gängige Prüfkörpergeometrie aus der vorhandenen Literatur [2] aber auch grössere Prüfkörper mit längeren Blechkonfigurationen. In diesem Bericht werden die wichtigsten Erkenntnisse aus diesen Push-Out-Versuchen vorgestellt, und Vergleiche zu ähnlichen Versuchen mit Nadelholz und schliesslich der Zulassung gezogen.

2 PRÜFKÖRPER UND PRÜFVERFAHREN

In Anlehnung an die Literatur-Versuche [2] wurden die Push-Out-Versuche mit geeigneten Prüfkörpern und einer Scherfuge durchgeführt. Dabei entstehen im Prüfkörper Druckkräfte parallel und senkrecht zur Prüfkörper-Achse. Der dominierende Längsdruck führt zu einem Abscheren der Verbindungsmittel in der Scherfuge zwischen Holz und Beton. Der senkrecht wirkende Anteil drückt den Beton und das

Holz zusammen, wodurch Reibungskräfte entstehen. Die Literatur-Versuche wurden mehrheitlich an kurzen Plattenbalken durchgeführt. In diesen 600 mm langen und 400 mm breiten Prüfkörpern wurden bis zu 400 mm lange Bleche getestet, teilweise in bis zu drei-reihiger Anordnung. Typischerweise wurde dabei gegen eine Folie betoniert, welche vorgängig an der Schalung befestigt wurden. In der vorliegenden Versuchsreihe wurde als Referenzserie (Serie 1 A+B) die Geometrie dieser Literatur-Versuche übernommen. Bei fünf Prüfkörpern daraus wurde ohne Folie betoniert (Serie 1A), bei weiteren fünf Prüfkörpern mit Folie (Serie 1B). Es wurde jeweils ein Blech mit 400 mm Länge eingesetzt.

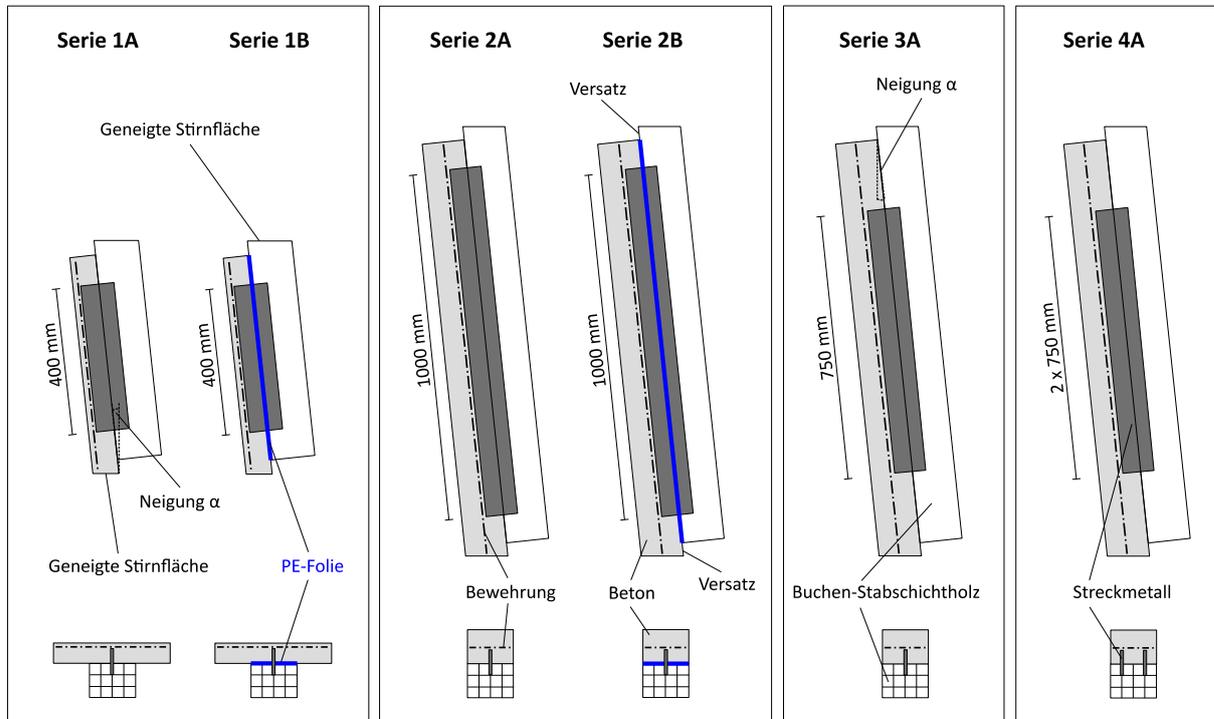


Abb. 2: Versuchsserien und Blechkonfigurationen. Typ A jeweils ohne Folie, Typ B mit PE-Folie betoniert. Serie 1B als Direktvergleich zur Literatur [2], und Serien 2-4 entsprechend Situation HBV-Rippendecke im Forschungsprojekt.

Das Deckenelement der Langzeit-Versuche enthält drei Konfigurationen an HBV-Schubverbindern auf Rippen mit einer Breite von 160 mm: i) ein Blech mit 1'000 mm Länge; ii) ein Blech mit 750 mm Länge; und iii) zwei Bleche mit je 750 mm Länge. Daraus wurden drei Versuchsserien à fünf, resp. zehn Prüfkörper abgeleitet. Serie 2 wurde wiederum mit und ohne Folie betoniert, Serie 3 und Serie 4 ohne Folien. Die Fälle ohne Folien entsprechen der Ausführung des Prüfkörpers der Langzeit-Versuche.

Das BSSH wurde beim Hersteller *Fagus Suisse SA* in Qualität und Festigkeitsklasse SSH40 [3] bestellt (Biegezugfestigkeit $f_{m,k} = 40 \text{ N/mm}^2$, Mittlerer Biege-Elastizitätsmodul $E_{m,mean} = 14'500 \text{ N/mm}^2$, und Rohdichte $\rho_k = 660 \text{ kg/m}^3$). Nach den Push-out-Versuchen wurde mittels kapazitivem Holzfeuchtemessgerät in 10 mm und 20 mm Tiefe die Holzfeuchte bestimmt. Bei den B-Serien lag der Mittelwert über die vier Seiten bei 9.5% und 8.8%. Dasselbe gilt bei den A-Serien für die drei dem Beton abgewandten Seiten. Auf der dem Beton zugewandten Seite ergaben sich 20.2% und 18.7%. Die mittels Zylinderdruck-Versuchen am ausgehärteten Beton (24d / 33d, vor / nach den Push-out-Versuchen) gemessenen Betoneigenschaften werden in Tab. 1 angegeben.

Tab. 1: Gemessene Materialeigenschaften Beton (SCC C30/37, XC4, XF1, CI 0.10, 16).

Eigenschaft	Einheit	Wert	Bestimmung
Größtkorn der Gesteinskörnung d_{max}	mm	16.0	Chargenprotokoll
w/z-Gehalt	-	0.46	Chargenprotokoll
Mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$	N/mm ²	47.5 / 51.7	Nach 24d / 33d gem. SIA 262/1 [4]
Mittlerer Elastizitätsmodul E_{cm}	N/mm ²	24'574 / 24'290	Nach 24d / 33d gem. SIA 262/1 Anhang G [4]
Rohdichte ρ_k	kg/m ³	2'286 / 2'218	Nach 24d / 33d gem. SIA 262/1 [4]

Die HBV-Schubverbinder der *TiComTec GmbH* weisen eine Höhe $h = 90$ mm auf und wurden gemäss Zulassung mittels HBV-Klebstoff ins BSSH eingeklebt (Abb. 3).

Die Push-out-Versuche wurden in einer Universalprüfmaschine des Typs Schenck Hydropuls mit 1.6 MN Kapazität durchgeführt. Die abgeschrägte Betonfläche (Abb. 4) stand dabei auf dem fixierten Prüftisch und mittels hydraulischen Vortriebes wurde eine obere Platte nach unten auf die abgeschrägte Holzfläche gedrückt. Die Kraft im Zeitverlauf wurde von der integrierten Kraftmessdose aufgezeichnet. Für die Bestimmung der Verschiebungen wurde mit einem optischen System des Unternehmens *Northern Digital Inc. Europe GmbH* (NDI) gemessen. Auf beiden Seiten der Scherfuge wurden je sieben Mess-Marker verwendet. Aufgezeichnet wurden dabei die Koordinaten je Marker im Zeitverlauf. Die Anordnung erlaubt die Auswertung der Relativverschiebung zwischen den sieben Marker-Paaren. Die äusseren zwei Paare befinden sich jeweils ausserhalb der Schubverbinder, die inneren fünf Paare sind regelmässig über die Blechlänge verteilt. Nach SN EN 26891:1991 [5] wurden die Prüfkörper kraftgesteuert in 120 s auf 40% der geschätzten Höchst-Last belastet. Nach einer Pause von 30 s erfolgte mit derselben Geschwindigkeit eine Reduktion auf 10% der geschätzten Höchstlast. Wiederum nach 30 s Pause wurde die Kraft auf 70% der geschätzten Höchstlast erhöht. Danach wurde von Kraft-auf Wegsteuerung umgeschaltet und mit einer konstanten Geschwindigkeit von 1 mm/min weitere 5 mm gefahren. Zum Schluss wurde die Geschwindigkeit auf 3 mm/min erhöht und bis zu einem deutlichen Lastabfall weitergefahren.

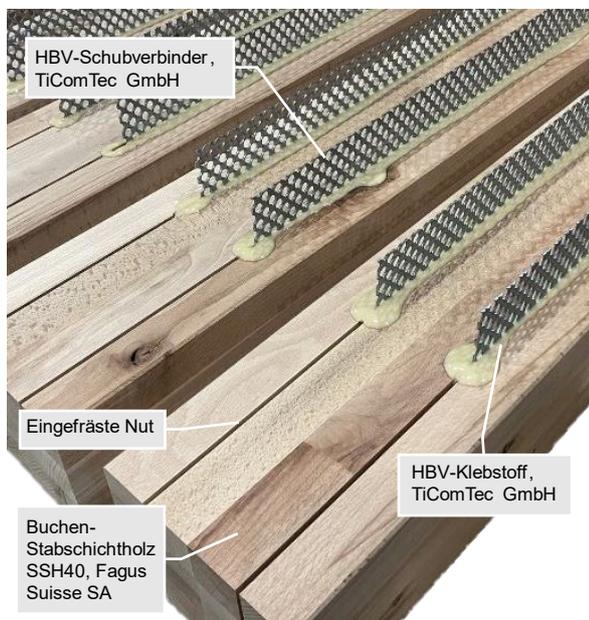


Abb. 3 Prüfkörper der Serie 4A vor Betonage. Steckmetallgeometrie: Höhe = 90 mm (davon ca. 40 mm in Holz, 50 mm in Beton).

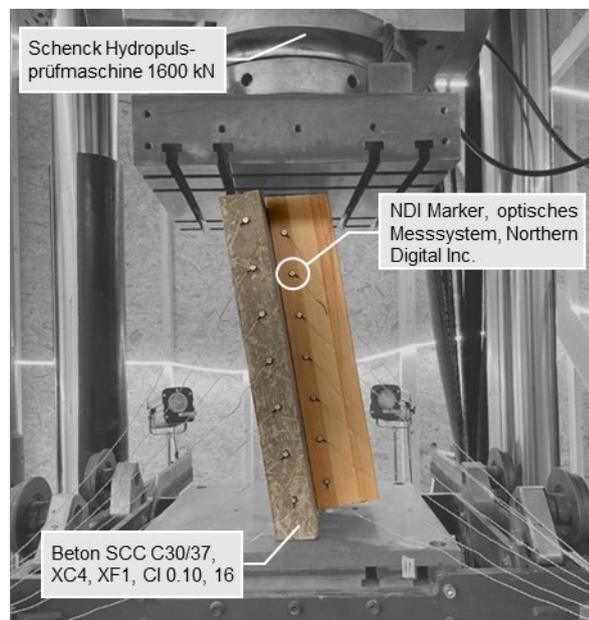


Abb. 4 Eingebauter Prüfkörper der Serie 1 mit optischen Messpunkten (NDI). 7 Messpunkt-Paare in jeweils 80 mm Abstand.

3 RESULTATE

In Abb. 5 werden typische Last-Verformungskurven gezeigt. Es kann beobachtet werden, dass die aufsummierte Streckmetall-Länge die Rangfolge der erreichten Höchstlast bestimmt. Serien mit Folien (1B und 2B) erreichen tiefere Höchstlasten als die entsprechenden Serien (1A und 2A) ohne Folien. Die effektive Blechlänge scheint die Länge der Fließplateaus zu beeinflussen. Kurze Bleche erreichen dabei längere Plateaus.

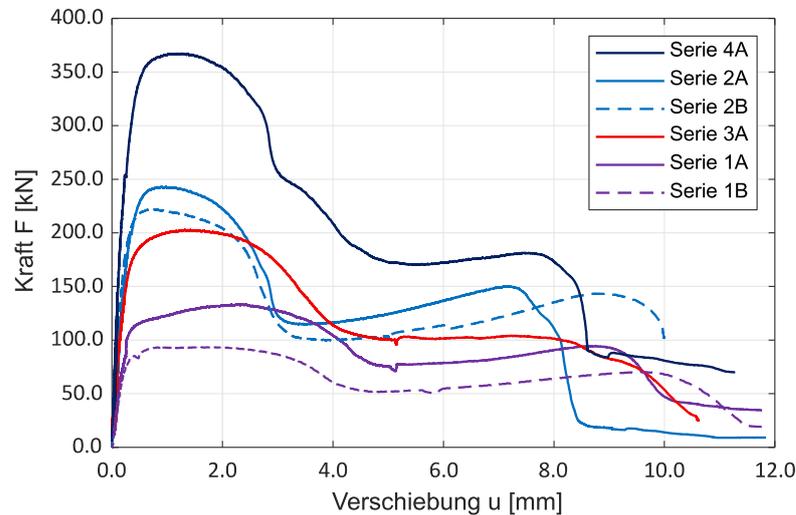


Abb. 5 Typische Ergebnisse des Kraft-Verformungsverhalten für die sechs Versuchsserien.

Abb. 6 zeigt links das Streudiagramm der erreichten Tragfähigkeiten, in der Mitte das Streudiagramm der ermittelten Verschiebungsmodul und rechts deren Gegenüberstellung. Bzgl. Tragfähigkeit gibt es keine Auffälligkeiten, sprich keine Ausreisser und nur eine kleine Streuung der Resultate. Mit grösserer aufsummierter Streckmetall-Länge werden höhere Tragfähigkeiten erreicht und die B-Serien mit PE-Folien erreichen tiefere Werte als die entsprechenden A-Serien ohne Folien. Im Streudiagramm der Verschiebungsmoduln wurde in Serie 1A ein Ausreisser entfernt, welcher aus einem Messfehler im Rahmen des ersten Versuchs resultierte. Grössere Streckmetall-Längen deuten auch hier auf höhere Verschiebungsmoduln. Der Einfluss der Reibung ist im Direkt-Vergleich der A- und B-Serien hingegen weniger deutlich. Der Mittelwert von Serie 1A (340 kN/mm) liegt tiefer als derjenige von 1B (380 kN/mm), derjenige von Serie 2A (958 kN/mm) ist hingegen grösser als in 2B (876 kN/mm). Auch in der Gegenüberstellung wird implizit die Abhängigkeit zur Streckmetalllänge klar und beide Eigenschaften korrelieren positiv. Die grössere Streuung der Verschiebungsmoduln wird ebenfalls verdeutlicht.

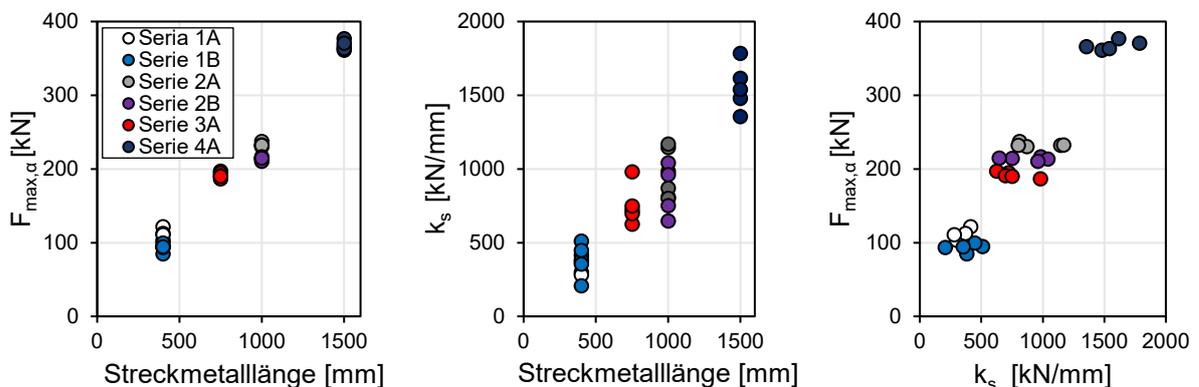


Abb. 6 Streudiagramme der Tragfähigkeit (auf die Neigung projizierten Scherkraft) (links), Verschiebungsmodul (Mitte) und Tragfähigkeit vs. Verschiebungsmodul (rechts) der sechs Serien à je fünf Prüfkörper.

Um die Bewehrungsstäbe während des Betonierens in Lage zu halten, wurden diese mittels Schrauben (ASSY® 4 CSMP Universalschraube) an den SSH-Balken befestigt. Deren Einfluss auf das Tragverhalten wird als klein eingeschätzt, wurde aber rechnerisch berücksichtigt. Der zugehörige charakteristische Widerstand ($F_{v,Rk} = 1.5 \text{ kN}$) und der berechnete Verschiebungsmodul ($k_{ser} = 5.3 \text{ kN/mm}$) auf Abscheren zeigen, dass die Wirkung auf Tragfähigkeit und Verschiebungsmodul der Versuche voll ausgebildet sind. Der charakteristische Wert wurde verdoppelt ($F_{v,Rm} = 3.0 \text{ kN}$) um das Verhalten auf Mittelwertsniveau zu berücksichtigen. Alle Kennwerte (Abb. 6, 7 & 10) werden mit den reduzierten Werten angegeben.

Die Tragfähigkeit und die Verschiebungsmoduln werden nach Serientyp A (mit Reibung) und B (ohne Reibung) in Abb. 7 gegenüber der Streckmetalllänge aufgetragen. Dies erlaubt die Visualisierung von linearen Regressionsgleichungen. In beiden Fällen ist die Steigung bei den Serien A grösser als bei den Serien B. Die kleine Streuung der Tragfähigkeiten führt zu sehr guten Bestimmtheitsmassen ($R^2 > 0.98$). Bei den Verschiebungsmoduln sind diese tiefer, insbesondere für die Serien B mit ($R^2 = 79$), jedoch ebenfalls in einem guten Bereich.

