

Carmen Sandhaas (Hrsg.)

Karlsruher Tage 2026 – Holzbau

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 01. Oktober - 02. Oktober 2026

Karlsruher Tage 2026 – Holzbau

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 01. Oktober - 02. Oktober 2026

Herausgegeben von
Carmen Sandhaas

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark
of Karlsruhe Institute of Technology.
Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



*This document – excluding parts marked otherwise, the cover, pictures and graphs –
is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License (CC BY 4.0):
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>*



*The cover page is licensed under a Creative Commons
Attribution-No Derivatives 4.0 International License (CC BY-ND 4.0):
<https://creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/deed.en>*

Print on Demand 2026 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 2510-7232

ISBN 978-3-7315-1497-8

DOI 10.5445/KSP/1000195945

Vorwort

Unter dem Motto „Holzbau – Forschung für die Praxis“ fördern die Karlsruher Tage 2026 den intensiven Erfahrungsaustausch zwischen Forschung und Praxis.

Neueste Forschung und Entwicklungen

Die diesjährigen Vorträge fokussieren auf Verbindungen im Holzbau. Vorgestellt werden neue Ergebnisse zu Schnittkraftinteraktionen in stiftförmigen Verbindungsmitteln, die insbesondere bei Laubholzverbindungen zu einem Versagen des Verbindungsmittels führen können. Aktuelle Erkenntnisse ermöglichen zudem eine präzisere Bestimmung der Rotationssteifigkeiten geschraubter Verbindungen. Diese sind u.a. relevant für eine realistischere Ermittlung der Beanspruchungen in Fachwerkträgern.

Neue Generation der Eurocodes

Die während der Karlsruher Tage etablierten Einblicke in die zukünftige Normung werden auch in diesem Jahr fortgeführt. Vorgestellt wird das neue Kapitel zur Bemessung von Verbindungen im Eurocode 5. Darüber hinaus werden die Erdbebenbemessung im Holzbau sowie neue Anforderungen an die Robustheit von Holztragwerken thematisiert.

Bauen mit Holz – dauerhaft und kreislaufgerecht

Das Bauen mit Holz erfordert einen sorgfältigen Feuchteschutz. Neueste Erkenntnisse und Messergebnisse werden mit praxisnahen Empfehlungen für den Feuchteschutz während der Bauphase kombiniert. In den Vorträgen aus der Baupraxis wird das Hochhaus KARLA in Karlsruhe vorgestellt. Das zirkuläre Bauen mit Holz wird fester Bestandteil der Karlsruher Tage. Anhand zweier konkreter Beispiele werden aktuelle Möglichkeiten aufgezeigt.

Karlsruhe,
im Oktober 2026

Philipp Dietsch
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Inhalt

Vorwort	1
Elisabet Kuck	
Verbindungsmittelversagen in Holzverbindungen – Einfluss der Rohdichte auf Beanspruchung und Versagensart stiftförmiger Verbindungsmittel	5
Sebastian Egner	
Rotationssteifigkeit von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Schrauben	23
Marion Kleiber und Judith Fuhrmann	
Erdbebenbemessung im Holzbau nach dem Eurocode 8	37
Ulrich Hübner	
Bemessung von Verbindungen nach Eurocode 5 (2027): Neues und Unterschiede	51
Katharina Sroka und Pedro Palma	
Robuste Tragwerke im Holzbau	61
Mike Sieder, Tomma Grensemann und Daniel Kehl	
Feuchteschutz während der Bauphase – Erfahrungen, Messungen und Empfehlungen	73
Florian Markert	
KARLA – Innovatives Holz-Hybrid-Hochhaus in Karlsruhe	99
Tobias Götz	
Zirkuläres Bauen als Entwurfsprinzip	111
Autorenverzeichnis	119
Tagungsprogramm	121

Verbindungsmittelversagen in Holzverbindungen – Einfluss der Rohdichte auf Beanspruchung und Versagensart stiftförmiger Verbindungsmittel

Elisabet Kuck

Zusammenfassung

Der zunehmende Einsatz von Laubholz im Ingenieurholzbau stellt neue Anforderungen an stiftförmige Verbindungsmittel. Aufgrund der höheren Rohdichte werden Verbindungsmittel bei einer Beanspruchung auf Abscheren stärker multiaxial beansprucht. Die heute gebräuchlichen Bemessungsmodelle erfassen dieses Verhalten nur eingeschränkt, da sie primär Biegung der Verbindungsmittel und das Lochleibungsverhalten des Holzes berücksichtigen. Aufgrund des multiaxialen Spannungszustands im Verbindungsmittelquerschnitt kann es während der Belastung zu einem Versagen des Verbindungsmittels selbst kommen, das derzeit bemessungstechnisch nicht berücksichtigt wird. Der Beitrag zeigt Unterschiede zwischen Nadel- und Laubholzverbindungen auf, erläutert den Einfluss höherer Rohdichte auf das Verbindungs- und Versagensverhalten und diskutiert Möglichkeiten, wie mit dem Verbindungsmittelversagen in der Bemessung und Ausführung umgegangen werden kann.

Abstract

The increasing use of hardwood in timber engineering places new demands on dowel-type fasteners. Due to the higher density of hardwood, fasteners are subjected to greater multiaxial stresses when loaded in shear. Current design models only account for this behaviour to a limited extent, as they primarily consider the bending behaviour of the fasteners and the embedment behaviour of the timber. Due to the multiaxial stress state in the fastener cross-section, failure of the fastener itself may occur during loading, which is currently not considered in design procedures. This paper highlights differences between softwood and hardwood connections, explains the influence of higher density on connection behaviour and failure mechanisms, and discusses possible approaches for addressing fastener failure in design and construction practice.

Stichworte: Laubholzverbindungen, Verbindungsmittel, Rohdichteinfluss, Verbindungsmittelversagen

Keywords: hardwood connections, fasteners, density influence, fastener failure

1 Einleitung

Dass die Rohdichte einen der wesentlichen Einflussfaktoren auf die mechanischen Eigenschaften von Holz sowie auf das Verbindungsverhalten im Holzbau darstellt, ist allgemein bekannt. Mit der zunehmenden Verfügbarkeit und Einsatz von Laubholz und Laubholzprodukten im Holzbau gewinnt dieser Einfluss jedoch weiter an Bedeutung. Im Vergleich zu Nadelholz führt die höhere Rohdichte von Laubhölzern zu erhöhten Steifigkeiten und Festigkeiten, wodurch sich die Beanspruchungen in Holzverbindungen, insbesondere bei stiftförmigen Verbindungsmitteln, verändern.

In Holzverbindungen wirken Holz und Verbindungsmittel gemeinsam und bestimmen zusammen das Tragverhalten. Der Lastabtrag wird dabei durch ihr Zusammenspiel geprägt. Die aktuelle Bemessung [3] basiert im Wesentlichen auf den grundlegenden Annahmen von Johansen [7] und der Erweiterung im Rahmen des European Yield Model (EYM). Das Verhalten der Verbindungsmittel wird vorrangig über das Biegeversagen des Verbindungsmittels und das Lochleibungsverhalten des Holzes beschrieben. Axiale Anteile werden im derzeitigen Bemessungsansatz über den Seileffekt berücksichtigt, indem die infolge von Verformungen entstehenden Reibwirkungen als Tragfähigkeitssteigerung der Verbindung angesetzt werden. Dieser Ansatz bildet das globale Tragverhalten der Verbindung grundsätzlich zutreffend ab, ohne den im Verbindungsmittel entstehenden multiaxialen Spannungszustand explizit zu erfassen.

Mit steigender Rohdichte ändern sich die Kraftverteilungen in der Verbindung, insbesondere zwischen Holz und Verbindungsmittel. Dadurch treten erhöhte Biege- und Normalkraftanteile im Verbindungsmittel auf, sodass sich ein zunehmend ausgeprägter multiaxialer Spannungszustand entwickelt. Diese Effekte werden zusätzlich durch die höheren axialen Widerstände infolge größerer Auszieh- und Kopfdurchziehparameter verstärkt. Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass sich mit zunehmender Rohdichte auch die maßgebenden Versagensmechanismen verändern können. Während bei Nadelholzverbindungen überwiegend ein duktiler Tragverhalten mit plastischen Fließgelenken im Verbindungsmittel sowie

Lochleibungsversagen des Holzes beobachtet wird, kann bei Laubholzverbindungen das Versagen des Verbindungsmittels selbst beobachtet und maßgebend werden ([5], [9], [11], [12]).

2 Versuche an offengelegten Verbindungsmitteln

Zur Untersuchung des Zusammenhangs zwischen äußerer Belastung, lokaler Verformung stiftförmiger Verbindungsmittel und der auftretenden Beanspruchung wird ein experimenteller Ansatz vorgestellt, der eine direkte Beobachtung des Verformungsverhaltens ermöglicht. In konventionellen Holzverbindungen sind die Verbindungsmittel vollständig vom Holz umschlossen, sodass ihre lokale Beanspruchung sowie die Mechanismen des Lastabtrags nicht direkt zugänglich oder sichtbar sind. Um diesen Zusammenhang experimentell zu erfassen, werden die Verbindungen so ausgeführt, dass die Verbindungsmittel während der Belastung sichtbar sind. Dadurch wird die Verformungsentwicklung unter Last messbar und eine gezielte Analyse des Biegeverhaltens sowie der Ausbildung plastischer Fließgelenke ermöglicht. Gleichzeitig kann der Einfluss der Rohdichte auf das lokale Verformungs- und Tragverhalten untersucht werden, insbesondere im Hinblick auf veränderte Kraftverteilungen und multiaxiale Beanspruchungszustände.

2.1 Methodik

Das Versuchskonzept basiert auf einer konzeptionellen Darstellung der Verbindung als Längsschnitt, bei dem das ursprünglich im Holz eingebettete Verbindungsmittel nach außen verlagert wird (vgl. Abb. 1). Die äußeren Probenflächen entsprechen dabei der Symmetrieebene einer konventionellen Verbindung. Dadurch bleibt die Einbettung des Verbindungsmittels im Holz weitestgehend erhalten, während der Zugang zum Verbindungsmittel für die experimentelle Untersuchung ermöglicht wird. Im Gegensatz zu üblichen runden Verbindungsmitteln werden rechteckige Verbindungsmittel eingesetzt, die bei der außenliegenden Anordnung formschlüssig in der Versuchsanordnung gehalten werden.

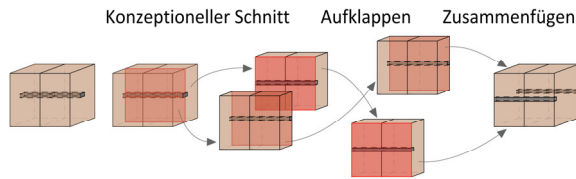


Abb. 1: Schematische Darstellung des Versuchskonzepts: Überführung einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung mit innenliegendem, verdecktem Verbindungsmittel (links) zu außenliegenden, sichtbaren Verbindungsmitteln (rechts).

Im Versuchsumfang wurden gezielt unterschiedliche Einflussgrößen variiert. Dazu zählen insbesondere die Rohdichte des Holzes, das Verbindungsmittelmaterial sowie die Verbindungskonfiguration. Untersucht wurden sowohl Holz-Holz- als auch Holz-Stahl-Verbindungen, um unterschiedliche Randbedingungen des Lastabtrags abzubilden. Die Variation dieser Parameter ermöglicht die gezielte Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Steifigkeits- und Festigkeitsverhältnisse auf das Verformungs- und Versagensverhalten der Verbindungsmittel.

2.2 Material

Als Verbindungsmittel wurden Aluminium sowie warmgewalzter Stahl S235 verwendet. Der rechteckige Querschnitt der Verbindungsmittel betrug 20 mm × 15 mm. Die verwendeten Holzwerkstoffe umfassen Fichten-Brettschichtholz (Fichten-BSH), Buchen-Furnierschichtholz (Buchen-FSH) sowie Kunstharzpressholz (KPH). Letzteres stellt im vorliegenden Versuchsprogramm eine obere Grenze der realisierbaren Rohdichten dar. Insgesamt wird damit ein Rohdichtebereich von etwa 400 bis 1300 kg/m³ abgedeckt. Die Materialeigenschaften der Verbindungsmittel wurden über Zugversuche bestimmt. Aluminium weist dabei Festigkeiten von $R_{p,0,2} = 167$ MPa, $f_u = 203$ MPa und Stahl S235 von $R_{p,0,2} = 328$ MPa, $f_u = 504$ MPa auf. Die entsprechenden Mittelwerte basieren auf 10 (Alu) bzw. 11 (Stahl) Einzelversuchen. Die Holzkennwerte (Rohdichte und Holzfeuchte) wurden an Proben der jeweiligen Prüfkörper bestimmt. Die mittlere Rohdichte beträgt 437 kg/m³ für Fichten-Brettschichtholz, 816 kg/m³ für Buchen-FSH und etwa 1300 kg/m³ für KPH. Die zugehörigen Holzfeuchten liegen bei 11,6 % (Fichten-BSH) und 7,76 % (Buchen-FSH). Für KPH wurde die Rohdichte lediglich anhand der Masse einzelner Prüfkörper bestimmt.

2.3 Testprogramm

Die Versuchskörper bestehen aus zweischnittigen Verbindungen, ausgeführt als Holz-Holz- oder Holz-Stahl-Verbindungen. Die Verbindungen werden entweder mit drei Holzelementen oder mit zwei Holzelementen und einer innenliegenden Stahlplatte hergestellt, siehe Abb. 2. Die Versuchsserien umfassen unterschiedliche Kombinationen aus Holzwerkstoffen und Verbindungsmitteln aus Aluminium sowie Stahl S235. Zusätzlich werden Varianten mit und ohne Kopfanschluss untersucht, um den Einfluss von Normalkraftanteilen infolge des Seileffekts zu erfassen. Hierzu werden an beiden Enden der Verbindungsmittel Kopfplatten angebracht, die zusätzliche Normalkraftanteile im Verbindungsmittel ermöglichen. Die untersuchten Verbindungstypen sind schematisch in Abb. 3 dargestellt.

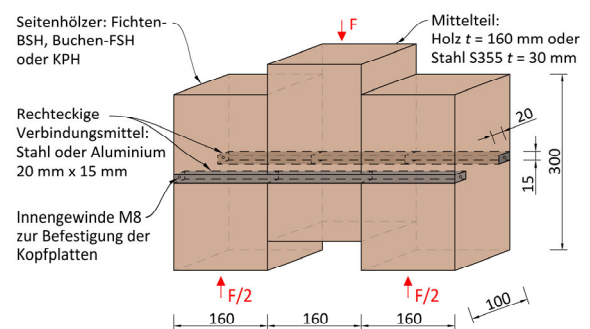


Abb. 2: Schematische Darstellung eines Prüfkörpers einer beispielhaften Holz-Holz-Verbindung mit außenliegenden rechteckigen Verbindungsmitteln, in mm

Tab. 1: Versuchsprogramm für Holz-Holz- und Holz-Stahl-Verbindungen: Kombination der verwendeten Holzwerkstoffe und Verbindungsmittel

Holzwerkstoff	Verbindungsmittel	Anzahl Versuche	
		Mit Kopf	Ohne Kopf
Fichten-BSH	Aluminium	1	1
	Stahl	1	1
Buchen-FSH	Aluminium	1	1
	Stahl	1	1
KPH	Stahl	1	1

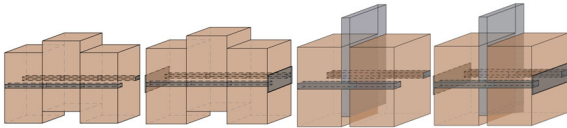


Abb. 3: Getestete Verbindungskonfigurationen.

Tab. 1 gibt die getesteten Konfigurationen jeweils für Holz-Holz- und Holz-Stahlverbindungen an. Jede Kombination wird sowohl mit als auch ohne Verbindungsmittelköpfe getestet.

Die Versuche wurden mit einer initialen Verformungsgeschwindigkeit von 1 bis 2,5 mm/min durchgeführt. Aufgrund der begrenzten Geometrie der Prüfkörper ist die maximale Verschiebung auf 50 mm beschränkt. Um den Versuchsablauf optimal auszunutzen, wurde die Belastungsgeschwindigkeit während der Versuche bei Bedarf angepasst und stufenweise auf bis zu 8 mm/min erhöht.

3 Ergebnisse und Diskussion

3.1 Koordinatensysteme und Messauswertung

Zur Beschreibung der Verformungen der Verbindungsmittel werden ein globales und lokale Koordinatensysteme verwendet, siehe Abb. 4. Das globale Koordinatensystem ist statisch definiert und bleibt während der gesamten Versuche unverändert. Die lokalen Koordinatensysteme sind dem Verbindungsmittel zugeordnet und folgen dessen Verformung. Das globale Koordinatensystem wird entlang der Mittelachse des Verbindungsmittels mit Ursprung am linken Ende definiert. Lokale Koordinatensysteme werden in Abhängigkeit der Verbindungsart in der Scherfuge (Holz-Holz) bzw. zwischen Scherfuge und plastischem Fließgelenk (Holz-Stahl) angeordnet.

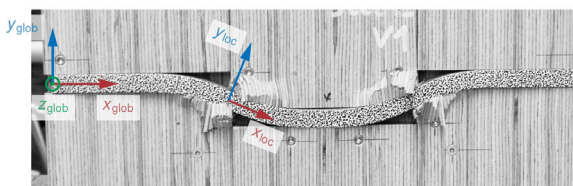


Abb. 4: Koordinatensysteme am verformten Verbindungsmittel nach der Prüfung. Exemplarisches lokales Koordinatensystem in der linken Scherfuge einer Holz-Holz-Verbindung

Die lokalen Koordinatensysteme rotieren entsprechend der Verformung des Verbindungsmittels und ermöglichen so eine konsistente Auswertung auch bei großen Verformungen.

Die Verformungs- und Dehnungsauswertung erfolgte mittels digitaler Bildkorrelation (DIC). Diese ermöglicht eine berührungslose, flächenhafte Erfassung von Verschiebungen auf der Oberfläche der Verbindungsmittel. Die Auswertung erfolgte nachträglich auf Basis der aufgezeichneten Bildsequenzen. Zur dreidimensionalen Erfassung der Verformungen wurden zwei Kameras aus unterschiedlichen Blickrichtungen eingesetzt. Die Oberflächen wurden für die DIC-Analyse mit einem geeigneten Specklemuster versehen.

3.2 Last-Verformungsverhalten der Verbindungen

Das Last-Verformungsverhalten liefert grundlegende Informationen zur Unterscheidung des Tragverhaltens der untersuchten Verbindungskonfigurationen. Neben den maximal erreichten Lasten zeigen insbesondere die Last-Verformungs-Kurvenverläufe charakteristische Unterschiede zwischen den Varianten. Einen Überblick über die Last-Verformungskurven sämtlicher untersuchter Holz-Holz- und Holz-Stahl-Verbindungen gibt Abb. 5. Die Ergebnisse zeigen den Einfluss von Holzwerkstoff, Verbindungsmittelmaterial sowie der Kopfplatten. Insbesondere Verbindungen mit Kopf erreichen höhere Lasten bei größeren Verformungen, was auf zusätzliche Normalkraftanteile infolge des Seileffekts zurückzuführen ist. Die in Tab. 2 dargestellten maximalen Lasten bestätigen diesen Trend. Mit zunehmender Rohdichte des Holzwerkstoffs sowie höherer Festigkeit des Verbindungsmittels steigen die Tragfähigkeiten der Verbindungen systematisch an. Die Lasten bei einer Verformung von 15 mm zeigen ein vergleichbares Verhalten. Dabei bezieht sich die angegebene Verformung nicht auf die Relativverschiebung in der Scherfuge, sondern auf die absolute y-Verschiebung des Mittelpunkts des Verbindungsmittels. In den Last-Verformungskurven ist zudem ein Übergang von einem steiferen Anfangsverhalten zu einem abgeflachten Verlauf erkennbar, der mit zunehmender plastischer Verformung in Holz und Verbindungsmittel verbunden ist.

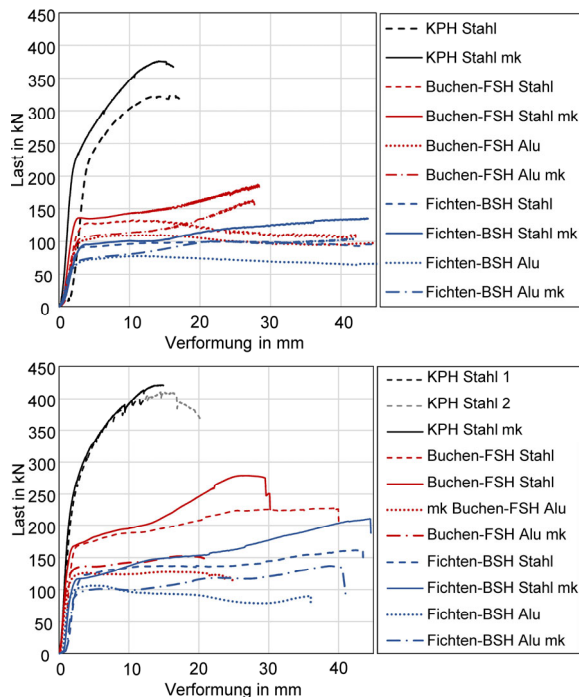


Abb. 5: Last-Verformungskurven für Holz-Holzverbindungen oben und Holz-Stahlverbindungen unten, mk = mit Kopfplatte

Tab. 2: Lasten der Verbindungen bei 15 mm Verformung und erreichte Maximallasten in kN, VM = Verbindungsmittel

Typ	Holzwerkstoff	VM	15 mm	Max	15 mm	Max
					mk	
Holz-Holz	KPH	Stahl	320	325	375	376
	Buchen-FSH	Stahl	131	133	150	187
		Alu	109	110	119	163
	Fichten-BSH	Stahl	97,5	99,4	103	147
		Alu	76,1	77,6	88,6	104
	KPH	Stahl	409	410	421	421
Holz-Stahl	Buchen-FSH	Stahl	196	227	214	279
		Alu	128	128	149	152
	Fichten-BSH	Stahl	137	162	149	211
		Alu	94,0	106	105	137

Die EYM-basierten Berechnungen der Tragfähigkeiten der Verbindungen in [10] auf Grundlage experimentell ermittelter Lochleibungswerte bilden den Übergang vom elastischen in den plastischen Verformungsbereich gut ab. Dieser Übergang korrespondiert mit dem Erreichen der

materialabhängigen Druckfestigkeit in Faserrichtung im Kontaktbereich zwischen Verbindungsmittel und Holz, die mit zunehmender Rohdichte deutlich ansteigt. Die anschließende plastische Phase ist durch die Ausbildung von Fließgelenken des Verbindungsmittels sowie lokale Verformungen des Holzes geprägt.

3.3 Verformungen der Verbindungsmittel

Zur Auswertung der Verformung der Verbindungsmittel werden ausgewählte Laststufen bei y -Verformungen von 5 mm, 10 mm und 15 mm betrachtet. Die y -Verformung bezieht sich dabei auf die globale Verschiebung des Verbindungsmittels, wobei die jeweilige Stufe erreicht ist, sobald der Mittelpunkt des Verbindungsmittels die entsprechende Verformung in globaler y -Richtung aufweist. Die Verformungslinien werden aus der Schwerpunktlinie des Verbindungsmittels im unverformten Zustand abgeleitet und für die Auswertung über die Lastschritte hinweg verfolgt. In den Darstellungen wird ausschließlich die geometrische Mittellinie betrachtet.

Bereits in der Anfangsphase der Belastung ist ein geringer translatorischer Versatz der Verbindungsmittel sichtbar. Dieser entsteht durch anfängliches Setzen im Anschlussbereich und mögliche Fertigungstoleranzen, etwa kleine Spalte zwischen Verbindungsmittel und Nut oder auch nicht exakt ebene Prüfkörperschnittflächen. Dieser Schlupf tritt insbesondere im Bereich von wenigen Millimetern y -Verformung auf und bleibt anschließend weitgehend stabil. Die überhöhte Vergleichsdarstellung in Abb. 6 zeigt die beispielhaften Ergebnisse bei einer y -Verformung von 15 mm. Neben den erwähnten Verschiebungen infolge von Schlupf an den Rändern entsprechen die Verformungslinien grundsätzlich den erwarteten Verläufen. Auffällig ist insbesondere, dass sich die Lage der Fließgelenke mit zunehmender Rohdichte verschiebt und der Abstand zwischen den Fließgelenken abnimmt. Dies führt zu größeren Biegewinkeln bei geringerem Fließgelenkabstand.

Für jeden Datensatz wurden die x - und y -Koordinaten der Verformungskurve des Verbindungsmittels aus den numerischen Auswertungen extrahiert. Die Verformungskurve wurde in fünf entlang der Bauteillänge definierte Bereiche unterteilt und abschnittsweise linear approximiert.

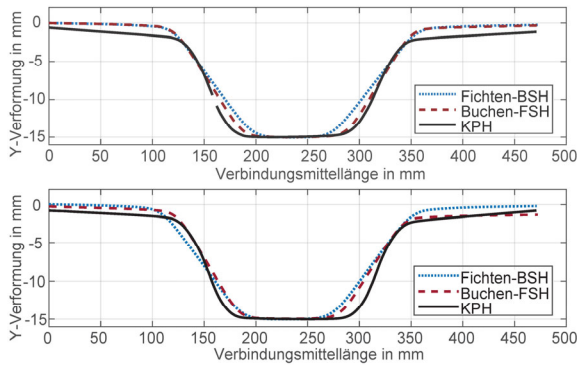


Abb. 6: Vergleich der Verformungslinien von Holz-Holz-Verbindungen mit Stahlverbindungsmitteln ohne Kopf bei einer y-Verformung von 15 mm, Vorderseite der Prüfkörper oben, Rückseite unten

Für jeden Abschnitt wurde eine lineare Regression durchgeführt, sodass die Verformungskurve durch fünf lineare Teilfunktionen beschrieben wurde. Aus den benachbarten Regressionsgeraden wurden die Schnittpunkte als geometrische Übergänge der Verformungsabschnitte bestimmt. Die Fließgelenkpositionen wurden anschließend über den jeweils nächstliegenden Punkt der gemessenen Verformungskurve zu diesen Schnittpunkten festgelegt. Der Biegewinkel ergab sich aus der Differenz der Steigungen benachbarter Regressionsabschnitte und beschrieb die lokale Richtungsänderung der Verformungskurve an den Übergangsstellen. Die resultierenden Fließgelenkpositionen, Schnittpunkte und Biegewinkel wurden tabellarisch ausgewertet und für die weiteren Analysen verwendet. Die mittleren Biegewinkel der Verbindungsmittel bei einer y-Verformung von 15 mm sind in Tab. 3 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen eine deutliche Abhängigkeit von der Holzwerkstoffart sowie vom Verbindungstyp. Der Einfluss des Verbindungskopfs war insgesamt gering. Für Fichten-BSH blieb der Biegewinkel unverändert bei 10,1°, während für Buchen-FSH eine leichte Erhöhung auf 12,6° festgestellt wurde. Für KPH wurde ein Anstieg von 17,9° auf 21,1° beobachtet. Dieser Anstieg steht zunächst im Widerspruch zur Erwartung, dass die Kopfplatte zusätzliche axiale Anteile einbringt und dadurch zu einer stärkeren Ausrichtung des Verbindungsmittels führt. Es wird davon ausgegangen, dass in diesem Verformungsbereich andere Wirkmechanismen dominieren und die axialen Anteile erst bei größeren Verformungen maßgebend werden.

Tab. 3: Mittlere Biegewinkel der Verbindungsmittel in ° bei 15 mm y-Verformung

Typ	Holzwerkstoff	Alu	Alu mk	Stahl	Stahl mk
Holz-Holz	Fichten-BSH	13,7	14,2	10,1	10,1
	Buchen-FSH	16,9	16,9	12,2	12,6
	KPH	–	–	17,9	21,1
Holz-Stahl	Fichten-BSH	17,3	16,0	12,3	12,9
	Buchen-FSH	19,3	18,5	14,8	15,0
	KPH	–	–	10,9*	10,5*

*versuchsbedingt bei 10 mm ausgewertet

Es zeigt sich eine Zunahme der Biegewinkel von Fichten-BSH zu Buchen-FSH um etwa 20–40% sowie ein weiterer Anstieg zu KPH um bis zu 60–80% (abhängig von Verbindungstyp und Verbindungsmittel). Die in Tab. 4 dargestellten mittleren horizontalen Abstände (in globaler x-Richtung) zwischen den Fließgelenken ergänzen die zuvor ausgewerteten Biegewinkel und beschreiben die geometrische Lage des theoretischen Knickpunktes entlang des Verbindungsmittels.

Tab. 4: Mittlere horizontale Fließgelenkabstände Δx_{ph} in mm bei y-Verformung von 15 mm

Typ	Holzwerkstoff	VM	ohne Kopf	COV	mit Kopf	COV
Holz-Holz	Fichten-BSH	Alu	60,3	3,41	57,7	2,35
		Stahl	81,0	2,01	79,3	6,00
	Buchen-FSH	Alu	47,0	2,50	46,7	4,28
		Stahl	65,2	2,94	65,2	1,17
	KPH	Stahl	39,9	6,66	38,2	7,38
Holz-Stahl	Fichten-BSH	Alu	47,1	2,61	48,8	3,45
		Stahl	62,4	7,75	61,2	1,72
	Buchen-FSH	Alu	36,0	3,40	35,8	3,32
		Stahl	54,3	3,20	55,2	3,73
	KPH	Stahl	30,6*	2,73	32,1*	5,14

*versuchsbedingt bei 10 mm ausgewertet

Es zeigte sich eine deutliche Abhängigkeit von der Rohdichte des Holzwerkstoffs. Bei Holz-Holz-Verbindungen mit Stahlverbindungsmitteln verringerte sich der mittlere Fließgelenkabstand von Fichten-BSH zu Buchen-FSH um etwa 20% und weiter zu KPH um

rund 40% bezogen auf Fichten-BSH. Damit zeigte sich eine klare Reduktion der Fließgelenkabstände mit steigender Rohdichte. Ein vergleichbarer Trend trat auch bei Holz-Stahl-Verbindungen auf. Hier reduzierte sich der Abstand von Fichten-BSH zu Buchen-FSH um etwa 10 bis 15% und zu KPH um etwa 30 bis 45%, abhängig von der jeweiligen Konfiguration. Ein Einfluss des Verbindungskopfs war in den ausgewerteten Versuchsreihen nicht systematisch erkennbar. Die Unterschiede zwischen Verbindungen mit und ohne Kopf lagen insgesamt im Bereich der Streuung. Die Fließgelenkabstände bestätigen damit die bereits aus den Biegewinkeln abgeleiteten Tendenzen und ergänzen diese.

3.4 Dehnungen auf Verbindungsmitteloberflächen

Eine Auswertung der Dehnungen entlang der Verbindungsmittelachse ergänzt die zuvor dargestellten Ergebnisse zu Verformungslinien, Biegewinkeln und Fließgelenkpositionen. Mittels Dehnungen ist es möglich, den Übergang vom elastischen zum plastischen Verformungsverhalten der Verbindungsmittel weiter zu charakterisieren und die lokalen Dehnungszustände in Abhängigkeit von Holzwerkstoff, Verbindungstyp und Verbindungsmittelmateriale zu vergleichen. Im Fokus steht dabei die Verteilung der Dehnungen entlang der Verbindungsmittelachse sowie deren Entwicklung im Bereich zwischen den zuvor identifizierten Fließgelenken. Dadurch kann die Ausbildung der plastischen Zonen näher beschrieben und mit den globalen Verformungsgrößen wie Biege- und Fließgelenkabsatz in Beziehung gesetzt werden. Insbesondere soll gezeigt werden, in welchen Bereichen des Verbindungsmittels hohe Dehnungen auftreten und wie sich diese mit zunehmender Verformung umverteilen. Die Analyse basiert auf den zuvor definierten Auswertestufen der globalen y -Verformung und ermöglicht damit eine konsistente Zuordnung der Dehnungszustände zu den beobachteten Verformungslinien. Die Verteilung der von-Mises-Dehnungen entlang der Verbindungsmittelachse zeigt deutliche Unterschiede abhängig von der Holzart sowie vom Verformungsniveau. Beispielhafte Ergebnisse sind in Abb. 7 gezeigt. Die zugehörigen Oberflächenverteilungen der von-Mises-Dehnungen sind in Abb. 8 dargestellt.

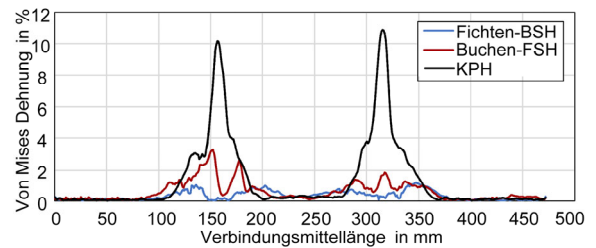


Abb. 7: Von-Mises-Dehnungen entlang der Verbindungsmittelachse von Stahlverbindungsmitteln mit Kopf einer Holz-Holz-Verbindung bei einer Verformung von 15 mm

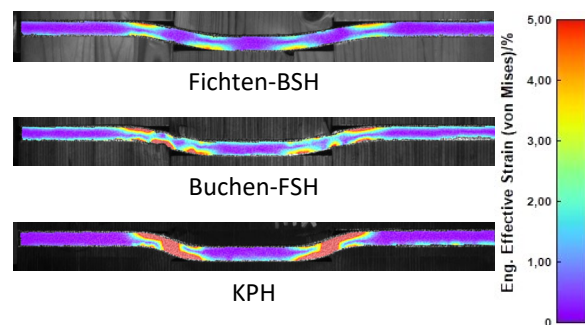


Abb. 8: Von-Mises-Dehnungen auf der Verbindungsmitteloberfläche von Stahlverbindungsmitteln mit Kopf einer Holz-Holz-Verbindung bei einer Verformung von 15 mm

Für Fichten-BSH ist die Dehnungsverteilung im Wesentlichen durch ausgeprägte Maxima im Bereich der Fließgelenke gekennzeichnet. Mit zunehmender Rohdichte (Buchen-FSH und KPH) verändert sich dies. Die lokalen Dehnungsspitzen verschieben sich zunehmend in Richtung der Scherfugen, und die Gesamtverteilung wird stärker differenziert. Bei Buchen-FSH treten zusätzlich zu den Fließgelenkbereichen erhöhte Dehnungen in den Scherfugen auf.

Bei KPH ist dieser Effekt besonders ausgeprägt. Dort liegen bereits bei geringen Verformungen deutlich erhöhte Dehnungen in den Scherfugen vor, die teilweise die Größenordnung der Fließgelenkbereiche erreichen oder überschreiten. Die Ergebnisse zeigen, dass die plastischen Bereiche nicht ausschließlich auf die Fließgelenke beschränkt sind, sondern insbesondere bei höheren Rohdichten eine zusätzliche Aktivierung der Scherfugen erfolgt. Die Beobachtungen verdeutlichen, dass neben den Fließgelenken weitere lokale Dehnungsmechanismen in den Scherfugen wirksam werden. Um diese Beiträge getrennt zu bewerten, eignet sich eine separate Betrachtung der Dehnungsanteile wie in Abb. 9 gezeigt.

Bei Fichten-BSH konzentrieren sich die höchsten Dehnungen überwiegend auf die Bereiche der Fließgelenke, während die Scherfuge vergleichsweise gering beansprucht wird. Für Buchen-FSH weiten sich die Dehnungsmaxima bereits in Richtung der Scherfuge aus. Dieser Effekt ist bei KPH am stärksten ausgeprägt: Die axialen Dehnungen in x-Richtung bilden eine nahezu zusammenhängende Zugzone zwischen den Fließgelenken, was auf eine durchgehende axiale Beanspruchung des Verbindungsmittels in diesem Bereich hinweist, vgl. auch rote Bereiche in KPH in Abb. 8. Die Dehnungen in y-Richtung bleiben dagegen insgesamt gering und es sind lokale Spitzensichtbar, die jedoch bspw. in der Scherfuge wie in Buchen-FSH links auf Messartefakte infolge überlagernder Holzfasern zurückzuführen sind.

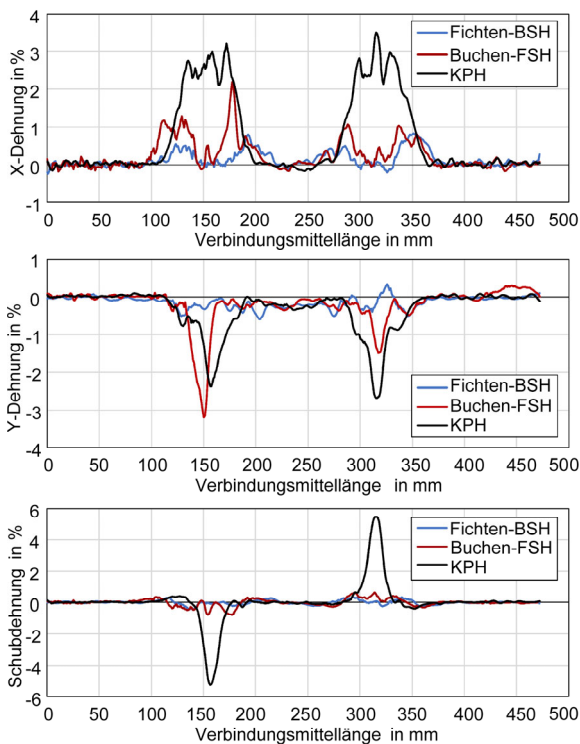


Abb. 9: X-, Y- und Schubdehnungen entlang der Verbindungsmittellachse von Stahlverbindungsmiteln mit Kopf bei einer Verformung von 15 mm. Peak bei 150 mm Verbindungsmittellänge der Y-Dehnung in Buchen-FSH durch Holzfasern verursacht, Messfehler.

Für KPH hingegen bilden sich wiederum deutliche Peaks im Bereich der Scherfuge mit lokalen Maxima an Stellen der Fließgelenke. Die deutlichsten Unterschiede zeigen die Schubdehnungen: Während diese

beim Fichten-BSH und Buchen-FSH über einen breiteren Bereich zwischen den Fließgelenken verteilt sind, konzentrieren sie sich bei KPH nahezu vollständig auf die Scherfuge. Insgesamt weisen die Dehnungsfelder auf einen Übergang von einer überwiegend biegedominierten Beanspruchung des Verbindungsmittels bei Fichten-BSH zu einer zunehmend schubdominierten Beanspruchung bei KPH hin. Diese Veränderung erklärt das frühere und räumlich ausgedehntere Einsetzen plastischer Verformungen des Verbindungsmittels in Holzwerkstoffen hoher Rohdichte. Die Dehnungsverteilungen der Holz-Stahlblech-Verbindungen zeigen gegenüber den Holz-Holz-Verbindungen deutlich höhere Beanspruchungen des Verbindungsmittels, insbesondere im Bereich der Scherfugen. Die von-Mises-Dehnungen konzentrieren sich unabhängig vom Holzwerkstoff in den beiden Scherfugen und übersteigen die Dehnungen in den äußeren Fließgelenken deutlich, siehe Abb. 10. Mit zunehmender Rohdichte des Holzwerkstoffs nehmen die maximalen Dehnungen zu.

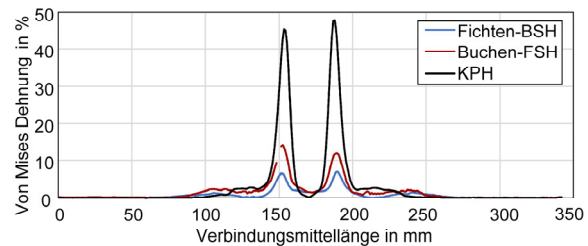


Abb. 10: Von-Mises-Dehnungen entlang der Verbindungsmittellachse von Stahlverbindungsmiteln mit Kopf einer Holz-Stahlblech-Verbindung bei einer Verformung von 15 mm

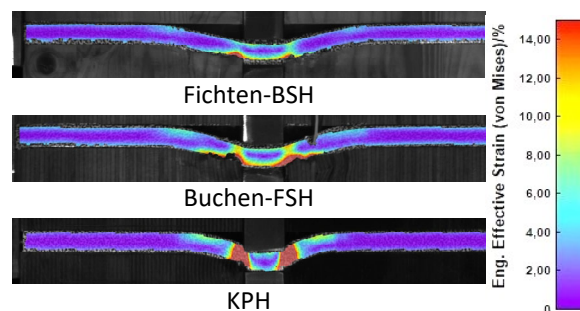


Abb. 11: Von-Mises-Dehnungen auf der Verbindungsmittelloberfläche von Stahlverbindungsmiteln mit Kopf bei einer Verformung von 15 mm

Während bei Fichten-BSH maximale von-Mises-Dehnungen von etwa 7 % erreicht werden, steigen diese auf etwa 14 % bei Buchen-FSH und bis zu rund 48 % bei KPH an. Die Oberflächendehnungsfelder in Abb. 11 sowie die Auswertungen entlang der Verbindungsmittelachse verdeutlichen damit den Unterschied der Beanspruchungszustände der Verbindungsmittel zwischen Holz-Holz- und Holz-Stahlblechverbindungen. Die Betrachtung der Einzeldehnungskomponenten in Abb. 12 zeigt, dass die hohen von-Mises-Dehnungen in den Scherfugen aus der Überlagerung von allen drei Dehnungskomponenten resultieren und somit einen mehrachsigen Beanspruchungszustand widerspiegeln. Gleichzeitig verschiebt sich die Lage der äußeren Fließgelenke mit steigender Rohdichte in Richtung der Scherfugen, was auf eine Veränderung des Lastabtrags und ein früheres Einsetzen plastischer Verformungen hindeutet. Der Vergleich mit Aluminium-Verbindungsmitteln verdeutlicht darüber hinaus den Einfluss des Verbindungsmittelwerkstoffs. Aufgrund der geringeren Festigkeit treten deutlich größere Dehnungen und eine stärker ausgeprägte plastische Verformung auf als bei Stahlverbindungsmitteln bei vergleichbarer Verformung.

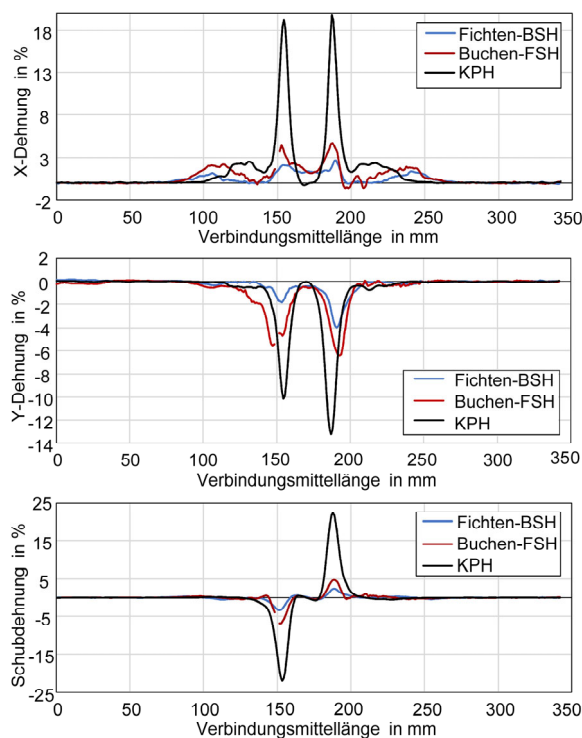


Abb. 12: X-, Y- und Schubdehnungen entlang der Verbindungsmittelachse von Stahlverbindungsmitteln mit Kopf einer Holz-Stahlblechverbindung bei einer Verformung von 15 mm.

3.5 Übertragung der Erkenntnisse auf typische Verbindungsmittel und weitere Untersuchungen

Die in dieser Untersuchung verwendeten Verbindungsmittel unterscheiden sich aufgrund ihrer rechteckigen Querschnittsgeometrie von typischen runden Verbindungsmitteln wie Nägeln, Bolzen oder Schrauben. Eine direkte Übertragung der Dehnungsverteilungen ist daher nicht möglich, auch aufgrund der veränderten Einbindesituation im Holz. Die zugrundeliegenden Beanspruchungsmechanismen sind jedoch durchaus vergleichbar und resultieren aus der Interaktion zwischen Verbindungsmittel und Holz. Insbesondere die Überlagerung von Biege-, Normal- und Querkraften sowie die daraus entstehenden mehrachsigen Beanspruchungszustände sind auch für runde Verbindungsmittel relevant. Die Ergebnisse zeigen, dass bei Holzwerkstoffen hoher Rohdichte die Beanspruchung des Verbindungsmittels zunehmend von einer rein biegedominierten Betrachtung abweicht. Während die bestehenden Bemessungsmodelle primär auf der Ausbildung von Fließgelenken basieren, wird der lokale Einfluss zusätzlicher Normal- und Querkraften auf das Verbindungsmittel nicht erfasst. Die vorliegenden Ergebnisse zeigen jedoch, dass gerade diese Bereiche mit hohen Normal- und Querkraften ein Versagen des Verbindungsmittelquerschnitts verstärken können. Beispiele von unter Last gebrochenen Schrauben in Abb. 13 zeigen, dass Verbindungen trotz Einhaltung von geometrischen Randbedingungen durch eine Überbeanspruchung des Verbindungsmittelquerschnitts versagen können. Die Ergebnisse verdeutlichen somit, dass die Tragfähigkeit nicht ausschließlich durch Holzversagen oder Fließgelenkbildung bestimmt wird, sondern auch durch den lokalen Spannungszustand im Verbindungsmittel selbst.

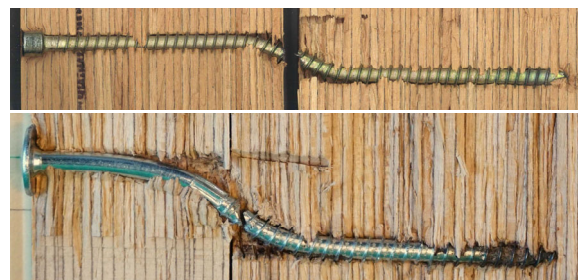


Abb. 13: Unter Last versagte Schrauben in der Scherfuge in Holz-Holz-Verbindungen mit Buchen-FSH

Unter der Annahme, dass bei Holzverbindungen gemäß Abb. 13 die Momentenmaxima in den beiden Fließgelenken auf unterschiedlichen Seiten auftreten und folglich zwischen ihnen ein Momentennullpunkt liegt, kann für die Scherfuge ein Gleichgewicht aufgestellt werden (vgl. Abb. 14). Wird vereinfachend angenommen, dass das Biegemoment in der Scherfuge verschwindet, so werden die Verbindungsmittel in diesem Bereich ausschließlich durch Normal- und Querkräfte beansprucht.

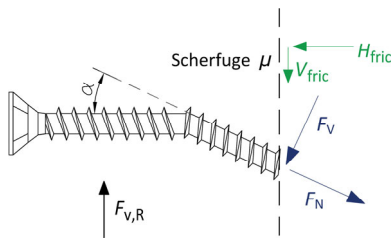


Abb. 14: Freischnitt einer verformten geschraubten Holz-Holz-Verbindung in der Scherfuge

Unter Berücksichtigung der in Abb. 13 dargestellten Versagensstelle zeigt sich, dass ein Versagen des Verbindungsmittels ausschließlich infolge dieser beiden, bislang in der Bemessung nicht berücksichtigten Schnittgrößen auftreten kann. Daraus folgt, dass die bisher überwiegend betrachtete Biegebeanspruchung des Verbindungsmittels in Holzverbindungen um die Einwirkungen aus Normal- und Querkraft ergänzt werden sollte. Dies kann durch die in [1] vorgestellte Interaktionsgleichung der drei Schnittgrößen beschrieben werden:

$$\frac{M}{M_{pl}} + \left(\frac{N}{N_{pl}} + \frac{V}{V_{pl}} \right)^2 = 1.0 \quad (1)$$

Damit lassen sich die wirkenden Schnittgrößen miteinander in Beziehung setzen und überprüfen, ob sie durch den Verbindungsmittelquerschnitt übertragen werden können. Für die Anwendung dieser Interaktionsgleichung ist jedoch sowohl die Kenntnis der wirkenden Schnittgrößen als auch der Widerstände unter Scher- sowie kombinierter Zug-Scher-Beanspruchung erforderlich. Da hierzu bislang keine ausreichenden Erkenntnisse vorliegen, besteht diesbezüglich weiterer Forschungsbedarf.

Ein Teil dieser Wissenslücken wird im folgenden Kapitel adressiert. Dabei wird untersucht, wie sich Verbindungsmittel unter kombinierter Zug-Scher-Beanspruchung verhalten, ob die quadratische Interaktionsbeziehung gemäß Gleichung (1) bestätigt werden kann und welche weiteren Einflussgrößen gegebenenfalls zu berücksichtigen sind.

4 Widerstände unter kombinierten Beanspruchungen

Die im vorherigen Kapitel dargestellten Ergebnisse zeigen, dass Verbindungsmittel in Holzverbindungen nicht ausschließlich durch Biegung infolge der Ausbildung von Fließgelenken beansprucht werden. Insbesondere bei Holzwerkstoffen hoher Rohdichte können zusätzliche Normal- und Querkräfte zu einer relevanten Beanspruchung des Verbindungsmittelquerschnitts führen. Zur Untersuchung dieser kombinierten Beanspruchung und zur Überprüfung bestehender Interaktionsansätze wurde ein weiteres Versuchsprogramm durchgeführt. Ziel der Untersuchungen ist die experimentelle Charakterisierung des Tragverhaltens typischer Verbindungsmittel unter kombinierter Zug-Scher-Beanspruchung. Dabei soll insbesondere geklärt werden, wie sich die Überlagerung von axialer Zugbeanspruchung und Scherbeanspruchung auf die Tragfähigkeit, die Versagensmechanismen sowie die Interaktion der einzelnen Schnittgrößen auswirkt.

4.1 Material

Im Rahmen der Untersuchungen wurden typische im Holzbau eingesetzte Verbindungsmittel betrachtet. Das Versuchsprogramm umfasst Voll- und Teilgewindeschrauben (VGS und TG) sowie Bolzen der Festigkeitsklasse 4.8, wobei für TG und Bolzen der glatte Schaftbereich in der Scherfuge lag. Den Schwerpunkt der Untersuchungen bilden VGS aus gehärtetem Kohlenstoffstahl.

4.2 Versuchsaufbau und Versuchsprogramm

Zur Untersuchung der Interaktion zwischen Normal- und Querkraften wurde ein spezieller Versuchsaufbau entwickelt. Der Aufbau basiert auf angepassten Prüfkonzepten aus dem Stahlbau ([6], [8], [13], [14],

[16], [17]), Untersuchungen an Stahl-Holz-Verbindungen mit variierenden Lastwinkeln [15][15] sowie Prüfungen zum Auszieh- und Scherverhalten von Nägeln [4]. Der entwickelte Prüfstand ist als kompaktes und modulares System ausgeführt (Abb. 15). Er besteht aus kreissektorförmigen Stahlplatten, die mit zentral angeordneten Stahlblöcken über eine gleitfeste Verbindung verbunden sind. Durch die Geometrie des Prüfaufbaus kann der Lastwinkel zwischen 0° und 90° variiert werden. Dabei entspricht ein Lastwinkel von 0° einer reinen Zugbeanspruchung, während bei 90° eine reine Scherbeanspruchung vorliegt. Durch die gleichzeitige Steigerung beider Lastkomponenten können kombinierte Beanspruchungszustände gezielt eingestellt und das Interaktionsverhalten zwischen Normal- und Querkraften untersucht werden. Der Versuchsaufbau gewährleistet definierte Randbedingungen und einen direkten Kraftfluss zwischen Belastungseinrichtung und Verbindungsmittel. Ein modulares Hülseneinlegesystem ermöglicht die Prüfung von Verbindungsmitteln mit unterschiedlichen Durchmessern zwischen 6 und 16 mm sowie variierenden Querschnittsformen innerhalb desselben Prüfkonzepts. Die Übertragung der Scherkräfte erfolgt über den Kontakt zwischen Verbindungsmittel und Hülseninnenwandung. Alle Versuche werden an einzelnen Verbindungsmitteln durchgeführt.

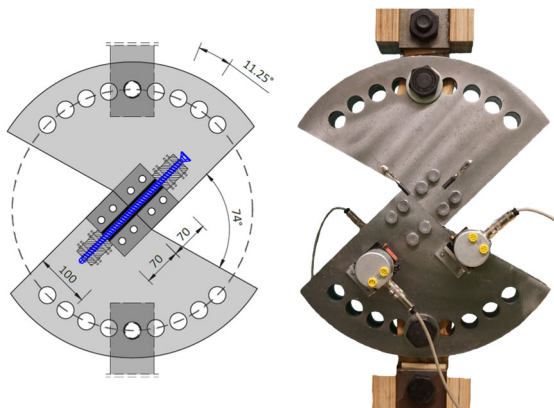


Abb. 15: Schematischer Versuchsaufbau am Beispiel einer Schraube mit $d = 12$ mm zur Untersuchung von Zug-, Scher- und kombinierter Zug-Scher-Beanspruchung, Maße in mm

Das Versuchsprogramm ist in Tab. 5 zusammengefasst und umfasst unterschiedliche Verbindungsmitteltypen sowie Lastwinkel zwischen $\alpha = 0$ und $\alpha = 90$. Neben der Variation der Verbindungsmittel werden geometrische Einflüsse sowie der Einfluss des gehä-

teten Schaftquerschnitts der TG im Vergleich zu Bolzen untersucht. Neben den reinen Beanspruchungszuständen infolge Zug- und Scherkraft werden ausgewählte Zwischenzustände geprüft und ausgewertet. In diesen Fällen liegt eine kombinierte Beanspruchung des Verbindungsmittels infolge der Überlagerung von Zug- und Scherkräften vor. Zur getrennten Bewertung der beiden Beanspruchungskomponenten werden gemäß Abb. 16 die Scherkraftkomponente F_V , parallel zur Scherfuge, sowie die Normalkraftkomponente F_N , rechtwinklig zur Scherfuge, herangezogen. Der Winkel α beschreibt dabei den aufgetragenen Lastwinkel.

Tab. 5: Versuchsprogramm und Anzahl der Versuche für VGS, TG sowie Bolzen, VM.. Verbindungsmittel

Winkel α / VM	VGS	VGS	VGS	TG	Bolzen 4.8
d	6	8	12	8	M12
0° (Zug)	3	5	3	2	2
11.25°	4	-	-	2	3
22.5°	5	8	5	3	3
45°	10	9	4	3	2
67.5°	8	5	3	3	3
90° (Scher)	8	16	5	3	3
Σ	38	43	20	16	16

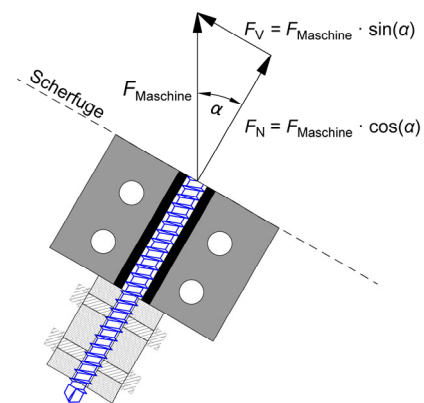


Abb. 16: Schematische Darstellung der Kraftkomponenten und des Lastwinkels α

4.3 Zug- und Schertragfähigkeiten

Die Zugtragfähigkeit bei einem Lastwinkel von $\alpha = 0$ sowie die Schertragfähigkeit bei einem Lastwinkel von $\alpha = 90$ werden als Referenzwerte herangezogen (vgl. Tab. 6). Diese Werte dienen als Grundlage für

die Normierung der Kraftkomponenten bei Zwischenwinkeln und ermöglichen dadurch eine konsistente Bewertung der Interaktion zwischen Zug- und Scherbeanspruchung. Zum Vergleich sei an dieser Stelle das im Stahlbau [2] verwendete Verhältnis zwischen Scher- und Zugspannung mit $1/\sqrt{3}$ ($\approx 0,58$) angegeben. Dieses Verhältnis bezieht sich jedoch auf die Fließgrenze des Werkstoffs. Im vorliegenden Ansatz wird das Verhältnis hingegen auf Grundlage experimentell ermittelter Traglasten abgeleitet und nicht auf Basis von Fließspannungen. Dadurch kann die Interaktion der beiden Beanspruchungskomponenten direkt anhand des tatsächlichen Versagensverhaltens bewertet werden.

Tab. 6: Ergebnisse der reinen Zug- und Scherversuche

VM		VGS			TG	Bolzen
d		6	8	12	8	M12
$F_{V,mean}$	kN	7,84	14,2	32,8	17,6 ^a	38,3 ^a
$F_{N,mean}$	kN	13,7	23,3	50,3	20,9 ^b	51,8 ^b
$F_{V,mean} / F_{N,mean}$	-	0,572	0,609	0,652	0,852	0,739

^a Versagen im Schaft, ^b Versagen im Gewinde

4.4 Vollgewindeschrauben

Die maximal erreichten Maschinenlasten der Vollgewindeschrauben werden in Abhängigkeit vom Lastwinkel ausgewertet. Zusätzlich werden die Ergebnisse durch die Zerlegung der aufgetragenen Last in die beiden Kraftkomponenten dargestellt (vgl. Abb. 17).