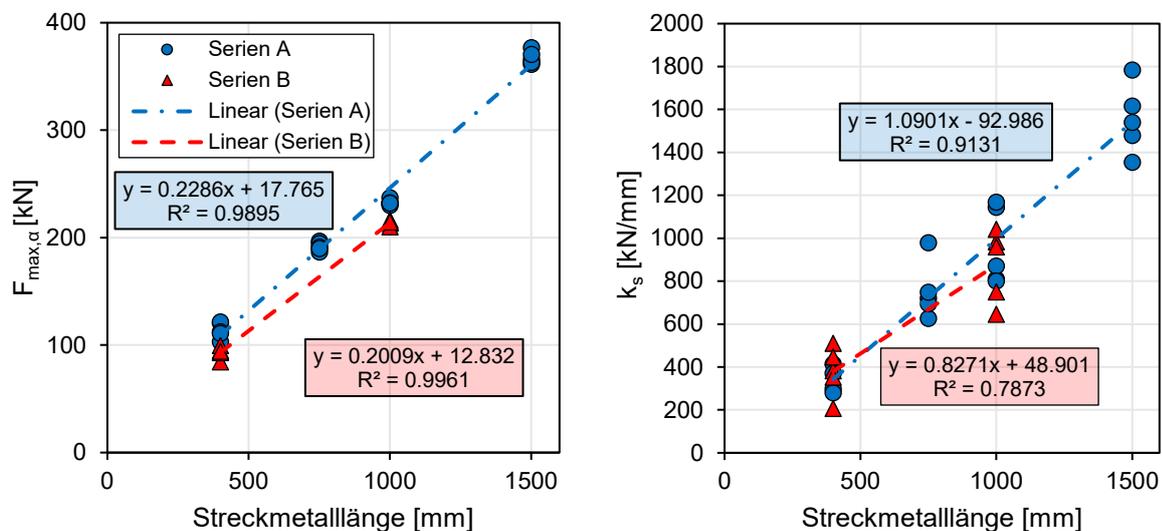


Abb. 7: Tragfähigkeit (links) und Verschiebungsmodul (rechts) gegenüber der Streckmetalllänge der Serien A (in blau, ohne Folie) und der Serien B (in rot, mit Folie).

4 DISKUSSION

4.1 Versagensmechanismen

Der primäre Versagensmechanismus war über alle 30 Versuche derselbe. Das Streckmetall plastifizierte im Bereich der Fuge zwischen Holz und Beton. Das finale Abscheren (Abb. 8) in der Fuge trat erst bei sehr grossen Verformungen auf, deutlich entfernt vom anfänglichen Fließplateau bei Höchst-Last.

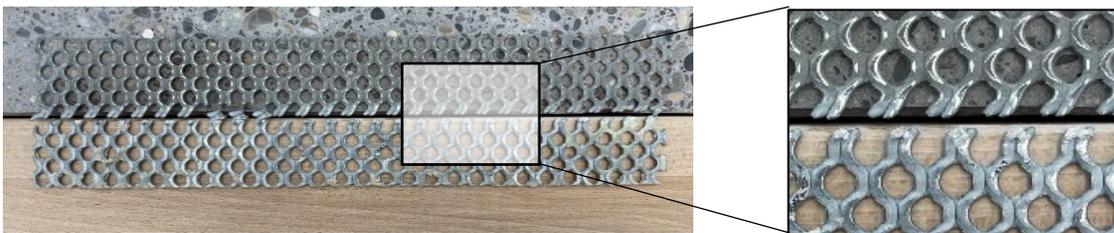


Abb. 8: Abgeschertes Streckmetall im Fugenbereich.

4.2 Einfluss der Streckmetalllänge

Wie in Abb. 7 gezeigt ist der Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Streckmetalllänge eindeutig linear. Dies passt gut mit der Beobachtung zusammen, dass alle Streckmetalle durchgehend ins Fließen kamen. Trotz etwas schlechterer Bestimmtheit kann auch für die Verschiebungsmoduln auf eine lineare Beziehung zur Streckmetalllänge geschlossen werden. Die oben gezeigten Last-Verformungskurven (Abb. 5) zeigen je Serie Unterschiede in der Ausbildung der Fließplateaus. Dabei scheint nicht die aufsummierte, sondern die effektive Länge der Streckmetalle entscheidend. So weist Serie 2 mit 1'000 mm langen Streckmetallen das kleinste Fließvermögen auf mit ca. 1.5 mm, wogegen bei Serie 1 mit 400 mm langen Streckmetallen ca. 3 mm erreicht werden.

4.3 Einfluss der Reibung

Wie in den Abb. 7 aufgezeigt, führt die direkte Betonage (Serien A) gegen das Holz eindeutig zu mehr Tragfähigkeit. Bei der Steifigkeit lieferte der Vergleich der Serien 1A und 1B keine klaren Resultate. Die Serien 2A und 2B hingegen zeigen ebenfalls einen positiven Einfluss, wenn direkt gegen das Holz betoniert wird. Bei genauerem Betrachten der Serie 1 wurde festgestellt, dass die Einbau-Schiefe der Prüfkörper deutlich stärker vom Soll abweicht und damit stärker streut als in Serie 2. Die Aufstandsweite sowie die Prüfkörperlänge waren in Serie 1 deutlich kürzer als in Serie 2, was diese Beobachtung plausibilisiert. Diese erhöhte Ungenauigkeit und Streuung faktorisieren sich zusätzlich mit der grösseren planmässigen Schiefe. Da die Neigung einen erheblichen Effekt auf die Kraft quer zur Fuge hat lässt sich folgern, dass die Ergebnisse aus Serie 2 vertrauenswürdiger sind. Wenn auf Mittelwertsniveau im Vergleich zwischen Serie 2A und 2B Coulombsche Reibung angesetzt wird, kann ein Reibungsbeiwert von $\mu = 0.83$ ermittelt werden. Die quer zur Fuge wirkende Kraft bestimmt sich dabei zu $1 / \cos(5.6^\circ) \cdot \sin(5.6^\circ) = 10\%$ der längs wirkenden Kraft. Nach Lehmann (2004) [6] wird davon ausgegangen, dass es sich nicht um reine Coulombsche Reibung handelt, sondern sich bei direkter Betonage ein zusätzlicher Haftverbund ergibt. In dem vorliegenden Bericht wird dieser Umstand nicht näher untersucht und die finalen Vergleiche werden anhand der Serien B geführt.

4.4 Einfluss der Verschiebungsmessung

Die Verwendung von sieben Messstellen entlang der Scherfuge erlaubt Einblick in den Verlauf der Verschiebungen über die Streckmetalllänge. Für den Zustand bei 40% der geschätzten Höchst-Last und der effektiven Höchst-last (100%) werden in Abb. 9 die pro Serie gemittelten Verformungen gezeigt.

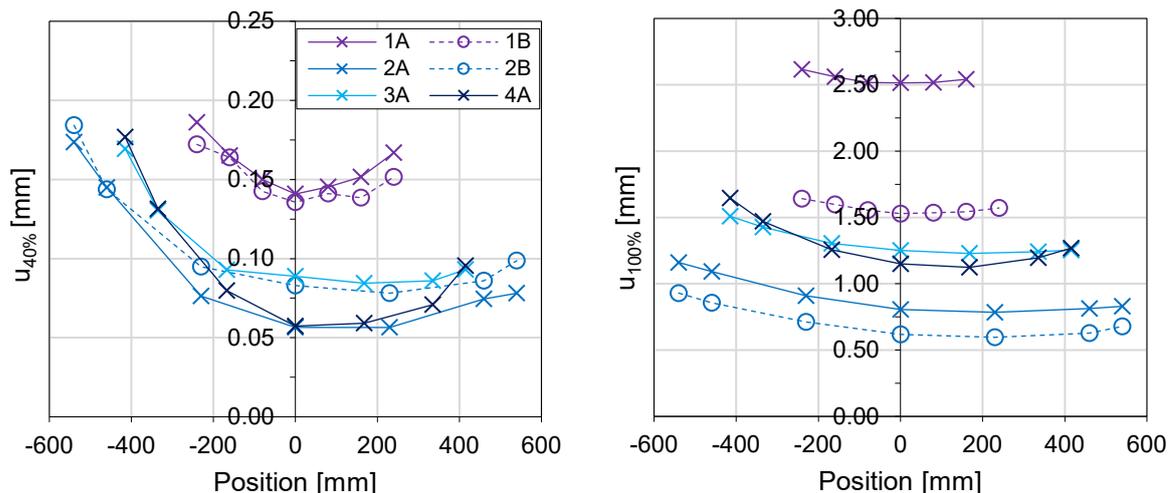


Abb. 9: Verteilung der mittleren Fugenverschiebungen pro Serie über die Streckmetalllänge bei 40% der geschätzten Höchst-Last (links) und bei der effektiv erreichten Höchst-Last (rechts).

In dem elastischen Zustand bei 40% stellen sich in der Mitte die kleinsten, an den Enden die grössten Verformungen ein. Für längere Streckmetalle ist der Unterschied grösser als bei kurzen. Serie 4A mit zwei Blechen zeigt einen ausgeprägteren Effekt als Serie 3A mit einem Blech bei derselben effektiven

Streckmetalllänge. Diese nichtlineare Verteilung deckt sich mit bekannten Schubspannungsverläufen in Klebfugen. Somit ist auch die obige Erkenntnis plausibilisiert, dass längere Bleche zu kürzeren Fließplateaus führen. Das plastische Fließvermögen an den Enden der Streckmetalle wird bei grösseren Längen verhältnismässig früher aufgebraucht und die Duktilität pro Verbindung nimmt folglich ab. Die Verformungsunterschiede über die Blechlänge gleichen sich schliesslich durch die plastischen Verformungen merklich aus.

Beim nachfolgenden Vergleich zu bestehenden Versuchen und der Zulassung spielt dieses Phänomen ebenfalls eine wichtige Rolle. Nach Bletz-Mühldorfer (2020) [2] wurden an den bisherigen Versuchen nur die Verschiebungen in der Mitte der Prüfkörper ermittelt. Die meisten dieser Versuche decken sich mit der Konfiguration der Serien 1A+B. Dabei wurde festgestellt, dass die Verformung in der Mitte ca. 30% kleiner ist als an den Enden. Wenn man dem parabelförmigen Verlauf der Serie 1 aus Abb. 9 Rechnung trägt, führt dies zu einer mittleren Unterschätzung der Verformungen von rund 20%. Es stellt sich folglich die Frage, ob die resultierenden Verschiebungsmoduln um ca. 20% überschätzt werden. In der vorliegenden Publikation werden die Steifigkeitswerte als Mittelwert dieser sieben Messstellen angegeben.

4.5 Einfluss der Holzart

Wie einleitend erklärt gilt die Zulassung für Nadelholzprodukte und die verfügbaren Resultate aus Bletz-Mühldorfer (2020) [2] beziehen sich ebenfalls auf Nadelholzprodukte. Aus [2] können 35 Versuchsergebnisse zum Vergleich der vorliegenden Resultate zugezogen werden. Es gilt zu beachten, dass die Herstellung der Prüfkörper von [2] ähnlich aber nicht zwingend konform zur heute aktuellen Zulassung war. Diese Versuche wurden ähnlich zu Serie 1B an kurzen Plattenbalken durchgeführt. Es wurde immer gegen eine Folie betoniert, die effektiven Blechlängen sind zwischen 133 und 600 mm, die aufsummierten Blechlängen zwischen 400 und 1'200 mm. Zur Herstellung wurde jeweils Nadelholz bei Normalfeuchte (ca. 12%) verwendet und immer derselbe Zweikomponentenklebstoff eingesetzt. Die Betonfestigkeitsklassen wurden zwischen C12/15 und C35/45 variiert. Die Versagensmechanismen waren bei den kurzen aufsummierten Streckmetalllängen (≤ 600 mm) immer Plastifizierung der Streckmetalle, bei den Prüfungen mit 1200 mm aufsummierter Streckmetalllänge wurde jedoch bei fünf von sechs Fällen entweder Beton- oder Holzversagen festgestellt.

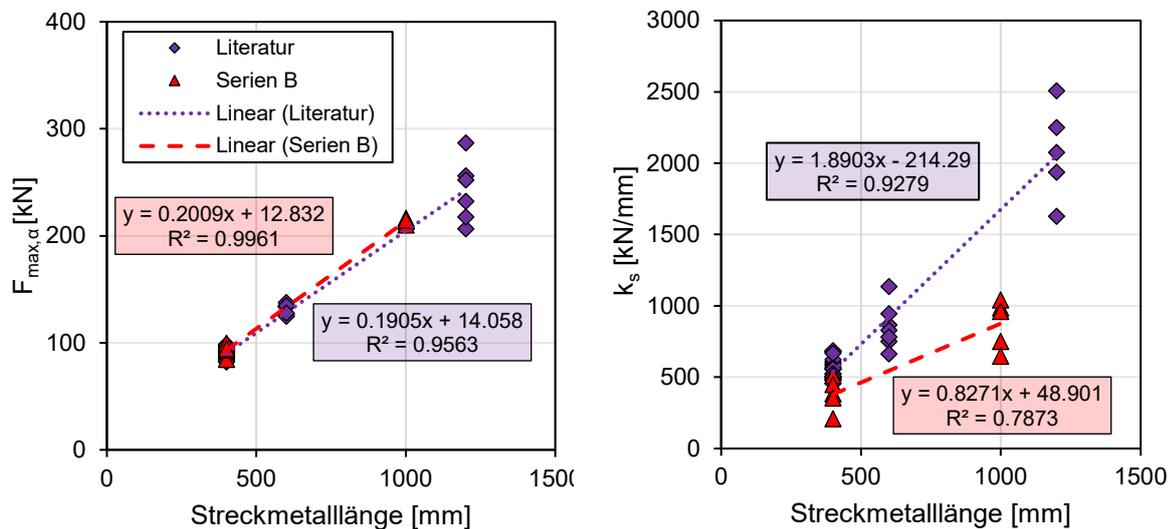


Abb. 10: Vergleich der Tragfähigkeit (links) und der Verschiebungsmoduln (rechts) gegenüber der Streckmetalllänge zwischen den Literaturwerten [2] (in violett) und den Serien 1B und 2B (in rot).

In Abb. 10 kann beobachtet werden, dass die Tragfähigkeit in den vorliegenden Untersuchungen mit Buchen SSH gut mit den Resultaten aus der Literatur mit Nadelholz [2] übereinstimmt. Die Geradengleichungen der linearen Regressionen zeigen leicht bessere Werte für die Serien B, jedoch wurde wie oben erwähnt in den Literaturangaben bei den langen aufsummierten Streckmetalllängen

meistens kein Fließen der Streckmetalle erreicht. Diese kleine Diskrepanz ist damit gut erklärbar und es wird davon abgeleitet, dass beim gewünschten Versagensmechanismus, plastisches Fließen, wie erwartet kein Unterschied in der Tragfähigkeit durch unterschiedliche Holzarten resultiert.

Bezüglich Verschiebungsmoduln zeigt sich hingegen ein anderes Bild. Die Versuchsergebnisse aus der Literatur [2] zeigen leicht bis stark erhöhte Werte gegenüber den Versuchen aus den Serien B mit BSSH. Ein gewisser Teil kann analog zum Vergleich oben aus dem Unterschied zwischen Steifigkeit in Prüfkörpermitte gegenüber gemittelter Steifigkeit erklärt werden. Bei der Serie 2B ist dieser Unterschied in der Größenordnung von 25-30%. Für die kürzeren aufsummierten Streckmetalllängen kann der Unterschied folglich aufgrund der Messtechnik, resp. der Auswertungsmethodik erklärt werden. Die rund doppelt so grosse Steigung der Literaturwerte gegenüber den Serien B kann hingegen nicht vollständig erklärt werden. Da das BSSH steifer als Nadelholzprodukte ist, wäre ein gegenteiliger Effekt plausibler.

4.6 Vergleiche zur Zulassung (Z-9.1-557)

Unter Vernachlässigung der Teilformel für Zwischenschichten gilt nach Zulassung [1] eine normierte Tragfähigkeit von 160 N pro mm Streifenlänge. Wenn für die Serien 1B und 2B nach SN EN 14358:2016-11 [7] die charakteristischen Festigkeiten mittels LogNormalverteilung bestimmt werden, resultiert aus der Geradengleichung durch die beiden Werte eine Tragfähigkeit von 181 N pro mm Streifenlänge. Die Zulassung liefert folglich konservativere Werte als die hierin gefundenen. Eine erhöhte Chargen-übergreifende Streuung könnte damit abgedeckt sein.

Der normierte Verschiebungsmodul nach Zulassung beträgt 825 N/mm pro mm Streckmetalllänge. Anhand der Serien 1B und 2B wurden nach SN EN 14358:2016-11 [7] die charakteristischen Mittelwerte mittels Normalverteilung bestimmt. Daraus resultiert ein Verschiebungsmodul von 797 N/mm pro mm Streckmetalllänge. Dieser Wert liegt leicht unterhalb des Wertes der Zulassung. In Abb. 10 ist zu sehen, dass aus der Regression ein empirischer Wert von 827 N/mm pro mm Streckmetalllänge resultieren würde. Nach Regression passt der gefundene Wert folglich beinahe perfekt zur Zulassung. Die Bestimmung eines charakteristischen Mittelwerts ist nicht zwingend erforderlich, wird hier aber bevorzugt, da der Wert nur auf zehn Versuchen basiert.

Bei allen drei Auswertungen (charakteristische Tragfähigkeit, charakteristischer Verschiebungsmodul, empirischer Verschiebungsmodul) weisen die Geradengleichungen jeweils einen positiven y-Achsen Abschnitt auf. Folglich könnten durch vollständige Geradengleichungen in der Zulassung leicht grössere Werte erzielt werden. Mittels durch den Ursprung gezwungener Regressionen könnten ebenfalls höhere Werte errechnet werden. Dies würde aber die grösseren Streckmetalllängen übermässig gewichten und könnte zu leicht unsicheren Werten führen.

5 ZUSAMMENFASSUNG

- Eine Bemessung nach Zulassung wird auch für HBV-Rippendecken mit BSSH als sinnvoll erachtet.
- Eine punktuelle Messung in Prüfkörpermitte wird dem nichtlinearen Verschiebungsverlauf über die Länge der Streckmetalle nicht gerecht und führt zu einer Überschätzung der Steifigkeit.
- Die langen Prüfkfigurationen (Serien 2-4) weisen Vorteile gegenüber den kurzen Plattenbalken (Literatur [2] und Serie 1) auf:
 - o Die Neigung der längeren Prüfkörper ist kleiner, wodurch kleinere Kräfte quer zur Fuge entstehen.
 - o Der nichtlineare Schubfluss führt zu vermindertem plastischem Verformungsvermögen an langen Blechen. Dieser Einfluss kann durch Parallelschalten von mehreren kurzen Streckmetallen nicht beobachtet werden, sondern bedarf der effektiven Längen im Versuch.

6 PROJEKTDATEN

Das Projekt «Langzeit-Kriechverhalten von Buchen-Stabschichtholz und Holz-Beton Verbund Decken mit Buchen-Stabschichtholz» wird durch den Aktionsplan Holz APH 2021-2026 des Bundesamtes für Umwelt BAFU unterstützt (V80/00.5196.PZ/0007/BED1B57BA/2-21.28). Projektpartner und

Mit Antragsteller sind die INGE Zwhatt (B3 Kolb AG), Renggli AG, und die Fagus Suisse SA. ERNE AG Holzbau stellte die Prüfkörper unentgeltlich zu Verfügung. Prof. Dr.-Ing. L. Bathon vermittelte Hintergründe zur Technologie und zur Versuchskonzeption. Allen Beteiligten sei an dieser Stelle für die Unterstützung gedankt.

7 REFERENZEN

- [1] Z-9.1-557: *HBV-Schubverbinder aus Streckmetall und vorgefertigte Bauteile mit eingeklebten HBV-Schubverbindern für ein Holz-Beton-Verbundsystem*. TiComTec GmbH. 2020: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt).
- [2] Bletz-Mühdorfer, O. (2020): *Beitrag zur Entwicklung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit eingeklebten Streckmetallen*. Dissertation. TU Darmstadt. Shaker Verlag. 3844072233.
- [3] Fagus Suisse SA (2023): *Fagus Stabschichtholz – Bemessungswerte für Buche*.
- [4] SIA 262/1:2019. *Betonbau – Ergänzende Festlegungen*, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [5] SN EN 26891:1991 *Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens*.
- [6] Lehmann, S. (2004): *Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- [7] SN EN 14358:2016: *Holzbauwerke - Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte*.

TS3 Hohlkastendecke – das Cobiax-Äquivalent für den Holzbau

Dominik Bissig
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1. EINLEITUNG

Punktgestützte Flachdecken (siehe Abb. 1) sind ästhetisch ansprechend und ermöglichen eine flexible Innenwandanordnung, eine optimale Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Gebäudehöhe sowie die Installation von sekundären Bauteilen auf einer Ebene. Heute werden Flachdecken hauptsächlich mit Stahlbeton gebaut. Die Herstellung dieses erprobten und kostengünstigen Baumaterials benötigt jedoch viel Energie und führt zu unverhältnismässig grossen CO₂-Emissionen. Angesichts der laufenden Klimakrise müssen nachhaltigere Lösungen für die Konstruktion von Flachdecken gefunden werden. Churkina et al. (2020) zeigen auf, wie die Klimakrise durch den Einsatz von Holz an Stelle von Stahl und Beton gedämpft werden kann, indem möglichst viel mit Holzprodukten gebaut wird und diese möglichst lange in Gebrauch bleiben, während junge Bäume nachwachsen. Um diesem Ziel einen Schritt näher zu kommen, hat die Firma Timber Structures 3.0 (TS3) eine punktgestützte Flachdecke aus Holz entwickelt, die dieselben Vorteile wie die Stahlbetonvariante mit sich bringt. In den vergangenen Jahren wurden diverse Projekte in der Schweiz, Österreich und Kanada mit dem neuen, nachhaltigen Deckensystem ausgeführt (Timber Structures 3.0 AG, 2023).

Der grösste Nachteil von punktgestützten Flachdecken ist – unabhängig vom eingesetzten Baumaterial – deren Materialeffizienz. Die Stärke der gesamten Deckenfläche wird anhand der grössten Spannweite und lokaler Gebrauchstauglichkeits- und Tragsicherheitskriterien festgelegt, wodurch grosse Teile der Decke überdimensioniert werden. In punktgestützten Flachdecken aus Beton kann diesem Problem mit Hohlkörpern aus Plastik begegnet werden, die vor dem Einbringen des Betons zwischen den Bewehrungslagen platziert werden. Diese «Cobiax-Decken» (Cobiax Deutschland GmbH, 2023) haben eine höhere Materialeffizienz und ermöglichen eine Reduktion des benötigten Betonanteils und dadurch eine leichtere und umweltschonendere Bauweise. Das vorliegend beschriebene Forschungsprojekt hatte zum Ziel, ein äquivalentes System für die TS3-Flachdecke zu entwickeln: eine zweiachsig tragende Hohlkastendecke aus Holz.

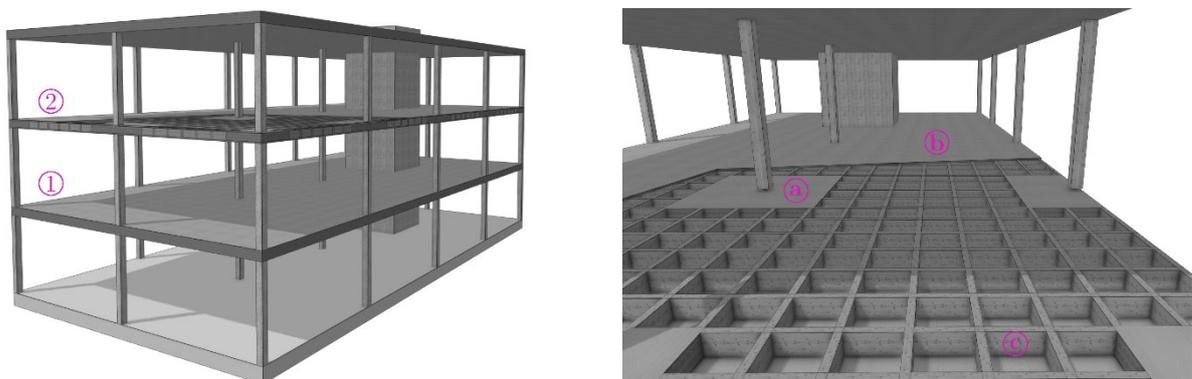


Abb. 1: Illustration des TS3 Flachdeckensystems. Links: Skelettbau, ① TS3 punktgestützte Flachdecke, ② TS3 zweiachsig tragende Hohlkastendecke. Rechts: Einblick in die TS3 Hohlkastendecke, @ Stützenkopf aus CLT, b obere CLT Decklage, die mit c einem Gitter aus Holzstegen verklebt ist, welches seinerseits mit der unteren CLT Decklage verklebt ist.

Mit der TS3-Technologie werden heute Elemente aus Brettsperrholz (CLT) auf der Baustelle zu einer beliebig grossen Platte verbunden und auf Stützen punktuell gelagert. Dabei kommen zwei Kerntechnologien zum Einsatz: die Punktagerung und die stumpfe, stirnseitige Verklebung der CLT-Elemente. Die Untersuchungen von Muster (2020) bilden die Basis für die Bemessung der angewendeten Punktagerung, die nebst der sicheren Kraffteinleitung in die Stütze auch eine Kraftdurchleitung durch die Decke erlaubt. Die Verbindung zwischen den CLT-Elementen wird durch den Verguss einer rund 4 mm dicke Fuge mit dem zweikomponenten Polyurethan Klebstoff TS3 CR192 hergestellt. Diese Verbindung wurde im Rahmen verschiedener Forschungsprojekte entwickelt und untersucht, wie es z.B. in Zöllig et al. (2019) oder Lins & Franke (2023) dargestellt wird. Basierend auf der konzeptuellen Entwicklung von Franke et al. (2021), wurden im vorliegenden Forschungsprojekt Hohlkastenelemente untersucht, die die CLT-Elemente im bestehenden TS3 Flachdeckensystem teilweise ersetzen und die Materialeffizienz des Deckensystems erhöhen sollen. Wie in Abb. 1 (rechts) schematisch dargestellt, entstehen so punktgestützte Hohlkastendecken aus Holz.

Die neuen Hohlkastenelemente (BHT, biaxial hollow timber) bestehen, wie in Abb. 2 dargestellt, aus einer oberen und einer unteren CLT-Decklage, die auf ein Gitter aus Holzstäben geklebt werden. Die Elemente mit Abmessungen wie in Abb. 2 (unten) dargestellt, können industriell vorgefertigt werden. Dabei stellt die Herstellung des Gitters, insbesondere der Kreuzungspunkte die grösste Herausforderung dar. Im vorliegenden Forschungsprojekt wurde das Tragverhalten von Elementen mit den in Abb. 2 (oben) dargestellten Kreuzungspunktvarianten untersucht. Die neuen Elemente sollten maximal 70% Holz pro Elementvolumen enthalten und zu maximal 20% zusätzlicher Deckenstärke führen. Ziel des Forschungsprojekts war die Optimierung des BHT-Aufbaus und die Entwicklung eines praxistauglichen Bemessungsentwurfs für die zweiachsig tragende Hohlkastendecke. Dazu wurden verschiedene Elementaufbauten experimentell, numerisch und analytisch untersucht. Der Fokus lag auf der Charakterisierung des Tragverhaltens des reinen Hohlkastenteils. Der optionale, elementinterne Übergang zu CLT (Ⓐ in Abb. 2), sowie Fragestellungen des Brandwiderstands, der Schallisolation, des Langzeit- und Systemverhaltens wurden vorerst nur konzeptionell behandelt.

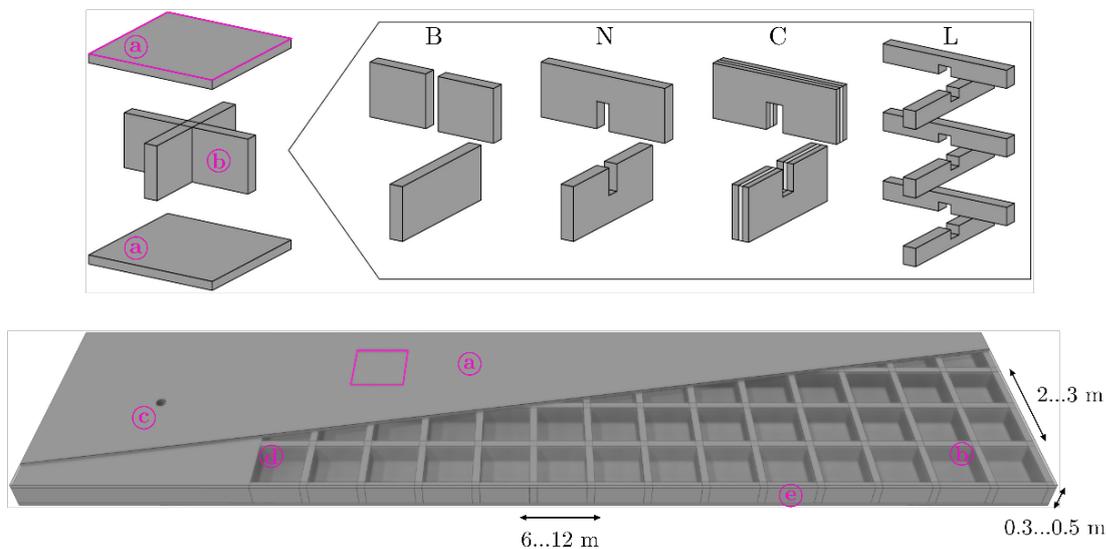


Abb. 2: Illustration eines Hohlkastenelements mit den angestrebten Elementabmessungen (unten) und den verschiedenen Varianten zur Ausbildung der Kreuzungspunkte (oben). Ⓐ Decklagen, Ⓑ Steggitter, Ⓒ CLT Stützenkopf, Ⓓ elementinterner Übergang von BHT zu CLT, Ⓔ TS3-Verbindung zwischen den Elementen.

Der gewählte Aufbau der Hohlkastenelemente birgt potenzielle Versagensmechanismen, die den Tragwiderstand gegenüber einer einachsigen Hohlkastendecke mutmasslich verringern. Zum einen werden die Stege unter anderem auf Querlagen der Deckplatten geklebt, was zu einem frühen Rollschubversagen führen könnte. Zum anderen entstehen rund um die Öffnungen im Steg Spannungskonzentrationen, die zu einem verfrühten Versagen auf Querkraft, Schub oder Biegung führen könnten, wie in Abb. 3 illustriert. Es kann davon ausgegangen werden, dass abhängig von der spezifischen Querschnittsgeometrie und Einwirkung andere Versagensmechanismen massgebend werden.

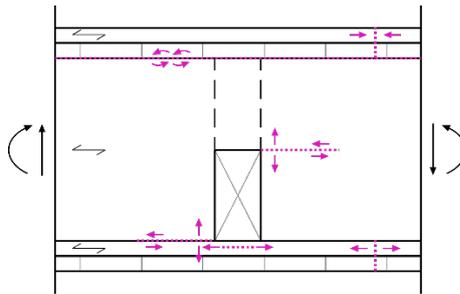


Abb. 3: Illustration der potenziellen Versagensmechanismen in den BHT-Elementen: Querzug, Schub, Rollschub, Biegezug und -druck.

Von den beschriebenen Versagensmechanismen stellte die Optimierung des Querzug- und Schubwiderstands die grösste Herausforderung dar. Öffnungen in Brettschichtholzträgern können beispielsweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2013) bemessen werden. Dieses Berechnungsmodell nimmt an, dass die Biege- und Schubspannungen auf Höhe der Öffnung umgelagert werden müssen und dadurch Querzugspannungen an den Ecken der Öffnung entstehen. Das Modell wurde von Aicher & Tapia (2015) sowie Danzer et al. (2017) weiterentwickelt und fand in erweiterter Form Einzug in den Working Draft des neuen Eurocodes prEN 1995-1-1:20XX (2023). In diesem Modell ist neben den Stababmessungen, der Lage der Öffnung, dem Ausrundungsradius und dem Verhältnis von einwirkender Biege- und Schubkraft (M/V) vor allem die Öffnungsgrösse massgebend zur Bestimmung des Querzugwiderstands. Das lässt vermuten, dass sich eine Reduktion der Öffnungshöhe vorteilhaft auf das Tragverhalten der zweiachsigen Hohlkastenelemente auswirkt. Die eingeführten Randbedingungen in prEN 1995-1-1:20XX (2023) erlauben jedoch keine direkte Bemessung der gewählten Hohlkastengeometrie. Zudem tritt im Flachdeckensystem an jedem Stegkreuzungspunkt ein spezifisches M/V -Verhältnis auf, was zu einer Vielzahl benötigter Nachweise führen würde. Daher war für das gewählte System eine Modellanpassung nötig, die mithilfe von numerischen Modellen optimiert und kalibriert wurde.

Bei punktgestützten Flachdecken treten die grössten Schubkräfte in der Regel rund um den Stützenkopf auf. Je grösser der Schubwiderstand, desto kleiner kann der Stützenkopf aus CLT gewählt werden und desto mehr Holz kann gespart werden. Daher ist die Optimierung des Querzug- und Schubwiderstands für das Gelingen des beschriebenen Projekts essenziell, weshalb hier die diesbezüglich wichtigsten Forschungsergebnisse vorgestellt werden. Die vorgestellten Erkenntnisse und sämtliche Abbildungen sind zusammengestellt aus der Dissertation von Bissig (2024).

2. EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG

2.1 Material und Methoden

Der Querkraftwiderstand, die Biege- und Schubsteifigkeit und die Versagensmechanismen wurden an insgesamt 28 Prüfkörpern getestet (Breite: 62 cm, Höhe: 32 cm, Länge: 6.31 m). Die Decklagen wurden mit zweischichtigem CL24 20-20 (CLT aus Brettern sortiert für GL24h, mit Schmalseitenverklebung, 2 Lagen à 20 mm) ausgebildet. Die obere und untere Decklage waren gleich ausgerichtet, wodurch ein asymmetrischer Querschnitt und eine näherungsweise gleiche Steifigkeit in beide Tragrichtungen entstand. Zusätzlich zu den in Abb. 2 illustrierten Kreuzungspunkten B, N, C und L wurden drei Referenzprüfkörper ohne Querstege und ohne Öffnungen im Längssteg (R) getestet. Die Prüfkörpertypen B, N und R wurden mit Stegen aus GL24h mit einer Stegbreite von 60 mm hergestellt. Der Prüfkörpertyp C wurde mit Stegen aus CL24 30-20-30 mit einer vertikalen mittleren CLT-Lage und einer Stegbreite von 80 mm hergestellt. Der Prüfkörpertyp L wurde aus schichtweise aufeinander geklebten duo C24 Stäben mit einer Breite von 60 mm hergestellt. Sämtliche Querstege wurden mit einem Achsabstand von 625 mm verbaut. Die Ausrichtung der Ausblattung im Steg wurde variiert, sodass sie entweder auf eine CLT-Längslage oder eine CLT-Querlage gerichtet war.

Das Tragverhalten der Prüfkörper wurde mit 4-Punkt Biegeversuchen in Anlehnung an SN EN 408+A1:2012 (2012) getestet. Wie in Abb. 4 dargestellt, wurde die Last mit zwei hydraulischen Zylindern

gleichmässig auf den einfach gelagerten Prüfkörper aufgebracht und mit zwei Kraftmessdosen (KMD) gemessen. Die Verformung wurde im reinen Biegebereich mit linearen Wegaufnehmern (LVDTs) gemessen. Mit diesen Resultaten konnte der Schubwiderstand, die Biegesteifigkeit und die Schubsteifigkeit berechnet werden. Die Rissfortpflanzung wurde während dem Aufbringen der Last dokumentiert und die Rissöffnung wurde im Bereich der Stegausblattungen mit LVDTs gemessen.

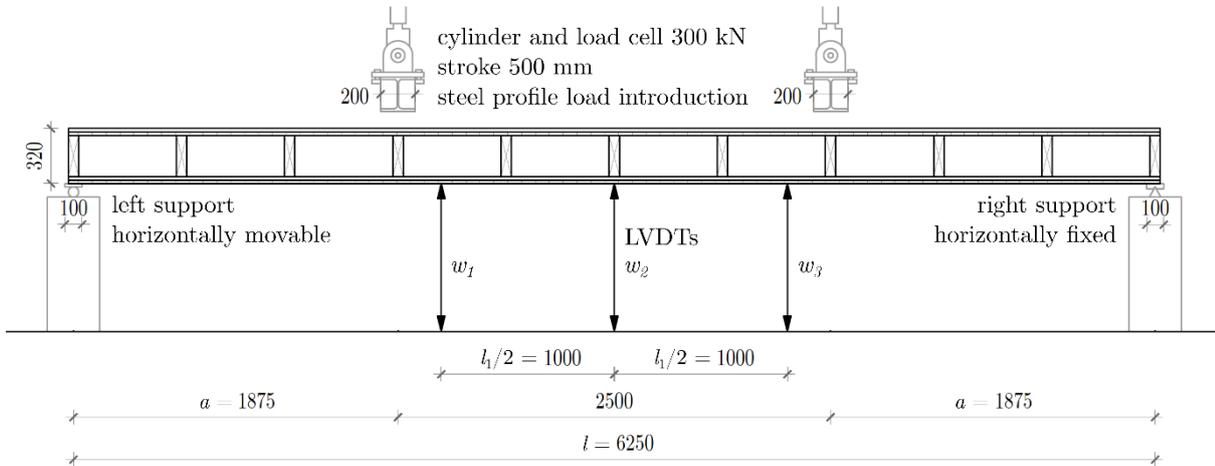


Abb. 4: Illustration des 4-Punkt Biegeversuchs zur Ermittlung des Schubwiderstands, der Steifigkeit und des Versagensmechanismus der unterschiedlichen Prüfkörpertypen.

2.2 Resultate und Diskussion

Abb. 5 (links) zeigt die aufgebrachte Kraft über die gemessene Verformung der getesteten Prüfkörper. Zwischen 10 und 40% der jeweiligen Traglast zeigen alle Prüfkörpertypen eine ähnliche Gesamtsteifigkeit. Eine Ausnahme bilden die Prüfkörper des Typs B, die eine leicht geringere Steifigkeit zeigen, was auf eine kleinere Schubsteifigkeit zurückzuführen ist. Das Diagramm illustriert, dass die Steifigkeit mit fortschreitender Rissausbreitung leicht abnimmt. Alle Prüfkörper zeigten eine ähnliche Biegesteifigkeit zwischen 6.15 und 6.82 MNm² mit einem Variationskoeffizienten (CV) zwischen 3 und 11%.

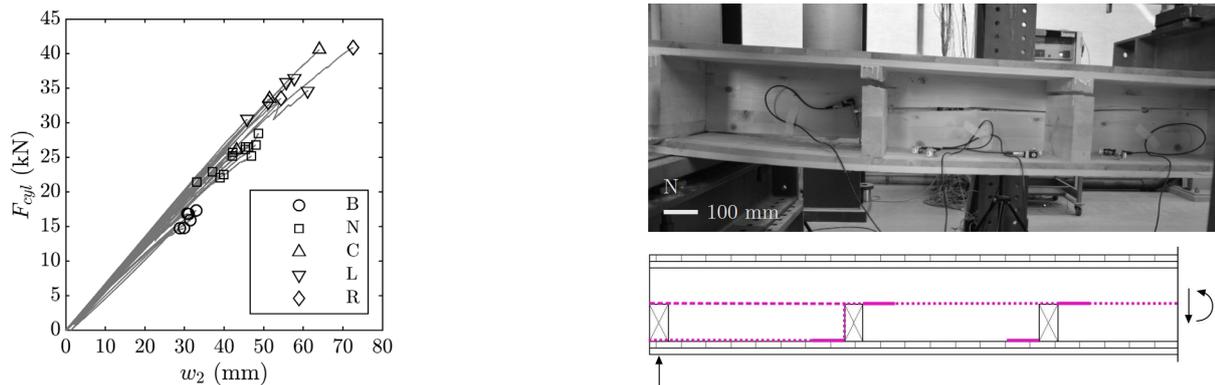


Abb. 5: Gemessene Kraft pro Zylinder und Längssteg über die Mittelverformung der Prüfkörpertypen B, N, C, L und R (links) und Foto und Illustration der typischen Versagensmechanismen des Prüfkörpertyps N (rechts). Die pinken Linien zeigen die typischen ersten Quersugrisse und die gestrichelten und gepunkteten Linien zeigen die Rissausbreitung bis zum Versagen.