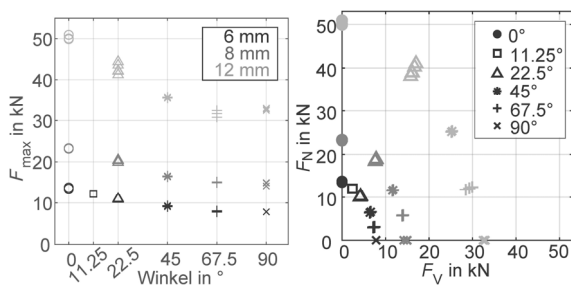


Abb. 17: Maximale Maschinenlast F_{max} in Abhängigkeit vom Winkel α (links) sowie Kraftkomponenten F_N über F_V für die untersuchten Lastwinkel (rechts) für VGS mit $d = 6, 8$ und 12 mm

Mit zunehmendem Winkel α nimmt die maximale Maschinenlast ab. Die Abnahme ist bei kleinen Lastwinkeln stärker ausgeprägt und flacht bei höheren Lastwinkeln zunehmend ab. Für die Schrauben mit einem Durchmesser von 12 mm liegen einzelne bei $\alpha = 90$ ermittelte Lasten in der Größenordnung der Werte bei $\alpha = 67,5$ und höher. Die Versuchsergebnisse weisen auf einen Einfluss des Winkels α und des Schraubendurchmessers auf die ermittelte Traglast hin. Zur Beschreibung der Interaktion zwischen Normal- und Scherbeanspruchung werden die Versuchsergebnisse zunächst für jeden Lastwinkel zu Mittelwerten zusammengefasst. Anschließend erfolgt eine Normierung mit den Referenzwerten der reinen Zugbeanspruchung $\alpha = 0$ und der reinen Scherbeanspruchung $\alpha = 90$. Dadurch wird eine einheitliche Datengrundlage geschaffen, die einen Vergleich der verschiedenen Verbindungsmittel-durchmesser ermöglicht. Auf dieser Grundlage werden analytische Näherungsfunktionen zur Beschreibung des Interaktionsverhaltens abgeleitet. Diese bilden den Übergang zwischen den beiden Grenzzuständen der reinen Zug- und reinen Scherbeanspruchung ab und ermöglichen eine kontinuierliche Darstellung der Versuchsergebnisse. Es werden nachfolgend drei unterschiedliche Ansätze betrachtet: eine Kreisfunktion, eine Ellipse mit variablen Halbachsen sowie eine Superellipse mit festen Halbachsen. Die resultierenden Näherungen für Vollgewindeschrauben mit Durchmessern von $6, 8$ und 12 mm sind in Abb. 18 dargestellt.

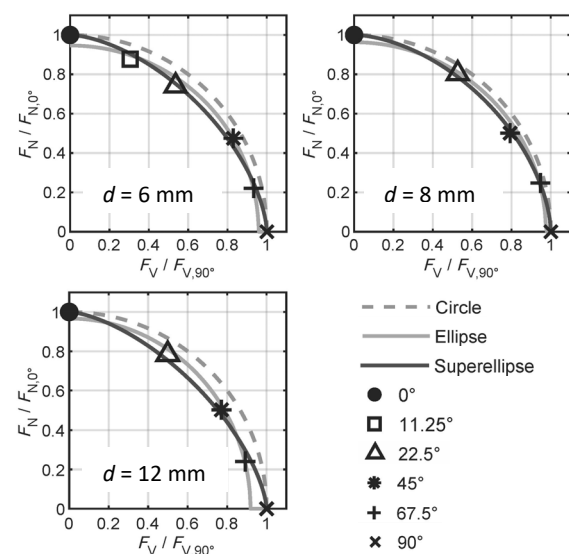


Abb. 18: Interaktionsnäherungskurven für VGS

Die Bewertung der Näherungen in [10] zeigt, dass die Kreisfunktion die Versuchsergebnisse nur eingeschränkt beschreibt. Durch die Berücksichtigung variabler Halbachsen bei der Ellipse wird die Übereinstimmung deutlich verbessert. Die höchsten Bestimmtheitsmaße werden mit der Superellipse erreicht, deren Anpassungen für alle untersuchten Schraubendurchmesser Werte von überwiegend ($R^2 > 0,99$) aufweisen. Damit beschreibt dieser Ansatz das experimentell ermittelte Interaktionsverhalten am genauesten.

4.5 Teilgewindeschrauben und Bolzen

Die TG mit im Bereich der Scherfuge liegendem Schaft zeigen gegenüber den VGS einen abweichenden Verlauf der normierten Interaktion zwischen Normal- und Scherbeanspruchung. Die Darstellung der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Kraftkomponenten F_N und F_V in Abb. 19 zeigt insbesondere bei kleinen Lastwinkeln eine Zunahme der Traglast gegenüber der reinen Zugbeanspruchung. So liegen die Ergebnisse der Versuchsgruppe mit $\alpha = 11,25^\circ$ innerhalb beziehungsweise oberhalb des Bereichs der reinen Zugversuche. Eine vergleichbare Tendenz ist auch für die Versuchsgruppe mit $\alpha = 22,5^\circ$ für TG festzustellen. Die beobachteten Abweichungen gegenüber den VGS stehen im Zusammenhang mit unterschiedlichen Versagensbereichen innerhalb des Verbindungsmittels. Abhängig von der Kombination aus Normal- und Scherkraftkomponente tritt das Versagen entweder im Schaftbereich innerhalb der Scherfuge oder im Gewindebereich auf. Die untersuchten Bolzen zeigen im Vergleich zu den Teilgewindeschrauben einen deutlicheren Übergang zwischen den maßgebenden Versagensbereichen mit zunehmendem Lastwinkel.

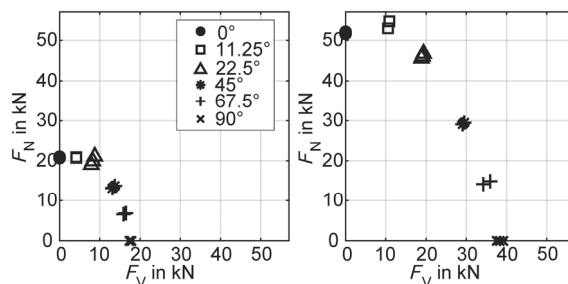


Abb. 19: Kraftkomponenten F_N und F_V für die untersuchten Lastwinkel bei Teilgewindeschrauben mit $d = 8$ mm (links) und Bolzen M12 (rechts)

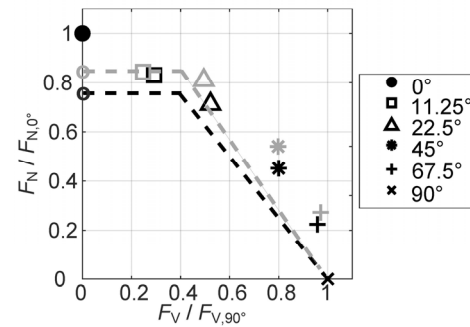


Abb. 20: Normiertes Interaktionsdiagramm mit konservativer bilinearer Beschreibung für Teilgewindeschrauben in grau und Bolzen in schwarz. Schwarzer ausgefüllter Kreis markiert den Bezug auf die theoretische Zugtragfähigkeit des Schaftquerschnitts.

Während bei kleinen Lastwinkeln $\alpha = 0^\circ$ und $\alpha = 11,25^\circ$ überwiegend ein Versagen im Gewindebereich auftritt, wird bei $\alpha = 22,5^\circ$ bereits ein Versagen im Bereich der Scherfuge beobachtet. Damit unterscheidet sich das Verhalten der Bolzen von den TG. Die normierte Darstellung der Versuchsergebnisse für Teilgewindeschrauben und Bolzen ist in Abb. 20 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen eine deutliche Abweichung von einer kreisförmigen Interaktionsbeziehung. Sowohl die TG als auch die Bolzen können durch die zuvor für VGS verwendeten kontinuierlichen Näherungsfunktionen nur eingeschränkt beschrieben werden. Der Verlauf wird vielmehr durch den Übergang zwischen unterschiedlichen Versagensmechanismen bestimmt. Die Versuchsergebnisse legen daher eine abschnittsweise Beschreibung des Interaktionsverhaltens nahe. Für geringe Scheranteile, bei denen der Gewindebereich maßgebend ist, kann eine annähernd konstante beziehungsweise lineare Beziehung angesetzt werden. Mit zunehmendem Scheranteil und einem dominierenden Versagen im Bereich der Scherfuge ergibt sich ein Übergang zu einem linearen Verlauf.

5 Ableitung von Empfehlungen

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln in Holzverbindungen nicht ausschließlich durch Biegebeanspruchung infolge der Ausbildung von Fließgelenken bestimmt wird. Insbesondere bei hohen Rohdichten und schlanken Verbindungsmitteln können zusätzliche Normal- und Querkkräfte zu relevanten mehrach-

sigen Beanspruchungszuständen im Verbindungsmittelquerschnitt führen. Die maßgebenden Beanspruchungen hängen dabei wesentlich vom Verbindungstyp, der Geometrie des Verbindungsmittels sowie vom zugrundeliegenden Versagensmechanismus ab. Bei Stahl-Holz-Verbindungen ist insbesondere der Bereich der Scherfuge kritisch, da dort eine Überlagerung von Biege-, Normal- und Querkraften auftreten kann. Bei Holz-Holz-Verbindungen können dagegen sowohl die Bereiche der Fließgelenkbildung (Interaktion von Moment und Normalkraft) als auch die Scherfuge (Interaktion von Normal- und Querkraft) maßgebend werden. Die Gefahr eines Versagens des Verbindungsmittelquerschnitts nimmt insbesondere bei hohen Rohdichten des Holzes sowie bei Verbindungsmitteln mit kleinen Durchmessern und begrenzter Zugfestigkeit zu. Auf Grundlage der vorliegenden Untersuchungen und ergänzender Ergebnisse aus [10] sollten insbesondere Verbindungskonfigurationen, die zwei von drei der nachfolgend genannten Bedingungen erfüllen hinsichtlich einer möglichen Interaktion der Schnittgrößen überprüft werden:

- Durchmesser $d \leq 10 \text{ mm}$
- Zugfestigkeit $f_u \leq 600 \text{ N/mm}^2$
- Rohdichte $\rho > 800 \text{ kg/m}^3$

Diese Grenzwerte stellen eine Orientierung auf Basis des untersuchten Parameterbereichs dar und sind nicht als allgemeingültige Grenzwerte zu verstehen.

Für eine allgemeine Berücksichtigung von Interaktionseffekten kann die Reduktion der verfügbaren Biegetragfähigkeit durch zusätzliche Normal- und Querkraften konservativ über eine Interaktionsbeziehung beschrieben werden:

$$M_y \geq \frac{M}{1 - \left(\frac{N}{F_{\text{tens}}} + \frac{V}{F_{\text{shear}}} \right)^\alpha} \quad (2)$$

Mit

M_y	Fließmoment
M	wirkendes Biegemoment
N	wirkende Normalkraft
F_{tens}	Zugtragfähigkeit
V	wirkende Querkraft
F_{shear}	Schertragfähigkeit

Dabei wird der Exponent $\alpha = 2$ für Holz-Holz-Verbindungen und $\alpha = 1,5$ für Stahl-Holz-Verbindungen vorgeschlagen. Diese Formulierung stellt eine allgemeine konservative Beschreibung kombinierter Beanspruchungszustände dar. Da experimentelle Ergebnisse derzeit insbesondere für die Interaktion von Normal- und Querkraften vorliegen, ist die Übertragung auf alle drei Schnittgrößen als vereinfachter Ansatz zu verstehen. Die Anwendbarkeit hängt dabei wesentlich von der Art der Kraftübertragung und der resultierenden Beanspruchungsverteilung entlang des Verbindungsmittels ab.

Aus den Untersuchungen zu unterschiedlichen Verbindungsmitteltypen ergeben sich darüber hinaus spezifische Empfehlungen für die Beschreibung der Normal-Querkraft-Interaktion. Vollgewindeschrauben zeigen einen kontinuierlichen Interaktionsverlauf, der durch eine superelliptische Funktion beschrieben werden kann:

$$\left(\frac{N}{F_{\text{tens}}} \right)^\alpha + \left(\frac{V}{F_{\text{shear}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (3)$$

mit einem Interaktionsexponenten von $\alpha = 1,6$. Die Abweichung von der quadratischen Interaktion wird auf lokale Systemeffekte zurückgeführt, insbesondere auf Eindrückungen der Gewindeflanken und daraus resultierende zusätzliche Biegebeanspruchungen innerhalb des Verbindungsmittels.

Für Teilgewindeschrauben und Bolzen zeigt sich dagegen ein Übergang zwischen unterschiedlichen maßgebenden Versagensmechanismen entlang der Verbindungsmittelachse. Eine durchgängige kontinuierliche Interaktionsfunktion kann diesen Verlauf nicht ausreichend beschreiben. Für diese Verbindungsmittel wird daher eine abschnittsweise Beschreibung empfohlen, bei der zunächst die Tragfähigkeit des maßgebenden Querschnitts im Gewindebeziehungsweise Übergangsbereich und bei höheren Scheranteilen der Übergang zu einem durch die Scherfuge dominierten Versagenszustand berücksichtigt wird.

$$\frac{N}{F_{\text{tens}}} \leq \begin{cases} \frac{A_{\text{crit}}}{A_{\text{ref}}} & \text{für } \frac{V}{F_{\text{shear}}} \leq 0,4 \\ \frac{A_{\text{crit}}}{A_{\text{ref}}} * \frac{1 - \left(\frac{V}{F_{\text{shear}}}\right)}{1 - 0,4} & \text{für } \frac{V}{F_{\text{shear}}} > 0,4 \end{cases} \quad (4)$$

mit A_{crit} : kleinster Querschnitt entlang Verbindungsmittelachse, A_{ref} : Querschnitt im Schaft

Falls die tatsächlichen Schnittgrößen im Verbindungsmittel nicht zuverlässig bestimmt werden können, ist eine konservative Begrenzung der aktivierbaren Zugkraft im Rahmen der Seilwirkung sinnvoll. Wird die Zugtragfähigkeit des Verbindungsmittels maßgebend für den Seileffekt, kann dies zu einer hohen axialen Ausnutzung des Verbindungsmittelquerschnitts führen und dadurch die verbleibende Tragfähigkeit gegenüber Biege- und Scherbeanspruchung reduzieren. Eine Begrenzung der maximal anrechenbaren Zugkraft stellt daher einen konservativen Ansatz dar, um nicht berücksichtigte Interaktionseffekte zu vermeiden.

6 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass das Tragverhalten von Verbindungsmitteln in Holzverbindungen nicht ausschließlich durch die Ausbildung von Fließgelenken und die daraus resultierende Biegebeanspruchung bestimmt wird. Insbesondere bei Holzwerkstoffen hoher Rohdichte treten zusätzliche Normal- und Querkraften auf, die zu relevanten mehrachsigen Beanspruchungszuständen im Verbindungsmittelquerschnitt führen können. Dadurch kann sich der maßgebende Versagensmechanismus von einer rein biegedominierten hin zu einer durch lokale Querschnittsbeanspruchungen geprägten Versagensform verschieben.

Die Analyse der Verformungen und Dehnungsverteilungen verdeutlicht, dass die Beanspruchungsverteilung entlang des Verbindungsmittels wesentlich von der Rohdichte des Holzwerkstoffs, der Verbindungsanordnung und dem Verbindungsmitteltyp abhängt. Während bei geringeren Rohdichten die plastische Verformung überwiegend durch Fließgelenke geprägt ist, gewinnen bei Holzwerkstoffen hoher

Rohdichte insbesondere Beanspruchungen im Bereich der Scherfugen an Bedeutung.

Die ergänzenden Zug-Scher-Versuche zeigen, dass das Interaktionsverhalten zwischen Normal- und Querkraften maßgeblich durch die Geometrie des Verbindungsmittels beeinflusst wird. Vollgewindeschrauben können durch eine kontinuierliche superelliptische Interaktionsbeziehung beschrieben werden, während Teilgewindeschrauben und Bolzen aufgrund wechselnder maßgebender Versagensbereiche eine abschnittsweise Beschreibung erfordern.

Auf Grundlage der Ergebnisse werden Ansätze zur Berücksichtigung von Interaktionseffekten bei der Bemessung von Holzverbindungen vorgeschlagen. Diese berücksichtigen sowohl allgemeine mehrachsige Beanspruchungszustände als auch die spezifischen Unterschiede zwischen Verbindungsmitteltypen. Zudem zeigen die Untersuchungen, dass die Aktivierung hoher axialer Kräfte infolge des Seileffekts kritisch bewertet werden muss, da diese die verfügbare Tragfähigkeit gegenüber Biege- und Scherbeanspruchung reduzieren kann.

Die Ergebnisse erweitern das Verständnis der lokalen Beanspruchungsmechanismen in Holzverbindungen und zeigen die Notwendigkeit einer Weiterentwicklung bestehender Bemessungsansätze. Für eine zukünftige Anwendung werden weitere Untersuchungen zur Validierung der vorgeschlagenen Interaktionsmodelle für eine größere Bandbreite an Verbindungskonfigurationen empfohlen.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Blaß H J (2018) Moment-Normalkraft-Querkraft Interaktion in stiftförmigen Verbindungsmitteln von Stahlblech-Holz-Verbindungen. In Karlsruher Tage HOLZBAU Forschung für die Praxis, pages 17–26. KIT Scientific Publishing.
- [2] DIN EN 1993-1-1 (2010). Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [3] DIN EN 1995-1-1:2010-12. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [4] Ehlbeck J and Siebert W (1984) Tragverhalten von Nagelverbindungen bei gleichzeitiger Beanspruchung auf Abscheren und Ausziehen. Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Fridericiana Karlsruhe.
- [5] Franke S, Franke B (2020) Bemessung von Stabdübelverbindungen in Buchen-Brettschichtholz. Bautechnik, 97(S1).
- [6] Hassler M (1973) Versuche mit Schrauben bei kombinierter Zug- und Scherbeanspruchung. Technical Report 1, Universität Stuttgart.
- [7] Johansen KW (1949) Theory of timber connections. Publication 9. International Association of Bridge and Structural Engineering (IABSE), Basel, Switzerland.
- [8] Knobloch M und Schmidt H (1987) Tragfähigkeit und Tragverhalten stahlbauüblicher Schrauben unter reiner Scherbeanspruchung und unter kombinierter Scher- Zugbeanspruchung. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen. Universität Essen.
- [9] Kobel P, Steiger R, Frangi A. (2014) Experimental analysis on the structural behaviour of connections with LVL made of beech wood. Materials and joints in timber structures. Recent developments in technology, pages 211–220.
- [10] Kuck E (2026) Failure Behaviour of Fasteners in Timber Connections: Testing Approaches for Laterally Loaded Dowel-Type Fasteners. PhD Thesis, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), doi:10.5445/IR/1000194313
- [11] Kuck E, Sandhaas C (2022) Load-bearing behaviour of partially threaded screws in hardwood. Wood Material Science & Engineering, pages 283–298. doi: 10.1080/17480272.2022.2084453.
- [12] Meyer N (2020) Tragfähigkeit mechanischer und geklebter Verbindungsmittel in Buchenfurnierschichtholz. PhD thesis, Karlsruhe Institute of Technology (KIT).
- [13] Pitrakkos T, Tizani W, Cabrera M and Fage N (2021) Blind Bolts with Headed Anchors Under Combined Tension and Shear. Journal of Constructional Steel Research, 179(106546).
- [14] Renner A and Lange J (2014) Versuche zur Zug-Abscher-Interaktionstragwirkung von Schrauben. Stahlbau, 83(4):265–272.
- [15] Ringhofer A, Burtscher M, Sieder R, and Gstettner M (2021) Self-tapping Timber Screws Subjected to Combined Axial and Lateral Loading, 54-7-2. In Rainer Görlacher, editor, INTER Proceedings Meeting 54, Online. Timber Scientific Publishing, KIT Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruhe, Deutschland.
- [16] Shakir-Khalil H and Ho C M (1979) Black Bolts under Combined Tension and Shear. The Structural Engineer, Volume 57B(16).
- [17] Steeve B E and Wingate R J (2012) Aerospace Threaded Fastener Strength in Combined Shear and Tension Loading. Technical report, NASA Marshall Space Flight Center, Huntsville, AL, United States.

Autorin

Elisabet Kuck

BE Ingenieure GmbH
An der Raumfabrik 33b
76227 Karlsruhe

Kontakt:

kuck@be-ingenieure.com

Rotationssteifigkeit von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Schrauben

Dr. Sebastian Egner

Zusammenfassung

Das geneigte Einbringen von Voll- und Teilgewindeschrauben ermöglicht die Herstellung von hochtragfähigen steifen Verbindungen. Dadurch eignen sie sich ideal für Fachwerkkonstruktionen. Trotz umfangreicher Forschung zu axialer und lateraler Steifigkeit ist die Rotationssteifigkeit solcher Verbindungen bislang kaum untersucht. Diese spielt jedoch eine zentrale Rolle, um Nebenspannungen und Verformungen zuverlässig zu berechnen. Um die Rotationssteifigkeit dieser Verbindungen zu untersuchen, wurde ein neuartiger biaxialer Prüfaufbau entwickelt, der es ermöglicht, Normalkräfte und Biegemomente unabhängig voneinander aufzubringen. Nach Validierung des Prüfaufbaus hinsichtlich Präzision und Reproduzierbarkeit wurden vorab identifizierten Parameter systematisch untersucht. Die Versuchsergebnisse bilden die Grundlage für einen praxisnahen Berechnungsansatz, der mithilfe analytischer und statistischer Methoden entwickelt und verglichen wird. Der resultierende Ansatz erlaubt die zuverlässige Abschätzung der Rotationssteifigkeit und kann in bestehende oder zukünftige Normen aufgenommen werden.

Abstract

Fully and partially threaded screws inclined inserted provide high load-bearing capacity and stiffness. Therefore, such screw connections are ideal for the construction of truss structures. While the axial and lateral stiffness of timber screws has already been well investigated and the translational stiffness of a connection with such screws can be determined by calculation, the rotational stiffness remains largely unexplored. Due to the presence of unplanned secondary stresses and deformations inside the connection, it is of central importance to elaborate reliable calculation methods. To determine the rotational stiffness of these connections experimentally, a new type of biaxial test setup was developed. After validation of its setup regarding accuracy and reproducibility pre-identified, parameters were systematically investigated. The obtained test results serve as foundation for the development of a practical calculation approach. The final calculation approach enables a sufficiently accurate estimation of the rotational stiffness. It can be directly integrated into existing or future standards and in consequence ensures the direct application into engineering and construction practice.

Stichworte: Rotationssteifigkeit, K_{ax} , geneigt eingebrachte Schrauben

Keywords: rotational stiffness, K_{ax} , inclined self-tapping screws

1 Einleitung und Motivation



Abb. 1: Fachwerkträger mit außenliegenden Zugstreben und Knotenpunkten mit geneigt eingebrachten Vollgewindeschrauben

Ressourceneffizienz zählt zu den zentralen Herausforderungen des Bauwesens. Insbesondere die Bauindustrie trägt in erheblichem Maße zum Verbrauch natürlicher Ressourcen und zur Entstehung von Treibhausgasemissionen bei. Entsprechend groß ist das Potenzial, durch materialeffiziente Tragwerkskonzepte den Ressourcenverbrauch, das Abfallaufkommen und den Bedarf an grauer Energie zu reduzieren. Holz bietet hierfür als nachwachsender Baustoff besonders günstige Voraussetzungen. Gleichzeitig erfordert auch der Einsatz nachhaltiger Materialien einen möglichst effizienten Materialeinsatz.

Eine besonders ressourcenschonende Konstruktionsform stellen Fachwerkträger dar. Durch die Aufteilung des Tragwerks in einzelne Stäbe können die Materialien gezielt dort angeordnet werden, wo sie für den Lastabtrag benötigt werden. Im Vergleich zu Vollwandträgern lassen sich dadurch erhebliche Materialeinsparungen erzielen, ohne die Tragfähigkeit wesentlich zu beeinträchtigen. Der höhere Fertigungsaufwand solcher Konstruktionen kann aufgrund der zunehmenden Automatisierung moderner Produktionsprozesse, beispielsweise beim CNC-gesteuerten Abbund, wirtschaftlich bewältigt werden.

Für das Trag- und Verformungsverhalten von Fachwerkträgern sind die Knotenpunkte von entscheidender Bedeutung. Ihre mechanischen Eigenschaften beeinflussen sowohl die inneren Kräfte als auch die Verformungen des Gesamtsystems. Für eine realitätsnahe statische Berechnung müssen die tatsächlichen Steifigkeitseigenschaften der Knoten daher möglichst zutreffend beschrieben werden. Reale Fachwerkknoten bewegen sich dabei zwischen den in

Abb. 2 dargestellten idealisierten Grenzfällen eines vollständig gelenkigen und eines vollständig starren Anschlusses.

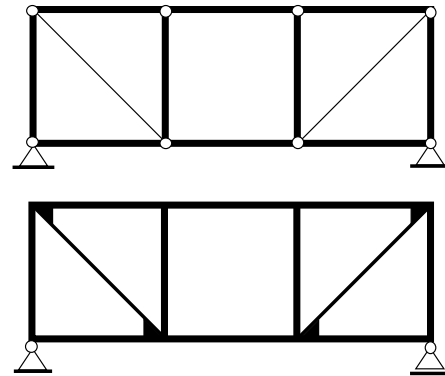


Abb. 2: Modellhafte Fachwerkträger mit gelenkigen (oben) und starren (unten) Knotenpunkten

Zur Beschreibung dieses Verhaltens können den Knoten, wie in Abb. 3 dargestellt, translatorische und rotatorische Steifigkeiten K_t und K_r zugeordnet werden. Während die translatorische Steifigkeit bereits für zahlreiche Verbindungssysteme untersucht wurde, bestehen hinsichtlich der Rotationssteifigkeit weiterhin erhebliche Wissenslücken. Dies gilt insbesondere für Verbindungen mit geneigt eingebrachten Voll- und Teilgewindeschrauben.

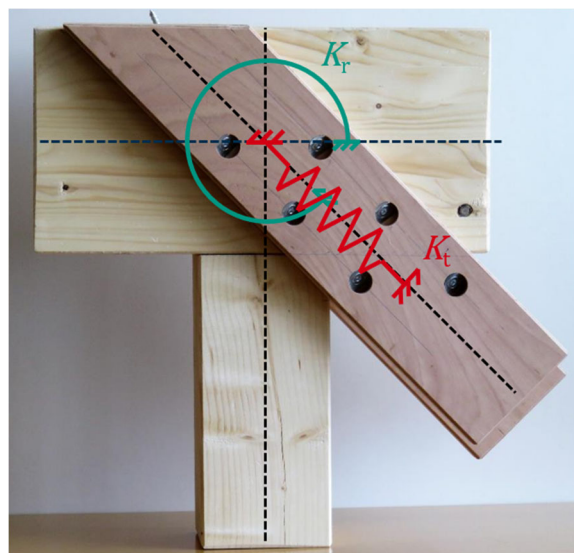


Abb. 3: Modellfachwerkknoten

Im Ingenieurholzbau werden Fachwerkknoten heute häufig mit Stabdübelverbindungen und Schlitzblechen ausgeführt. Diese zeichnen sich durch etablierte Bemessungsverfahren sowie eine einfache Erfüllung von Brandschutzanforderungen aus. Allerdings gehen sie häufig mit einem erhöhten Fertigungsaufwand und einer vergleichsweise geringen Ausnutzung der Holzquerschnitte einher. Geklebte Verbindungen ermöglichen dagegen sehr hohe Tragfähigkeiten und Steifigkeiten, führen bei Rotation der verklebten Füge Teile jedoch zu hohen Nebenspannungen und stellen besondere Anforderungen an die Herstellung.

Verbindungen mit geneigt eingebrachten Voll- und Teilgewindeschrauben stellen einen vielversprechenden Mittelweg zwischen diesen beiden Bauweisen dar. Sie ermöglichen hohe Tragfähigkeiten bei gleichzeitig anpassbaren Steifigkeitseigenschaften und lassen sich mit vergleichsweise einfachen Mitteln herstellen. Für ihre zuverlässige Anwendung in der Tragwerksplanung ist jedoch eine belastbare Beschreibung ihres Verformungsverhaltens erforderlich.

Aus der Untersuchung von Fachwerkknoten ergibt sich daher die grundlegende Forschungsfrage, die in diesem Referat erörtert und beantwortet wird: Wie kann die Rotationssteifigkeit von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Voll- und Teilgewindeschrauben experimentell erfasst und für die praktische Bemessung zuverlässig beschrieben werden? Da die Rotationssteifigkeit des Fachwerkknotens maßgeblich durch die Steifigkeit der eingesetzten Schraubenverbindung bestimmt wird, wird zunächst die Verbindung selbst isoliert untersucht. Die gewonnenen Erkenntnisse bilden anschließend die Grundlage für die Beschreibung realer Fachwerkknoten.

2 Steifigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln im Holzbau

2.1 Geometrische und mechanische Definitionen

Das Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Voll- und Teilgewindeschrauben unterscheidet sich grundlegend von

demjenigen klassischer, überwiegend lateral beanspruchter stiftförmiger Verbindungsmittel. Während bei Dübeln, Nägeln oder Schrauben unter rechtwinkliger Beanspruchung zur Achse hauptsächlich der Kraft-Faser-Winkel α maßgebend ist, beeinflussen bei geneigt eingebrachten Schrauben zusätzliche Winkelbeziehungen die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung.

Zur Beschreibung dieser Zusammenhänge werden die in Abb. 4 und Tab. 1 dargestellten Winkel definiert. Neben dem Kraft-Faser-Winkel α sind insbesondere der Kraft-Achs-Winkel γ , der Achs-Faser-Winkel ε sowie der Achs-Scherfugen-Winkel δ relevant. Im Gegensatz zu lateral beanspruchten Verbindungsmitteln können geneigt eingebrachte Schrauben sowohl axial als auch rechtwinklig zur Schraubenachse oder unter beliebigen Zwischenwinkeln beansprucht werden. Dadurch ergibt sich ein komplexes Zusammenwirken unterschiedlicher Steifigkeitsanteile.