Die Prüfkörper vom Typ B mit der Öffnung über die gesamte Steghöhe zeigten den tiefsten Schubwiderstand von durchschnittlich 16 kN (CV = 7%). Die Prüfkörper vom Typ N mit der Öffnung über die halbe Steghöhe zeigten im Schnitt einen 56% höheren Schubwiderstand von 25 kN (CV = 8%). Beide Prüfkörpertypen zeigten einen Quersugriss an der Ecke der Öffnungen, der sich mit zunehmender Last ausbreitete, bis es zum Schubversagen im Steg oder zwischen Steg und Decklage kam, wie in

Abb. 5 (rechts) dargestellt. Weder die Ausrichtung der Ausblattung noch die Ausrichtung der Decklagen hatte nachweislich einen Einfluss auf die Resultate. Die Prüfkörper vom Typ C mit dem CLT-Steg zeigten einen erneuten Anstieg des Schubwiderstands um 32% auf 33 kN. Sie zeigten jedoch auch eine grössere Streuung mit einem CV von 22% und versagten in der Klebfuge zwischen Steg und Decklage. Eine Untersuchung der Klebfuge zeigte eine ungenügende Produktionsqualität. Im Schnitt wurde 8% zu wenig Klebstoff aufgetragen. Drei Prüfkörper vom Typ L versagten auf Schub im Steg oder zwischen Steg und Decklage, wobei sich das Versagen nur bei einem Prüfkörper durch Risse ankündigte. Ein Prüfkörper dieses Typs versagte auf Biegung nahe von Schwachstellen in der Decklage. Der Typ L erreichte einen Schubwiderstand von 34 kN (CV = 8%). Die Prüfkörper vom Typ R (Referenzprüfkörper) versagten auf Schub im Steg oder zwischen Steg und Decklage bei durchschnittlich 36 kN (CV = 12%).

Die Resultate illustrieren den Einfluss der Öffnungsgrösse auf den Querzug- und Schubwiderstand, wie in Abschnitt 1 beschrieben. Je grösser die Öffnung im Steg ($B > N > L$), desto früher treten Querzugrisse auf und desto kleiner ist der Schubwiderstand. Daher sind kleinere Öffnungen grundsätzlich zu bevorzugen. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die vertikale Mittellage des CLT-Stegs (C) die Rissöffnung in der Mitte des Stegs erfolgreich blockiert. Risse zwischen Steg und Decklage können jedoch nicht verhindert werden. Die ungenügende Klebfugenqualität des Typs C könnte nebst der zu geringen Klebstoffmenge auch mit der steiferen Mittellage zusammenhängen, die möglicherweise den Pressdruck nur ungenügend auf die weniger steifen Längslagen übergibt. Die geringe Anzahl Prüfkörper und die grosse Streuung der Ergebnisse lassen jedoch keine abschliessende Aussage zu. Im Mittel versagten die Prüfkörper des Typs C trotz 20 mm breiteren Stegen auf einem ähnlichen Niveau wie die Typen L und R. Das zeigt, dass Typ L bei minimalem Materialeinsatz den besten Querzug- und Schubwiderstand bietet. Typ B ist zu verwerfen, da dafür die tiefsten Widerstands- und Steifigkeitswerte gemessen wurden.

3. NUMERISCHE UNTERSUCHUNG

3.3 Material und Methoden

Um ein besseres Verständnis der Versagensmechanismen und der auftretenden Spannungsspitzen zu erlangen, wurden die beschriebenen 4-Punkt Biegeversuche der Prüfkörpertypen N, C, L und R in Abaqus Standard (Dassault Systèmes, 2019) modelliert. In diesem Finite Elemente (FE) Programm wurden die unterschiedlichen Prüfkörpertypen mit den linear elastischen Materialeigenschaften von GL24h aus SN EN 14080:2013 (2014) modelliert. Die Anisotropie des Holzes wurde mit einem transversal isotropen Materialmodell berücksichtigt. Es wurden lineare Würfelemente (C3D8) und eine Mesh-Grösse von 10 bis 30 mm verwendet. Die geklebte Verbindung zwischen Decklagen und Steg wurden steif (rigid) modelliert. Um die Bruchlast der einzelnen Versagensmechanismen (siehe Abb. 3) abzuschätzen, wurde die aufgebrachte Last von 10 kN mit dem Verhältnis der jeweiligen Festigkeit zu Spannungsspitze f_i/σ_i multipliziert. Zur Verifizierung der Modelle wurde ein Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen durchgeführt.

Die Prüfkörpergeometrie der verifizierten Modelle wurde in einem zweiten Schritt in einer Parameterstudie variiert, um herauszufinden, ob die gefundenen Erkenntnisse auf alle praxisrelevanten Geometrikombinationen anwendbar sind. Folgende Parameter wurden variiert und zu insgesamt 1024 unterschiedlichen Elementaufbauten kombiniert:

- Stegbreite, -höhe und -abstand
- Anzahl übereinander liegender Öffnungen (im Stegkreuzungspunkt)
- Dicke und Anzahl der CLT-Schichten in den Decklagen
- Öffnungsposition (oben oder unten)
- Faserrichtung der Decklagen
- Material des Stegs (GL oder CL)

3.4 Resultate und Diskussion

Die resultierenden Querzugspannungen im Bereich des Stegkreuzungspunkts der modellierten Prüfkörpertypen N, C und L sind in Abb. 6 dargestellt. Das beanspruchte Holzvolumen und die maximale

Spannung nehmen vom Typ N über Typ C bis Typ L ab. Ein Vergleich zwischen Typ N und C zeigt, dass die Spannungsspitze im Zentrum des Stegs durch die vertikale Mittellage (Typ C) aufgenommen wird und so die Querszugspannungen verringert. Am Übergang zwischen Steg und Decklage wird die Spitze jedoch nur teilweise abgebaut, im Unterschied zum Typ L, bei dem alle Spannungsspitzen und das belastete Volumen reduziert werden. Diese Erkenntnisse decken sich mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchung. Eine genauere Analyse der Spannungen und geschätzten Traglasten zeigt, dass die FE-Modelle gut mit der Realität übereinstimmen und daher für die Parameterstudie genutzt werden können (siehe Bissig (2024)).

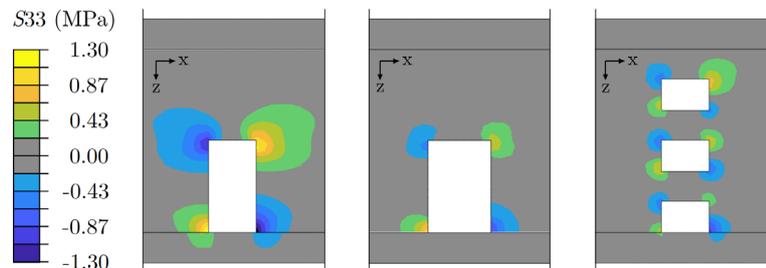


Abb. 6: Querszugspannung aus den FE-Modellen im Bereich des Stegkreuzungspunkts der Typen N, C und L (v.l.n.r.) bei $V = 10 \text{ kN}$ und $M = 6.3 \text{ kNm}$.

Die Parameterstudie prognostiziert für alle modellierten Geometriekombinationen ein initiales Querszugversagen. Eine Analyse der Korrelation zwischen einzelnen Geometrieparametern und den Querschnittseigenschaften der Hohlkastenelemente zeigt, dass weder die Ausrichtung der Decklagen noch die Ausrichtung der Öffnung den Widerstand und die Steifigkeit substantiell beeinflussen. Wie erwartet zeigen Steifigkeit und Tragwiderstand eine positive Korrelation mit zunehmender Decklagendicke, Stegbreite, Steghöhe und mit abnehmendem Stegabstand. Der Querszugwiderstand und damit der Schubwiderstand nimmt ebenfalls grundsätzlich mit zunehmenden Querschnittsabmessungen zu. Die effizienteste Methode, den Querszugwiderstand zu erhöhen führt jedoch über die Erhöhung der Anzahl Ausblattungen pro Kreuzungspunkt, wie in Abb. 7 ersichtlich ist. Dies ist die einzige Methode, mit der der Querszugwiderstand ohne zusätzlichen Materialeinsatz erhöht wird, was essenziell ist, um das Ziel einer hohen Materialausnutzung zu erreichen. Die Parameterstudie zeigt, dass der Armierungseffekt der mittleren CLT-Lage im Steg (Typ C) in der Gesamtheit der Resultate untergeht, da die Spannungsspitze zwischen Steg und Decklage bestehen bleibt, weshalb Typ C zu verwerfen ist.

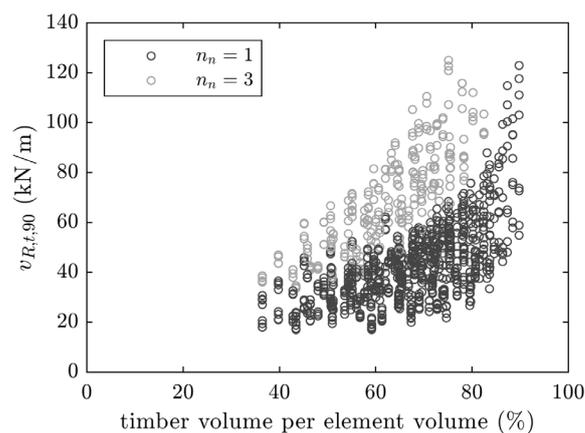


Abb. 7: Querkraft bei prognostiziertem Rissbeginn für alle modellierten Geometriekombinationen sortiert nach Holzvolumen pro Gesamtvolumen des Elements und Anzahl Öffnungen n_n pro Kreuzungspunkt.

4. ANALYTISCHE UNTERSUCHUNG

Basierend auf den Modellgrundlagen von DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2013) und prEN 1995-1-1:20XX (2023) sowie der Timoshenko Balkentheorie wurde ein analytisches Modell zur Berechnung der Querschnittsteifigkeit und der Spannungen im neuartigen, zusammengesetzten Querschnitt mit

Öffnungen entwickelt. Das Modell berücksichtigt keine Spannungsspitzen und vernachlässigt den Einfluss des Momenten-Querkraft-Verhältnisses (M/V) basierend auf den Erkenntnissen von Müllhaupt (2023). Es werden weitere Vereinfachungen vorgenommen, um eine Handrechnung individuell zusammengesetzter Querschnittsaufbauten zu ermöglichen. Das führt dazu, dass die Ergebnisse für gewisse Geometrikombinationen von den detaillierteren, numerischen Modellen abweichen. Um die Spannungsspitzen berücksichtigen zu können und die Berechnungen trotzdem einfach zu halten, wurden über den Vergleich mit den numerischen Ergebnissen Kalibrierungsfaktoren für die Schubsteifigkeit GA_v , die Schubspannung τ und die Querkzugspannung $\sigma_{t,90}$ ermittelt. Nach Anwendung der Faktoren wird für diese Parameter ein Bestimmtheitsmass von $R^2 \geq 0.83$ erreicht. Die Biegesteifigkeit EI und die Biegerandspannungen σ_m zeigten eine Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen mit einem Bestimmtheitsmass von $R^2 \geq 0.96$ und wurden daher nicht kalibriert. Die Berechnungsmethode mit den zugrundeliegenden Annahmen sowie die Kalibrierungsfaktoren werden in Bissig (2024) ausführlich beschrieben.

5. BEMESSUNGSVORSCHLAG

Basierend auf den Erkenntnissen der einachsigen experimentellen, numerischen und analytischen Untersuchung wurde ein Bemessungsentwurf erstellt, wie in Abb. 8 dargestellt. Die Biege- und Schubsteifigkeit in beide Tragrichtungen können mit dem kalibrierten analytischen Modell berechnet und als Inputparameter in ein FE-Plattenmodell eingegeben werden. Die Torsionssteifigkeit der BHT-Elemente ist kleiner als jene von CLT gleicher Dicke (Carton, 2022) und kann in Anlehnung an Wallner-Novak et al. (2018) vernachlässigt werden. Somit können die Nachweise in beiden Tragrichtungen einzeln geführt werden. Mit den beschriebenen analytischen Berechnungen und den Festigkeitswerten für Brettschichtholz aus SN EN 14080:2013 (2014) kann der Biege- und Schubwiderstand des gewählten Elementaufbaus in beide Tragrichtungen berechnet werden. Da nur ein kleines Holzvolumen auf Querkzug belastet wird, kann die Querkzugfestigkeit mit dem Volumenfaktor nach SN EN 1995-1-1:2004 (2005) 6.4.3 und dem beanspruchten Volumen

$$V = \max \left\{ 1 \text{ dm}^3, \frac{h_w^2}{2\sqrt{n_o}} b_w \right\}$$

erhöht werden, mit der Steghöhe h_w , der Anzahl Öffnungen n_o und der Stegbreite b_w . Die Formel zur Bestimmung des beanspruchten Volumens wurde basierend auf Ergebnissen der numerischen Modelle angenähert. Da das Entstehen der Querkzugrisse nicht einem Traglastversagen entspricht, wird für das untersuchte Deckensystem empfohlen, den Querkzugnachweis mit dem Lastfall «GZG selten» zu führen. So können mit dem FE-Plattenmodell die Gebrauchstauglichkeits- und Tragsicherheitsnachweise für CLT, BHT und die TS3-Fugen geführt werden.

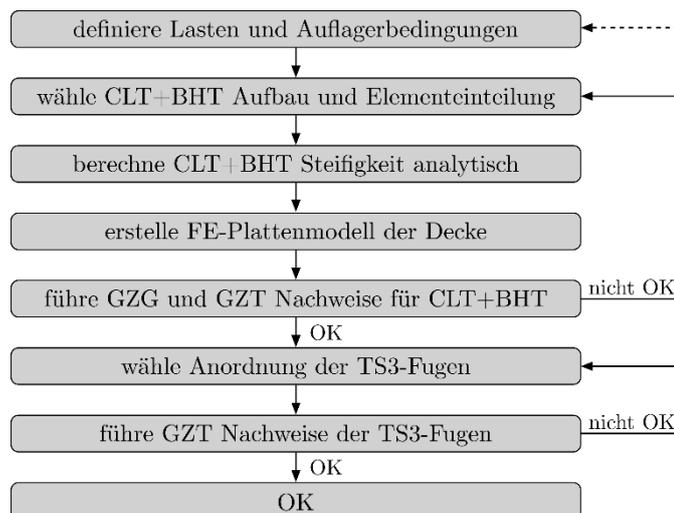


Abb. 8: Illustration des Bemessungsprozesses für die zweiachsig tragende Hohlkastendecke.

6. SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

Die Untersuchungen an der neuen, zweiachsig tragenden Hohlkastendecke zeigen das Potential und die Machbarkeit der entwickelten Lösung. An Beispielen konnte gezeigt werden, dass im Vergleich zur reinen CLT-Lösung mit weniger als 20% zusätzlicher Deckenstärke zwischen 20 und 30% Holz eingespart werden kann. Der Bemessungsentwurf sollte genutzt werden, um weitere Deckenkonfigurationen zu untersuchen und optimierte Elementaufbauten und -anordnungen zu definieren. Um den Bemessungsentwurf und dessen grundlegenden Annahmen zu überprüfen, sind weitere Untersuchungen nötig. Insbesondere sollten Experimente zum Langzeitverhalten, zum zweiachsigen Systemverhalten der Decke und zum Tragwiderstand verschiedener TS3-Fugenkonfigurationen durchgeführt werden.

7. DANK

Vielen Dank den Projektpartnern Timber Structures 3.0 AG, Henkel & Cie. AG und Schilliger Holz AG, sowie der Schweizer Agentur für Innovationsförderung Innosuisse.

8. REFERENZEN

- Aicher, S., & Tapia, C. (2015). Mehrfach-Durchbrüche in Brettschichtholz. 3. *Stuttgarter Holzbau-Symposium*, 131–141.
- Bissig, D. (2024). *Conceptual design of a biaxial hollow core timber flat slab system*. ETH Zurich.
- Carton, F. (2022). *Assessment of the Torsional Stiffness of a Biaxial Hollow-box Floor System*. Bern University of Applied Sciences.
- Churkina, G., Organschi, A., Reyer, C. P. O., Ruff, A., Vinke, K., Liu, Z., Reck, B. K., Graedel, T. E., & Schellnhuber, H. J. (2020). Buildings as a global carbon sink. *Nature Sustainability*, 3(4), 269–276.
- Cobix Deutschland GmbH. (2023). *Check Out Cobix - The essentials in a nutshell*.
- Danzer, M., Dietsch, P., & Winter, S. (2017). Round holes in glulam beams arranged eccentrically or in groups. *Proceeding 4th INTER Meeting*, 245–260.
- Dassault Systèmes. (2019). *Abaqus 2019*.
- DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08. (2013). *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau* (DIN Deutsches Institut für Normung (ed.)). Beuth Verlag GmbH.
- Franke, S., Franke, B., & Niederwolfsgruber, F. J. (2021). Bi-Axial Load Transferring Timber Grid-Box Elements for Floor Systems. *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*.
- Lins, D., & Franke, S. (2023). Influence of Low Curing Temperatures on the Strength Development of End-Grain Bonded Timber. *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, 1299–1304. <https://doi.org/10.52202/069179-0177>
- Müllhaupt, R. (2023). *Untersuchung an einer zweiachsig tragenden Hohlkastendecke aus Holz*. ETH Zurich.
- Muster, M. (2020). *Column-Slab Connection in Timber Flat Slabs*. ETH Zurich.
- prEN 1995-1-1:20XX. (2023). *DRAFT Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* (Public Enquiry (ed.)). CEN European Committee for Standardization.
- SN EN 14080:2013. (2014). *Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen* (CEN European Committee for Standardization (ed.)). SIA Zürich.
- SN EN 1995-1-1:2004. (2005). *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau* (CEN European Committee for Standardization (ed.)). SIA Zürich.
- SN EN 408+A1:2012. (2012). *Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung der mechanischen Eigenschaften* (CEN European Committee for Standardization (ed.)). SIA Zürich.
- Timber Structures 3.0 AG. (2023). *References*. <https://www.ts3.biz/en/referenzprojekte/>
- Wallner-Novak, M., Augustin, M., Koppelhuber, J., & Pock, K. (2018). *Brettspertholz Bemessung Band II* (1st ed.). proHolz Austria.
- Zöllig, S., Muster, M., & Themessl, A. (2019). Butt-Joint Bonding of Timber as a Key Technology for Point-Supported, Biaxial Load Bearing Flat Slabs Made of Cross-Laminated Timber. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 323, 012144.

Vorgespannte Holzträger

Dr. Marcel Muster
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 EINLEITUNG

Der konstruktive Holzbau hat in den letzten Jahrzehnten eine rasante Entwicklung durchlaufen. Durch die Fortschritte bei den Holzwerkstoffen, der Befestigungstechnik und den Anwendungsnormen hat sich Holz als technisch, wirtschaftlich und ökologisch konkurrenzfähiger Baustoff in zahlreichen Anwendungsbereichen etabliert. In weitgespannten Dachkonstruktionen stellen Holzbinder eine material- und kosteneffiziente Bauweise dar. In Situationen, in denen die weitgespannten Konstruktionen nicht als Dachflächen mit leichtem Aufbau, sondern als Decken mit darüber liegender Nutzung eingesetzt werden und die Konstruktionshöhe limitiert ist, wird jedoch eher auf Stahl- oder Stahlbetonbauweisen zurückgegriffen.