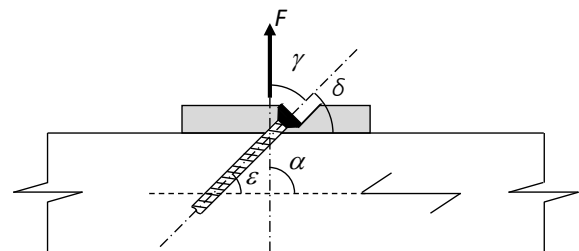


Abb. 4: Winkelzusammenhänge

Tab. 1: Begriffsdefinition Winkelzusammenhänge

Bezeichnung	Winkel zwischen:		Sym- bol
Kraft-Faser-Winkel	Kraftrichtung	Faserrichtung	α
Kraft-Achs-Winkel	Kraftrichtung	Schraubenachse	γ
Achs-Faser-Winkel	Schraubenachse	Faserrichtung	ε
Achs-Scherfugen-Winkel	Schraubenachse	Scherfuge	δ

Der Anschnittwinkel der Bauteile, namentlich der Winkel der Scherfuge zur Faser, wird in der vorliegenden Untersuchung nicht gesondert betrachtet. Da die untersuchten Holz-Holz-Verbindungen aus Bauteilen

mit parallelen Kontaktflächen bestehen, wird dessen Einfluss auf das Verformungsverhalten als untergeordnet angesehen. Für Anschlüsse mit nicht parallelen Faserverläufen oder komplexeren Anschlussgeometrien, beispielsweise Hauptträger-Nebenträger-Verbindungen, kann dieser Einfluss jedoch relevant werden.

2.2 Richtungsabhängige Steifigkeiten von stiftförmigen Verbindungsmitteln

Die Steifigkeit einer Schraube ist grundsätzlich richtungsabhängig. In axialer Belastungsrichtung werden deutlich höhere Steifigkeiten erreicht als bei einer Beanspruchung quer zur Schraubenachse. Für geneigt eingebrachte Schrauben wirken daher in der Regel sowohl axiale als auch laterale Verformungsanteile gleichzeitig.

Eine vereinfachte Betrachtung, bei der ausschließlich die axiale Steifigkeit berücksichtigt wird, ist deshalb nicht ausreichend. Zwar dominiert die axiale Steifigkeit häufig das Verformungsverhalten, insbesondere bei kleinen Kraft-Achs-Winkeln γ . Mit zunehmender Querbeanspruchung gewinnen jedoch auch die lateralen Verformungsanteile an Bedeutung. Für eine realistische Beschreibung des Verformungsverhaltens müssen beide Mechanismen berücksichtigt werden.

Die resultierende Verbindungssteifigkeit hängt somit nicht nur von den Eigenschaften des Verbindungsmittels selbst ab, sondern auch von dessen Orientierung innerhalb der Verbindung und der Richtung der äußeren Belastung.

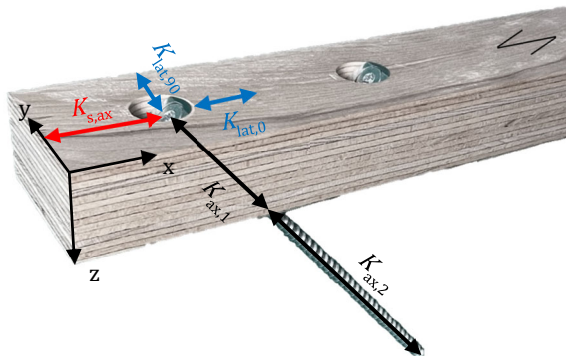


Abb. 5: Definition der richtungsabhängigen Steifigkeiten von stiftförmigen Verbindungsmitteln

Weiter werden die Schraubengeometrie und die Rohdichte der Werkstoffe an dieser Stelle einheitlich definiert. Der Nenndurchmesser der Schraube entspricht dem Gewindeaußendurchmesser. Nach EN 1995-1-1:2010-12 [1] wird dieser mit d bezeichnet. Die Einbindelänge des Gewindes im Holzwerkstoff wird mit l_{ef} benannt. Diese muss für Holz-Holz-Verbindungen je Seite betrachtet werden. Die mittlere Rohdichte des Holzwerkstoffs wird auch entsprechend EN 1995-1-1:2010-12 [1] mit ρ_m benannt. Die axiale Steifigkeit wird als K_{ax} bezeichnet, die laterale Steifigkeit als K_{lat} . Die in die Scherfugenebene projizierte, aus der axialen Steifigkeit resultierende Steifigkeit, wird als $K_{s,ax}$ bezeichnet. Die Beziehungen der Steifigkeiten sind in Abb. 5Abb. verdeutlicht. Die Verbindungsmittelsteifigkeit ohne Präzisierung ihrer Richtung wird allgemein als K_{ser} bezeichnet.

2.3 Stand der Technik und Stand der Forschung

Das laterale Tragverhalten von Schrauben ist vergleichbar mit dem anderer stiftförmiger Verbindungsmittel. Die Steifigkeit K_{lat} eines Verbindungsmittels hat daher schon lange Einzug in die Normung gehalten. Beispielsweise berücksichtigt die EN 1995-1-1:2010-12 [1] in Gleichung (1) den Verbindungsmitteldurchmesser und die Rohdichte. Eine Winkelabhängigkeit wird jedoch nicht berücksichtigt.

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \left[\frac{N}{mm} \right] \quad (1)$$

In der Schweizer Holzbaunorm SIA 265:2012 [2] hingegen wird auch der Kraft-Faser-Winkel α über einen angepassten Vorfaktor. Zwischen den beispielhaften Gleichungen (2) und (3) für Verbindungen ohne Vorbohren darf für beliebige Winkel linear interpoliert werden.

$$K_{ser,0} = 60 \cdot d_{ef}^{1,7} \quad (2)$$

$$K_{ser,90} = 30 \cdot d_{ef}^{1,7} \quad (3)$$

In der Neufassung der FprEN 1995-1-1:2025-04 [3] wird diese Abhängigkeit vom Kraft-Faser-Winkel in Gleichung (4) berücksichtigt.

$$K_{ser} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha}{90^\circ} \right) \cdot 60 \cdot d_1^{1,7} \cdot \left(\frac{\rho_k}{420} \right)^{1,1} \left[\frac{N}{mm} \right] \quad (4)$$

Weitere Ansätze auf Basis von Beam-on-Foundation-Modellen und experimentellen Versuchsergebnissen liefert beispielsweise [4].

Die axiale Tragfähigkeit und Steifigkeit von Voll- und Teilgewindeschrauben wurden in zahlreichen wissenschaftlichen Untersuchungen analysiert. Für die Bemessung stehen etablierte Berechnungsmodelle zur Verfügung, die sowohl den Einfluss der Schraubengeometrie als auch die Eigenschaften des Holzwerkstoffs berücksichtigen.

Die Berechnungsansätze basieren dabei meist auf experimentellen Untersuchungen, auf deren Basis mit Hilfe statistischer Methoden Gleichungen zur Beschreibung der Versuchsergebnisse hergeleitet werden. Aufgrund der unterschiedlichen Untersuchungsmethoden und der Betrachtung von verschiedenen Einflussparametern unterscheiden sich die Ansätze der Formeln teilweise deutlich. Überwiegend erfolgt die Ermittlung der Steifigkeit in Ausziehversuchen an einzelnen Schrauben wie bei [5], [6], [7], Zugversuchen an ganzen Verbindungen [8], Zug- oder Druckscherversuchen [5], [9], [10], [11] und auch Druckversuchen [12]. Die Prüfmethode und insbesondere die Messmethoden haben dabei großen Einfluss auf die ermittelten Steifigkeiten. Inzwischen sind frühe Untersuchungsergebnisse teilweise überholt und Prüfaufbauten wurden mehrfach optimiert, was die großen Abweichungen in den bestehenden Berechnungsformeln fallweise erklärt. Als Einflussfaktoren konnten, übereinstimmend der Durchmesser, die Rohdichte und die Einbindelänge identifiziert werden.

Zuletzt wurde auch die Interaktion zwischen lateraler und axialer Steifigkeit untersucht. Einen einfachen Ansatz unter der Annahme, dass die laterale Steifigkeit gegenüber der quantitativ größeren axialen Steifigkeit zurücktritt, liefert [5] mit Gleichung (5).

$$K_{s,ax} = K_{ax} * \cos \delta * (\cos \delta + \mu * \sin \delta) \left[\frac{kN}{mm} \right] \quad (5)$$

Hierbei wird auch die Reibung in der Kontaktfläche über den Reibbeiwert μ berücksichtigt. Wenn die laterale Steifigkeit zusätzlich berücksichtigt wird, kann die Gleichung nach [13] zu (6) erweitert werden.

$$K_{s,ax} = K_{lat} * \sin \delta * (\sin \delta - \mu * \cos \delta) + K_{ax} * \cos \delta * (\cos \delta + \mu * \sin \delta) \left[\frac{kN}{mm} \right] \quad (6)$$

2.4 Rotationssteifigkeit

Die meisten bestehenden Untersuchungen an Verbindungen im Holzbau konzentrieren sich auf translatorische Verformungen von Verbindungen. Die Rotationssteifigkeit von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Schrauben wurde bislang nur in begrenztem Umfang untersucht.

Für die Beschreibung von Fachwerkknoten stellt diese Wissenslücke ein wesentliches Problem dar. Rotationsverformungen beeinflussen die Schnittgrößenverteilung innerhalb statisch unbestimmter Systeme und können zu zusätzlichen Verformungen sowie sekundären Beanspruchungen führen. Eine zuverlässige Beschreibung der Rotationssteifigkeit bildet daher eine wesentliche Voraussetzung für die realitätsnahe Modellierung entsprechender Tragwerke.

Ein grundlegender Ansatz, um die Rotationssteifigkeit einer Verbindung mit stabförmigen Verbindungsmitteln zu ermitteln, ist die Berechnung über polare Trägheitsmomente und die Steifigkeit des einzelnen Verbindungsmittels. Auf der Basis der vorangegangenen mechanischen Überlegungen unter der Annahme eines linearen Verformungsverhaltens der Verbindung unter Last ergibt sich Gleichung (7) für die Rotationssteifigkeit.

$$K_r = \sum_{i=1}^n K_{\alpha,i} * r_i^2 \left[\frac{kNm}{rad} \right] \quad (7)$$

Unter Annahme gleicher Verbindungsmittelsteifigkeiten kann diese Formel zu Gleichung (8) vereinfacht werden.

$$K_r = K_{ser} * \sum_{i=1}^n r_i^2 \left[\frac{kNm}{rad} \right] \quad (8)$$

Unberücksichtigt bleiben hierbei Biege- und Schubverzerrungen in den angeschlossenen Bauteilen. Diese sind quantitativ jedoch um ein Vielfaches geringer, weshalb sie vernachlässigt werden können [14]. Die vorangegangene Gleichung wiederum lässt sich noch um die Richtungsabhängigkeit der Verbindungsmittelsteifigkeit zu Gleichung (9) erweitern.

$$K_r = \sum_{i=1}^n K_{lat,i} * x_i^2 + \sum_{i=1}^n K_{s,ax,i} * y_i^2 \left[kNm/rad \right] \quad (9)$$

2.5 Relevante Einflussfaktoren

Die Rotationssteifigkeit einer Verbindung mit geneigt eingebrachten Schrauben wird durch eine Vielzahl geometrischer, mechanischer und konstruktiver Einflussgrößen bestimmt. Aufbauend auf den theoretischen Grundlagen und dem Stand der Forschung werden folgende Parameter als potenziell maßgebend identifiziert:

1. Schraubentyp (Abb. 6)
 - Voll- oder Teilgewinde
 - Schraubendurchmesser
 - Gewindelänge
2. Einbringwinkel (Abb. 7)
 - a. Variation des Winkels δ zwischen 45° und 90°
3. Schraubenanordnung (Abb. 8)
 - a. Abstand der Schrauben zum Drehpunkt
 - b. Orientierung der Schrauben relativ zur Belastungsrichtung
4. Schraubenanzahl (Abb. 8)
 - a. Variation zwischen 4 und 16 Schrauben je Verbindung
5. Reibung in der Kontaktfläche (Abb. 8)
 - a. Variation des Reibbeiwerts μ
6. Vorlast innerhalb der Verbindung



Abb. 6: Verwendete Schraubentypen

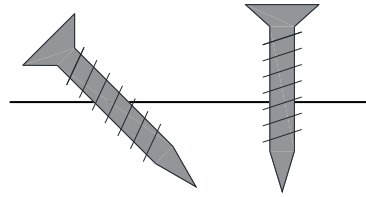


Abb. 7: Einbringwinkel 45° (links) und 90° (rechts)

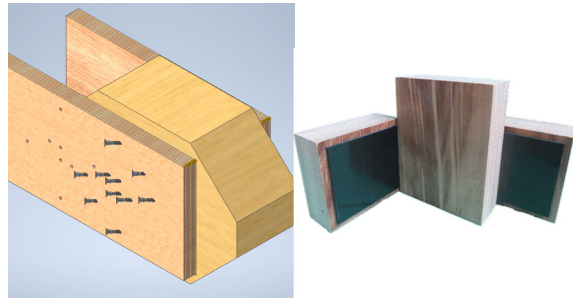


Abb. 8: Schraubenpositionen und -anzahl (links) – Kontaktflächen (rechts)

Wechselwirkungen dieser Einflussgrößen können nicht allein aus theoretischen Überlegungen abgeleitet werden. Daher werden die einzelnen Parameter im Rahmen der experimentellen Untersuchungen systematisch variiert und hinsichtlich ihres Einflusses auf die Rotationssteifigkeit bewertet.

3 Experimentelle Untersuchungen

Die Rotationssteifigkeit von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Voll- und Teilgewindeschrauben wird durch zahlreiche geometrische und mechanische Einflussgrößen bestimmt. Eine rein analytische Beschreibung dieser Zusammenhänge ist aufgrund der komplexen Wechselwirkungen zwischen Schrauben, Holzwerkstoff und Kontaktflächen nur eingeschränkt möglich. Daher werden die zuvor identifizierten Einflussgrößen experimentell untersucht und hinsichtlich ihres Beitrags zur Rotationssteifigkeit bewertet.

Die experimentellen Untersuchungen erfolgen in zwei Stufen. Zunächst werden ausgewählte Einflussgrößen in vereinfachten Versuchsreihen isoliert betrachtet. Anschließend wird das Verhalten vollständiger Verbindungen in einem neu entwickelten biaxialen Prüfaufbau untersucht. Dieser ermöglicht

das unabhängige Aufbringen von Normalkräften und Biegemomenten.

3.1 Entwicklung des Prüfaufbaus

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den vorangegangenen Zugscherversuchen wurde ein biaxialer Prüfaufbau entwickelt, der in Abb. 9 und Abb. 10 dargestellt ist. Er ermöglicht eine gezielte Untersuchung der Rotationssteifigkeit. Der Aufbau ist doppelt symmetrisch ausgeführt und besteht aus einem Mittelholz aus Nadelholz-Brettschichtholz (Na-BSH) und zwei außen liegenden Zuglaschen aus Buchen-Furnierschichtholz (Bu-LVL). Die Verbindung der Bauteile erfolgt über die jeweils untersuchten Schraubenanordnungen.

Durch die Einleitung einer vertikalen Last am Ende eines Hebelarms kann das Mittelholz gegenüber den Seitenhölzern kontrolliert verdreht werden. Die Lagerung des Mittelholzes erfolgt in stählernen Halbschalen, die einen eindeutig definierten Drehpunkt sicherstellen. Dadurch wird gewährleistet, dass die Beanspruchung fast ausschließlich als Rotation erfolgt und unerwünschte Translationen vermieden werden.

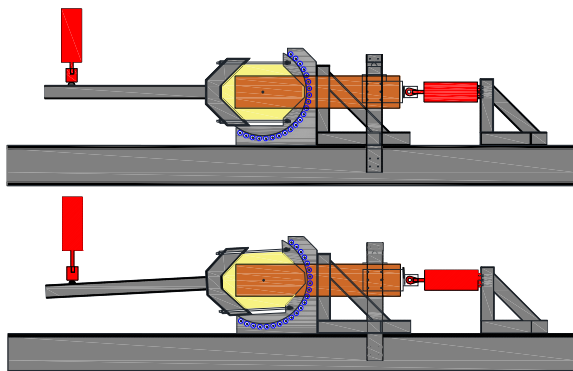


Abb. 9: Schematische Darstellung Prüfaufbau: Ausgangslage (oben) – Verdreht (unten)

Die gewählte oktagonale Geometrie des Mittelholzes erfüllt gleichzeitig zwei Anforderungen: Einerseits ermöglicht sie eine sichere kraft- und formschlüssige Lagerung des Prüfkörpers. Andererseits stellt sie bei kompakten Abmessungen einen möglichst großen Bereich für die Anordnung der Verbindungsmittel zur Verfügung. Dadurch können unterschiedliche

Schraubenkonfigurationen innerhalb desselben Grundaufbaus untersucht werden.

Mit dem entwickelten Prüfstand lassen sich Normalkräfte bis 100 kN sowie Momente bis 25 kNm aufbringen. Verdrehungen sind bis 6° möglich. Die Verformungsmessung erfolgt berührungslos mithilfe eines optischen Messsystems (Digital-Image-Correlation, kurz DIC). Dadurch können sowohl globale Verdrehungen als auch lokale Verformungen hochauflösend erfasst werden.

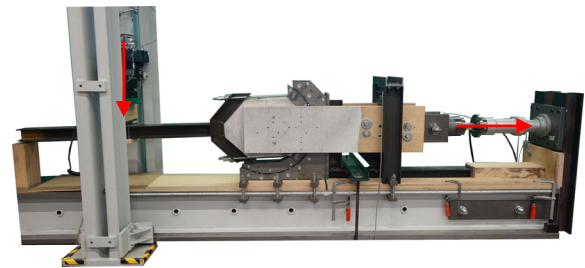


Abb. 10: Übersicht Prüfaufbau mit Lastrichtung der Querkraft und Normalkraft

3.2 Validierung des Prüfaufbaus

Da die zu untersuchenden Rotationssteifigkeiten von kleinsten Verformungen beeinflusst werden, kommt der Validierung des Prüfaufbaus besondere Bedeutung zu. Bereits geringe systematische Einflüsse können die Messergebnisse verfälschen und zu einer fehlerhaften Bewertung der Einflussgrößen führen.

Aus diesem Grund werden potenzielle Störgrößen des Prüfaufbaus vor Beginn der eigentlichen Versuchsreihen gesondert untersucht. Hierzu zählen insbesondere Reibungseffekte innerhalb der Lagerung, Vorbeanspruchungen infolge des Eigengewichts der Bauteile sowie geometrische Abweichungen der Verbindungsmittel oder der Prüfkörper von ihrer Soll-lage. Die ermittelten Einflüsse werden quantitativ erfasst und bei der späteren Auswertung rechnerisch berücksichtigt. Durch diese Vorgehensweise wird sichergestellt, dass die gemessenen Verformungen überwiegend auf das Verhalten der untersuchten Verbindung zurückzuführen sind und nicht auf systembedingte Einflüsse des Prüfaufbaus.

3.3 Zielsetzung der Versuchsreihen

Die Versuchsreihen dienen der Quantifizierung der in Abschnitt 2 identifizierten Einflussgrößen auf die Rotationssteifigkeit. Neben der Bewertung einzelner Parameter steht insbesondere deren Zusammenwirken im Fokus. Die gewonnenen Versuchsergebnisse bilden die Grundlage für die Entwicklung und Bewertung analytischer Berechnungsansätze, die im weiteren Verlauf der Arbeit vorgestellt werden.

4 Quantifizierung der Rotationssteifigkeit

Die Entwicklung eines praxismgerechten Berechnungsmodells setzt eine reproduzierbare und objektive Bestimmung der Rotationssteifigkeit voraus. Die Auswertung erfolgt ausschließlich innerhalb des linear-elastischen Bereichs der Momenten-Verdrehungskurven. Dadurch wird sichergestellt, dass die ermittelte Rotationssteifigkeit die Gebrauchstauglichkeit der Verbindung beschreibt und nicht durch plastische Verformungsmechanismen beeinflusst wird.

Zur Auswertung der Versuchsergebnisse wird die aus der EN 26891:1991-07 [15] bekannte Vorgehensweise zur Bestimmung von Verbindungssteifigkeiten auf die Momenten-Verdrehungs-Beziehung übertragen. Hierzu wird die Steigung der Kennlinie, wie in Abb. 11 dargestellt, im Bereich zwischen 10 und 40 % des maximal erreichten Moments bestimmt.

Zusätzlich wird die Auswertung auf Verdrehungen bis maximal 1° begrenzt. Diese Begrenzung verfolgt zwei Ziele. Einerseits befindet sich der überwiegende Teil der untersuchten Verbindungen innerhalb dieses Bereichs noch im annähernd linear-elastischen Verhalten. Andererseits entspricht dieser Verdrehungsbereich den in der Baupraxis relevanten Gebrauchszuständen, sodass die ermittelte Rotationssteifigkeit unmittelbar für die statische Modellbildung verwendet werden kann.

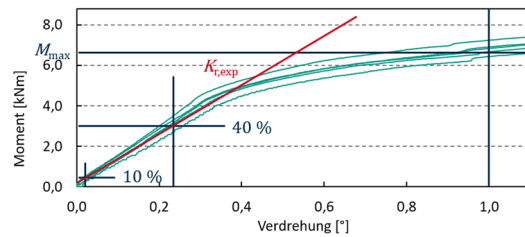


Abb. 11: Auswertebereich der Rotationssteifigkeit

Die Mehrzahl der untersuchten Verbindungen erfüllt diese Voraussetzungen. Vereinzelt konnte jedoch selbst bei einer Verdrehung von 1° kein nennenswertes Moment aufgebaut werden. Solche Verbindungen weisen im baupraktisch relevanten Verformungsbereich keine wirksame Rotationssteifigkeit auf. Sie werden deshalb konsequent mit einer Rotationssteifigkeit von $K_{r,exp} = 0$ kNm/rad in die weitere Auswertung übernommen.

Insgesamt wurden 129 Versuche durchgeführt. Davon konnten 124 Versuche ausgewertet werden. Bei 111 Versuchen konnte eine Rotationssteifigkeit $K_{r,exp} > 0$ ermittelt werden, während die übrigen Verbindungen innerhalb des betrachteten Verdrehungsbereichs keine ausreichende Biegesteifigkeit zur Übertragung von Momenten ermöglichten. Die Datengrundlage umfasst damit sowohl steife als auch sehr nachgiebige Verbindungen und ermöglicht eine belastbare Bewertung unterschiedlicher Berechnungsansätze.

Zur Beurteilung der Berechnungsmodelle werden die gewonnen experimentellen Ergebnisse 14 verschiedenen rechnerischen Ansätzen, basierend auf Normung und Stand der Technik, den in der Literatur vorhanden Gleichungen und den Ergebnissen eigener multipler Regressionsanalysen grafisch gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung ermöglicht sowohl die Bewertung der Vorhersagegüte bestehender Modelle als auch die Entwicklung eines für die Bemessung geeigneten Berechnungsansatzes. Punkte, die auf der Ursprungsgeraden liegen, stimmen exakt mit den Versuchsergebnissen überein. Werte oberhalb der Ursprungsgeraden zeigen, dass das Berechnungsmodell die Versuchsergebnisse überschätzt, während Werte unterhalb der Ursprungsgeraden eine Unterschätzung der Versuchsergebnisse darstellen. Geneigt eingebrachte Schrauben ($\delta = 45^\circ$) sind in Rot

dargestellt und rechtwinklig eingebrachte Schrauben ($\delta = 90^\circ$) in Blau.

Als Kriterien für die Güte der erklärenden Berechnungsmodelle dienen das Bestimmtheitsmaß R^2 sowie der Quotient der Mittelwerte aus berechneten und experimentellen Werten aller Versuche. Hierbei wird auch noch zwischen Verbindungen mit geneigt und rechtwinklig eingebrachten Schrauben unterschieden.

An dieser Stelle werden vier ausgewählte Ansätze dargestellt. Im Rahmen dieses Beitrags werden jedoch ausschließlich die wesentlichen Entwicklungsschritte dargestellt. Eine ausführliche Beschreibung aller untersuchten Modelle ist der zugrunde liegenden Dissertation zu entnehmen [16].

4.1 Stand der Technik und Normung

Berechnungsansatz 1, dargestellt in Tab. 2 und Abb. 12, repräsentiert den aktuellen Stand von Technik und Normung. Die laterale Steifigkeit wird entsprechend der EN 1995-1-1:2010-12 [1] berechnet, jedoch ohne Berücksichtigung des Kraft-Faser-Winkels α . Die axiale Steifigkeit ergibt sich aus der Zulassung [17] der verwendeten Schrauben. Die resultierende Steifigkeit in der Scherfugenebene wird geometrisch anhand des Winkels zwischen Schraubenachse und Scherfuge und der axialen Steifigkeit unter Einbeziehung des Reibungskoeffizienten ermittelt.

Tab. 2: Gleichungen Berechnungsansatz 1

K_{lat}	$= \frac{\rho_m^{1,5} * d}{23}$
K_{ax}	$= (25; 30) * d * l_{ef}$
$K_{s,ax}$	$= K_{ax} * \cos \delta * (\cos \delta + \mu * \sin \delta)$

Die Gegenüberstellung mit den Versuchsergebnissen zeigt jedoch, dass die bestehenden Berechnungsmodelle die experimentell bestimmten Rotationssteifigkeiten nur unzureichend widerspiegeln. Im Diagramm sind zwei horizontal separierte Gruppen erkennbar, die sich aus Verbindungen mit kleinen und großen Abständen der Verbindungsmittel zum Drehpunkt ergeben. Die laterale Steifigkeit wird deutlich überschätzt, erkennbar am sehr hohen Quotienten bei den Versuchen mit 90° Einbringwinkel in

Tab. 3. Die axiale Steifigkeit hingegen wird tendenziell unterschätzt, erkennbar am niedrigen Quotienten der Versuche mit 45° Einbringwinkel. Die axiale Steifigkeit berücksichtigt außerdem nur die Einbindelänge und den Nenndurchmesser der Schrauben. Die Rohdichte geht nur indirekt über den Vorfaktor ein, der zwischen Nadel- und Laubholz unterscheidet. Die rechnerische Steifigkeit in lateraler wie in projizierter axialer Richtung ist quantitativ auf demselben Niveau. Daher liegen Verbindungen mit lateraler und mit axial beanspruchten Verbindungsmitteln bei rechnerisch sehr ähnlichen Steifigkeiten. Dies spiegelt die realen Versuchsergebnisse nur eingeschränkt wider. Für Verbindungen mit geneigt eingebrachten Verbindungsmitteln ist mit diesem Berechnungsansatz keine realistische Abschätzung möglich.

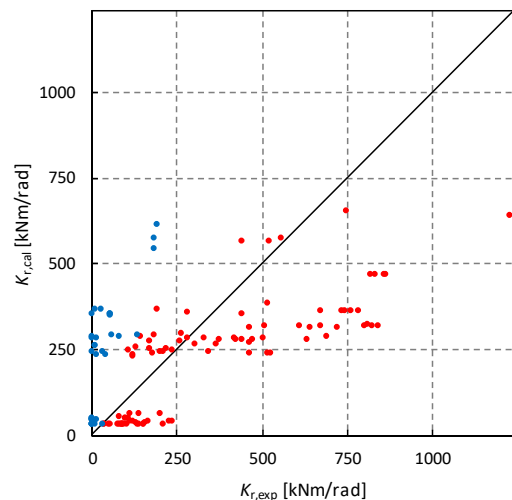


Abb. 12: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse zu Berechnungsansatz 1

Tab. 3: Bestimmtheitsmaß und Quotient der Mittelwerte Berechnungsansatz 1

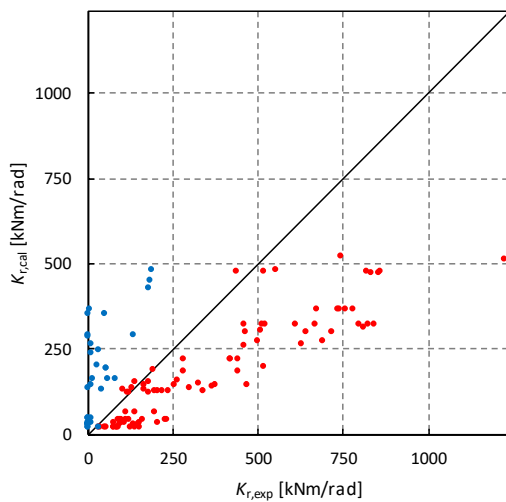
	Bestimmtheitsmaß R^2	Quotient $K_{r,cal}/K_{r,exp}$
Einbringwinkel 45°	0,620	0,65
Einbringwinkel 90°	0,551	6,42
Alle Versuche	0,367	0,85

Berechnungsansatz 3, dargestellt in Abb. 13 und Tab. 4, ergänzt Ansatz 1 um die Berücksichtigung des Kraft-Faser-Winkels α bei der Ermittlung der lateralen Steifigkeit. Dieser wird unter 90° zur Faser gegen-

über 0° halbiert. Zwischenwerte werden linear interpoliert. Diese Modifikation wirkt sich auf alle Einzelergebnisse aus. Die lateralen Steifigkeiten werden weniger überschätzt, was insbesondere bei Verbindungen mit 90° Einbringwinkel die Rotationssteifigkeit reduziert. Gleichzeitig wird durch eine Anpassung des Vorfaktors die axiale Steifigkeit erhöht. Wie in Tab. 5 deutlich wird, steigen zwar die Bestimmtheitsmaße, aber es werden nun alle Versuche noch deutlicher unterschätzt.