Um einen günstigen Spannungszustand im Bauteil zu erreichen und einen kontrollierbaren Teil der Verformungen zu kompensieren, hat sich im Betonbau das Vorspannen von Trägern mit parabolischen, internen Spanngliedern bewährt. Im Holzbau wurde diese Technik jedoch bisher kaum angewendet. Die experimentellen Untersuchungen zu diesem Thema sind bisher sehr begrenzt und betreffen, wenn, dann linear oder zentrisch vorgespannte Bauteile, wie z.B. Gräfe et. al [7]. Diverse Untersuchungen wurden zur Rahmenbildung und horizontaler Aussteifung von Gebäuden mittels Vorspannung durchgeführt wie beispielsweise Wanninger [4].

Der vorliegende Beitrag beleuchtet anhand einiger Beispiele die Herausforderungen für vorgespannte Tragwerke und zeigt, gestützt auf neue Versuchsergebnisse, wie weitgespannte, hochbelastete Träger mittels Vorspannung angewendet werden können.

Die Liste der gezeigten Forschungsprojekte und Praxisbeispiele ist nicht als vollständige Abhandlung zu betrachten. Es zeigt eher eine Auswahl verfügbarer Informationen. Weitere gebaute Beispiele oder Forschungsprojekte dürfen gerne dem Autor mitgeteilt werden.

2 ENTWICKLUNG

2.1 Frühe Arbeiten und Forschung

Das vielleicht erste neuzeitliche überlieferte Tragwerk mit vorgespannten Brettschichtholzträgern ist die Messehalle in Klagenfurt, welche 1976 errichtet wurde [1]. Wolfgang Rug beschäftigte sich in den 1980er Jahren intensiv mit der Vorspannung von Holzkonstruktionen. Er beschrieb die Dachkonstruktion als Trägerrost der Messehalle in Klagenfurt folgendermassen: «Gegenüber einer nicht vorgespannten Lösung wurde eine Holzeinsparung von 42% realisiert.» [1]

Ebenfalls zeigte er das Konstruktionsprinzip von parabolisch vorgespannten Brettschichtholzträgern mit und ohne Verbund und die Idee der Herstellung von Zwillingsträgern, um die Vorspannkabel im Querschnitt zu führen (siehe Abb. 1).

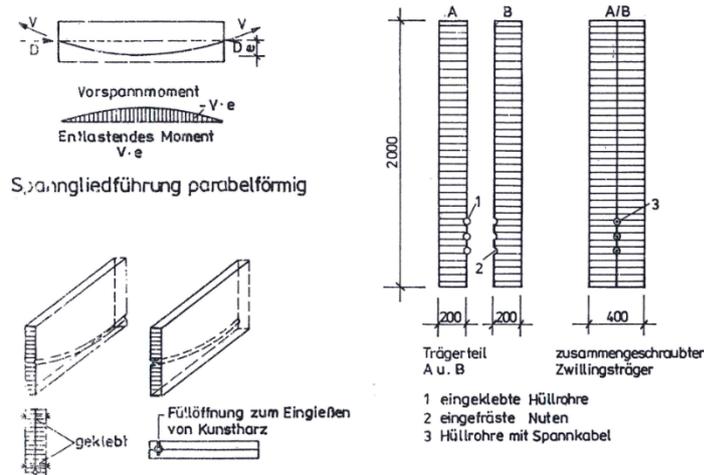


Abb. 1: Parabolisch vorgespannte Brett-schichtholzträger aus W. Rug 1986 [1]

Pohlmann [2] und Brunnsteiner [3] stellten 2004 und 2010 theoretische und experimentelle Untersuchungen von parabolisch vorgespannten Brett- und Brettsperrholzträgern vor.

2.2 Praxisbeispiele

2.2.1 Rahmen

An der ETH Zürich am Lehrstuhl von Prof. Dr. Andrea Frangi wurde das neuseeländische Aussteifungssystem mit vorgespannten, biegesteifen Rahmen ab 2012 weiterentwickelt und 2015 wurde das House of Natural Resources auf dem Campus Höggerberg eingeweiht. Dabei wurden Brett-schichtholzträger mit einer linearen Ausfräsung versehen und blockverklebt. Durch diese Träger und die dazwischenstehenden Stützen wurden Vorspannkabel eingestossen und das ganze System vorgespannt.

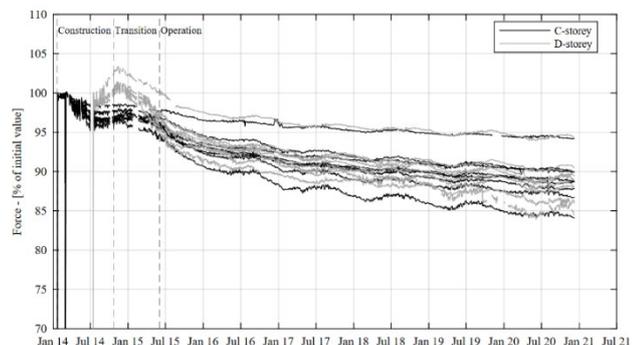


Abb. 2: Links: Biegesteife Rahmen HoNR ETH Zürich [4], Rechts: Verlauf der Vorspannkraft im HoNR ETH Zürich [5]

Während dem Bau und in der nachfolgenden Nutzungsphase führte Claude Leyder umfangreiche Messungen von verschiedenen Parametern durch. Unter anderem wurden Kraftmessdosen an den Verankerungsstellen der Vorspannkabel installiert, um den Vorspannkraftverlust der anfänglich auf 700 kN vorgespannten Kabel zu messen. In Abb. 2 rechts ist der Verlauf der Vorspannkraft von 2014 bis 2021 dargestellt. Systembedingt werden durch die Vorspannung des Rahmens nicht nur Normalspannungen parallel zur Faser in den Trägern aufgebracht, sondern auch Querdruckspannung in den Stützen. Diese Bereiche der Stützen wurden aus Eschen-BSH hergestellt, um die Stauchungen und den damit verbundenen Vorspannkraftverlust zu minimieren. Trotz dieses Querdruckanteils zeigt Abb. 3, dass die Vorspannkraftverluste in einem akzeptablen Bereich von ca. 15% nach 7 Jahren liegen.

2.2.2 Träger und Platte

Ein erstes Beispiel mit parabolisch vorgespannten Trägern wurde bei der Firma Flück Holzbau AG (heute Holz-Abbund AG) 2018 realisiert. Silvan Stierli von der Timbatec AG entwickelte die Idee einer parabolischen Vorspannung eines blockverklebten Zwillingssträger aus Buchen-Furnierschichtholz mit eingelegten Vorspannstangen (siehe Abb. 3).

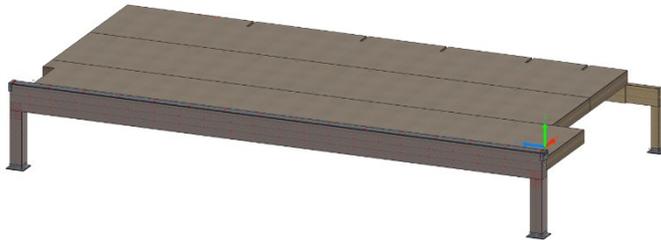


Abb. 3: Links: Visualisierung Plattform, Rechts: Zwillingsträger mit eingelegter Vorspannstange

Neben dem Träger wurde auch die darauf abgestützte Brettsperrholzplatte mit 13 Stangen vorgespannt (siehe Abb. 4.). Für die eigentliche Plattform wurden drei 2.75 m breite Brettsperrholzplatten mit der damals neuen Verbindungstechnologie von Timber Structures 3.0 AG biegesteif verbunden. Mit der Vorspannung konnte eine teilweise Überdrückung der Verbindung erreicht werden, damit der Biegezugnachweis erbracht werden konnte. Ebenfalls wurde die Vorspannung als zusätzliches Redundanzelement eingeplant für den Falls eines Verbindungsversagens.



Abb. 4: Links: Visualisierung Plattform, Rechts: Vorspannung der Platte

Im Rahmen der Vorspannung wurden durch die ETH Zürich drei Kraftmessdosen in die Platte eingebaut, um die Platte zu überwachen und Aussagen über den Vorspannkraftverlust machen zu können. Abb. 5 zeigt den Verlauf der Vorspannkraft über den Zeitraum des ersten Jahres. Dabei wurde ein mittlerer Vorspannkraftverlust von 8% gemessen. Ebenfalls ersichtlich ist die jahreszeitliche Veränderung der Vorspannkraft mit schwankender Temperatur. Im Sommer dehnen sich die Vorspannstangen stärker aus als die Brettsperrholzplatte, was zu einer Reduktion der Vorspannkraft führt. Im Winter tritt das umgekehrte Verhalten auf. Das Monitoring läuft unterdessen seit knapp 6 Jahren. In naher Zukunft sollen die Daten nochmals umfassend ausgewertet werden, um den Vorspannkraftverlust nach einer grösseren Zeitdauer zeigen zu können.

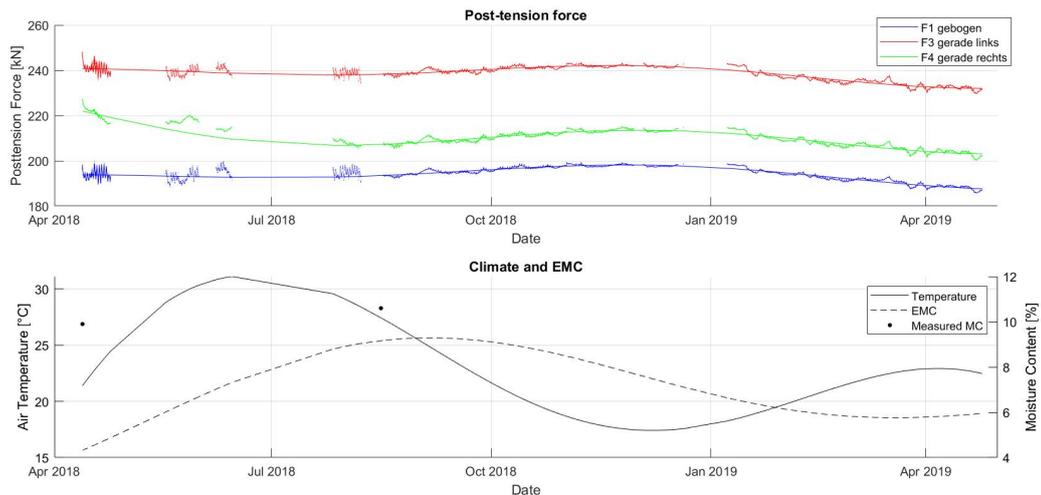


Abb. 5: Oben: Vorspannkraftverlauf der drei Kraftmessdosen, Unten: Temperatur und Holzfeuchte

2.2.3 Fachwerk

Ein ebenfalls bemerkenswertes Beispiel sind die vorgespannten Fachwerkträger für die Trainingshalle des HC Davos umgesetzt von Künzli Holz AG, WaltGalmarini AG und neue Holzbau AG. Durch die erforderliche Spannweite von 41 m wurde ein Stoss im Fachwerk unumgänglich. Mittels GSA-Verbindungsmitteln wurde dieser Stoss des Unter- und Obergurtes realisiert. Um die aufzunehmenden Zugkräfte im Unterzug zu reduzieren und um die geforderten Abmessungen des Untergurtes einhalten zu können, wurde jeder Unterzug mit 7 Litzen vorgespannt [6].



Abb. 6: Verankerung der Vorspannlitzen im Unterzug (Foto: Künzli Holz AG)

2.3 Aktuelle Forschung

2.3.1 Brettsperrholz

An der Technischen Universität München forschte Martin Gräfe zwischen 2016 und 2018 an zentrisch vorgespannten Brettsperrholzstreifen [7]. Er führte dabei Messung des Vorspannkraftverlustes durch und simulierte anhand der Ergebnisse die zu erwartenden Kriechzahlen für Druckbeanspruchung parallel zur Faser, resp. die Vorspannkraftverluste. Die Messreihe war mit rund 2 Monaten relativ kurz. Die Ergebnisse sind in Abb. 7 dargestellt.

Interessant sind hierbei die Simulationsergebnisse bezüglich des zu erwartenden Kriechfaktors bei einer Druckbeanspruchung parallel zur Faser. Gräfe fand belastungs- und klimaabhängige Werte von 0.1 bei Belastungsgraden von unter 15% und Feuchteklasse 1 bis zu 0.4 bei Belastungsgraden von 40% und Feuchteklasse 2. Die Kriechverformung von auf Druck parallel zur Faser beanspruchten Elementen scheint also deutlich kleiner zu sein als beispielsweise auf Biegung beanspruchte Teile.

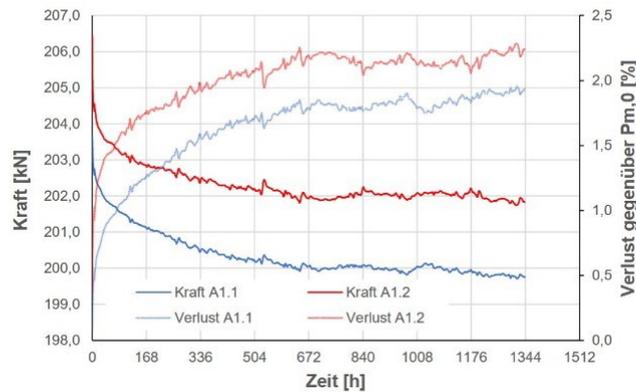


Abb. 7: Vorspannkraftverluste an Brettsperrholzstreifen TU München [7]

2.3.2 Wildtierüberquerung

Für die neue Wildtierüberquerung über die Autobahn bei Koppigen wurde ein eigenes Tragsystem entwickelt und mittels Prototyp im Massstab 1:1 untersucht (siehe «Monitoring Versuchsträger Wildtierquerung Koppigen» aus der S-WIN Tagung Aus der Forschung in die Praxis 2022). Der über 37 Meter gespannte Hauptträger mit Querschnittsabmessungen von 0.5 x 2.0 m wurde dabei intern vorgespannt. Durch die gekrümmte Form des Trägers ergibt sich ein Exzentrizitätsmoment durch die Vorspannung. Der in Abb. 8 dargestellte Prototyp steht seit nun mehr als zwei Jahren auf dem Rastplatz Gurbrü.

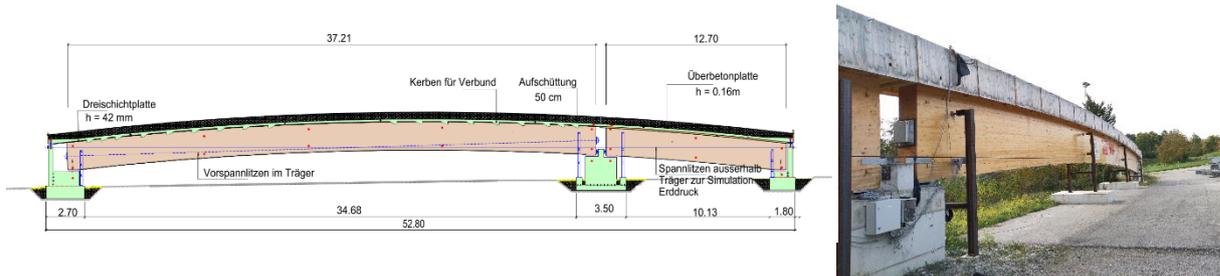


Abb. 8: Links: Systemschnitt Prototyp Wildtierüberquerung, Rechts: Testträger im Herbst 2023

Diverse Sensoren überwachen den Träger. Unter anderem wird auch die Vorspannkraft der insgesamt 16 Litzen gemessen. In Abb. 9 ist die Vorspannkraft von zwei der 16 Litzen dargestellt. Wieder sind die jahreszeitlichen Schwankungen gut zu erkennen und nach zwei Jahren zeigt sich ein sehr geringer Vorspannkraftverlust von ca. 2.6%.

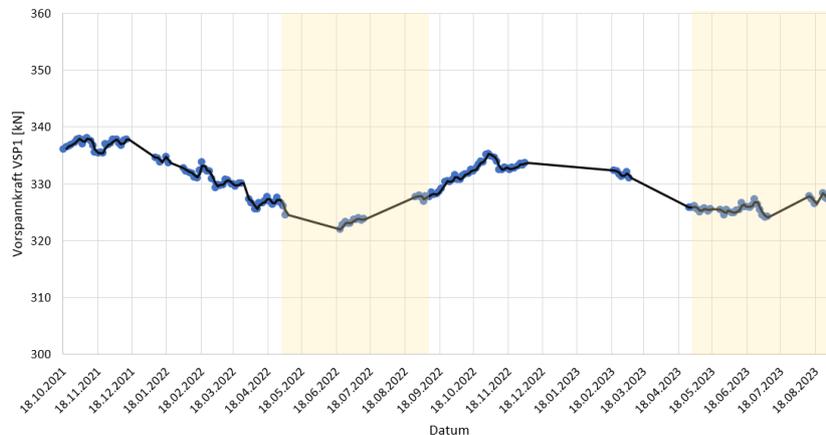


Abb. 9: Vorspannkraftverlauf Herbst 2021 bis Herbst 2023

2.3.3 Sportzentrum

Ein, in der Planung befindliches, Sportzentrum mit unterschiedlicher Nutzung hat ein Forschungsprojekt zu parabolisch vorgespannten Brettschichtholzträgern angestoßen. Rund 40 Meter lange Träger überspannen Eisfeld und Schwimmbad. Darüber befindet sich ein weiteres Eishockeyfeld, resp. Fussballplätze. Die Unterkonstruktion des Eisfelds bedeutet eine hohe Auflast und da eine flexible Nutzung der Fläche gewährleistet werden soll, wird auch eine erhebliche Nutzlast gefordert. Mit dem geforderten Sprungmass und der limitierten Trägerhöhe musste eine Alternative zum Fachwerk gefunden werden, welches normalerweise in solchen Situationen zum Einsatz kommt.

Das Konzept der vorgespannten Brettschichtholzträger wurde aus dem Stahlbetonbau übernommen. Von entscheidender Bedeutung ist der parabolische Spannkabelverlauf. Dieser wird erreicht durch Einfräsungen in die Trägerhälften. Nur durch ein Blockverkleben mehrerer Teile wird dies möglich. Der parabolische Spannkabelverlauf führt zum einen zu einer Drucknormalspannung im Querschnitt und zum anderen zu einer Biegebeanspruchung durch die Umlenkkräfte. So tritt nach dem Vorspannen ein Spannungszustand auf, bei dem oben im Träger Biegezugspannungen und unten Biegedruckspannungen auftreten. Wird der Träger dann belastet, überlagern sich die Spannungen durch äussere Kräfte mit den Spannungen durch die Vorspannung, wodurch die Tragfähigkeit gesteigert wird. Abb. 10 zeigt den Produktions-, Vorspann- und Injektionsablauf.

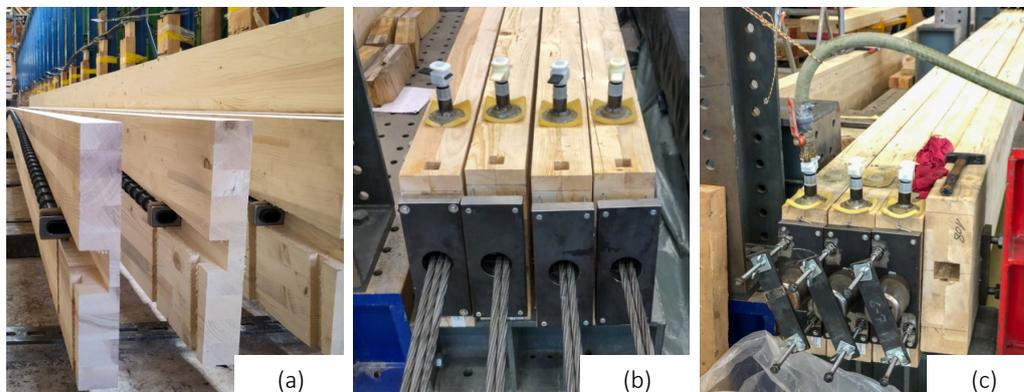


Abb. 10: Herstellung der Träger mit Verbund (a), Träger vor dem Vorspannen (b), Ausinjizieren der Träger (c)

Alle Prüfkörper zeigten zunächst eine linear-elastische Phase, gefolgt von einer stark nichtlinearen Phase. Bei den beobachteten Versagen handelte es sich entweder um Druckversagen an der Oberseite des Trägers oder um Zugversagen an der Unterseite. Die meisten Proben zeigten eine Abnahme der Steifigkeit nach dem Auftreten der ersten Risse. Da die Versuche weggesteuert durchgeführt wurden, muss die erkennbare Duktilität relativiert werden. Nicht alle Proben zeigten einen Anstieg des Widerstands nach dem Auftreten der ersten Risse. Ein vollständig sprödes Versagen, d. h. ein vollständiger Verlust der Tragfähigkeit nach dem ersten Versagen, konnte jedoch nicht beobachtet werden. Darüber hinaus zeigen die Entlastungspfade, dass alle Proben eine signifikante Resttragfähigkeit und Steifigkeit aufweisen.

Ausgehend von der gleichen Biegefestigkeit wurde ein Vergleich der gemessenen Tragfähigkeit der vorgespannten Träger mit der theoretischen Tragfähigkeit von Trägern ohne Vorspannung durchgeführt. Bei GL24h führt das Vorspannen der Brettschichtholzträger ohne Verbund zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um 64%. Mit Verbund wird eine Erhöhung um 77% erreicht.

Der Einfluss auf die Steifigkeit ist deutlich geringer. Die Vorspannung ohne Verbund führte zu einer Erhöhung der Steifigkeit von rund 10%, die Träger mit Verbund zeigten eine Steifigkeitszunahmen von 20%.

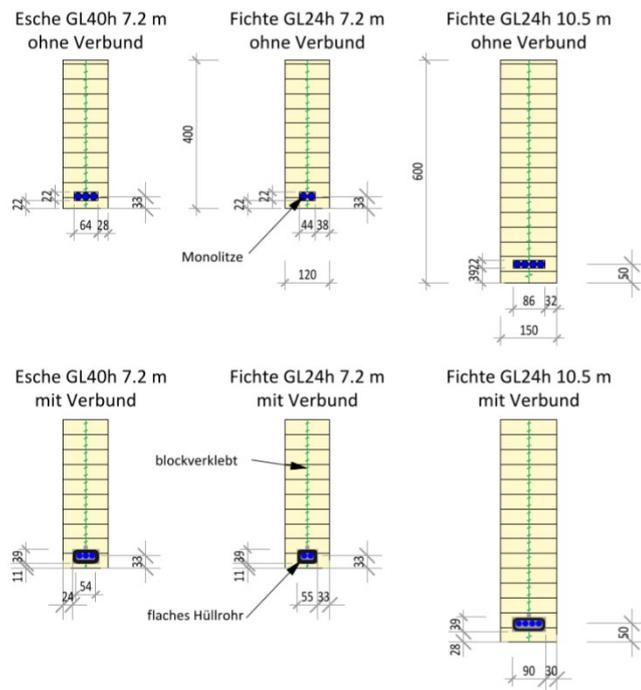


Abb. 9: Prüfkörper mit ohne Verbund (oben) und mit Verbund (unten)

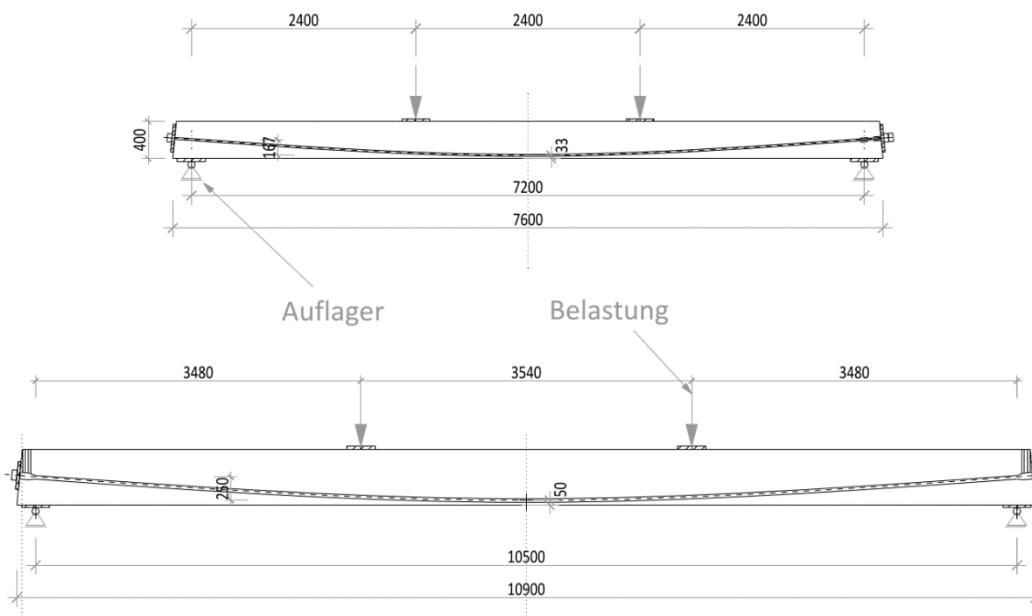


Abb. 12: Dimensionen, Spannkabelverlauf und Belastung der Prüfkörper

Die Auswertung der Versuche zeigte, dass die Formel aus der SIA 265:2021 für gleichzeitig wirkende Drucknormalspannung und Biegespannungen eine akkurate Prognose des Versagens ermöglicht:

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Ebenfalls kompensiert die Vorspannung im Auflagerbereich einen Teil der, durch äussere Lasten, wirkenden Querkraft. Für die Bemessung mit Verbund müssen verschiedene Zustände überlagert werden. Der erste Zustand bildet den Zustand des Vorspannens ab. Dabei ist das Spannkabel noch nicht mit dem Träger verbunden. Der zweite Zustand ist dann der gebrauchts- resp.

tragsicherheitsrelevante Zustand, in dem der Verbund hergestellt wurde und zusätzliche Auflasten und Nutzlasten wirken. In diesem Zustand werden auch Spannkraftverluste und Kriechen berücksichtigt.

Bei den Versuchen wurde die Vorspannkraft mittels Stahlplatten in die Prüfkörper eingeleitet. Hier zeigte sich, dass durch die Spreizkräfte und Umlenkkräfte Querzugrisse im Holzträger entstehen können. Es zeigte sich ebenfalls, dass die entstehenden Querdruckspannungen durch die Umlenkkräfte gering sind und zu keinen nennenswerten Verformungen oder Versagen führen. Weitere Informationen zum Forschungsprojekt sind in den Beiträgen IHF [8] und INTER [9] zu finden.

3 FAZIT UND AUSBLICK

Der vorliegende Beitrag zeigt die vielfältige Entwicklung von vorgespannten Holzkonstruktionen, wobei hier keinesfalls von einer kompletten Aufzählung ausgegangen werden kann. Trotz den interessanten Projekten und vielversprechenden Forschungsergebnissen, wird die Vorspannung im Holzbau nur bei Spezialkonstruktionen eingesetzt. Ob das am fehlenden Wissen, zu hohen Kosten oder anderen Gründen liegt kann an dieser Stelle nicht beantwortet werden.

Zurzeit laufen an der Fachhochschule Nordwestschweiz weitere Versuche an 25 m weit gespannten, parabolisch vorgespannten Trägern. Mit diesen Versuchen soll der definitive Proof-of-Concept für das Sportzentrum erbracht werden und das Zusammenspiel der seitlichen Betonscheiben mit dem dazwischenliegenden Brettschichtholzträger untersucht werden. Um vorgespannte Träger mit lokaler Lasteinleitung (Verankerung) auszuführen, sind ebenfalls weitere Untersuchungen notwendig, um die in den Versuchen beobachteten Querzugrisse im Auflagerbereich besser zu verstehen und sicher bemessen zu können.

Die gezeigten Untersuchungen zu den Vorspannkraftverlusten bilden eine gute Grundlage, um in naher Zukunft verlässliche Werte zu erhalten.

Ob in Zukunft Holzkonstruktionen mit oder ohne Verbund vorgespannt werden, kann durchaus kontrovers diskutiert werden. Einerseits kann durch eine Verbundwirkung eine leichte Tragfähigkeits-, wie auch Steifigkeitserhöhung erreicht werden und gleichzeitig ein Korrosionsschutz geschaffen werden. Andererseits werden Materialien, die unter Spannung stehen, fest miteinander verbunden. Dies bringt Probleme beim Rückbau und verhindert, dass Materialien in Zukunft im Kreislauf erhalten bleiben.

4 REFERENZEN

- [1] Rug, W. (1986) Bewehrte und vorgespannte Holzkonstruktionen – Ein Beitrag zur höheren Veredlung des Baustoffes Holz und zur Weiterentwicklung des Ingenieurholzbau [Dissertation]. Bauakademie der DDR, Berlin.
- [2] Dipl.-Ing. J. Pohlmann (2004) Möglichkeiten der Vorspanntechnik im Ingenieurholzbau – vom Tragwerk zur Decke, 10. Internationales Holzbau-Forum 2004
- [3] Brunensteiner, A. (2010) In der Praxis – Erforschung von Holz-Stahl-Konstruktionen. In: Zuschnitt 40: Holz und Stahl 10, H. 12, S. 25, Wien: pro:Holz, Arbeitsgemeinschaft der österreichischen Holzwirtschaft. ISBN 978-3-902320-79-7
- [4] Wanninger, F. (2015). Post-tensioned timber frame structures. Dissertation IBK ETH Zürich.
- [5] Granello, G., Leyder, C., Frangi, A., Palermo, A., & Chatzi, E. (2019). Long-term performance assessment of an operative post-tensioned timber frame structure. *Journal of Structural Engineering*, 145(5), 04019034.
- [6] Neue Holzbau AG (2016), Eis- und Trainingshalle HC Davos, https://neueholzbau.ch/wp-content/uploads/2023/01/2022_ProHolz_Eis-und-Trainingshalle_HCD.pdf, Zugriff 27.01.2024.
- [7] Gräfe, M., Dietsch, P., Hipper, A., Wild, M., & Winter, S. (2019). Vorspannung von Brettspertholzkonstruktionen. Fraunhofer IRB Verlag.
- [8] Muster M. (2023) Sporthalle in Zürich mit vorgespannten BSH-Trägern, 27. Internationales Holzbauforum IHF 2023, Innsbruck, Österreich.
- [9] Muster M., Ehrhart T., Althaus M., Küng H., Roggenmoser P., Rahner K., Gnägi A., Frangi A. (2023) Post-tensioned glulam beams - Experimental investigations of bonded and unbonded systems, International Timber Engineering Network INTER, Paper 56-7-6, Biel, Schweiz.

Schlank und hoch in Holz – Perspektiven für den Holzbau

Charles Binck, Andrea Frangi
ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion

1 EINLEITUNG

Mit stetig neuen Rekorden imponieren Hochhäuser aus Holz in der Höhenskala und beeindrucken mit bisher ungewöhnlichen Pilotprojekten. Hierbei ist das vorherrschende Konstruktionssystem jedoch eine Holz-Beton-Hybridkonstruktion, bei der die horizontale Aussteifung des Gebäudes mehrheitlich durch einen inneren StahlbetonkerPn gewährleistet wird, Vgl. (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2020; Safarik et al., 2022). Neben dem Brandschutz hat dies den wesentlichen Vorteil ein schlankes Aussentragwerk mit weitestgehend frei gelöster Aussicht zu ermöglichen. Unabhängig der Materialisierung ist diese Bauweise in Europa die vorherrschende Bauart (Foster & Binder, 2006). Mit zunehmendem Bestreben in die Höhe zu bauen, stellt sich jedoch die Frage, mit welchen Tragwerkskonzepten das Bauen mit Holz Potential hat, die Vertikale zu erklimmen.

2 TRAGWERKSENTWICKLUNG IM HOCHHAUSBAU

Seit dem Beginn der Hochhausentwicklung haben sich im Tragwerksentwurf eine Vielzahl von Konstruktionssystemen entwickelt, welche im Wesentlichen auf drei statischen Ausgangsformen gründen. Sie basieren auf biegesteifen Rahmen, Ausfachungen mit Verbänden, bzw. Diagonalen sowie auf Schubwänden. Abb. 1 illustriert chronologisch diese Tragwerksentwicklung der Hochhausgeschichte in Stahl- und Stahlbetonbau. Die Konzepte veranschaulichen die wesentliche Entwicklung der Stab- und Scheibentragwerke in der jeweiligen Materialisierung, welche erstmals zum Tragen kamen.

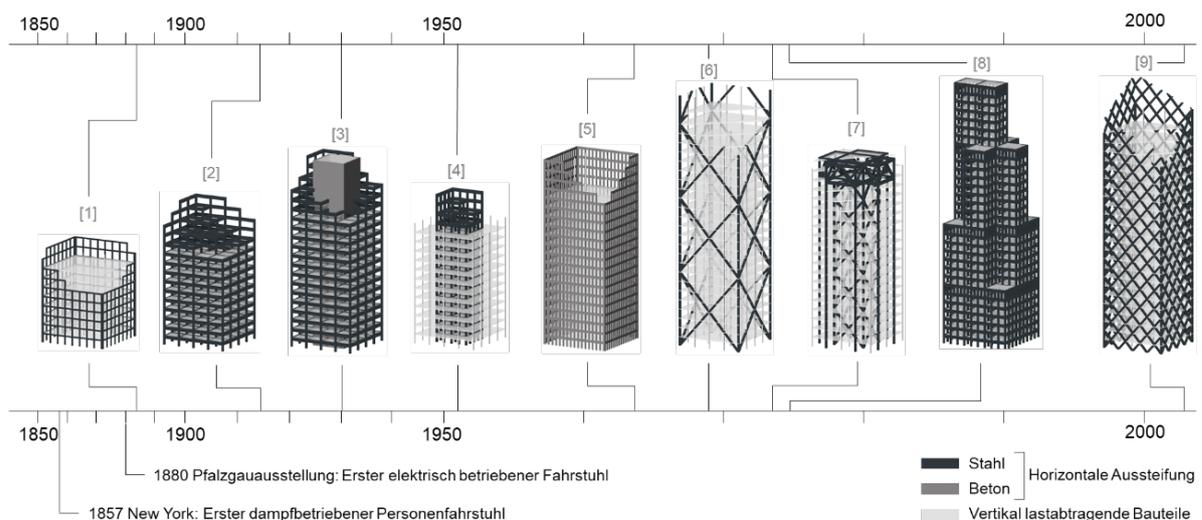


Abb. 1: Tragwerksentwicklung im Hochhausbau. Skizzenhafte Abbildung auf Basis dokumentierter Erstbauten aus (Binder, 2007; Foster & Binder, 2006; Goldberger & Mühlendahl-Kreihl, 1984; Kloft & Eisele, 2002; Phocas, 2005; Sarkisian, 2016; Tamboli, 2014; Truhović, 1984).

Viele der Systeme basieren auf der Rahmenbauweise. Sie entstammt aus der Gründerzeit, wo der Begriff «form follows function» vom Architekten Louis Sullivan zum Designleitsatz in der Architektur wurde (Sullivan, 1896). Es sind äusserst robuste Tragwerke, welche einem Stützensausfall standhalten können. Die maximierte Repetition der Bauteile und Anschlüsse kompensiert oftmals den höheren Materialverbrauch weshalb der Bauweise noch heute Erfolg zugesprochen wird. Aus dieser repetitiven, orthogonalen Bauart geht im Stahlbau eine einfache Montage hervor, welche auf transportgerechten, kleinen Bauteilabmessungen basiert. Beim Stockwerksrahmen übernimmt das Tragwerk eine doppelte Rolle: Neben der vertikalen Lastableitung dient es parallel dem horizontalen Lastabtrag infolge Wind- und Erdbeneinwirkungen bei und bestätigt im Kontext der diagonalfreien Öffnungen den Leitsatz: Form folgt der Funktion.

Gegenüber den Rahmentragwerken haben Fachwerksysteme den wesentlichen Vorteil einer «hygienischen» Lastabtragung, innerhalb welcher Kräfte zielgerichtet und rein axial über vordefinierte Bauteile abgeleitet werden. Schnittgrößeninteraktionen infolge kombinierter Lastfallkombinationen entfallen. Schubwände bilden im Hochhausbau in Form von Erschliessungskernen heute die meistverbreiteten Aussteifungssysteme in Europa (Foster & Binder, 2006; Kloft & Eisele, 2002). Mit den inneren, betonierten Kernen greifen die Tragwerke die Vorteile der höheren Masse für die thermische Bauteilaktivierung, die akustische Schall- und mechanische Schwingungseigenschaften auf. Bauphysikalische und brandschutztechnische Anforderungen werden meist gleichzeitig erfüllt. Der betonierte Kern ist hier ein «Allrounder», da durch die Konzentration der Schubwände innerhalb des Gebäudezentrums eine höchstmögliche Auflösung der Aussenstruktur mitgeliefert wird.

3 TYPOLOGIEN GEEIGNETER AUSSTEIFUNGSSYSTEME IN HOLZ

Aus den oben skizzierten Gründen zeichnet die Hybridbauweise mit innerem Betonkern die angesehenste Aussteifungsform in den sich aktuell entwickelnden «Holz»-hochhäusern aus. Jedoch stellt sich die Frage alternativer Bauweisen in Holz. Hierzu wurden bewährte Systeme der Tragwerksentwicklung untersucht.

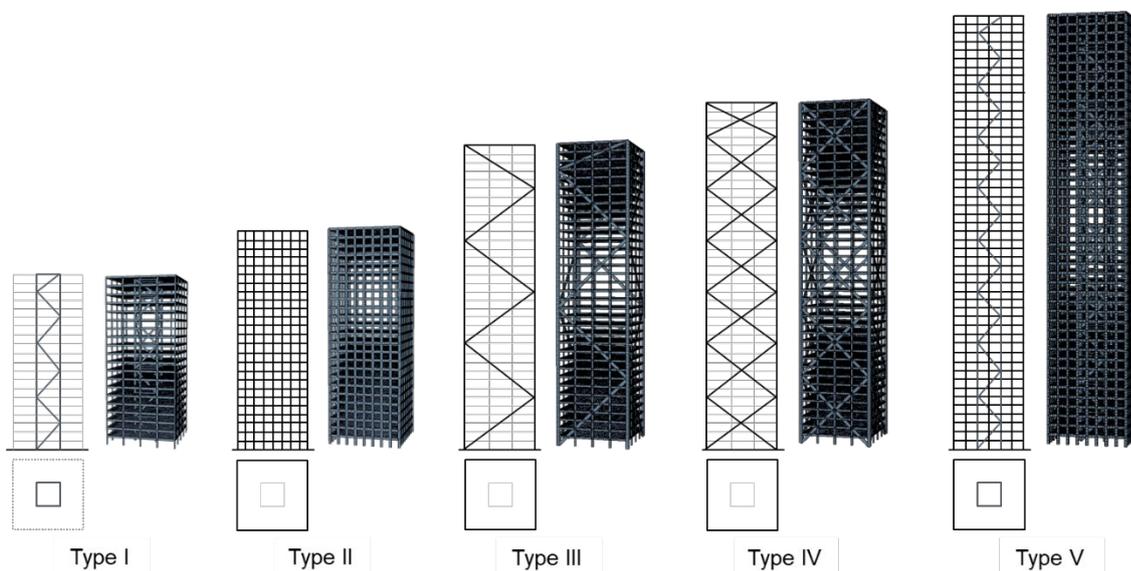


Abb. 2: Übersicht der untersuchten Aussteifungssysteme

Typ I steht für den inneren Holzkerne in Fachwerkbauweise, Typ II ist ein äusseres Rahmentragwerk in der Fassade, Typ III und Typ IV beschreiben Diagonalausfachungen in der Fassade und Typ V steht für die Kombination aus Typ I und Typ II, einem Tube-in-Tube-System aus einer äusseren Rahmenröhre und einer inneren ausgesteiften Fachwerkröhre. Eine Beschreibung des Tube-in-Tube-Konzepts findet sich in (Binck et al., 2022), wo das System erläutert wird.