Tab. 4: Gleichungen Berechnungsansatz 3

K_{lat}	$= \left(1 - \frac{1}{2} * \frac{\alpha}{90^\circ}\right) * \frac{\rho_m^{1,5} * d}{23}$
K_{ax}	$= 40 * d * l_{ef}$
$K_{s,ax}$	$= K_{ax} * \cos \delta * (\cos \delta + \mu * \sin \delta)$


Abb. 13: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse zu Berechnungsansatz 3

Tab. 5: Bestimmtheitsmaß und Quotient der Mittelwerte Berechnungsansatz 3

	Bestimmtheitsmaß R^2	Quotient $K_{r,cal}/K_{r,exp}$
Einbringwinkel 45°	0,814	0,52
Einbringwinkel 90°	0,448	5,02
Alle Versuche	0,502	0,68

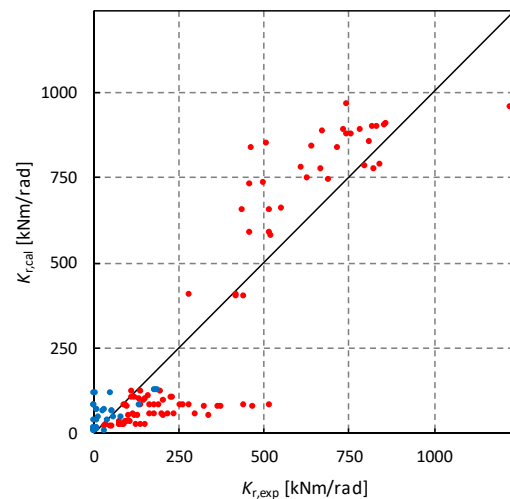
4.2 Berücksichtigung einer angepassten axialen Verbindungsmittelsteifigkeit

Die vorherigen Berechnungsansätze unterschätzen die axialen Steifigkeiten der Schrauben teilweise erheblich. Zur Verbesserung der Vorhersagegüte wird

im folgenden Berechnungsansatz 7 die in Tab. 6 dargestellte Gleichung zur Ermittlung der axialen Steifigkeit berücksichtigt, bei der die Rohdichte als Parameter direkt einfließt. Die Umrechnung der axialen Steifigkeit in eine projizierte Steifigkeit in Scherfugebene erfolgt wie zuvor rein geometrisch über Winkelfunktionen.

Tab. 6: Gleichungen Berechnungsansatz 7

K_{lat}	$= \left(1 - \frac{1}{2} * \frac{\alpha}{90^\circ}\right) * 3 * \rho_k^{0,5} * (1,1 * d_1)^{1,7}$
K_{ax}	$= 0,48 * d^{0,4} * l_{ef}^{0,4} * \rho^{0,3}$
$K_{s,ax}$	$= K_{ax} * \cos \delta * (\cos \delta + \mu * \sin \delta)$


Abb. 14: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse zu Berechnungsansatz 7

Zudem wird in Berechnungsansatz 7 ein alternativer Ansatz für die laterale Steifigkeit implementiert, der zu einer weiteren Reduktion dieser Anteile führt. In Abb. 14 sind jedoch wieder zwei getrennte Gruppen erkennbar. Diese Trennung rührt aus der Belastungsrichtung und nicht mehr aus den Verbindungsmittelabständen. Die Versuche mit 90° Einbringwinkel befinden sich in diesem Modell nur noch in der unteren Gruppe und werden nicht mehr stark überschätzt. Erstmals liegen mehrere Versuchsergebnisse dieser Serien oberhalb der Ursprungsgerade. Tab. 7 zeigt, dass das Bestimmtheitsmaß, obwohl es für die getrennte Betrachtung mit Einbringwinkel 90° gegenüber Ansatz 3 sinkt, über die 45° Versuche und auch

über alle Versuche deutlich steigt. Auch die Mittelwerte der Steifigkeit werden besser abgebildet als in allen vorangegangenen Ansätzen.

Tab. 7: Bestimmtheitsmaß und Quotient der Mittelwerte Berechnungsansatz 7

	Bestimmtheitsmaß R^2	Quotient $K_{r,cal}/K_{r,exp}$
Einbringwinkel 45°	0,836	0,92
Einbringwinkel 90°	0,375	1,47
Alle Versuche	0,839	0,94

4.3 Ansatz nach zukünftigem Eurocode 5

Berechnungsansatz 14 basiert auf der Neufassung des Eurocode 5 (FprEN 1995-1-1:2025-04 [3]). Die entsprechenden Ansätze für laterale und axiale Steifigkeit in Tab. 8 berücksichtigen sowohl den Kraft-Faser-Winkel α als auch die Rohdichte der angeschlossenen Hölzer.

Tab. 8: Gleichungen Berechnungsansatz 14

K_{lat}	$= \left(1 - \frac{1}{2} * \frac{\alpha}{90^\circ}\right) * 60 * d_1^{1,7} * \left(\frac{\rho_{mean}}{420}\right)^{1,1}$
K_{ax}	$= 2 * d^{0,6} * l_{ef}^{0,6} * \rho_{mean}^{0,9}$
$K_{s,ax}$	$= K_{lat} * \sin \delta * (\sin \delta - \mu * \cos \delta) + K_{ax} * \cos \delta * (\cos \delta + \mu * \sin \delta)$

Bei der Betrachtung der Einzelwerte in Abb. 15 fällt auf, dass die roten Werte der Verbindungen mit 45° Einbringwinkel gleichmäßiger verteilt liegen als in den Berechnungsansätzen zuvor. Nur einzelne Versuchsergebnisse überschreiten die Ursprungsgerade, was zeigt, dass die Rotationssteifigkeiten bei geneigt eingebrachten Verbindungsmitteln kaum überschätzt werden. Deutlich wird dies auch bei der Betrachtung der Einträge in Tab. 9. Das Bestimmtheitsmaß liegt auf vergleichbarem Niveau wie bei Berechnungsansatz 7, der Quotient bei geneigt eingebrachten Schrauben jedoch geringer. Der Ansatz liefert über den gesamten untersuchten Parameterbereich eine robuste Abschätzung der Rotationssteifigkeit und fügt sich gleichzeitig in die Systematik der zukünftigen Eurocode-Regelungen ein. Die verbleibenden Abweichungen liegen überwiegend auf der

sicheren Seite und sind für eine ingenieurmäßige Bemessung vertretbar.

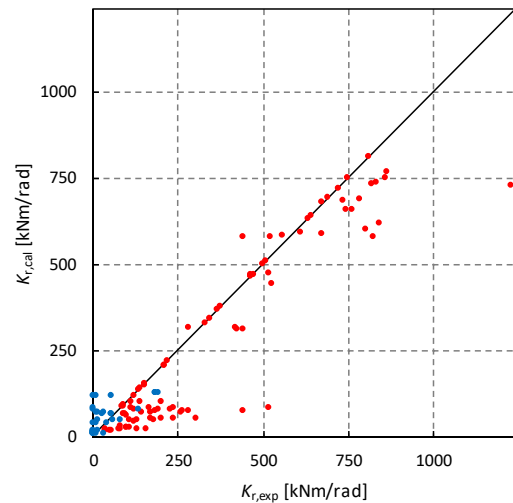


Abb. 15: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse zu Berechnungsansatz 14

Tab. 9: Bestimmtheitsmaß und Quotient der Mittelwerte Berechnungsansatz 14

	Bestimmtheitsmaß R^2	Quotient $K_{r,cal}/K_{r,exp}$
Einbringwinkel 45°	0,840	0,72
Einbringwinkel 90°	0,404	1,46
Alle Versuche	0,837	0,74

5 Fazit

Im Rahmen der Arbeit, über die im Referat berichtet wird, wurde die Rotationssteifigkeit von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Voll- und Teilgewindeschrauben experimentell untersucht und ein Berechnungsmodell für deren ingenieurmäßige Beschreibung entwickelt. Eine Vielzahl möglicher Einflussfaktoren wurde identifiziert und anschließend entweder durch Verweis auf entsprechende Literatur oder durch eigene experimentelle Untersuchungen geprüft und systematisch analysiert. Anschließend erfolgte ihre experimentelle Untersuchung in Einzelversuchen und an vollständigen Verbindungen unter kombinierter Momenten- und Normalkraftbeanspruchung. Hierfür wurde ein neu entwickelter biaxialer Prüfstand eingesetzt, der eine voneinander unabhängige Einleitung von (Zug-)Normalkräften und Momenten ermöglicht und eine reproduzierbare und überprüfbare Erfassung der Rotationssteifigkeit erlaubt.

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die Rotationssteifigkeit maßgeblich durch die axiale Verbindungsmittelsteifigkeit, die Schraubenanordnung sowie Reibung in der Kontaktfläche beeinflusst wird. Die gewonnenen Erkenntnisse ermöglichen eine deutlich verbesserte Beschreibung des Verformungsverhaltens gegenüber bestehenden Berechnungsansätzen.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wurden verschiedene Berechnungsmodelle bewertet und schrittweise weiterentwickelt. Die Untersuchungen zeigen, dass durch die Berücksichtigung der richtungsabhängigen Verbindungsmittelsteifigkeit sowie einer realitätsnahen Beschreibung der axialen Schraubensteifigkeit die Vorhersagegenauigkeit deutlich verbessert werden kann. Der empfohlene Berechnungsansatz liefert über den untersuchten Parameterbereich eine robuste und überwiegend konservative Abschätzung der Rotationssteifigkeit und eignet sich damit für die praktische Anwendung im Ingenieurholzbau im Geltungsbereich des neuen Eurocodes 5.

Im Rahmen dieses Tagungsbeitrags werden die wesentlichen Entwicklungsschritte des Berechnungs-

modells vorgestellt. Die umfangreichen experimentellen Untersuchungen sowie die vollständige Herleitung sämtlicher untersuchter Berechnungsansätze einschließlich der statistischen Auswertungen und Regressionsanalysen sind Bestandteil der zugrunde liegenden Dissertation [16]. Hintergründe zur Anwendung in Fachwerkkonstruktionen finden Sie im vorangegangenen Forschungsbericht zum Verbundvorhaben „Fachwerkträger aus Nadel- und Buchenholz (fanabu)“ [18].

6 Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 1995-1-1:2010-12: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*.
- [2] SIA 265:2012: *Holzbau*.
- [3] FprEN 1995-1-1:2025-04: *Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- [4] J. Gauß, *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen*, Dissertation, Stuttgart, 2024.
- [5] H. J. Blaß und Y. Steige, *Steifigkeit axial beanspruchter Vollgewindeschrauben*, Bd. 34 Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2018.
- [6] I. Bejtka, *Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben*, Bd. 2 Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Karlsruhe: Univ.-Verl. Karlsruhe, 2005.
- [7] A. Ringhofer, R. Brandner, und G. Schickhofer, *A universal approach for withdrawal properties of self-tapping screws in solid timber and laminated timber products*, in INTER 48, S. 79–96, 2015.
- [8] R. Jockwer, R. Steiger, und A. Frangi, *Design model for inclined screws under varying load to grain angles: Comparison with other simplified models*, in INTER 47, Bath UK, S. 141–153, 2014.
- [9] A. Kevarinmäki, *Joints with inclined screws*, in INTER 35, Kyoto Japan, S. 127–140, 2002.
- [10] R. Jockwer, R. Steiger, und A. Frangi, *Fully threaded self-tapping screws subjected to combined axial and lateral loading with different load to grain angles*, Materials and Joints in Timber Structures, S. 265–272, Jan. 2014.
- [11] Y. Steige und M. Frese, *Study on a newly developed diagonal connection for hybrid timber trusses made of spruce glulam and beech laminated veneer lumber*, Wood Material Science & Engineering, Bd. 14, Nr. 5, S. 280–290, Jan. 2019.
- [12] P. Dietsch, *Einsatz und Berechnung von Schubverstärkungen für Brettschichtholz*, Dissertation, München, 2012.
- [13] R. Tomasi, A. Crosatti, und M. Piazza, *Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws*, Construction and Building Materials, Bd. 24, S. 1560–1571, Jan. 2010.
- [14] M. Noguchi und K. Komatsu, *A new method for estimating stiffness and strength in bolted timber-to-timber joints and its verification by experiments (II): bolted cross-lapped beam to column joints*, J Wood Sci, Bd. 50, Nr. 5, S. 391–399, Jan. 2004.
- [15] DIN EN 26891:1991-07: *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln: Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens*.
- [16] S. Egner, *Rotationssteifigkeit von Fachwerkknoten mit geneigt eingebrachten Holzschrauben*, Bd. 42 Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2026.
- [17] ETA-11/0190, 23.07.2018, *Würth selbstbohrende Schrauben*.
- [18] S. Egner und M. Frese, *Schlussbericht zum Verbundvorhaben: Fachwerkträger aus Nadel- und Buchenholz (fanabu)*, Karlsruhe, 2023.

Autor

Dr. Sebastian Egner

Tragform Ingenieure GmbH
Niederlassung Schwarzwald
Ullerst 3
77716 Hofstetten

Kontakt:
sebastian.egner@tragform.de

Erdbebenbemessung im Holzbau nach dem Eurocode 8

Marion Kleiber und Judith Fuhrmann

Zusammenfassung

Die Erdbebenbemessung in Deutschland befindet sich im Übergang von der DIN 4149 zum Eurocode 8 mit Nationalem Anhang 2023. Die aktualisierte Erdbebengefährdungskarte und neue Untergrundparameter führen dabei in vielen Regionen zu veränderten, teilweise deutlich höheren Erdbebeneinwirkungen. Der Beitrag gibt einen Überblick über die Entwicklung der Erdbebennormung und zeigt die Auswirkungen der neuen Bemessungsgrundlagen anhand ausgewählter Standorte. Ein Schwerpunkt liegt auf der Erdbebenbemessung im Holzbau. Vorge stellt werden die aktuellen Regelungen des Eurocode 8 sowie die geplanten Nachweisformate der zukünftigen Normengeneration. Im Fokus stehen die Duktilitätsklassen und die daraus resultierenden Anforderungen an die Kapazitätsbemessung. Insbesondere moderne Holzbausysteme wie Brettspertholz- und mehrgeschossige Holzbauten werden künftig deutlich umfassender geregelt. Mit der bevorstehenden bauaufsichtlichen Einführung des aktuellen Eurocode 8 wird die Erdbebenbemessung in Deutschland auf eine europaweit harmonisierte Grundlage gestellt und an den aktuellen Stand der Technik angepasst.

Abstract

Seismic design in Germany is currently transitioning from DIN 4149 to Eurocode 8 including the 2023 National Annex. The updated seismic hazard map and new soil parameters are resulting in altered and in some cases significantly higher seismic actions in many regions. This article provides an overview of the evolution of seismic standards and illustrates the effects of the new design principles using selected locations. A key focus is placed on seismic design in timber construction. The current provisions of Eurocode 8 are presented, along with the planned verification formats for the next generation of standards. The focus is on the ductility classes and the resulting requirements for capacity design. In particular, modern timber construction systems such as cross-laminated timber (CLT) and multi-story timber buildings will be subject to significantly more comprehensive regulations in the future. With the upcoming adoption of the current Eurocode 8 by building authorities, seismic design in Germany will be placed on a Europe-wide harmonized basis and adapted to the current state of the art.

Stichworte: bauaufsichtliche Einführung, Erdbebengefährdungskarte, Duktilitätsklassen, Kapazitätsbemessung

Keywords: regulatory adoption, seismic hazard map, ductility classes, capacity design

1 Aktueller Stand der Erdbebennormung

Überblick zur Erdbebennormung

Die Erdbebenbemessung spielte in Deutschland lange Zeit nur eine untergeordnete Rolle, da starke Erdbeben vergleichsweise selten auftreten. Entsprechend gering war zunächst auch die Bedeutung entsprechender Normen im Bauwesen. Die erste deutsche Bemessungsnorm, die DIN 4149, wurde im Jahr 1957 veröffentlicht und umfasste lediglich etwa sechs Seiten. Erst im Jahr 1981 wurde eine überarbeitete Version der DIN 4149 herausgegeben. Diese wurde jedoch erst 1998 bauaufsichtlich eingeführt und damit verbindlich. Ein wesentliches Merkmal dieser Version war die Einführung des Antwortspektrumverfahrens als Bemessungskonzept. Eine grundlegende Weiterentwicklung erfolgte im Jahr 2005 mit der vollständigen Überarbeitung der DIN 4149 [1]. Diese neue Version wurde ohne Übergangsregelung eingeführt und ist bis heute die baurechtlich geltende Erdbebenbemessungsnorm in Deutschland. Sie basiert auf dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept. Zudem enthielt sie erstmals umfassende konstruktive Regeln für die verschiedenen Baustoffe Beton, Stahl, Holz und Mauerwerk.

Im Jahr 2010 wurde die erste Generation der Eurocodes und damit auch die sechs Teile des Eurocodes 8, der sich mit der Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben befasst, veröffentlicht. Der Teil 1 [2] enthält hierbei grundlegende Regelungen zu Erdbeneinwirkungen sowie zur Bemessung von Hochbauten. Der erste Nationale Anhang zu dieser Norm wurde 2011 veröffentlicht und passte die europäischen Vorgaben an die spezifischen Bedingungen in Deutschland an. In den grundlegenden Bemessungskonzepten ergaben sich dabei jedoch nur geringe Unterschiede zu den bisherigen Regelungen nach DIN 4149. In den letzten Jahren wurden weitere Forschungsarbeiten durchgeführt und ausgewertet. Dies führte zur Veröffentlichung eines neuen Nationalen Anhangs, der u.a. eine überarbeitete Erdbengefährdungskarte für Deutschland enthält. Diese basiert auf aktuellen wissenschaftlichen Erkenntnissen und führt an vielen Standorten zu veränderten Beschleunigungswerten im Vergleich zu früheren Karten. Im Jahr 2023 wurde der Nationale Anhang [4] zusätzlich um neue Untergrundkarten ergänzt.

Aktuell wird auf europäischer Ebene die 2. Generation der Eurocodes erarbeitet. Deutschland ist aktiv an diesem Prozess beteiligt, der in verschiedenen nationalen Arbeitskreisen begleitet wird. Im Arbeitskreis AK 18 beschäftigt man sich mit der Normenreihe DIN EN 1998 zur Erdbebenbemessung im Holzbau. Die neue Eurocode 8-Generation besteht aus insgesamt sechs Normteilen. Dabei sieht die zukünftige Struktur unter anderem einen allgemeinen Teil 1-1 „General rules and seismic action“ [5] sowie einen Teil 1-2 [6] für Neubauten vor. Darüber hinaus behandeln die weiteren Normteile Bestandsbauten sowie verschiedene Ingenieurbauwerke wie z. B. Holzbrücken im Teil 2 Anhang C.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass sich die Erdbebenbemessung in Deutschland von sehr einfachen und wenig beachteten Regelungen hin zu einem umfassenden, wissenschaftlich fundierten Normensystem entwickelt hat. Aktuelle Gefährdungs- und Untergrundkarten, erweiterte Berechnungsverfahren und die europäische Harmonisierung tragen heute dazu bei, die Sicherheit von Bauwerken gegenüber Erdbeben deutlich zu erhöhen.

Baurechtliche Situation

Mit der Veröffentlichung des Eurocode 8 (DIN EN 1998) [2] im Jahr 2010, dem zugehörigen Änderungsdokument von 2013 [3] sowie dem Nationalen Anhang von 2023 [4] haben sich die technischen Grundlagen für die Erdbebenbemessung in Deutschland wesentlich weiterentwickelt. Aus baurechtlicher Sicht ist jedoch zwischen der technischen Verfügbarkeit der neuen Regelungen und ihrer bauaufsichtlichen Verbindlichkeit zu differenzieren.

Bislang ist der Eurocode 8 nicht in der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) enthalten und wurde daher mit Ausnahme von Nordrhein-Westfalen nicht über die Verwaltungsvorschriften Technische Baubestimmungen (VwV TB) der Länder in Landesrecht umgesetzt. Die neuen Regelungen des Eurocode 8 sowie die aktualisierte Erdbengefährdungskarte sind daher bauordnungsrechtlich bisher nicht verbindlich. Für öffentlich-rechtliche Nachweise gilt weiterhin die eingeführte DIN 4149 als maßgebende technische Regel.

Gleichwohl sind die neuen Erkenntnisse zur Erdbengefährdung und die im Eurocode 8 enthaltenen

Bemessungskonzepte seit Jahren zivilrechtlich von Bedeutung. Im Rahmen der Bewertung der allgemein anerkannten Regeln der Technik sowie der fachlichen Sorgfaltspflichten von Planern und Bauausführenden werden die aktualisierte Erdbebengefährdungskarte bereits vor ihrer bauaufsichtlichen Einführung berücksichtigt.

In der sich aktuell in der Anhörung befindenden Ausgabe der MVV TB 2026/1 wurde der Eurocode 8 in der Ausgabe 2010 zusammen mit dem zugehörigen Änderungsdokument von 2013 sowie dem Nationalen Anhang von 2023 nun in die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen aufgenommen. Damit liegt die Grundlage für die anschließende Umsetzung in den Verwaltungsvorschriften der Länder vor. Es ist daher damit zu rechnen, dass die bauaufsichtliche Einführung des Eurocode 8 im Laufe des Jahres 2026 erfolgt.

Mit der Übernahme in das jeweilige Landesrecht wird der Eurocode 8 für die Erdbebenbemessung verbindlich anzuwenden sein. Gleichzeitig wird die bislang maßgebende DIN 4149 als bauaufsichtlich eingeführte Regel für die Erdbebenbemessung abgelöst. Die künftige Bemessung erdbebengefährdeter Bauwerke wird sich damit auf die europaweit harmonisierten Regelungen des Eurocode 8 und die darin berücksichtigte aktualisierte Erdbebengefährdung stützen.

Für Planer:innen, Prüfer:innen, Mitarbeitende der Bauaufsichtsbehörden, Bauherr:innen und Mitarbeitende von Baufirmen empfiehlt es sich daher, sich frühzeitig mit den Anforderungen des neuen Eurocode 8 und den Auswirkungen der aktualisierten Erdbebenkarte vertraut zu machen, um den bevorstehenden Übergang auf das neue Regelwerk reibungslos zu gestalten.

2 Entwicklung der Erdbebennormung

Von der DIN 4149 zum EC 8

Die DIN 4149 bildet bislang die nationale Grundlage für die Erdbebenbemessung in Deutschland. Sie wird voraussichtlich zum Ende des Jahres durch den Eurocode 8 (DIN EN 1998) in Verbindung mit dem Nationalen Anhang abgelöst. Die Fortschreibung des Eurocode 8 ist darüber hinaus bereits in Bearbeitung.

Während die DIN 4149 im Wesentlichen für Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten gilt, umfasst der Eurocode 8 mehrere Normteile und kann auf unterschiedliche Arten von Gebäuden sowie Ingenieurbauwerken angewendet werden.

Beide Regelwerke verfolgen dieselben grundlegenden Schutzziele und liefern dafür Vorgaben zum Tragwerksentwurf, zur Bemessung sowie zur konstruktiven Durchbildung. Ziel ist es, Bauwerke so auszulegen, dass sie den Einwirkungen eines Bemessungserdbebens sicher standhalten. Dabei steht insbesondere der Schutz von Menschenleben im Vordergrund. Ein Einsturz des Bauwerks soll auch bei starken Erdbeben verhindert werden, sodass den Nutzern eine ausreichende Sicherheit gewährleistet wird.

Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit sowie die Begrenzung von Sachschäden sind dabei grundsätzlich nachrangig und nicht primärer Bestandteil der Bemessung. Für Bauwerke mit hoher gesellschaftlicher Bedeutung, die der Bedeutungskategorie IV zugeordnet werden, wie beispielsweise Krankenhäuser, Feuerwehren, andere Einrichtungen des Katastrophenschutzes und Infrastrukturprojekte wie Brücken muss jedoch die Funktionsfähigkeit auch nach einem Erdbeben weitgehend sichergestellt werden.

Die grundlegenden Bemessungskonzepte der DIN 4149 und des Eurocode 8 sind weitgehend identisch. Beide Regelwerke basieren auf dem Prinzip der duktilen Tragwerksauslegung.

Beim Vergleich der Regelwerke DIN 4149, DIN EN 1998-1:2010-12 mit Nationalem Anhang von 2023 sowie prEN 1998-1-1:2022 (E) [5] bzw. prEN 1998-1-2:2025 (E) [6] fällt zunächst der deutliche Unterschied im Umfang der Dokumente auf. Tab. 1 zeigt die jeweiligen Seitenzahlen der Gesamtdokumente sowie die Seitenanteile, die sich speziell mit dem Holzbau befassen.

Tab. 1: Umfang der einzelnen Normen

Norm	Seitenanzahl
DIN 4149 [1]	82
davon spezielle Regeln für den Holzbau	2,5
DIN EN 1998-1:2010-12 [2]	204
davon spezielle Regeln für den Holzbau	6
DIN EN 1998-1/A1:2013-05 [3]	4
DIN EN 1998-1/NA:2023-11 [4]	58
davon spezielle Regeln für den Holzbau	1,5
prEN 1998-1-1:2022 (E) [5]	120
FprEN 1998-1-2:2025 (E) [6]	413
davon spezielle Regeln für den Holzbau	47

Der zunehmende Umfang der Normen verdeutlicht die fortschreitende Detaillierung der Bemessungsregeln sowie die stärkere Berücksichtigung material- und anwendungsspezifischer Anforderungen. Während die DIN 4149 einen vergleichsweise kompakten Regelungsumfang aufweist, hat sich der Umfang der Erdbebennormung im Zuge der Harmonisierung auf europäischer Ebene innerhalb der letzten 20 Jahre um etwa den Faktor 6,5 vergrößert. Besonders deutlich wird diese Entwicklung am Beispiel des Holzbaus. Während sich die Regelungen in der derzeit noch gültigen DIN 4149 sowie im aktuellen Eurocode 8 im Wesentlichen auf klassische Holztragwerke wie Rahmentragwerke, Skelettkonstruktionen und Holztafelbauten konzentrieren, werden in den künftigen Normengenerationen verstärkt auch moderne Holzbausysteme berücksichtigt. Hierzu zählen insbesondere Brettsperrholzkonstruktionen, Holz-Beton-Verbundsysteme sowie mehrgeschossige Holz- und Hybridbauten. Die Erweiterung des Regelungsumfangs trägt damit der wachsenden Bedeutung des modernen Ingenieurholzbaus und dessen Einsatz in erdbebengefährdeten Regionen Rechnung.

Der wesentliche Unterschied zwischen der DIN 4149 und dem aktuellen Eurocode 8 liegt in der Ermittlung der seismischen Einwirkungen und den zugrunde liegenden Gefährdungsmodellen. Die DIN 4149 basiert auf einer Erdbebenzonenkarte mit den Erdbebenzonen 0 bis 3. Der Eurocode 8 verwendet hingegen standortbezogene Gefährdungsparameter und Antwortspektren, die auf einer aktualisierten Gefährdungsbewertung beruhen (Abb. 1). Daraus ergeben

sich für viele Standorte teilweise deutlich höhere Erdbebeneinwirkungen und entsprechend höhere Bemessungslasten als nach DIN 4149.

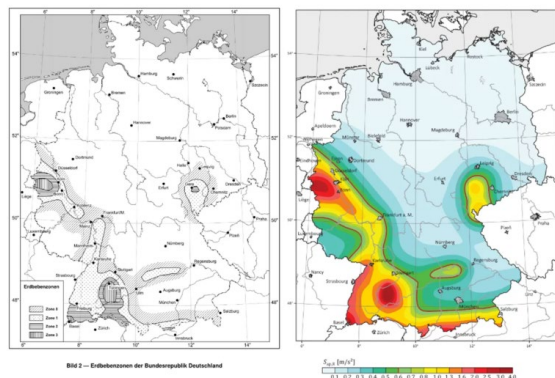


Abb. 1: Erdbebenkarten links DIN 4149 [1], rechts EC8/NA [4]

Erdbebeneinwirkung im Vergleich DIN 4149 gegenüber EC 8

Die DIN 4149 verwendet auf Intensitäten basierenden Erdbebengefährdungskarten mit fest definierten Erdbebenzonen (Zonen 0 bis 3). Im Eurocode 8 werden diese durch neue Erdbebengefährdungskarten ersetzt, die auf einer probabilistischen Bewertung der Erdbebeneinwirkung beruhen. Im Gegensatz zur Zoneneinteilung der DIN 4149 erfassen sie die seismische Gefährdung standortbezogen und damit räumlich kontinuierlich. Für jeden Standort kann so auf Grundlage der geografischen Koordinaten die für die Erdbebenbemessung maßgebliche Referenz-Spektralbeschleunigung $S_{aP,R}$ im Plateaubereich des elastischen Antwortspektrums für den Referenzuntergrund A-R ermittelt werden. Die erforderlichen Daten werden im Nationalen Anhang zum Eurocode 8 in Form von CSV-Dateien zur Verfügung gestellt. Darüber hinaus stehen verschiedene Abfragemöglichkeiten wie Softwareanwendungen oder das Webportal des GFZ Potsdam bereit.