4 TRAGWERKSANALYSE

4.1 Parametrisches Finite Elemente Modell

Zur statischen und dynamischen Analyse der Strukturen wurde die Tragwerksberechnung unter Verwendung eines in MATLAB programmierten Finite-Elemente-Codes durchgeführt. Wesentliche Gründe dafür bilden die Berechnungsgeschwindigkeit der Software in Kombination mit der Möglichkeit die Simulationen am High-Performance-Computer der ETH Zürich laufen zu lassen. Die Tragwerksanalyse erfolgt zweidimensional. Torsionsuntersuchungen am dreidimensionalen Modell werden nicht erfasst. Träger und Streben werden nach der Euler-Bernoulli-Balkentheorie gerechnet, die Stützen sind nach der Timoshenko-Balkentheorie mit einem Schubkorrekturfaktor von 5/6 simuliert.

Die Knoten der Fachwerke (Typ I, III und IV) sind gelenkig erfasst, d.h. axiale und transversale Bauteilfügungen sind in allen Modellen als starre Verbindungen modelliert. Dementsprechend sind Steifigkeitsverluste infolge nachgiebiger Verbindungen in den Fachwerkmodellen vernachlässigt. Sollen hier Nachgiebigkeiten berücksichtigt werden, kann die Tragwerksanalyse vereinfacht an reduzierten Ersatzquerschnitten durchgeführt werden, wobei für Letztere die äquivalente Querschnittsabmessungen mittels Linearschaltung zweier Verbindungen am Stab zu ermitteln sind.

Für die Rahmentragwerke (Typ II und V) sind die Träger-Stützen-Verbindungen als linear-elastische Drehfedern modelliert und als Bruchteil einer vollstarrten Verbindung idealisiert. In Abhängigkeit des Tragwerks, kann für Stockwerksrahmen die Rotationssteifigkeit dieser fiktiven, vollstarrten Verbindung zu Formel (1) abgeleitet werden.

$$K_{\theta,eq} = \frac{145EI_c}{6h} + \frac{239EI_b}{6l} + \frac{110EI_b^2 \cdot h}{6EI_c \cdot l^2} + 4 \frac{EI_c^2 \cdot l}{EI_b \cdot h^2} \quad (1)$$

$$K_{\theta} = \alpha_{\theta} \cdot K_{\theta,eq} \quad (2)$$

Hierbei definiert h die Geschosshöhe, bzw. die Stützenlänge, l ist die Feldlänge, EI_c die Stützensteifigkeit und EI_b die Trägersteifigkeit. Weitere Angaben zur Herleitung können (Binck & Frangi, 2023a) entnommen werden. $K_{\theta,eq}$ beschreibt demnach ein vollstarrer, biegesteifer Anschluss. Im Rahmen dieser Arbeit sind die nachgiebigen Verbindungen in Funktion der in Formel (1) definierten starren Einspannung beschrieben. Die erforderliche Rotationssteifigkeit K_{θ} ist hier als Bruchteil α_{θ} der starren, äquivalenten Verbindungssteifigkeit $K_{\theta,eq}$ nach Formel (2) definiert. Hier drückt α_{θ} das Steifigkeitsverhältnis in Prozent aus und ist in der Parameterstudie als Variable zwischen 0.1 % und 100 % definiert. Weitere Einzelheiten und Erläuterungen zur Programmierung sind in (Binck et al., 2022; Binck & Frangi, 2023a) zu finden.

Um eine grosse Bandbreite an Gebäudekonfigurationen zu erfassen, sind die Modelle parametrisch erfasst. Bei den variierenden Parametern handelt es sich um die Anzahl der Stockwerke, die Anzahl der Felder, die Feldlängen, die Bauteilquerschnitte, die Rotationssteifigkeit der Träger-Stützen-Verbindungen, die Festigkeitsklassen für Brettschichtholz, die charakteristischen Geschosslasten, die Kernabmessungen, d.h. das Kern-Verhältnis zwischen Fassade und innerem Kern, das logarithmische Dekrement der strukturellen Dämpfung und die Wiederkehrperiode für die Basiswindgeschwindigkeit. Die konstanten Parameter sind neben der Basiswindgeschwindigkeit von $v_{b0} = 25$ m/s die Geschosshöhe, welche auf 3,5 m festgelegt ist. In Tabelle 2 sind die Parameter für die Tragwerksuntersuchungen zusammengefasst. Bei den Untersuchungen zum Typ II und zum Typ V handelt es sich um konstante Querschnittsbreiten von b_c, b_b, b_{br} 40 cm. Hier sind nur die Trägerhöhen parametrisiert und variieren zwischen h_c, h_b, h_{br} 40 cm und 120 cm. Bei den Fachwerksystemen in Typ I, III und IV sind die Stützenquerschnitte quadratisch.

Tab. 1: Zusammenfassung der Parameter.

Tragwerkstypologie		Rahmen (Type II)			Verbände (Type I,III,IV)			Tube-in-Tube (Type V)			Parameterübersicht		
		Min	Max	Schritt	Min	Max	Schritt	Min	Max	Schritt	Unit	n_b	l_b
Number of bays	n_b	6.0	12.0	2.0	6.0	12.0	2.0	6.0	12.0	2.0	-		
Bay width	l_b	2.4	4.2	0.6	2.4	4.2	0.6	2.4	4.2	0.6	m		
Number of storeys	n_s	15	65	5.0	15	65	5.0	15	65	5.0	m		
Column width	b_c	0.4	0.4	-	0.4	1.2	0.2	0.4	0.4	-	m		
Column height	h_c	0.4	1.2	0.2	0.4	1.2	0.2	0.4	1.2	0.2	m		
Beam width	b_b	0.4	0.4	-	-	-	-	0.4	0.4	-	m		
Beam height	h_b	0.4	1.2	0.2	-	-	-	0.4	1.2	0.2	m		
Bracing width	b_{br}	-	-	-	0.4	0.4	-	0.4	0.4	-	m		
Bracing height	h_{br}	-	-	-	0.4	1.2	0.2	0.4	1.2	0.2	m		
Surface load/storey	p_s	5	10	2.5	5	10	2.5	5	10	2.5	kN/m ²		
Rotational stiffness ratio	α_θ	0.1	100	(^a)	-	-	-	0.1	100	(^a)	%		
Material ^{(b),(c),(d)}		GL28h	GL75	GL48h	GL28h	GL75	GL48h	GL28h	GL75	GL48h	-		
Internal core ratio	β	-	-	-	2	3	0.5	2	3	0.5	-		
Structural damping	δ_s	0.1	0.5	0.1	0.1	0.5	0.1	0.1	0.5	0.1	-		

(^a) Parametrisierung der Rotationssteifigkeit der biegesteifen Verbindung mit folgenden Schritten:

$$\alpha_\theta = 0.1, 0.25, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 10, 25, 50, 100 \%$$

(^b) GL28h gemäss EN 14080 (CEN, 2013) mit $E=12'600 \text{ N/mm}^2$ und $G=650 \text{ N/mm}^2$

(^c) GL48h gemäss Neue Holzbau AG (Neue Holzbau AG, 2020) mit $E=15'000 \text{ N/mm}^2$ und $G=1000 \text{ N/mm}^2$

(^d) GL75 für Pollmeier Baubuche gemäss (Österreichisches Institut für Bautechnik (OIB), 2021) mit $E=16'800 \text{ N/mm}^2$ und $G=850 \text{ N/mm}^2$

4.2 Leistungskriterien

Die Leistung der Gebäudestrukturen wird am Schwingungsverhalten der Windböen bewertet. Für die Gebäudekopfbeschleunigungen der Schwingungsanalyse werden die Grenzwerte nach ISO 10137 (ISO, 2007) mit den höheren Anforderungen für Wohngebäude angesetzt. Die Spitzenbeschleunigungen sind nach EN 1994-1-4 Anhang B (CEN, 2010) für die Geländekategorie IV und eine Basiswindgeschwindigkeit von 25 m/s berechnet. Sie beruhen auf Grundlage einer einjährigen Wiederkehrperiode mit einem Wahrscheinlichkeitsfaktor von $c_{prob} = 0.73$. Alle Untersuchungen sind unter charakteristischen Baustoffsteifigkeiten und parametrischen Gebrauchslasten, exklusiv Sicherheitsbeiwerten auf Einwirkungsseite geführt.

Im Gegensatz zu den Beschleunigungen werden die Gebäudeverformungen für eine Wiederkehrperiode von 100 Jahren berechnet. Die Zusammenfassung der Parameter für die Windlastermittlung nach EN 1991-1-4 (2010) kann (Binck & Frangi, 2023a) entnommen werden. Für die Bewertung der Verformungen gibt es in der einschlägigen Literatur keinen Konsens für Grenzwerte zur Vermeidung von Schäden an nichttragenden Elementen. Die aktuellen Empfehlungen liegen jedoch in einem Bereich zwischen 1/300 bis 1/1000 der Gebäudehöhe für die Spitzenverformungen und für die Verformungen zwischen den Geschossen (Griffis, 1993; Smith, 2011). Im Rahmen dieser Arbeit werden die Verformungskriterien auf eine maximale horizontale Auslenkung von $u_{peak} \leq \frac{H}{h_s 500}$ für die Kopfauslenkung am Gebäude und eine maximale Geschossauslenkung von $\delta u_{peak} \leq \frac{H}{500}$ festgelegt. Hierbei definiert H die Gebäudehöhe und h_s die Geschosshöhe.

4.3 Steifigkeitsbewertung

Der Vergleich an Hochhaustragwerken lässt sich am einfachsten am Ersatzsystem eines Kragarms vollziehen. Hierzu kann für jede beliebige Tragwerkstypologie eine Ersatzsteifigkeit gesucht werden und die entsprechenden Biege- und Schubanteile ermittelt werden. Im Nachfolgenden sind diese als äquivalente Biegesteifigkeiten EI_{eq} und Schubsteifigkeiten GA_{eq} beschrieben. Das Rechenverfahren ist mit den entsprechenden Herleitungen in (Binck & Frangi, 2023a) aufgeführt. Abb. 3 illustriert das Verfahren.

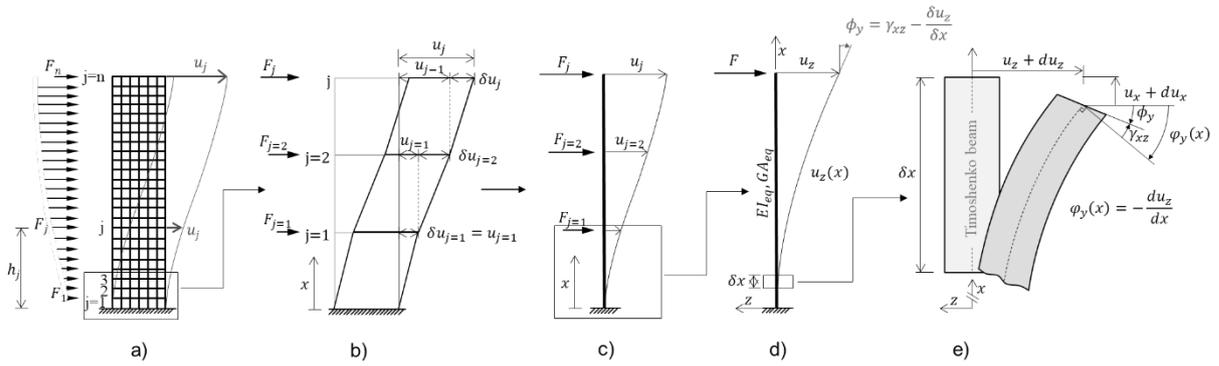


Abb. 3: Bildliches Verfahren der Rechenmethode zur Erfassung der äquivalenten Steifigkeiten.

Auf Basis von EI_{eq} und GA_{eq} können die Strukturen so gegeneinander verglichen und das Verformungsverhalten via Handrechnung geprüft werden. Die globale, äquivalente Gebäudesteifigkeit $K_{B,eq}$ wird im Rahmen dieser Arbeit als Kragarm mit Einzellast beschrieben zu:

$$K_{B,eq} = \left(\frac{H^3}{3EI_{eq}} + \frac{H}{GA_{eq}} \right)^{-1} \quad (3)$$

Zur Normalisierung der Ergebnisse von Stockwerksrahmen werden in Abschnitt 5.1 die Gebäudesteifigkeiten gegenüber den Berechnungen mit vollstarrten Anschlüssen in Prozent ausgedrückt zu:

$$K = \frac{K_{B,eq}(\alpha_{\theta,i})}{K_{B,eq}(\alpha_{\theta} = 100\%)} \quad (4)$$

5 ERGEBNISSE

5.1 Einfluss der Rotationssteifigkeit von Verbindungen an Stockwerksrahmen

Der Einfluss der Verbindungsnachgiebigkeit von Stockwerksrahmen kann Abb. 4 a) entnommen werden. Die Abbildung liefert eine Antwort auf die Leistungseffizienz der Verbindungssteifigkeit.

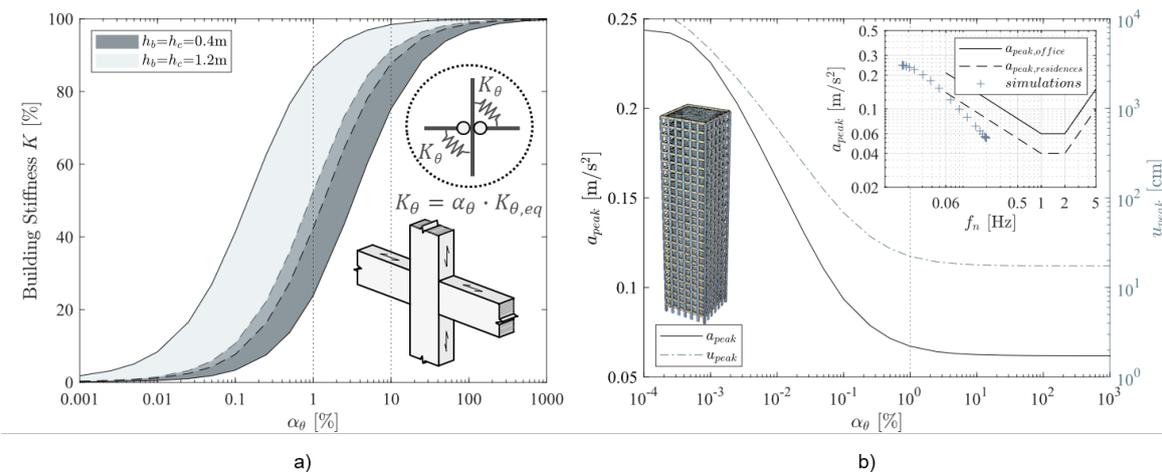


Abb. 4: Untersuchung der erforderlichen Rotationssteifigkeiten an Stockwerksrahmen (Typ II). a) Einfluss der Verbindungssteifigkeit auf die globale Gebäudesteifigkeit.

b) Verhalten der maximalen Kopfbeschleunigungen und -verschiebungen in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit der Verbindung für ein 25-geschossiges Objekt.

So erreicht z.B. das Gebäude in Abb. 4 b) mit einem Rahmentragwerk (Typ II) in GL28h mit $n_b = 6$ Feldern, Feldlängen $l_b = 3,6$ m, $n_s = 25$ Geschossen, Geschosshöhe $h_s = 3,5$ m, Träger- und Stützenquerschnitten von $b_b/h_b = 40/100$ cm und $b_c/h_c = 40/60$ cm eine globale Gebäudesteifigkeit von $K = 79$ % bei einem Steifigkeitsverhältnis der Verbindung von $\alpha_\theta = 1,0$ %. Das gleiche Gebäude mit einem verhältnismässig gleichen Steifigkeitsverhältnis der Verbindung von $\alpha_\theta = 1,0$ %, aber mit umgekehrten Stababmessungen, d.h. Trägerquerschnitte $b_b/h_b = 40/60$ cm und Stützen $b_c/h_c = 40/100$ cm, erreicht dagegen nur eine globale Gebäudesteifigkeit von $K = 32$ %. Abb. 4 b) zeigt, dass nur ein geringes Steifigkeitsverhältnis α_θ erforderlich ist, um steife Verbindungen zu schaffen, da die Spitzenbeschleunigungen und Durchbiegungen ab einer bestimmten erreichten Rotationssteifigkeit nur noch geringfügig beeinflusst werden. Bei dem abgebildeten 25-geschossigen Rahmen ist der Gewinn bei Verbindungssteifigkeitsverhältnissen $\alpha_\theta \geq 1$ % marginal.

Abgesehen von schlanken Trägern ist eine Erhöhung des Steifigkeitsverhältnisses α_θ über 10 % im Allgemeinen nicht sinnvoll. Daher sollte bei der Entwicklung von biegesteifen Stützen-Träger-Verbindungen ein Steifigkeitsverhältnis α_θ zwischen 1 % und 10 % angestrebt werden, um effiziente Lösungen zu gewährleisten.

5.2 Steifigkeiten der Tragwerke

Zum neutralen Vergleich der Systeme sind die Tragwerke hinsichtlich ihrer erzielten Steifigkeiten in Abb. 5 gegenübergestellt. Der Vergleich bezieht sich hierbei auf die äquivalente Kragarmsteifigkeit nach Formel (3). Abb. 5 a) zeigt die Streuung der äquivalenten Biegesteifigkeit zur Schubsteifigkeit, wobei beide Achsen mit logarithmischer Skalierung auf Basis 10 dargestellt sind. Die Abbildung fasst nur Ergebnisse zusammen, welche die Gebrauchstauglichkeitskriterien nach Abschnitt 4.2 erfüllen und eine Schlankheit von $H/B > 3.0$ aufweisen. Darüber hinaus basieren die dargestellten Ergebnisse auf Berechnungen der Holzgüte GL28h. Für die Rahmen (Typ II) und Tube-in-Tube-Systeme (Typ V) sind in Abb. 5 nur Ergebnisse für biegesteife Verbindungen mit einer Rotationsverbindungssteifigkeit von $\alpha_\theta \leq 1.0$ % und die inneren Kernabmessungen mit $\beta_{br} = 3.0$, d.h. $L_{br} = 1/3 \cdot B$ für Typ I und Typ V dargestellt.