Darüber hinaus wurden im Nationalen Anhang zum Eurocode 8 die Werte des Bodenparameters S angepasst. Die Auswirkungen der geänderten Untergrundklassifizierung sind für die DIN 4149 in Abb. 2 und für den Eurocode 8 mit Nationalem Anhang in Abb. 3 anhand des Bodenparameters S für die Kombination der Baugrund- bzw. Untergrundklasse C-S dargestellt.

Für diesen Fall ergibt sich allein aufgrund der Änderung des Bodenparameters bei einer Berechnung nach Eurocode 8 gegenüber der DIN 4149 [1] eine Erhöhung der anzusetzende Erdbebenbeanspruchung um rund 53 % ($1,15 / 0,75 = 1,53$).

Tabelle 4 — Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums

Untergrundverhältnisse	S	T_B s	T_C s	T_D s
A-R	1,00	0,05	0,20	2,0
B-R	1,25	0,05	0,25	2,0
C-R	1,50	0,05	0,30	2,0
B-T	1,00	0,1	0,30	2,0
C-T	1,25	0,1	0,40	2,0
C-S	0,75	0,1	0,50	2,0

Abb. 2: Tabelle 4, DIN 4149:2005 [1]

Tabelle NA.2 — Bodenparameter S zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums

Spektralbeschleunigung S_{aPR} m/s^2	Bodenparameter S^a Untergrundverhältnis					
	A-R	B-R	C-R	B-T	C-T	C-S
$S_{aPR} \leq 1,0$	1,00	1,25	1,50	1,05	1,45	1,30
$1,0 < S_{aPR} \leq 2,0$	1,00	1,20	1,30	1,00	1,25	1,15
$S_{aPR} > 2,0$	1,00	1,20	1,15	1,00	1,10	0,95

^a Für das Untergrundverhältnis B-S darf der Bodenparameter S wie bei C-S angenommen werden.

Abb. 3: Tabelle NA.2, DIN EN 199-8-1/NA:2023-11 [4]

Durch die Änderung der Eingangsgrößen für die Untergrundverhältnisse und die neue Gefährdungskarten können sich insbesondere für die Kombination der Baugrund-/Untergrundklasse C-S, die unter anderem im Raum Karlsruhe, im südlichen Oberrhein-graben sowie in den Regionen Bodenseekreis, Ravensburg und Biberach/Riß vorkommt, nach dem EC 8 deutlich erhöhte Erdbebenlasten ergeben. Hierbei sind Erhöhungen von bis zum 2,5-fachen gegenüber den bisherigen Lastansätzen nach DIN 4149 möglich.

Darüber hinaus führt die neue Gefährdungsbewertung dazu, dass künftig auch für Gebiete Erdbeben-nachweise zu erbringen sind, die nach DIN 4149 bis-lang der Erdbebenzone 0 zugeordnet waren oder sogar außerhalb der ausgewiesenen Erdbebenge-biete lagen. Gleichzeitig können sich für einzelne Re-gionen auch geringere Erdbebenbeanspruchungen ergeben.

Nachfolgend wird für die Standorte Karlsruhe (Tab. 2), Aachen (Tab. 3) und die Schwäbische Alb (Tab. 4) beispielhaft eine Gegenüberstellung der Be-messungsbodenbeschleunigung unter Berücksichti-gung des Bodenparameters S dargestellt. Für die Er-mittlung der Bemessungsbodenbeschleunigung ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$) wird die Bedeutungskategorie II mit dem zu-gehörigen Bedeutungsbeiwert zugrunde gelegt.

Die Referenz-Spektralbeschleunigung wurde über das Webportal des GFZ Potsdam [7] ermittelt (siehe Abb. 4).

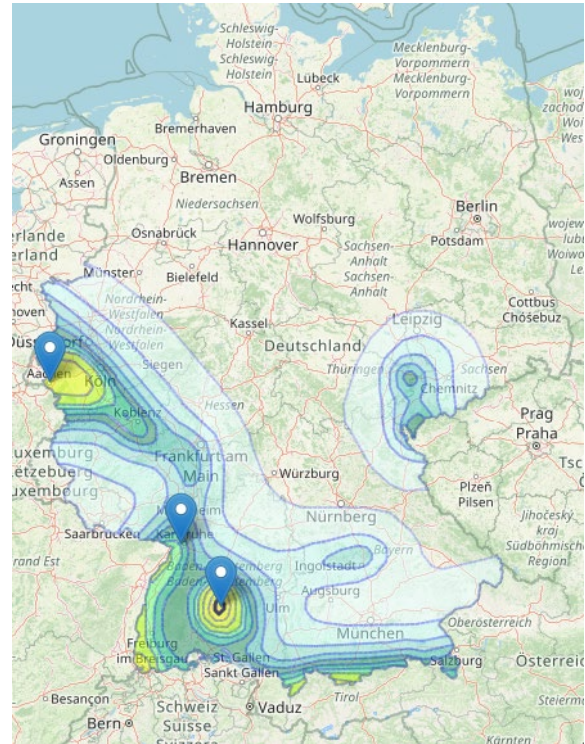


Abb. 4: Ausschnitt der Deutschlandkarte GFZ Potsdam [7]

Tab. 2: Vergleich der Erdbebenlasten für Karlsruhe Daxlanden

Karlsruhe Daxlanden	DIN 41419	DIN EN 1998-1/NA:2023-11
Spektralbeschleunigung $S_{aP,R}$		1,51 m/s^2
Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung $a_{g,R}$		$S_{aP,R} / 2,5$ 0,604 m/s^2
Bodenbeschleunigung a_g Zone 1	0,4 m/s^2	$\gamma_I \cdot a_{gR}$ 0,604 m/s^2
Bodenparameter S	0,75	1,15
Untergrundverhältnis C-S		
$a_g \cdot S$	0,3 m/s^2	0,69 m/s^2

Tab. 3: Vergleich der Erdbebenlasten für Aachen

Aachen	DIN 41419	DIN EN 1998-1/NA:2023-11
Spektralbeschleunigung $S_{ap,R}$		2,53 m/s ²
Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung $a_{g,R}$		$S_{ap,R} / 2,5$ 1,012 m/s ²
Bodenbeschleunigung a_g Zone 3	0,8 m/s ²	$\gamma_I \cdot a_{gR}$ 1,012 m/s ²
Bodenparameter S Untergrundverhältnis C-R	1,5	1,15
$a_g \cdot S$	1,2 m/s ²	1,16 m/s ²

Tab. 4: Vergleich der Erdbebenlasten für die Schwäbische Alb

Schwäbische Alb	DIN 41419	DIN EN 1998-1/NA:2023-11
Spektralbeschleunigung $S_{ap,R}$		3,9 m/s ²
Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung $a_{g,R}$		$S_{ap,R} / 2,5$ 1,56 m/s ²
Bodenbeschleunigung a_g Zone 3	0,8 m/s ²	$\gamma_I \cdot a_{gR}$ 1,56 m/s ²
Bodenparameter S Untergrundverhältnis C-R	1,5	1,15
$a_g \cdot S$	1,2 m/s ²	1,79 m/s ²

Eine pauschale Aussage darüber, in welchen Regionen künftig nach EC 8 höhere oder niedrigere Erdbebenlasten anzusetzen sind, ist nicht möglich. Sowohl die standortabhängige Bemessungs-Bodenbeschleunigung als auch der Bodenparameter sowie die gewählte Bedeutungskategorie beeinflussen die Größenordnung der seismischen Einwirkung auf das Bauwerk. Daher ist stets eine standortbezogene Betrachtung erforderlich.

Entwurf der neuen DIN EN 1998:202X

Die neue Generation des Eurocode 8 (EC 8) besteht insgesamt aus sieben Teilen. Dabei ist Teil 1 in die beiden Unterteile EC 8-1-1 und EC 8-1-2 gegliedert. Für erdbebengerechte Bemessung von Hochbauten sind diese beiden Teile maßgebend.

Der Normenentwurf prEN 1998-1-1:2022 bildet die Basis für die erdbebengerechte Planung von Bauwerken. Er behandelt die grundlegenden Anforderungen

an die Auslegung von Tragwerken in Erdbebengebieten und legt die Schutzziele, Sicherheitsanforderungen sowie die zu berücksichtigenden Grenzzustände fest. Darüber hinaus werden die Ermittlung und Beschreibung der Erdbebeneinwirkung, die Klassifizierung von Baugrundverhältnissen sowie die Ableitung geeigneter Bemessungsspektren geregelt.

Ein weiterer Schwerpunkt in diesem Normenteil liegt auf der Modellierung und Tragwerksbemessung unter seismischen Einwirkungen. Hierzu werden sowohl lineare als auch nichtlineare Berechnungsverfahren einschließlich Antwortspektrum-, Pushover- und Zeitverlaufsanalysen beschrieben. Zudem enthält die Norm Regeln für die Nachweisführung in verschiedenen Grenzzustände sowie für die Bemessung von Bauwerken mit speziellen Systemen wie Basisisolierungen oder Schwingungsdämpfern.

Der Normenentwurf FprEN 1998-1-2:2025 „Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1-2: Hochbauten“ enthält die spezifischen Regeln für die erdbebengerechte Planung und Bemessung von neuen Gebäuden des üblichen Hochbaus in Erdbebengebieten.

Zunächst werden die grundlegenden Bemessungsanforderungen sowie die Kriterien für die Erfüllung der Erdbebensicherheit festgelegt. Einen Schwerpunkt bilden dabei die Anforderungen an das Tragwerkskonzept, insbesondere die Ausbildung regelmäßiger Tragstrukturen sowie weitere allgemeine Grundsätze eines erdbebengerechten Entwurfs.

Darüber hinaus werden Regeln für die Modellierung von Gebäuden und die Durchführung statischer und dynamischer Analysen festgelegt. Hierzu gehören das Antwortspektrumverfahren, nichtlineare statische Verfahren (Pushover-Analyse) sowie Zeitverlaufsanalysen. Ergänzend werden Nachweisverfahren für Tragglieder und Tragwerkssysteme beschrieben, um die erforderliche Tragfähigkeit, Verformungsfähigkeit und Duktilität unter Erdbebeneinwirkung sicherzustellen.

Ein weiterer wesentlicher Bestandteil sind die materialspezifischen Bemessungsregeln für verschiedene Bauweisen. Der Entwurf enthält entsprechende Anforderungen für Stahlbeton-, Stahl-, Verbund-, Holz-

und Mauerwerksbauten sowie für unterschiedliche Aussteifungssysteme. Grundsätzliches Ziel ist es, ein kontrolliertes Tragverhalten mit ausreichender Energiedissipation zu gewährleisten und spröde Versagensformen zu vermeiden.

Für die Anwendung und Umsetzung der beiden Normenentwürfe fehlen aktuell noch die Nationale Parameter wie z.B. zur Bodenbeschleunigung sowie Untergrundparameter.

Neben den fehlenden Parametern gestaltet sich die Anwendung des Entwurfs der neuen Eurocode 8-Generation grundsätzlich als schwierig. Die Navigation innerhalb der Norm wird durch die Vielzahl an Querverweisen zusätzlich erschwert. Darüber hinaus deckt die Norm das gesamte Erdbebenspektrum Europas ab, von Starkbebengebieten wie Italien, Griechenland und der Türkei bis hin zu Schwachbebengebieten zu denen u.a. Deutschland gehört. Die unterschiedlichen Anforderungen dieser Regionen in einer einheitlichen Norm abzubilden, ist komplex und erfordert umfangreiche nationale Ergänzungen und Nachregelungen.

3 Bemessung im Holzbau nach EC 8 mit NA:2023 sowie Ausblick auf den Entwurf EC 8:202X

Die Bemessung von Holzbauten erfolgt nach Eurocode 8 grundsätzlich nach denselben Prinzipien wie nach DIN 4149. Dabei kann entweder eine elastische Bemessung in der Duktilitätsklasse 1 oder eine Kapazitätsbemessung in den Duktilitätsklassen 2 bzw. 3 durchgeführt werden.

Während die Vorgehensweise zur Kapazitätsbemessung in DIN 4149 nur in begrenztem Umfang beschrieben wird, enthält der aktuelle EC 8 mit Nationalem Anhang weitergehende Konkretisierungen. Dies betrifft insbesondere die anzusetzenden Überfestigkeiten, die für die Bemessung der nicht dissipativen Bauteile und Verbindungen zu berücksichtigen sind.

Im Entwurf der neuen Generation des EC 8 werden die Regelungen zur Kapazitätsbemessung nochmals

präzisiert und erweitert. Dadurch werden die Anforderungen an die Ausbildung dissipativer Bereiche sowie die Berücksichtigung von Überfestigkeiten und Tragfähigkeitsreserven im Bemessungsprozess detaillierter festgelegt.

Duktilitätsklassen

Im aktuellen EC 8 wird in drei Duktilitätsklassen unterschieden: DCL – niedriges Dissipationsvermögen, DCM – mittleres Dissipationsvermögen und DCH – hohes Dissipationsvermögen. Im Entwurf werden diese drei Klassen in die Duktilitätsklassen 1, 2 und 3 umbenannt, jedoch mit denselben Eigenschaften. In der DIN 1998-1/NA:2023-11 werden die drei Duktilitätsklassen wie folgt beschrieben:

Der Duktilitätsklasse DCL sind Tragwerke zuzuordnen, die beim Bemessungserdbeben im Wesentlichen im elastischen Zustand verbleiben sollen und keine besondere Duktilitätsanforderungen gestellt werden. Dieser Duktilitätsklasse dürfen alle Holzbauten zugeordnet werden.

Der Duktilitätsklasse DCM sind Tragwerke zuzuordnen, bei denen sich die Duktilitätsanforderungen auf wenige aber wirksame dissipative Bereiche mit stiftförmigen Verbindungsmitteln beschränken, soweit sie nicht für die Duktilitätsklassen DCL, im elastischen Zustand ausgelegt werden.

Der Duktilitätsklasse DCH sind Tragwerke zuzuordnen, die viele dissipative Bereiche mit metallischen stiftförmigen Verbindungsmitteln besitzen, soweit sie nicht für die Duktilitätsklasse DCL im elastischen Zustand ausgelegt werden.

Im Entwurf FprEN 1998-1-2:2025 (E) wird hierauf genauer eingegangen. Im ersten Schritt werden die einzelnen Konstruktionsarten in einer Tabelle bildlich dargestellt und zusätzlich verbal beschrieben. Im Folgenden werden die Verhaltensbeiwerte der verschiedenen Bauweisen in Abhängigkeit von der jeweiligen Duktilitätsklasse angegeben. Für Brettsperrholzkonstruktionen werden Verhaltensbeiwerte von $q = 2,3$ für die Duktilitätsklasse 2 und $q = 3,2$ für die Duktilitätsklasse 3 empfohlen. Für Holztafelbaukonstruktionen sind Verhaltensbeiwerte von $q = 2,5$ beziehungsweise $q = 4,0$ für die Duktilitätsklassen 2 und 3 vorgesehen. In der Duktilitätsklasse 1 ist grundsätzlich ein Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ anzusetzen.

3.1 Kapazitätsbemessung nach aktuellem EC 8 mit Nationalem Anhang

Die Bemessung nach DIN EN 1998-1:2012-10 mit DIN EN 1998-1/NA:2023-11 basiert auf dem Prinzip der duktilen Tragwerksauslegung. Grundsätzlich ist nach dem Nationalen Anhang für jedes Tragwerk auch eine elastische Bemessung zulässig. Der Verhaltensbeiwert ist hierbei auf $q = 1,5$ begrenzt. Selbst Verbindungen mit duktilen Eigenschaften werden bei diesem Bemessungskonzept ohne Ausnutzung ihrer plastischen Verformungsfähigkeit ausgelegt. Auf eine Kapazitätsbemessung kann in diesem Fall verzichtet werden. Insbesondere für Bauvorhaben in Deutschland und anderen Regionen mit geringer Seismizität bietet dieses Vorgehen eine praktikable Lösung. Die Verbindungen können nach den üblichen Regeln wie bei einer Bemessung im Lastfall Wind dimensioniert werden.

Wird bei der Erdbebenbemessung im Holzbau eine höhere Duktilitätsklasse gewählt, ist grundsätzlich eine Kapazitätsbemessung durchzuführen. Dabei wird gezielt festgelegt, in welchen Bereichen des Tragwerks im Erdbebenfall plastische Verformungen auftreten dürfen bzw. sollen, während alle übrigen Bauteile mit ausreichender Überfestigkeit bemessen werden müssen, um ein sprödes Versagen zu verhindern.

In der DIN EN 1998-1/NA:2023-11 wird im Absatz NCI zu 8.6(4)P für die Duktilitätsklassen DCM und DCH ein allgemeiner Überfestigkeitswert von $q / 1,5$ angegeben. Für Wandscheiben mit genagelten Schubfeldern darf die Überfestigkeit mit 1,6 angesetzt werden. Weiterhin sind diese Überfestigkeitswerte um den Kehrwert des Ausnutzungsgrades der dissipativen stiftförmigen Verbindungen zu erhöhen. Die Überfestigkeitsanforderungen betreffen insbesondere Verankerungen und Anschlüsse an massive Bauteile sowie die Verbindungen zwischen horizontalen Scheiben und den vertikalen Traggliedern, die für den Abtrag der Horizontallasten verantwortlich sind. Die Nachweise im GZT für Tragwerke, die nach dem Konzept des dissipativen Tragwerksverhaltens (Duktilitätsklassen DCM und DCH) ausgelegt werden, dürfen mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,0$ geführt werden. Bei einer elastischen Bemessung dagegen

(Duktilitätsklasse DCL) ist der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$ anzusetzen.

Weitere Anforderungen oder Konkretisierungen zur Durchführung der Kapazitätsbemessung werden in der DIN EN 1998-1/NA:2023-11 nicht angegeben. Nachfolgend wird die Umsetzung der Kapazitätsbemessung für die Konstruktionsarten Holztafel- und Massivholzbau dargestellt. Es handelt sich um eine Auslegung der normativen Anforderungen unter Einbeziehung einschlägiger Fachliteratur [9],[10] sowie der Erkenntnisse aus dem fachlichen Austausch mit Experten.

Holztafelkonstruktionen nach dem aktuellen EC8

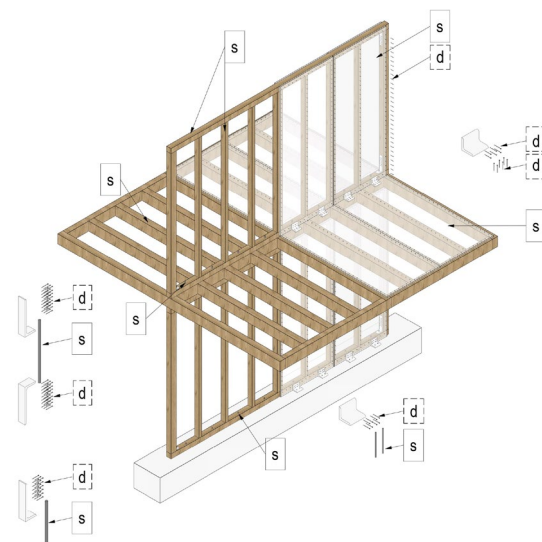


Abb. 5: Holztafelkonstruktion nach dem Prinzip der Kapazitätsbemessung

Genagelten Wandtafeln dürfen in die Duktilitätsklasse DCH mit hohem Energiedissipationsvermögen eingestuft werden. Als dissipatives bzw. duktiles Element „d“ wird dabei der Anschluss der Beplankung an die Ständerkonstruktion betrachtet. Der Nachweis des Schubflusses der Verbindungsmittel erfolgt dementsprechend mit einem Verhaltensbeiwert $q > 1,5$. Alle weiteren Verbindungen sowie die Bauteile (Rippen, Rähm und die Beplankung) werden dagegen als nicht dissipativ bzw. spröde „s“ angesehen. Für diese Bauteile sind die Nachweise unter Berücksichtigung einer Überfestigkeit zu führen. Hierfür ist ein Überfestigkeitsfaktor von 1,6 angegeben. Dieser ist um den Kehrwert des Ausnutzungsgrades aus dem Nachweis

des Schubflusses der Verbindungsmittel zwischen Beplankung und Ständerwerk zu erhöhen. Auf diese Weise wird sichergestellt, dass plastische Verformungen ausschließlich in den vorgesehenen dissipativen Bereichen, also in den Verbindungsmitteln des Beplankungsanschlusses, auftreten können.

Die Nachweisführung erfolgt mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,0$.

Ferner ist im Rahmen der Bemessung stets zu prüfen, ob infolge der gewählten Auslegung unter Ansatz von Verhaltensbeiwerten $q > 1,5$ die Windbeanspruchungen gegenüber den seismischen Einwirkungen maßgebend werden.

Massivholzkonstruktionen nach dem aktuellen EC8

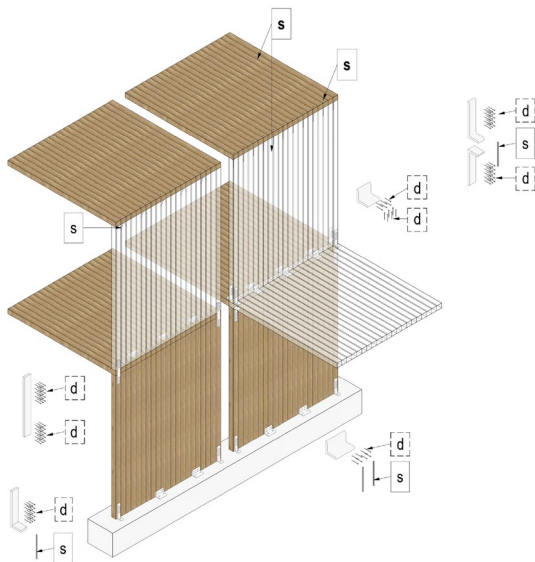


Abb. 6: Massivholzkonstruktion nach dem Prinzip der Kapazitätsbemessung

Im Gegensatz zu Holzrahmenbauten sind Duktilitätsbeiwerte für Brettsperrholzkonstruktionen bislang weder im aktuellen Eurocode 8 noch im deutschen Nationalen Anhang explizit geregelt. In der Fachliteratur werden jedoch verschiedene Empfehlungen zur Berücksichtigung des duktilen Tragverhaltens gegeben. So empfiehlt ProHolz Austria [8] für Brettsperrholzgebäude einen Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$, der bei ausreichend duktil ausgebildeten Verbindungen auf $q = 2,0$ erhöht werden kann. In der FprEN 1998-1-2:2025 (E) werden für die Duktilitätsklasse

DC2 Werte von $q = 2,3$ und für die Duktilitätsklasse DC3 Werte von $q = 3,2$ vorgeschlagen.

Im Rahmen einer Kapazitätsbemessung werden die lateral beanspruchten Verbindungsmittel der Schub- und Zugverankerungen sowie die Verbindungsmittel in den vertikalen Schubfugen zwischen den Wandelementen bei der segmentierten Bauweise als dissipativ bzw. duktil „d“ wirkende Bereiche betrachtet. Diese Verbindungsmittel sind daher für reduzierten seismischen Einwirkungen unter Ansatz des gewählten Verhaltensbeiwerts q nachzuweisen. Die plastische Energiedissipation soll gezielt in diesen Bereichen erfolgen.

Alle übrigen Bauteile, Verbindungen und Verbindungsmittel werden dagegen als nicht dissipativ bzw. spröde „s“ eingestuft. Für diese Elemente sind die Nachweise unter Berücksichtigung einer Überfestigkeit zu führen, um ein sprödes Versagen auszuschließen. Hierzu ist die Beanspruchung mit dem Überfestigkeitsfaktor von $q / 1,5$ sowie zusätzlich um den maximalen Kehrwert des Ausnutzungsgrades aus dem Nachweis der Verbindungsmittel der Wandverankerungen (Schub- und Zuganker) bzw. der vertikalen Fuge zu erhöhen. Dadurch wird sichergestellt, dass die Tragreserven der dissipativen Verbindungsmittel vollständig aktiviert werden können, bevor in anderen Bereichen ein Versagen eintreten kann. Die Nachweisführung erfolgt mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,0$.

Ebenso wie bei den Holztafelbauten ist auch hier zu überprüfen, ob aufgrund der gewählten Auslegung mit Verhaltensbeiwerten $q > 1,5$ die Einwirkungen aus Wind die seismischen Bemessungseinwirkungen übersteigen und somit für einzelne Bauteile oder Verbindungen maßgebend werden.

3.2 Kapazitätsbemessung nach der 2. Generation des EC 8

Auch nach dem Entwurf der FprEN 1998-1-2:2025-02 kann für alle Holzbauwerke eine elastische Bemessung in der Duktilitätsklasse 1 durchgeführt werden. Dabei ist ein Grenzwert für den seismischen Einwirkungsindex S_d einzuhalten. Die Ermittlung von S_d erfolgt in Abhängigkeit des Bodenparameters und der

Referenz-Spektralbeschleunigung. Die hierfür erforderlichen national festzulegenden Parameter liegen jedoch derzeit noch nicht vor.

Weiterhin können die verschiedenen Bauweisen den Duktilitätsklassen 2 oder 3 zugeordnet werden. In diesen Fällen ist eine Kapazitätsbemessung durchzuführen. Obwohl die Vorgehensweise hierzu im Normtext ausführlich beschrieben wird, wird die Nachweisführung durch zahlreiche Querverweise sowie teilweise fehlende oder unpräzise Angaben erschwert. Die Auslegung der normativen Vorgaben ist nicht in allen Punkten eindeutig. Den nachfolgenden Ausführungen liegt daher auch die Interpretation des Normtextes durch die Autorinnen zugrunde.

Im Rahmen der Kapazitätsbemessung ist bei der Ermittlung der Tragfähigkeit aller dissipativen Anschlüsse ein Festigkeitsabfall unter zyklischer Belastung über ein Degradationsfaktor k_{deg} zu berücksichtigen, siehe Gleichung (1).

$$F_{Rd,d} = k_{deg} k_{mod} \frac{F_{Rk,d}}{\gamma_M} \quad (1)$$

mit ($0,8 \leq k_{deg} \leq 1,0$)

Für die Bemessung der nicht dissipativen Bereiche enthält die FprEN 1998-1-2:2025 zwei maßgebende Gleichungen:

$$\frac{\gamma_{Rd}}{k_{deg}} F_{Rd,d} \leq F_{Rd,nd} \quad (2)$$

$$F_{Rd,nd} \geq \frac{\gamma_{Rd}}{k_{deg}} \Omega_d F_{Ed,E} + F_{Ed,G} \quad (3)$$

Dabei wird zwischen spröden Versagensmechanismen der Zug- und Schubverankerungen – beispielsweise bei Zugankern bzw. Zugblechen sowie bei Schubwinkeln bzw. Schubblechen – und den Nachweisen der Holzkonstruktion selbst sowie den Bauteilfügungen unterschieden. Letztere umfassen insbesondere die Nachweise der Verbindungen zwischen der Decke und einer darunterliegenden aussteifenden Wand sowie der vertikalen Fugen zwischen den Wandelementen.

Bei den Anschlüssen, die nach Gleichung (2) bemessen werden, handelt es sich um Verbindungen, bei denen eine Komponente dissipativ ausgebildet wird

(Anschluss der Wand), während die zweite Komponente nicht dissipativ ausgeführt werden soll (Anschluss an den Untergrund). Die Bemessung des nicht dissipativen Teils erfolgt auf Grundlage der Tragfähigkeit der dissipativen Komponente unter Berücksichtigung einer Lasterhöhung um den Faktor γ_{Rd} / k_{deg} wobei γ_{Rd} die Überfestigkeit und k_{deg} die Degradation der Tragfähigkeit infolge zyklischer Beanspruchungen berücksichtigt.

Der nicht dissipative Anschlussbereich von axial beanspruchten Verbindungsmitteln bzw. entsprechenden Versagensmechanismen in den Bauteilen selbst muss dabei eine charakteristische Tragfähigkeit aufweisen, die größer ist als die um den Faktor $\gamma_{Rd} / k_{deg} = 1,6 / 0,8$ erhöhte charakteristische Tragfähigkeit des dissipativen Teils. Für lateral beanspruchte Verbindungsmittel ist entsprechend die um den Faktor $\gamma_{Rd} / k_{deg} = 1,3 / 0,8$ erhöhte charakteristische Tragfähigkeit des dissipativen Teils anzusetzen.

Bei nicht dissipativen Anschlüssen, die nach Gleichung (3) bemessen werden, wird keine Komponente dissipativ ausgeführt. Um eine Überbemessung dieser Verbindungen zu gewährleisten, wird bei der Bemessung ein Überfestigkeitsverhältnis durch den Ω -Faktor berücksichtigt, der die Ausnutzung der dissipativen Anschlüsse abbildet. Zudem fließt auch bei dieser Gleichung eine Lasterhöhung durch den Überfestigkeitsfaktor γ_{Rd} und den Degradationswert k_{deg} ein. Die Erdbebenbeanspruchung wird somit um den Faktor $\gamma_{Rd} / k_{deg} \times \Omega$ erhöht. Dies bedeutet eine Lasterhöhung um $1,6 / 0,8 \times \Omega = 2,0 \times \Omega$ für axial beanspruchte sowie um $1,3 / 0,8 \times \Omega = 1,625 \times \Omega$ für lateral beanspruchte Verbindungsmittel.

Die Abb. 7 und Abb. 8 zeigen exemplarisch die Auslegung der im Normtext beschriebenen Anschlussdetails. Dabei wird zwischen dissipativen Anschlüssen „d“, spröden bzw. nicht dissipativen Anschlüssen „s1“ nach Gleichung (2) sowie spröden bzw. nicht dissipativen Anschlüssen „s2“ nach Gleichung (3) unterschieden. Wie bereits beschrieben, weisen bestimmte Anschlussdetails sowohl dissipative als auch nicht dissipative Komponenten auf. Beispiele hierfür sind Schubverankerungen mittels Schubwinkeln, deren horizontale und vertikale Schenkel gezielt mit unterschiedlichen Steifigkeiten zu bemessen sind. Ebenso gehören hierzu Zugverankerungen mittels

Zugblechen, bei denen die Vernagelung der Zuglatten am Wandfuß der oberen Wand und am Wandkopf der darunterliegenden Wand unterschiedlich steif ausgebildet wird. Auf diese Weise soll sichergestellt werden, dass die plastischen Verformungen gezielt in den vorgesehenen dissipativen Bereichen stattfinden, während die übrigen Komponenten ausreichend überbemessen sind.

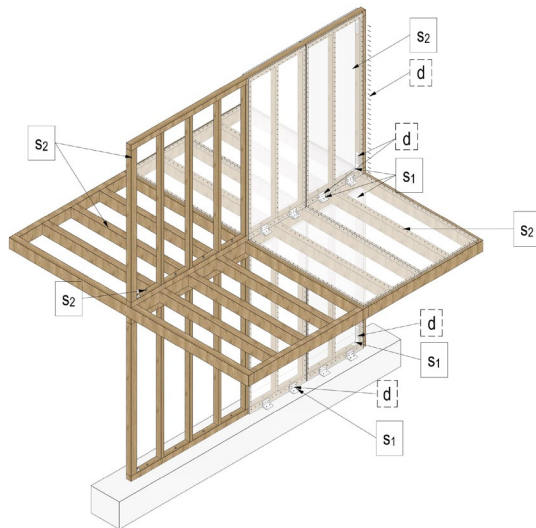


Abb. 7: Ausführung dissipativer und nicht dissipativer Verbindungen bei Holztafelkonstruktionen in der DC 2 gemäß FprEN 1998-1-2:2025-02

4 Fazit

Mit der vorgesehenen bauaufsichtlichen Einführung des Eurocode 8 einschließlich Nationalem Anhang steht die endgültige Ablösung der DIN 4149 unmittelbar bevor. Für die Praxis bedeutet dies insbesondere die verpflichtende Anwendung der neuen Erdbebengefährdungskarten sowie der überarbeiteten Regelungen zu den Untergrundklassen. Im Holzbau bringt der Eurocode 8 darüber hinaus eine präzisere Beschreibung der Kapazitätsbemessung mit sich und schließt damit Regelungslücken, die insbesondere bei der Bemessung dissipativer und nicht dissipativer Bereiche höherer Duktilitätsklassen unter DIN 4149 bestanden.

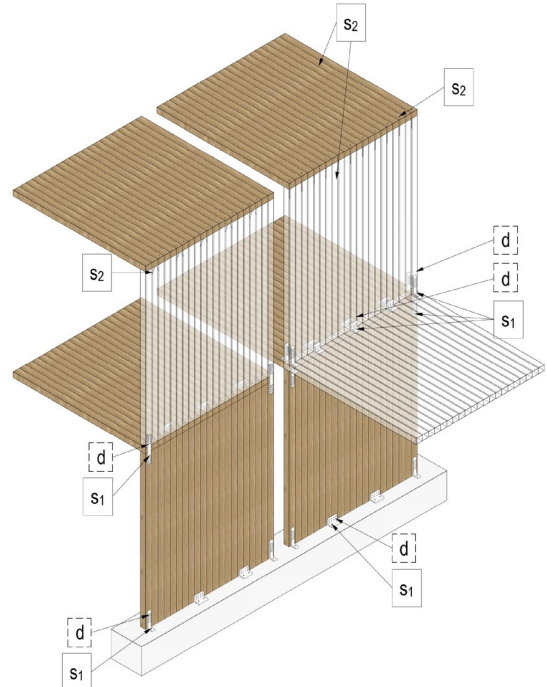


Abb. 8: Ausführung dissipativer und nicht dissipativer Verbindungen bei Brettsperrholzkonstruktionen in der DC2 gemäß FprEN 1998-1-2:2025-02

Gleichzeitig zeichnet sich mit der zweiten Generation des Eurocode 8 eine weitere grundlegende Entwicklung der Erdbebennormen ab. Der Entwurf erweitert den Anwendungsbereich unter anderem durch die Berücksichtigung neuer Bauweisen wie den Massivholzbau und führt detailliertere Nachweisformate ein. Insbesondere die Anforderungen an die Kapazitätsbemessung im Holzbau wurden erheblich ausgebaut. Die differenzierte Betrachtung möglicher Versagensmechanismen von Verbindungen und Bauteilen soll die Vermeidung spröder Versagensformen verbessern und zu einem höheren Sicherheitsniveau beitragen.

Allerdings zeigt die praktische Auseinandersetzung mit dem aktuellen Entwurf, dass dessen Anwendung derzeit mit erheblichen Herausforderungen verbunden ist. Trotz intensiver Analyse des Normtextes und der Durchführung von Beispielberechnungen bleiben

zahlreiche Auslegungsfragen offen, die auch von Fachexperten nicht abschließend beantwortet werden können. Hinzu kommt eine komplexe Struktur mit zahlreichen Querverweisen, die die Handhabung der Norm erschwert.

Vor diesem Hintergrund erscheint die praktische Umsetzbarkeit der prEN 1998 in Deutschland derzeit kritisch. Entscheidend wird daher die Ausgestaltung des noch zu erarbeitenden, zugehörigen Nationalen Anhangs sein. Dieser sollte die besonderen Randbedingungen Deutschlands angemessen berücksichtigen und insbesondere für Regionen mit geringer Seismizität praktikable Vereinfachungen ermöglichen. Nur so kann gewährleistet werden, dass die angestrebten Sicherheitsziele erreicht werden, ohne Planung, Bemessung und Ausführung von Bauwerken zu verkomplizieren oder wirtschaftlich unverhältnismäßig zu belasten.

5 Literaturverzeichnis

- [1] DIN 4149:2005-04. Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
- [2] DIN EN 1998-1:2010-12. Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [3] DIN EN 1998-1/A1:2013-05. Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [4] DIN EN 1998-1/NA:2023-11. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [5] prEN 1998-1-1:2022-09. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action
- [6] FprEN 1998-1-2:2025-02. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings
- [7] GFZ Potsdam: <https://www-app5.gfz-potsdam.de/d-eqhaz16/#index.html>
- [8] Wallner-Novak, M.; Koppelhuber, J. & Pock, K. (2013): Brettsperrholz Bemessung: Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode, proHolz Austria
- [9] Walter, B; Wiesenkämper, T. (2011): Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden
- [10] Seim, W. (2022): Aussteifung von mehrgeschossigen Holzbauten gegenüber Einwirkungen aus Erdbeben (Vortrag)

Zur Textbearbeitung wurde das KI-Tool Microsoft 365 Copilot herangezogen

Autorinnen

Marion Kleiber, Judith Fuhrmann

Harrer Ingenieure | Gesellschaft Beratender Ingenieure VBI mbH
Am Großmarkt 10,
76137 Karlsruhe

Kontakt:
m.kleiber@harrer-ing.net
j.fuhrmann@harrer-ing.net

Bemessung von Verbindungen nach Eurocode 5 (2027): Neues und Unterschiede

Ulrich Hübner

Zusammenfassung

Der Eurocode 5 Teil 1-1 erschien 2025 und bis Ende September 2027 soll das erste Amendment fertig sein. In vielen Ländern ist es das Ziel, alle Eurocodes inklusive der Amendments bis dahin zu publizieren und in der Folge baurechtlich einzuführen. Seit 2012 wird an der zweiten Eurocode-Generation gearbeitet, entsprechend viele Innovationen sind eingeflossen und so unterscheiden sich erste und zweite Generation signifikant. Lehrende und Praktiker brauchen Zeit fürs Einlesen und Umstellen damit es eine Evolution bleibt und nicht zur Revolution wird. Dieser Artikel möchte dazu einen Beitrag leisten, indem er für das Kapitel Verbindungen Neues und Unterschiede darlegt und Hintergründe aufzeigt.

Deutsche und österreichische Nutzer werden viele europäisierte Regelungen aus ihren nationalen Anhängen wiedererkennen. Beim Kapitel Verbindungen kam es zu einer ganzen Reihe an Systematisierungen. Die Struktur des Kapitels folgt den Bemessungsschritten unabhängig vom Verbindungsmittel. Begriffe, relevante Größen und Werkstoffe wurden klarer definiert. Die Anwendungsbereiche wurden erweitert und ein paar Neuigkeiten aufgenommen.

Abstract

Eurocode 5 Part 1-1 was published in 2025, and the first amendment is due to be finalised by the end of September 2027. In many countries, the goal is to publish all Eurocodes, including the amendments, by that time and subsequently incorporate them into building codes. Work on the second generation has been underway since 2012; as a result, many innovations have been incorporated, and the first and second generations therefore differ significantly. Lecturers and practitioners need time to familiarise themselves with the new material and adapt their practices so that this remains an evolution rather than a revolution. This article aims to contribute to this process by outlining the new features and differences in the clause on connections and providing background information.

German and Austrian users will be familiar with many Europeanised rules from their national annexes. The clause on connections has undergone a whole series of systematisations. The structure of the chapter follows the design steps regardless of the fastener type. Terms, relevant parameters and materials have been defined more clearly. The scope of application has been expanded and a few new features have been included.

Stichworte: Zweite Generation Eurocode 5, Kapitel Verbindungen

Keywords: 2nd Generation Eurocode 5, Clause connections

1 Arbeitsaufwand

Von 2015 bis 2025 fanden insgesamt 82 Sitzungen der Arbeitsgruppe für Verbindungen (CEN TC250 SC5 WG5) statt, darin sind noch nicht alle Subgroup-Sitzungen enthalten. An den 368 Sitzungsstunden nahmen im Schnitt 13,6 Experten teil (5313 Expertenstunden). Vom Project Team wurden nochmals etwa 4770 Stunden eingebracht. Bei 100 €/Stunde ergeben sich 1.012.845 €. Die Stunden für Diskussion und Kommentierung in den nationalen Spiegelgremien sind in dieser Million Euro noch nicht enthalten.

Im *Informal Enquiry* für prEN 1995-1-1 gingen 2534 Kommentare ein, im *Formal Enquiry* 4375 und im *Formal Vote* und für das erste Amendment 1460. Etwa 1500 Kommentare entfielen im *Formal Enquiry* auf das Kapitel Verbindungen und die dazugehörigen Definitionen und Anhänge. Mehr als 80 % der Kommentare wurde ganz oder teilweise angenommen. Wenn in den nationalen Spiegelausschüssen also fleißig kommentiert wird, hat dies signifikante Verbesserungen zur Folge.

Die WG5 tagte nach dem *Informal Enquiry* jede zweite Woche online für 3,5 Stunden. Dies hat sich als effizient herausgestellt, da es Zeit für Einladung, Protokoll, Einarbeitung, Abbildungen, Gespräche und Nachfragen braucht.

2 Zeitplan

Die Antwort seitens CEN TC250 SC5 auf das Mandat M/515 [37] erfolgte im Mai 2013 [38]. Das fünfköpfige Project-Team für das Kapitel Verbindungen arbeitet zwischen 01/2018 und 12/2021. Nach dem *Enquiry* für prEN 1995-1-1, welches am 4.1.2024 endete, sah der Zeitplan von TC250 für die Diskussion, Beantwortung und Einarbeitung der Kommentare zu wenig Zeit für die WGs mit vielen Kommentaren vor.

Das *Enquiry* für das erste Amendment der EN 1995-1-1 beginnt am 10.9.2026 und endet am 3.12.2026. Dann bleiben 8 Wochen zur Diskussion der Kommentare, Beantwortung und Einarbeitung, wenn man 2 Wochen für die Urlaubszeit Ende 2026/Anfang 2027 abzieht. Das Dokument war am 9.2.2026 an TC250 weitergereicht worden. Es ergeben sich 42 Wochen, in denen das Dokument nicht von SC5 bearbeitet

wird zu 8 Wochen Bearbeitungszeit. Ende September 2027 wird das Amendment publiziert werden.

Das Technical Board von CEN/CENELEC hat im Juli 2026 beschlossen, die Übersetzung ins Deutsche und Französische zu parallelisieren und einige Fristen zu verkürzen. In Zukunft wird es alle 5 Jahre eine Umfrage geben, ob der Eurocode-Teil überarbeitet werden soll oder nicht.

3 Definitionen

In EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008 [1] finden sich zwei mit Verbindungen assoziierte Definitionen, in [2] sind es 32. Da die Revision von Produktnormen bereits 2019 abgewürgt worden war, konnte dort nicht weiterentwickelt werden. Es bot sich die Chance einen ganzen Satz neuer, abgestimmter Definitionen in WG5 zu erarbeiten. CEN TC124 WG4 anerkannte die Vorarbeiten der WG5 in gemeinsamen Sitzungen und die neuen Produktnormen werden diese Definitionen übernehmen.

4 Systematisierung

4.1 Zuordnung der Bemessungsregeln zu Holz und Holzwerkstoffe und Verbindungsmitteln

In [2] wurde keilgezinktes Vollholz, Balkenschichtholz, blockverklebtes BSH, GLVL, CLT, ein und mehrschichtige Massivholzplatten, zementgebundene Spanplatten und Gipsplatten aufgenommen und die entsprechenden Produktnormen bzw. EADs zugeordnet. Um der Vielzahl der Werkstoffe die Bemessungsregeln zuordnen zu können, wurden Werkstoffgruppen mit ähnlichen Eigenschaften gebildet (Tabelle 5.1 in [2]):

- Vollholzbasiert
 - Bauholz (Vollholz, keilgezinktes Vollholz)
- parallel verklebte Schichtholzprodukte (Balkenschichtholz, Brettschichtholz, Verbundbauteile aus Brettschichtholz, einlagige Massivholzplatte)
- Schichtholzprodukte mit Querlage (Brettsperrholz, mehrlagige Massivholzplatte)
- Furnierbasiert
 - Furnierschichtholz (mit parallel verklebten Furnierlagen, mit Furnier-Querlagen)
 - Verklebtes Furnierschichtholz (mit parallel verklebten Furnierlagen, mit -Querlagen)
 - Sperrholz

- Spanbasiert (OSB)
- Holzfaserbasiert (harte, mittelharte und poröse Holzfaserplatte, mitteldichte Faserplatte nach dem Trockenverfahren)
- Holzpartikelbasiert (kunstharzgebundene und zementgebundene Spanplatte)
- Gipsbasiert (Gipsplatte und Gipsfaserplatte)

4.2 Struktur des Kapitels Verbindungen

[1] handelte ein stiftförmiges Verbindungsmittel nach dem anderen ab. Dies führte zu sehr vielen Verweisen innerhalb des Kapitels und der Gesamtüberblick litt. Das Feedback von Praktikern in COST Action FP 1402 führte zur neuen Struktur, die den Berechnungsschritten folgt, siehe [3]. Diese lässt Gemeinsamkeiten und Unterschiede zwischen Verbindungsmitteln viel besser erkennen.

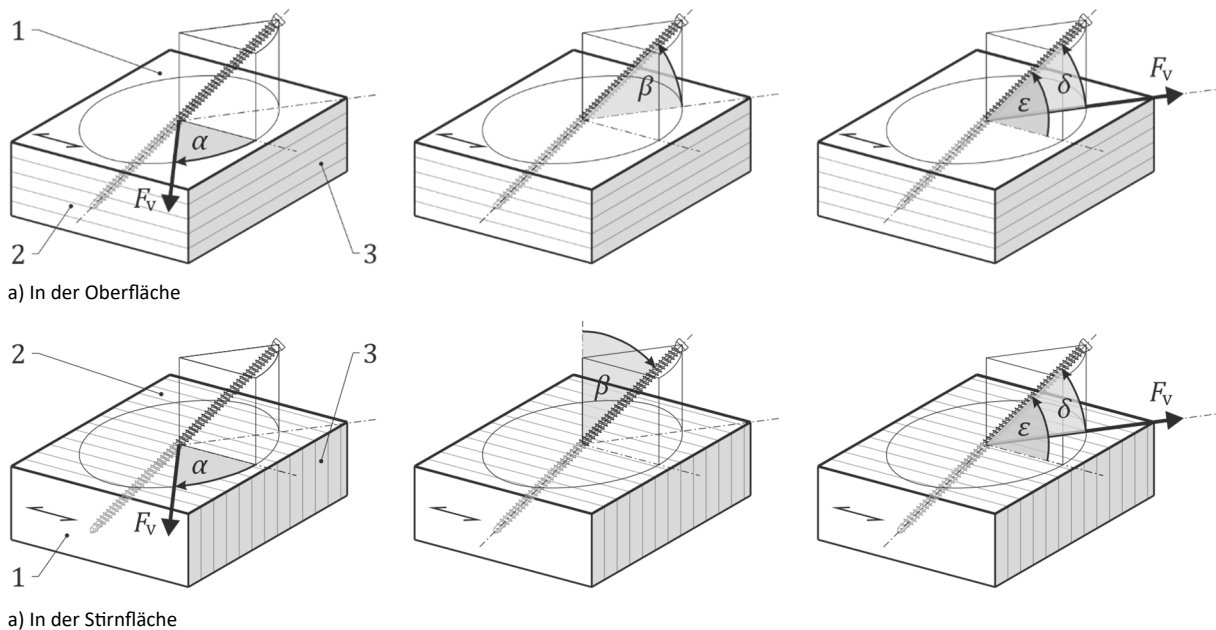


Abb. 1: Definition der Winkel α , β , δ und ϵ

4.4 Relevante Länge fürs Ausziehen stiftförmiger Verbindungsmittel

Bei Nägeln kann die Spitze nach [14] bis zu $2,5d$ lang sein. Der profilierte Schaftteil der Rillennägel muss ohne Spitze länger als $4,5d$ sein. Bei Schrauben nach [14] muss der profilierte Schaftteil inklusive Spitze $l_g \geq 4d$ lang sein. Die Länge der Schraubenspitze ist weder in [14] noch [36] definiert. Praxisüblich sind Spitzenlängen von etwa $0,7d$ bis $1,5d$. ETAs für Schrauben lassen Mindesteinschraubtiefen von $4d$ zu. Die Spitzen tragen zum Auszieh Widerstand nichts

Die Bemessung der Dübel besonderer Bauart, der eingeklebten Stahlstangen, der zimmermannsmäßigen Verbindungen und die Spröbruchnachweise wurden ins Kapitel 11 integriert. Die Verbindungen mit Nagelplatten, Zwischenschichten, dreidimensionalen Verbindern und expandierten Stahlrohren wurden als Anhänge ausgelagert, wobei die ersten zwei normativ und die anderen informativ sind.

4.3 Winkeldefinitionen für stiftförmige Verbindungsmittel

Bei geschichteten Werkstoffen, stiftförmigen Verbindungsmitteln in allen Richtungen mit Lasten aus allen Richtungen braucht es klare Definitionen des Winkels der Kraft zum Verbindungsmittel (α), des Verbindungsmittel im Werkstoff (β und ϵ) und des Verbindungsmittels zur Scherfuge (δ). [4] lieferte die Vorlage für die Abb. 1 (Abb. 11.4 in [2]).

bei (siehe [5] und [6]). Bei Vollgewindeschrauben reicht das voll ausgebildete Gewinde auch nicht über die gesamte Nennlänge, weder an der Spitze noch am Kopf.

Mechanisch war es daher notwendig, die Ausziehlänge bei stiftförmigen Verbindungsmitteln l_w einheitlich zu definieren: Ohne Spitze. Die wirksame Einklebelänge der Stahlstangen wurde ebenfalls mit l_w bezeichnet. Ziel war eine einheitliche, mechanisch nachvollziehbare Größe.

4.5 Johannsen-Gleichungen

Der dänische Bauingenieur Knud Winstrup Johansen (1901–1978) wendete den oberen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie auf Holz-Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln an. Jørgen Munch-Andersen, auch aus Dänemark, brachte den Gedanken ein, dass der Stahl in Stahl-Holz-Verbindungen ein Werkstoff mit besonders hoher Lochleibungsfestigkeit sei. Damit waren die unterschiedlichen Johannsen-Gleichungen in [1] für Holz, Holzwerkstoff und Stahl obsolet und ein Satz Gleichungen wird nun in [2] auf alle Werkstoffe angewandt.

Diskussionswürdig waren dann noch der Vorfaktor 1,15 für Verbindungen mit zwei Fließgelenken bzw. 1,05 für Verbindungen mit einem Fließgelenk. [7] erklärte 1,15 als Korrekturfaktor, da man im ersten Schritt die charakteristische Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel ausrechnet, obwohl unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte, Verhalten bei Lasteinwirkungsdauer und Änderung der Holzfeuchte vorliegen. [7]: „... it would be more correct to introduce k_{mod} and the partial safety factors directly on the material parameters“. Voraussetzung für den Wert 1,15 sind $\beta = 1$, $k_{mod} = 0,9$ und $\gamma_M = 1,3$. Nach [2], Tabelle 4.4 schwanken die Teilsicherheitsbeiwerte zwischen 1,1 und 1,3 und nach Tabelle 5.4 liegt k_{mod} zwischen 0,15 und 1,1. Es kann also durchaus erhebliche Abweichungen von den Annahmen geben.

WG5 dokumentierte die Diskussion in [39] bis [42] und die Mehrheit sprach sich für die Beibehaltung der Vorfaktoren aus. „WG 5 sees the correct failure mode for shorter load durations as the most important goal and would like to avoid national influence via partial factors on the failure mode“ [41].

4.6 Einheitliche Gleichungen für die Versagensmechanismen der stiftförmigen Verbindungsmittel

Sechskant-Holzschrauben nach [8] mit Gewinde nach [9] haben eine profilierte Länge $b \geq 0,6l$, sind i.d.R. aber mit $l = 10d$ gedungen. Wenn man für den ungehärteten Kohlenstoffstahl $f_{u,k} = 450 \text{ N/mm}^2$ nach [2] Tabelle 11.3 ansetzt, zieht man die Schrauben eher heraus als dass sie abreißen. Normalerweise verwendet man eine Scheibe unter ihrem Kopf und auch der Kopfdurchziehewiderstand ist dann höher als der Ausziehewiderstand. Damit gab es bei axialer Belastung de facto nur das Ausziehen als Versagensmechanismus und pragmatisch wurde der Ausziehparameter f_{ax} getauft.

Bei heutigen Holzbauschrauben und Stahlstangen mit Holzschraubengewinde unterscheidet man bei axialer Belastung:

- den charakteristischen Ausziehewiderstand $F_{w,k}$,
- den charakteristischen Kopfdurchziehewiderstand $F_{head,k}$,
- den charakteristischen Zugwiderstand $F_{t,k}$ und
- den charakteristischen Druckwiderstand $F_{c,k}$.

und die korrespondierenden Festigkeiten. Der Index *ax* konnte also nicht mehr allein für den Ausziehewiderstand stehen, sondern für den Gesamtwiderstand in axialer Richtung so wie dies ja schon im deutschen und österreichischen nationalen Anhang für Gewindestangen angedacht war ([10] Gleichung (NA.155) bzw. [11] Gleichung (NA.I.1)).

Bei dieser Gelegenheit wurde auch definiert, dass ein kleines *f* immer für eine Festigkeit (oder eine Eigenfrequenz) steht und nicht auch noch für einen Festigkeitsparameter. Der Index *mean* wird jetzt durchgehend für den Mittelwert und *m* für Biegung verwendet.

Bei den eingeklebten Stahlstangen wurde bereits eine Klebefugenfestigkeit f_{k1} verwendet und mit π multipliziert ([10] Gleichung (NA.155) bzw. [11] Gleichung (NA.I.1)). Logisch war dann auch das gleiche Symbol $f_{w,k}$ für die charakteristische Ausziehewiderstand bei allen stiftförmigen Verbindungsmitteln.

Diese Systematik war Voraussetzung für einen einheitlichen Formelapparat für alle stiftförmigen Verbindungsmittel. Dies wird von den Praktikern, den Erstellern von Normen und ETAs Umgewöhnung und Umstellung abverlangen, doch dann das Lehren, Lernen und Anwenden deutlich erleichtern.

4.7 Produktunabhängige Bemessung

Ausschreibungen sollten und öffentliche Ausschreibungen müssen produktunabhängig erfolgen. Folglich sollte oder muss auch die Bemessung produktunabhängig sein.

Der steigende Marktanteil des Holzbaus ist eng verbunden mit dem Einsatz von innovativen Produkten. Die erste Schrauben-ETA wurde 1990 herausgebracht [12], die erste 3-geschossige Wohnanlage aus CLT wurde in Aichach/DE 1994 errichtet [siehe 13]. Beim CLT begann die Standardisierung nach einem Jahrzehnt der Anwendung und vielleicht werden wir nach 35 Jahren auch eine harmonisierte Europäische Produktnorm haben. Bei den Holzbauschrauben wird es

in der nächsten Produktnorm [14] wahrscheinlich auch zu einer stärkeren Harmonisierung kommen.

Für eine produktunabhängige Bemessung braucht es keine Gleichmacherei, aber einheitliche Methoden zur Bestimmung der Produkteigenschaften, ein erforderliches Set an Eigenschaften und bei größeren Unterschieden derselben Eigenschaft zwischen Produkten eine Kategorisierung und – so die Europäische Kommission will – eine Klassenbildung. [15] definierte drei Güteklassen fürs Bauholz, [16] drei Klassen für den Auszieh Widerstand von Rillennägeln und [17] legte Klassen für den Auszieh- und den Kopfdurchziehparameter fest. Klassen für Produkteigenschaften gehören also seit langem zum 1×1 des Ingenieurwesens.

Obwohl die Kategorisierung für Holzbauschrauben hinsichtlich der Zugfestigkeit des Stahls und des Auszieh Widerstands von den Praktikern befürwortet wurde, kam es nach sehr langen und wiederholten Diskussionen nur zu einem lauen Kompromiss: Die Kategorien für Holzbauschrauben und Stahlstangen mit Holzgewinde wurden im informativen Anhang N.5 verankert.

In der Praxis bedeutet dies oft eine sehr konservative Bemessung, da man ja nicht weiß, welches Produkt wirklich zum Einsatz kommen wird. Oder die ausführende Firma optimiert die ursprüngliche Planung, rechnet also ein zweites Mal. Die Nicht-Kategorisierung von Holzbauschrauben ist also weder ökologisch noch ökonomisch sinnvoll.

Eine weitere Voraussetzung für die produktunabhängige Bemessung ist die Verfügbarkeit der Fließgrenzen und Stahlzugfestigkeiten für stiftförmige Verbindungsmittel. [2] Tabelle 11.3 fasst die verschiedenen Quellen der Stahleigenschaften für Stabdübel, Bolzen, Gewindestangen und Bewehrungsstahl nutzerfreundlich zusammen. Neu sind die Angaben für Schrauben und Stahlstangen mit Holzschraubengewinde und die Unterscheidung in ungehärteten und gehärteten Kohlenstoffstahl sowie austenitischen und martensitischen nichtrostender Stahl bei Holzbauschrauben (siehe [18]).

Für den Nachweis der Zugtragfähigkeit wurde der innere Gewindedurchmesser d_1 als Bezugsgröße für Schrauben und Stahlstangen mit Holzschraubengewinde festgelegt, da die Definition eines Spannungsquerschnitts d_{sp} wie bei metrischem Gewinde zu kompliziert gewesen wäre. Nach [12] wäre neben d_1

auch die Gewindesteigung P und die Gewindeflankenwinkel β_3 und β_4 zur Berechnung notwendig, welche in Zukunft laut [2], Tabelle M.11 von den Herstellern anzugeben sind. [14] begrenzt mit $2,4 \leq d \leq 24$ und $0,475 \leq d_1/d \leq 0,9$ für Holzbauschrauben, nicht jedoch die anderen geometrischen Gewindeparameter, obwohl die Gewindeausformung zu signifikanten Unterschieden beim Auszieh Widerstand führt (siehe [19]). [2] schränkt auf die marktüblichen $3,5 \leq d \leq 22$ und $0,55 \leq d_1/d \leq 0,76$ ein.

Das charakteristische Fließmoment von Nägeln, Stabdübeln, Bolzen, Gewindestangen und Schrauben wird nun nach einer Gleichung berechnet ([2] Tabelle 11.7), wobei d für Nägel, Stabdübeln und Bolzen eingeht, d_{sp} für metrische Gewinde und d_1 für Holzschraubengewinde. Eine Marktanalyse von 23 Schrauben-ETAs ergab durchmesserabhängige d_1/d -Verhältnisse. Daher wurden vier Durchmesserbereiche mit den Mittelwerten für d_1/d angegeben.