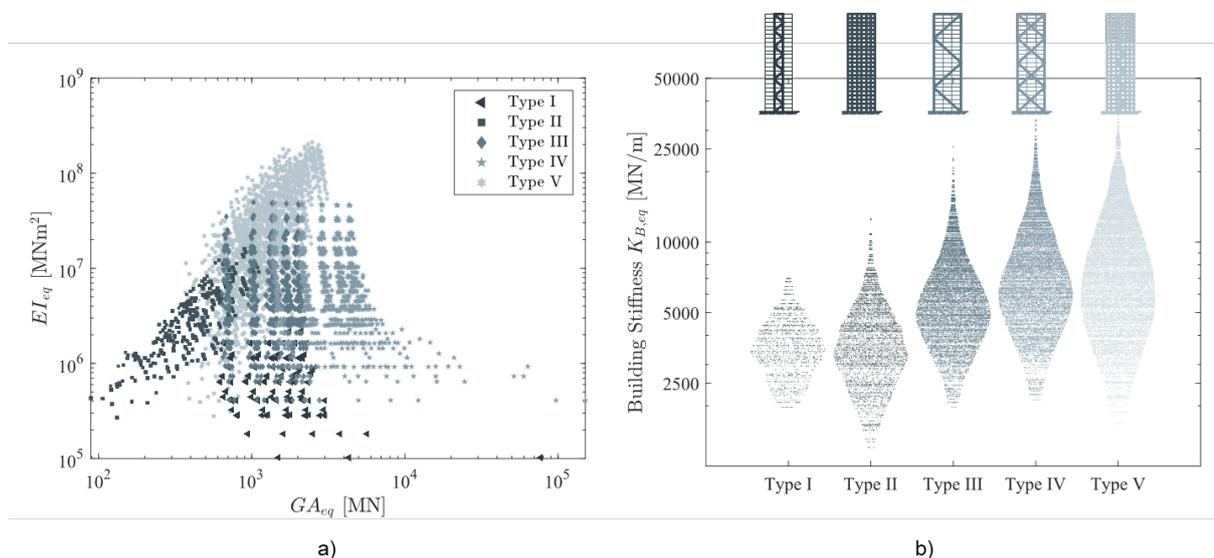


Abb. 5: Steifigkeitsuntersuchung der Tragsystemen. a) Gegenüberstellung der erzielten äquivalenten Biegesteifigkeiten EI_{eq} zu den Schubsteifigkeiten GA_{eq} . b) Gebäude äquivalente Kragarmsteifigkeiten $K_{B,eq}$ für die unterschiedlichen Strukturen.

Das Verhältnis zwischen EI_{eq} und GA_{eq} zeigt die Stärken und Schwächen der verschiedenen Systeme auf. Unter der Kenntnis, dass die Rahmen schubweicher sind als die Fachwerkaussteifungen, beweist Abb. 5, dass die Kombination beider Tragwerke als Tube-in-Tube-Systeme ausgeglichene Gebäudesteifigkeiten erreichen.

In Abb. 5 b) sind die globalen Gebäudesteifigkeiten im Schwarmdiagramm bildlich verdeutlicht. Die Abbildung kann als qualitative Bewertung verwendet werden, um die verschiedenen Systeme hinsichtlich ihrer globalen Steifigkeit nach der Häufigkeit Ihrer Ergebnisse zu bewerten. Für alle Konstruktionstypen werden die Ergebnisse in Abb. 5 b) mit ihrer Verteilung der erreichten Steifigkeiten visualisiert. Dementsprechend dokumentiert jeder Punkt die Steifigkeit einer Tragwerksanalyse. Je breiter der Schwarm, desto grösser die Anzahl an erreichten Gebäudesteifigkeiten innerhalb der Parameterstudie.

5.3 Grenzen der Tragwerke

Die breit ausgelegte Untersuchung ermöglicht die Sensitivitätsanalyse zur Einflussbewertung der verschiedenen Parameter. Die Auswirkungen und das Gewicht der variierenden Parameter sind in (Binck et al., 2022) erläutert. Um die Höhenbegrenzung der verschiedenen Aussteifungssysteme zu erfassen, sind die Tragwerke den in Abschnitt 4.2 vorgestellten Leistungskriterien unterworfen. In Abhängigkeit der variierenden Parameter wird die Höhenbegrenzung für die höchsten Tragwerke festgelegt, welche sich noch innerhalb der gesetzten Gebrauchstauglichkeitskriterien befinden. Die Bestimmung der Höhengrenzen erfolgt somit anhand der höchstmöglichen Strukturen innerhalb des Anforderungsprofils. Abb. 6 fasst die erreichbaren Höhen für die Untersuchungen innerhalb der Parameterstudie zusammen, wobei die Ergebnisse für die festen Parameter mit einer konstanten Geschosshöhe $h_s = 3.5$ m, einem logarithmischen Dämpfungsdekrement von $\delta_s = 0.1$, und konstanten charakteristischen Geschosslasten von $p_s = 7.5$ kN/m² gelten.

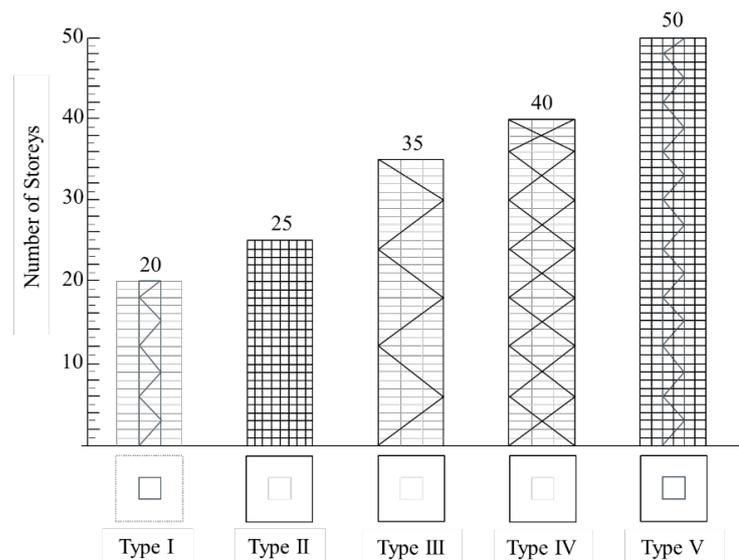


Abb. 6: Höhenuntersuchung für windbeanspruchte Aussteifungssysteme in Holzbauweise.

Unter dem Gesichtspunkt der Gebrauchstauglichkeit zeigen die Ergebnisse, dass Typ III und IV mit den ausgefachten Fachwerksystemen in der Fassadenebene, sowie Typ V als Tube-in-Tube-Systeme mit äusserem Rahmentragwerk Lösungen für Gebäudehöhen oberhalb 100 m darstellen. Unter Berücksichtigung der Anforderungen von $u_{peak} \leq \frac{H}{500}$, $\delta u_{peak} \leq \frac{h_s}{500}$ und dem Beschleunigungskriterium nach ISO 10137 (ISO, 2007) sind für Typ IV Höhen von 140 m möglich und für Typ V Höhen bis 175m erreichbar. Trotz tiefgründiger Untersuchungen sind diese Ergebnisse als Richtwerte zu verstehen und nur für europäische innerstädtische Gebiete mit Basiswindgeschwindigkeiten von $v_{b0} = 25$ m/s und oben genannten Parametern gültig. Im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit können sich diese Grenzen verschieben, wenn andere Bauteilquerschnitte oder Abweichungen der getroffenen Annahmen zugrunde liegen.

Zu vermerken ist, dass das Ausloten der Höhen an den untersuchten Strukturen im Wesentlichen vom Verformungskriterium abhängig ist. Aufgrund der verhältnismässig weichen Holztragwerke zeigen die schlanken Strukturen gegenüber anderen Baustoffen geringere Gesamtsteifigkeiten auf. Dies hat zur Folge, dass die Bauwerke höhere Eigenperioden mit folglich geringeren Eigenfrequenzen verzeichnen.

Für hohe Bauten werden die Verformungskriterien hier vor den Beschleunigungskriterien massgebend. Die Grenzlinie der Beschleunigungs-Relevanz wurde im Rahmen dieser Arbeit in Abhängigkeit der Tragwerkstypen zwischen 10 und 25 Geschossen für konstante charakteristische Geschosslasten zwischen $p_s = 5 \text{ kN/m}^2$ und $p_s = 10 \text{ kN/m}^2$ verzeichnet. Oberhalb dieser Geschosshöhen stellen jeweils die definierten Verformungskriterien von $u_{peak} \leq \frac{H}{500}$ und $\delta u_{peak} \leq \frac{h_s}{500}$ die höchsten Ansprüche.

6 SCHLUSSFOLGERUNG UND AUSBLICK

Im Holzbau verstärkt die Hochhausentwicklung die pulsierende Dynamik der gesamt aufstrebenden Holzbauentwicklung. Es gibt starkes Potenzial den Holzbau in die Höhe zu skalieren und Gebäudehöhen von 150 m zu ermöglichen. Hier werden Fachwerksysteme nicht die einzig mögliche Option zur horizontalen Gebäudeaussteifung bieten. Die Durchführbarkeit von Stockwerksrahmen wird im Holzbau jedoch stark von der wirtschaftlichen Entwicklung der Verbindung abhängig sein. Aus diesem Grund wurde die Parameterstudie auf die Untersuchung der erforderlichen Rotationssteifigkeit ausgelegt.

Die wichtigsten Erkenntnisse aus den Untersuchungen sollten sein, dass zum einen ab einer bestimmten Bauhöhe die Verformungen massgebend werden und nicht mehr die Beschleunigungen infolge windinduzierter Schwingungen die entscheidenden Kriterien der Gebrauchstauglichkeit definieren. Zum anderen ist die wesentliche und motivierende Erkenntnis, dass Stockwerksrahmen infolge ihrer einfachen Bauweise im Holzbau ein enormes Potenzial offenbaren, wofür biegesteife Verbindungen mit Rotationssteifigkeiten um rund 1 % vielversprechend sind.

Die vorgestellte Analyse dient in Form einer Grundlagenforschung, um das Potenzial der verschiedenen Tragsystemen aufzuzeigen. Zeitgleich dient sie als Basis für den Kriterienkatalog zur Entwicklung von biegesteifen Verbindungen, welche im Rahmen aktueller Forschung derzeit an der ETH Zürich entwickelt werden. Denn das im Holzbau noch ausbleibende Tragwerkskonzept von Stockwerksrahmen bietet den Vorteil innerhalb orthogonaler Skeletttragwerke neben vertikalen Lasten zusätzlich horizontale Lasten ableiten zu können. Zudem werden durch den hohen Grad an statischer Unbestimmtheit sehr robuste Tragwerke geschaffen. Dies ermöglicht die Reduzierung oder gar den ganzheitlichen Verzicht weiterer aussteifender Bauteile. Der Entwicklung biegesteifer Verbindungen liegt hier die Intention zugrunde, altbewährte Tragwerkskonzepte anderer Baustoffe dem Holzbau zu offenbaren. Ihre Aufgabe ist es, einen statisch effizienten biegesteifen Anschluss zu schaffen, um dem Holzbau ein neues Feld zu eröffnen.

EPILOG

Dieser Beitrag ist eine Kurzfassung der Beiträge (Binck & Frangi, 2023a, 2023b) und wurde im Rahmen des Projekts «Aussteifungssysteme für Holzhochhäuser» erfasst. Die Autoren bedanken sich für die Finanzierung durch Innosuisse - Schweizerische Agentur für Innovation. Besonderer Dank geht an die Projektpartner Schnetzer Puskas Ingenieure AG und Boltshauser Architekten AG.

REFERENZEN

- Binck, C., Cao, A. S., & Frangi, A. (2022). Lateral stiffening systems for tall timber buildings – tube-in-tube systems. *Wood Material Science & Engineering*, 1–8. <https://doi.org/10.1080/17480272.2022.2086066>
- Binck, C., & Frangi, A. (2023a). Investigations on suitable lateral stiffening systems for tall timber buildings. *World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023)*, 2958–2967. <https://doi.org/10.52202/069179-0386>
- Binck, C., & Frangi, A. (2023b). Konzepte für die Tragstruktur von schlanken, hohen Holzbauten. 27. *Internationale Holzbau-Forum (IHF 2023) - Band II*, 357–373.
- Binder, G. (2007). *101 of the world's tallest buildings* ([Reprint]). Images Pub.
- CEN. (2010). *EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*. (European Committee for Standardization, Ed.).
- CEN. (2013). *EN 14080 Timber structures - Glued laminated timber and glued solid timber - Requirements*.
- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. (2020). *Timber Rising: Global Perspectives on Mass Timber Advances for the Tall Building Industry* (E. Torem & Safarik Daneil, Eds.). CTBUH.
- Foster, N., & Binder, G. (2006). *Tall buildings of Europe, the Middle East and Africa*. Images Publishing.
- Goldberger, P., & Mühlendahl-Krehl, N. (1984). Wolkenkratzer : das Hochhaus in Geschichte und Gegenwart. In *Wolkenkratzer das Hochhaus in Geschichte und Gegenwart*. Deutsche Verlags-Anstalt [etc.].
- Griffis, L. G. (1993). Serviceability Limit States Under Wind Load. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 30, 1–16.
- ISO. (2007). *ISO 10137-2007. Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations* (International Organization for Standardization, Ed.). www.iso.org
- Kloft, E., & Eisele, J. (2002). *HochhausAtlas Typologie und Beispiele, Konstruktion und Gestalt, Technologie und Betrieb* (E. Kloft & J. Eisele, Eds.) [Book]. Callwey.
- Neue Holzbau AG. (2020). *Eigenschaften Brettschichtholz in Laubholz*.
- Österreichisches Institut für Bautechnik (OIB). (2021). *ETA-14/0345*.
- Phocas, M. C. (2005). *Hochhäuser*. Vieweg+Teubner Verlag. <https://doi.org/10.1007/978-3-322-80079-4>
- Safarik, D., Elbrecht, J., & Miranda, W. (2022). State of Tall Timber 2022. *Council on Tall Buildings and Urban Habitat, CTBUH Research Journal*, 1, 22–29.
- Sarkisian, M. (2016). Designing tall buildings : Structure as architecture. In *Designing tall buildings Structure as architecture* (Second edition). Routledge.
- Smith, R. (2011). Deflection Limits in Tall Buildings—Are They Useful? *Structures Congress 2011*, 515–527. [https://doi.org/10.1061/41171\(401\)45](https://doi.org/10.1061/41171(401)45)
- Sullivan, L. H. (1896). The Tall Office Building Artistically Considered. In *Lippincott's monthly magazine* (pp. 403–409). J.B. Lippincott Co.
- Tamboli, A. R. (2014). *Tall and supertall buildings : planning and design*. McGraw-Hill Education.
- Truhović, L. (1984). *Hundert Jahre Hochhäuser*. Verlag der Fachvereine an den Schweiz.Hochschulen und Techniken.

AUTORENVERZEICHNIS

TAGUNGSLEITER

<p>Andrea Frangi Prof. Dr. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich Zürich frangi@ibk.baug.ethz.ch</p>	<p>1995 Diplom als Bauingenieur, ETH Zürich. 2001 Doktor der Technischen Wissenschaften, ETH Zürich. 2001-2003 Projektleiter bei der Firma Read Jones Christoffersen in Vancouver, Kanada. 2004-2009 teilzeitbeschäftigt Projektleiter bei der Firma Marchand+Partner in Zürich sowie Oberassistent am Institut für Baustatik und Konstruktion IBK an der ETH Zürich. 2010 Professor für Holzbau am IBK an der ETH Zürich. - Interessensgebiete: Holzbau und Brandschutz. - Präsident der Normenkommission SIA 265 «Holzbau» - Co-Präsident von S-WIN</p>
--	---

REFERIERENDE

<p>Charles Binck M.Sc. (TUM), MAS (BFH) Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich Zürich charles.binck@ibk.baug.ethz.ch</p>	<p>2021-heute: Doktorand, ETH Zürich 2016-2021: Schnetzer Puskas Ingenieure, Basel 2015-2016: Planungsgesellschaft Dittrich, München 2014-2015: Wissenschaftlicher Hilfsassistent, TU München 2017-2020: Master of Advanced Studies, BFH 2013-2014: Master of Science, Bauingenieurwesen, TUM 2009-2012: Bachelor of Science, Bauingenieurwesen, TUM 1990: Geboren in Luxemburg</p>
<p>Dominik Bissig MSc ETH Bau-Ing. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich Zürich bissig@ibk.baug.ethz.ch</p>	<p>2020 – heute: Doktorat, ETH Zürich 2022 – heute: Engineering und Planung (Teilzeit), Bissig Holzbau GmbH, Altdorf 2017 – 2019: Studium, MSc Bauingenieurwissenschaften, ETH Zürich 2017: Praktikum, Schnetzer Puskas Ingenieure AG, Basel 2016: Praktikum, Strabag AG, Erstfeld 2013 – 2016: Studium BSc Bauingenieurwissenschaften, ETH Zürich</p>
<p>Philippe Grönquist Jun.-Prof. Dr. Institut für Werkstoffe im Bauwesen IWB & Materialprüfungsanstalt MPA, Universität Stuttgart Stuttgart/DE philippe.groenquist@iwb.uni-stuttgart.de</p>	<p>- Seit 2022 Junior-Professor für Ingenieurholzbau, Institut für Werkstoffe im Bauwesen & Materialprüfungsanstalt MPA, Universität Stuttgart. - 2020-2022 Postdoktorand Holzbau, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. - 2016-2020 Doktorand Holzmaterialwissenschaften, Institut für Baustoffe, ETH Zürich & Empa Dübendorf. - 2009-2016 Studium Bau-Ing., ETH Zürich.</p>

<p>Miriam Kleinhenz Dr. sc. ETH Zürich Basler & Hofmann AG Zürich miriamkleinhenz@googlemail.com</p>	<p>Diplomarbeit an der Lund Universität, Schweden Abschluss in Bauingenieurwesen am Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Deutschland Tragwerksplanerin im Ingenieurbüro bauart Konstruktions GmbH & Co. KG in Lauterbach (Hessen) und München, Deutschland Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion in München, Deutschland Technische Assistenz des CEN/TC 250/SC 5 Vorsitzenden Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter zur Überarbeitung der europäischen Norm zur Bemessung und Konstruktion von Holzbauten (Eurocode 5) Doktorandin an der ETH Zürich zum Thema «Brettsperrholzrippendecken im Brandfall» in Zürich Projektingenieurin im Hochbau im Ingenieur-, Planungs- und Beratungsunternehmen Basler & Hofmann AG in Zürich</p>
<p>Marcel Muster Dr. sc. ETH Zürich / MSc ETH Civil Eng. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich Zürich marcel.muster@ibk.baug.ethz.ch</p>	<p>Studium Bauingenieurwissenschaften ETH Zürich Doktorat ETH Zürich 2016-2021: Durchstanzverhalten von Brettsperrholzplatten Seit Anfang 2021 Teilzeit Post-doc bei Andrea Frangi Ingenieur Forschung und Entwicklung 2019 - März 2023 bei Timber Structures 3.0 AG Seit Juni 2023 Holzbauingenieur bei Timbatec AG</p>
<p>Stephan Schilling Dr. sc. des. ETH Zürich / MSc ETH Bau-Ing. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich Zürich schilling@ibk.baug.ethz.ch</p>	<ul style="list-style-type: none"> - seit 2023/09 Bauingenieur, WaltGalmarini AG, Zürich. - 2022-2023 Postdoktorand Holzbau, ETH Zürich. - 2018-2021 Doktorand Holzbau, ETH Zürich. - 2017/08-12 Bauingenieur, Diggelmann + Partner AG, Bern. - 2015-2017 Master Studium Bau-Ing. ETH Zürich. - 2015/01-08 Praktikum Bauingenieur, suisseplan Ingenieure AG, Aarau. - 2014/09-12 Praktikum Bauingenieur, Gruner Ingenieure AG, Brugg. - 2011-2014 Bachelor Studium Bau-Ing. ETH Zürich. - 2011/08-09 Praktikum Bauzeichner, Mund Ganz + Partner AG, Brugg.
<p>Jonas Wydler Postdoktorand Empa Abteilung Cellulose & Wood Materials, Empa Dübendorf Jonas.Wydler@empa.ch</p>	<p>2007-2011 Berufslehre als Bauzeichner bei Dr. Deuring + Oehninger AG 2012-2015 Studium Bauingenieurwesen ZHAW Winterthur (Bsc.) 2015-2018 Studium Bauingenieurwissenschaften ETH Zürich (Msc.) 2018-2023 Doktorat am Institut für Baustatik und Konstruktion, Prof. Dr. Andrea Frangi, ETH Zürich (Dr. sc. ETH) 2023- Postdoktorat Empa, Abteilung Cellulose & Wood Materials</p>



Swiss • Wood • Innovation • Network

S-WIN
c/o Lignum
Mühlebachstrasse 8
CH-8008 Zürich
info@s-win.ch
www.s-win.ch