5 Erweiterung des Anwendungsbereichs bei Verbindungen

5.1 Europäisierte nationale Regelungen

Kennern des deutschen und österreichischen nationalen Anhangs fallen in [2] die Europäisierten, vormals nationalen Bemessungsregeln auf (Bauprodukte siehe 4.1):

- Verbindungen mit eingeklebte Stahlstangen
- Zimmermannsmäßige Verbindungen (Versätze und Zapfen)
- Verminderung des Bemessungswertes der Zugtragfähigkeit um ein Drittel durch Zusatzmoment bei Holz-Holz-Zugverbindungen
- Verstärkungen von Queranschlüssen und Ausklüngen
- Verstärkungen querzuggefährdeter Bereiche bei Satteldachträgern und gekrümmten Trägern
- Versetzte Anordnung stiftförmiger Verbindungsmittel
- ein stiftförmiges Verbindungsmittel mit einer Scherfuge pro Verbindung möglich, wenn mindestens zwei Verbindungen pro Bauteil vorhanden sind
- Mindestholzdicken für Verbindungen mit lateral beanspruchte stiftförmige Verbindungsmitteln mit zwei Fließgelenken
- Verklebungen bei Verstärkungen
- (Nicht-)Zusammenwirken von Verbindungen unterschiedlicher Steifigkeiten

- effektive Breite des Bauteils bei Querschnittsanschlüssen
- Lochleibungsfestigkeiten für vorgebohrte Sperrhölzer, OSB, zementgebundene Spanplatten, Gipsplatten
- Verbindungen mit Nagelplatten
- Dübelnflächen und Hirnholzanschlüsse bei Verbindungen mit Ring- und Scheibendübeln

5.2 Tatsächlich neu hinsichtlich Verbindungen

- Mindestabstände versetzt angeordneter und seitlich belasteter stiftförmiger Verbindungsmittel
- Reihenscherversagen
- Schrauben unter axialem Druck
- Verbindungen mit Holzdübeln
- Schwalbenschwanzverbindung
- Verbindungen mit expandierten Stahlrohren

5.3 Erweiterte Regelungen

Kopfdurchziehen stiftförmiger Verbindungsmittel

Der Widerstand beim Kopfdurchziehen von stiftförmigen Verbindungsmitteln wird nach [20] ohne Verformungslimit an Probekörpern mit einer Dicke $t \leq 7d$ bestimmt. Bei Senkkopfschrauben tritt die Maximallast auf, wenn der Schraubenkopf etwa bis zur Mitte durchgezogen wurde, d.h. bei deutlich größeren Verformungen als die nach [21] vorgegebenen 15 mm. Einige Prüfinstitute limitieren daher den Maschinenweg auf 15 mm, andere nutzen die mangelhafte Beschreibung in [20] aus.

In CEN TC124 WG4 ist man sich auch einig, dass der Widerstand beim Kopfdurchziehen von der Geometrie des stählernen Verbindungsmittels sowie Material und Geometrie des Probekörpers abhängt. Es ist also keine wirklich produktspezifische Eigenschaft wie z.B. die axiale Zugtragfähigkeit der Schraube, sondern eine Systemeigenschaft der Schraube im Material. Ähnliche Kopfformen der Verbindungsmittel sollten also zu ähnlichen Widerständen beim Kopfdurchziehen führen.

Da vereinfachend der Kopfdurchmesser für das Modell zu Grunde gelegt wurde, war es notwendig $d_{\text{head}} \geq 1,8d$ für Senk- und $d_{\text{head}} \geq 2,2d$ für Tellerkopfschrauben festzulegen. Basis dafür waren [14] mit $d_{\text{head}} \geq 1,8d$ für Nägel und [22] für Schrauben.

Für [2] wurden die Werte aus Schrauben-ETAs für Senk- und Tellerkopfschrauben mit Daten von [23] und [24] in Abb. 2 verglichen. 90° steht vereinfachend für den Flankenwinkel des Senkkopfes, 180° für den Tellerkopf. [25] sowie [26] veröffentlichten jeweils ein Modell mit einem vom Durchmesser unabhängigen Widerstand beim Kopfdurchziehen für Nägel bzw. Schrauben. Das Verhältnis zwischen dem Kopfdurchziehewiderstand bei 180° und 90° betrug nach [27] bei Spanplatten 1,08 bis 1,22, bei Buchen-Sperrholz 1,07 bis 1,37, bei MDF 1,07 bis 1,61, bei Hartfaserplatten 1,53 bis 1,57 und bei zementgebundenen Spanplatten 0,98 bis 1,12. [24] stellten auch 5 bis 14 % höhere Werte für 180° fest.

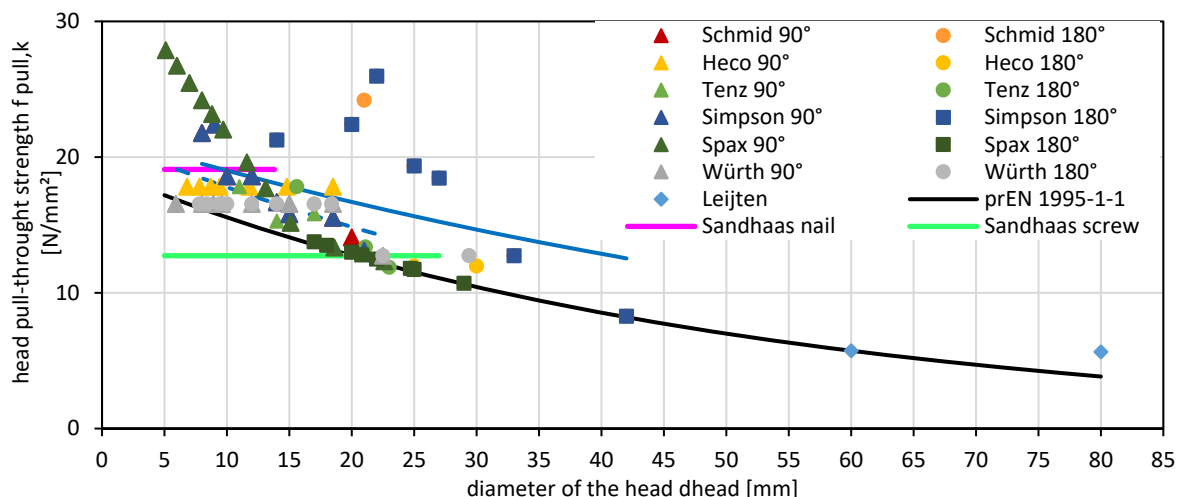


Abb. 2: Charakteristische Kopfdurchzieh-Festigkeiten aus Publikationen und ETAs

Die Streubreite der Werte ist groß und systematische Unterschiede zwischen Senk- und Tellerkopfschrauben nicht durchgängig erkennbar. Die Gleichung (1) in Tabelle 11.1 in [2] ist eine konservative Abschätzung. [24] bestätigt den Trend der Kurve und die Abhängigkeit vom Kopfdurchmesser.

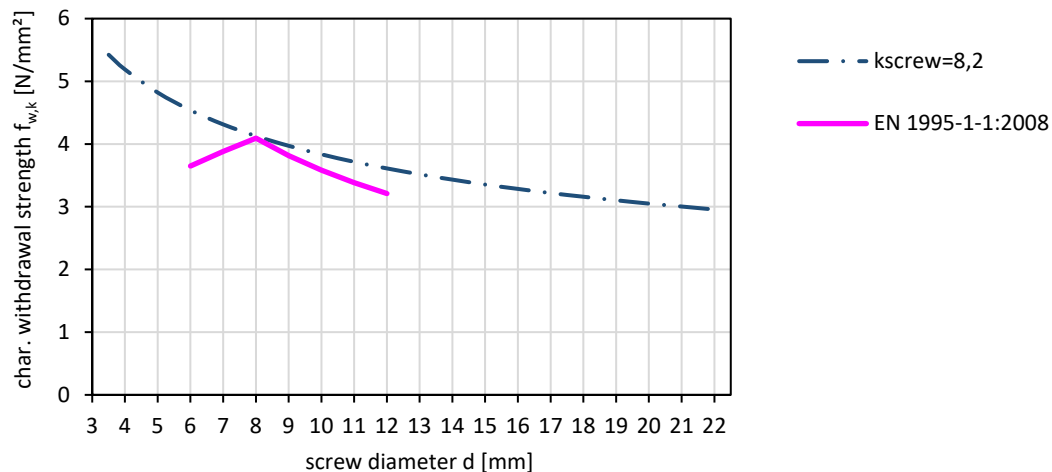
Die Überarbeitung der [20] wurde begonnen und eine Verformungsmessung sollte ebenfalls standardisiert werden. Dann kann man hoffentlich auch den Faktor zwei bei den Ergebnissen zum Kopfdurchzieh- widerstand des gleichen Durchmessers reduzieren.

Ausziehfestigkeit bei Holzbauschrauben und Stahlstangen mit Holzschraubengewinde

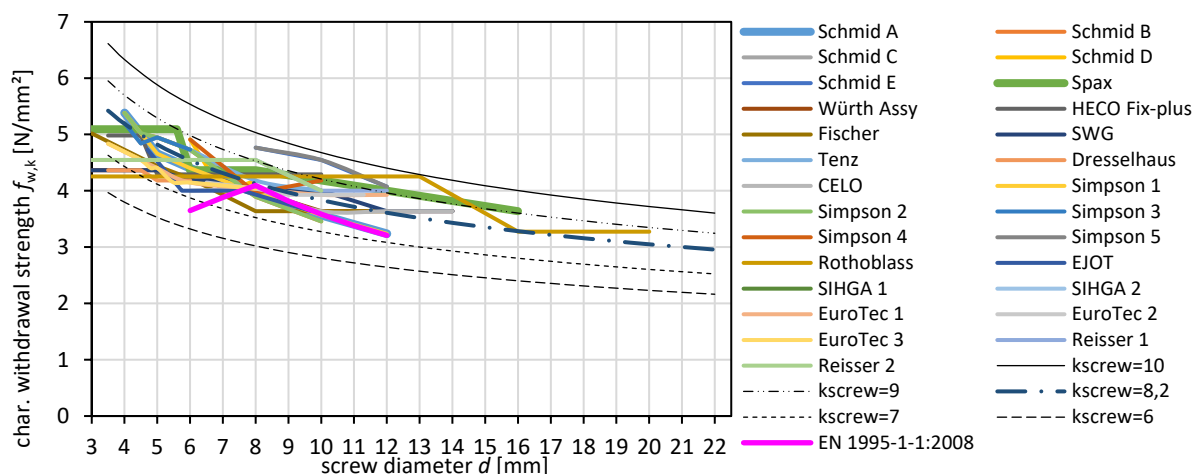
Die Abb. 3 a) zeigt die normative Ausgangslage bei der Ausziehfestigkeit nach [1]. Der Exponent $-0,5$

beim Durchmesser in Gleichungen (8.39) führt zum rechten Ast der pinken Kurve, die Korrektur nach Gleichungen (8.40) zum linken Ast. [28] bestätigte den für Laubhölzer von [5] ermittelten Exponenten des Durchmessers für Nadelhölzer mit $-0,33$. Die stichpunktierte Kurve zeigt die charakteristische Ausziehfestigkeit mit $d^{-0,33}$ und $k_{\text{screw}} = 8,2$ nach [28] und [12].

In Abb. 3 b) wurden die Werte aus ETAs eingetragen, die sich zwischen den Kurven für $k_{\text{screw}} = 6$ und $k_{\text{screw}} = 10$ bewegen. Einige Kurven aus den ETAs folgen dem realistischen Durchmesser Einfluss, viele sind vereinfacht mit horizontalen Bereichen. Während [1] $6 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm}$ abdeckt, reichen die ETAs von $3 \text{ mm} \leq d \leq 20 \text{ mm}$.



a) Werte nach EN 1995-1-1:2008 und $k_{\text{screw}} = 8,2$



b) Werte nach EN 1995-1-1:2008, ETAs und verschiedenen Werten für k_{screw}

Abb. 3: Charakteristische Ausziehfestigkeit der Schrauben und Stahlstangen mit Holzschraubengewinde

Da SC5 die Kategorien für die charakteristische Ausziehfestigkeit nur informativ in Anhang N verankerte und keine Produkte ausgeschlossen werden sollten, musste auf der sicheren Seite liegend $k_{\text{screw}} = 6$ für $3,5 \text{ mm} \leq d < 5 \text{ mm}$ und für $5 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$ $k_{\text{screw}} = 7$ festgelegt werden. Im Vergleich zu $k_{\text{screw}} = 8,2$ bedeutet dies einen um 27 % bzw. 15 % verringerten Ausziehwiderstand. Einige Schrauben schaffen $k_{\text{screw}} = 9$, d.h. für $5 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$ 22 % mehr gegenüber der Bemessung nach [2]. Dies ist ein ähnlich großer Unterschied wie zwischen den charakteristischen Biegefestigkeiten von C24 und C30.

Sehr positiv ist die Ausweitung des Gültigkeitsbereiches beim Durchmesser auf $3,5 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$ und beim Winkel zwischen Faserrichtung und Schraubenachse auf $0^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ$. Bei den Materialien sind Nadel- und Laubholz, Schichtholzprodukte mit und ohne Querlage sowie Furnierschichtholz abgedeckt. [29] bestimmten den Rohdichte-Exponenten 0,915 für Nadelholz und 1,616 für Laubholz, welche in [2] mit 1,1 und 1,6 angegeben sind.

Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben

[10] definierte 2013 mit „Verbindungen in Bauteilen aus Holz“ die verwendbaren Materialien eher offen. [11] war mit „Brettschicht- und Balkenschichtholz“ konkreter. [30] erweiterte auf CLT und LVL und in [2] brauchte nur noch GLVL aufgenommen werden.

Es werden sechs verschiedene Versagensmodi adressiert (siehe [31] und [32]). Ebenso wird gleiche und ungleiche Lastverteilungen innerhalb einer Gruppe behandelt. Neu ist die Beschränkung der Dehnung im Holz (siehe [33]) und dass der Bemessungstragwiderstand auf Ausziehen den auf Stahlbruch um 50 % übersteigen soll. Bei reiner Axialbeanspruchung dürfen die Mindestabstände reduziert werden.

Sprödbbruch-Versagensmechanismen von Verbindungen mit parallel zur Faser belasteten stiftförmigen Verbindungsmitteln

Von den spröden Versagensmechanismen:

- Aufspalten
- Reihenscheren
- Blockversagen,
- Partielles Blockversagen und
- Zugversagen des Nettoquerschnitts

war bisher Blockversagen und das partielle Blockversagen im informativen Anhang A von [1] als Blockscherversagen geregelt. Für den Begriff Blockversagen spricht, dass neben dem Scherversagen auch

noch Zugversagen der Stirnseite auftritt. Neu ist die Berücksichtigung des Reihenscherens (Abb. 4).

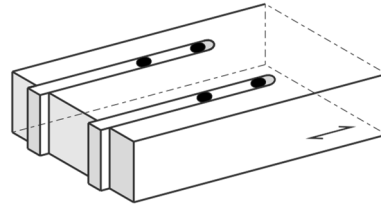


Abb. 4: Schematische Darstellung der Lastverformungskurve einer Verbindung

Die Schweizer Kollegen stellten fest, dass das Bemessungsmodell teilweise zu konservativ ist und arbeiten an einer Vereinfachung.

Anfangsschlupf und Verschiebungsmodul

Der Anfangsschlupf von Verbindungen u_0 (siehe Abb. 5 wurde definiert und Hinweise gegeben, wann die Einberechnung sinnvoll sein kann. Die Möglichkeit eines reduzierten Verschiebungsmoduls K_{red} wurde festgeschrieben. Die Verschiebungsmoduln wurden basierend auf dem Stand der Wissenschaft aktualisiert und vervollständigt. Dies beinhaltet auch eine Unterscheidung, ob die Verschiebung parallel oder senkrecht zur Faserrichtung erfolgt und ob es sich um eine axiale oder eine laterale Belastung der Verbindungsmittel handelt. Damit ist eine deutlich genauere Bemessung möglich, dennoch ist von einer großen Streuung auszugehen.

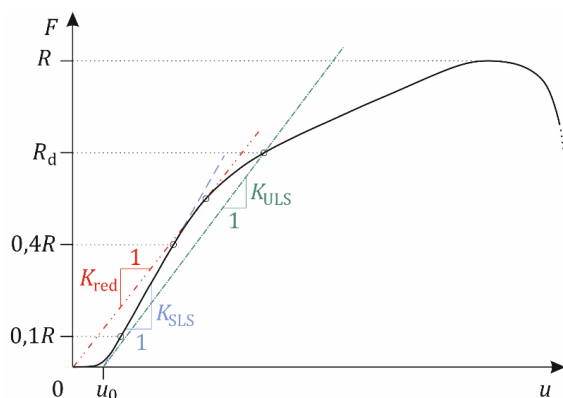


Abb. 5: Schematische Darstellung der Lastverformungskurve einer Verbindung

Expandierte Stahlrohre

2022 sprachen sich Deutschland, Großbritannien, Norwegen, Österreich und Schweiz fürs Löschen dieses Anhangs aus, da bisher nur wenige Anwendungen in den Niederlanden vorliegen [34]. Kunstharzpressholz nach [43] ist kein Bauprodukt und [35] deckt dessen Verklebung nicht ab, da Kunstharzpressholz unter

"modifiziertes und vergütetes" Material fällt. Doch 13 nationale Normungsinstitute stimmten für die Beibehaltung des Anhangs.

Bis heute gibt es keine ETA für Verbindungen mit expandierten Stahlrohren und die Niederlande brachten das Kunstharzpressholz auch nicht in den seit 11/2024 laufenden CPR Acquis Prozess SG13 ein, der die rechtliche Grundlage für die neue Generation der harmonisierten Produktnormen erarbeitet. Damit wird auch in Zukunft eine Genehmigung im Einzelfall notwendig. Dies alles spricht nicht für ein wirtschaftliches Interesse an einer Anwendung von Verbindungen mit expandierten Stahlrohren, die über Einzelfälle hinausgeht.

6 Literaturverzeichnis

- [1] EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [2] EN 1995-1-1:2025 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [3] Ranasinghe, K.; Cabrero, J. M.; Stepinac, M.; Kleiber, M. (2018): Proposal for new structure of the connections chapter. Sandhaas, Carmen; Munch-Andersen, Jørgen; Dietsch, Philipp (Eds.). Design of Connections in Timber Structures: Aachen
- [4] Hakkarainen, J.; Linkosalmi, L.; Huovinen, Anu; Veikkola, M. (2019): LVL Handbook Europe Federation of the Finnish Woodworking Industries
- [5] Hübner, U. (2013): Mechanische Kenngrößen von Buchen-, Eschen- und Robinienholz für lastabtragende Bauteile. Phd-Thesis, Verlag der Technischen Universität Graz — ISBN 978-3-85125-314-6
- [6] Westermayr, M.; van de Kuilen, J. W. (2019): Withdrawal strength of screws and screw groups in European beech (*Fagus s.*) parallel to the grain. In: Proceedings of INTER
- [7] Larsen, H. J. (2010): Dowel-type fasteners loaded parallel-to-grain. CIB-W18, Nelson, New Zealand
- [8] DIN 571:2016, Sechskant-Holzschrauben
- [9] DIN 7998:1975, Gewinde und Schraubenenden für Holzschrauben
- [10] DIN EN 1995-1-1/NA:2013, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [11] ÖNORM B 1995-1-1:2023 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen
- [12] Ringhofer, A. (2017): Axially loaded self-tapping screws in solid timber and laminated timber products. Dissertation, Graz University of Technology, Graz, Austria
- [13] Moser, K. (1997): Dickholz – Die andere Holzbaueise. In: Holzbausysteme im Wohnungsbau. S. 74 – 89, Schreibmayer, Peter (Ed.), Institut für Hochbau für Architekten der Technischen Universität Graz: Graz
- [14] EN 14592:2022 Holzbauwerke – Stifttförmige Verbindungsmittel – Anforderungen
- [15] DIN 1052:1941, Holzbauwerke – Berechnung und Ausführung
- [16] DIN 1052:1988 Teil 2, Holzbauwerke – Mechanische Verbindungen
- [17] CEN-TC124-WG4_N214, 9.8.2016
- [18] Sandhaas, C. (2022): Properties of self-tapping screws – Analysis of KIT database, short version. Vortrag 10.06.2022 in WG5
- [19] Hölz, K. S.; Dörner, P.-T.; Hohlweg, J.; Matthiesen, S. (2022a): Influence of thread parameters on the withdrawal capacity of woodscrews to optimize the thread geometry. European Journal of Wood and Wood Products vol. 80, p. 529-540

- [20] EN 1383:2016, Holzbauwerke – Prüfverfahren – Prüfung von Holzverbindungsmitteln auf Kopfdurchziehen
- [21] EN 26891:1991 Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens
- [22] Gubert, E. (2022): Erstellung eines Konzeptes für Tragfähigkeitsklassen von Teil- und Vollgewindeschrauben. Hochschule für Technik und Wirtschaft Berlin, Master Thesis
- [23] Leijten, Ad J.M. (2009): Withdrawal capacity of washers in bolted timber connections. *Wood Material Science & Engineering*, vol. 4(3 and 4) p. 131-139
- [24] Aicher, S.; Münzer, A.; Hezel, J.; Weber, S. (2023): Head pull-through capacity of load-bearing timber screws – Influential parameters and shortcomings of European test procedure. *Wood Material Science & Engineering* 18(4)1505–1520
- [25] Sandhaas, C. and Görlacher, R. (2018): Analysis of nail properties for joint design. In: *Engineering Structures* 173(231-240)
- [26] Sandhaas, C. and Blass, H. J. (2022): Head pull-through properties of self-tapping screws. *International Network on Timber Engineering Research (INTER 2022)*, Paper 55-7-1
- [27] Radović, B., Rohlfing, H. (1996): Einfluß der Nagelkopfform auf das Durchziehen bei dünnen Plattenwerkstoffen unter 12 mm. *Fraunhofer IRB Verlag, Band T 2741*
- [28] Ringhofer, A.; Brandner, R. and Schickhofer, G. (2015): Withdrawal resistance of self-tapping screws in unidirectional and orthogonal layered timber products. *Materials and Structures*, 48, p. 1435–1447
- [29] Sandhaas, C. and Blass, H. J. (2023): Withdrawal properties of self-tapping screws. *International Network on Timber Engineering Research (INTER 2023)*, Paper 56-7-1
- [30] EN 17334:2021, Eingeklebte Stangen in tragenden geklebten Holzprodukten – Prüfung, Anforderungen und Scherfestigkeitsklassifizierung
- [31] Tlustochowicz, G.; Serrano, E.; Steiger, R. (2011): State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods. *Materials and Structures*, 44(5)997–1020
- [32] Steiger, R. (2012): In Brettschichtholz eingeklebte Gewindestangen – Stand des Wissens zu einer leistungsfähigen Verbindungstechnik. 18. Internationales Holzbau-Forum
- [33] Fabris, A. F. (2001): Verbesserung der Zugeigenschaften von Bauholz parallel zur Faser mittels Verbund mit profilierten Stahlstangen. Doctoral Thesis, ETH Zurich. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-004130046>.
- [34] CEN-TC250-SC5_N1508, 1.10.2022
- [35] EN 301:2026 Klebstoffe, Phenoplaste und Aminoplaste, für tragende Holzbauteile – Klassifizierung und Leistungsanforderungen
- [36] EAD 130118-01-0603 Screws and threaded rods for use in timber constructions. EOTA 2020
- [37] The European Commission (2012) Mandate M/515 – Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope
- [38] CEN/TC250 (2013) Response to Mandate M/515 – Towards a second generation of Eurocodes
- [39] CEN-TC250-SC5-WG5_N188, 20.5.2021
- [40] CEN-TC250-SC5-WG5_N190, 27.5.2021
- [41] CEN-TC250-SC5-WG5_N192, 27.5.2021
- [42] CEN-TC250-SC5-WG5_N193, 27.5.2021
- [43] EN 61061-1:2007 Nicht-imprägniertes Kunstharzpressholz für elektrotechnische Zwecke – Teil 1: Begriffe, Bezeichnung und allgemeine Anforderungen

Autor

Ulrich Hübner

Fachverband der Holzindustrie Österreichs
Schwarzenbergplatz 4
1030 Wien

Kontakt:
huebner@holzindustrie.at

Robuste Tragwerke im Holzbau

Katharina Sroka, Pedro Palma

Zusammenfassung

Mit der zunehmenden Popularität von Holzgebäuden steigt auch die Nachfrage nach größeren und komplexeren Bauwerken mit höheren Robustheitsanforderungen und potenziell schwerwiegenden Versagensfolgen. Wie bei Stahl- und Betonkonstruktionen ist es wichtig zu untersuchen, wie Holzbauwerke auf lokale Schäden reagieren, damit geeignete Entwurfsstrategien umgesetzt werden können. Die aktuelle Schweizer Publikation Lignatec 37/2024 gibt eine Einführung in das Thema Robustheit und präsentiert eine strukturierte Vorgehensweise zur Planung robuster Tragwerke. Parallel wird aktuell an der Empa und ETH Zürich in mehreren Forschungsprojekten experimentell und numerisch untersucht, wie sich Holzbauwerke bei Verlust eines tragenden Bauteils verhalten und welche Entwurfsstrategien die Robustheit erhöhen können.

Abstract

As the popularity of timber buildings increases, so does the demand for taller and more complex structures with more demanding robustness requirements and higher potential consequences after a collapse. As has been done for steel and concrete structures, it is important to study how timber structures behave in case of localised initial damage, so that adequate design strategies can be implemented when necessary. The recent Swiss publication Lignatec 37/2024 presents an introduction to the topic of robustness and a structured approach to planning robust structures. In addition, several experimental and numerical studies at Empa and ETH Zurich currently investigate how timber structures behave when a load-carrying element is lost and which design strategies can increase the robustness.

Stichworte: Robustheit; Holzbau; Grundlagen

Keywords: robustness; timber structures; fundamentals

1 Einleitung

Die Anforderungen an die Robustheit von Holztragwerken gewinnen im Zuge der zunehmenden Verwendung von Holz in mehrgeschossigen Bauten stark an Bedeutung. Unter Robustheit wird die Fähigkeit eines Tragwerks verstanden, widrige Ereignisse (z.B. unvorhergesehene Belastungen oder lokale Schäden) zu überstehen, ohne dass daraus unverhältnismäßige Schadensfolgen entstehen [1]. Robustheit ist demnach auf Grundlage der Verhältnismäßigkeit zwischen den Schadensfolgen und der verursachenden Gefährdung zu beurteilen. Robustheit soll unter anderem ein progressives Versagen verhindern, wobei sich ein lokaler Schaden unverhältnismäßig durch das Gebäude ausbreitet und zu einem teilweisen oder vollständigen Einsturz führt.

Ein klassisches Beispiel für ein unverhältnismäßiges und progressives Versagen ist der Einsturz des Wohnhochhauses Ronan Point in London im Jahr 1968 (Abb. 1). Eine Gasexplosion im 18. Stock führte zum Versagen von tragenden Eckwänden und infolge fehlender alternativer Lastpfade stürzte die gesamte Gebäudeecke über alle Geschosse hinweg ein [3]. Auch im Holzbau sind entsprechende Versagensfälle bekannt: So führten verschiedene Versäumnisse, Planungsfehler und Baumängel zum Versagen eines Dachbinders in der Eissporthalle Bad Reichenhall (Deutschland, 2006) und dem progressiven Einsturz des gesamten Dachtragwerks infolge Lastumlagerung auf weitere Binder mit unzureichender Tragsicherheit [4]. Diese Beispiele verdeutlichen, dass ein



Abb. 1: Progressives Versagen des Wohngebäudes in Plattenbauweise Ronan Point [2].

initial begrenztes Versagen ohne geeignete konstruktive Massnahmen zu unverhältnismässigen Schadensausmassen führen kann, und unterstreichen die Notwendigkeit robuster Tragwerkskonzepte bereits in der Entwurfsphase. Die beiden Beispiele zeigen zudem die Komplexität der Robustheit auf, da Lastumlagerung im ersten Fall gefehlt und im zweiten Fall zum Ausbreiten des Versagens geführt hat.

Während klassische Bemessungskonzepte primär auf die Sicherstellung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit einzelner Bauteile ausgelegt sind, erfordert die Robustheitsbetrachtung eine ganzheitlichere Betrachtung. Neben Schutzmassnahmen oder Überbemessung stellen vor allem alternative Lastpfade und Segmentierung wichtige Entwurfsstrategien für Robustheit dar. Insbesondere Holztragwerke weisen aufgrund ihrer materialtypischen Eigenschaften – natürliche Variabilität, Feuchtigkeitseinflüsse, spröde Versagensmechanismen – besondere Herausforderungen hinsichtlich der Ausbildung robuster Tragwerke auf. Dabei kommt den Verbindungen eine zentrale Rolle zu, da sie maßgeblich das Verformungsvermögen, die Energiedissipation und die Möglichkeit der Kraftumlagerung bestimmen.

Ziel dieses Beitrags ist es, eine systematische Vorgehensweise für die Planung robuster Holztragwerke darzustellen und den normativen Rahmen insbesondere im Eurocode einzuordnen. Zudem werden anhand von ausgeführten Bauwerken sowie aktuellen Forschungsergebnissen praxisrelevante Erkenntnisse aufgezeigt.

2 Vorgehensweise zur Planung robuster Tragwerke

Robustheit sollte bereits in frühen Planungsphasen bedacht werden, um eine möglichst vorteilhafte Strategie für das Tragwerkskonzept und andere Massnahmen zu wählen. Zur Planung robuster Tragwerke wird in diesem Beitrag ein fünfstufiger Ansatz vorgestellt, der die Planenden schrittweise von der gebäudespezifischen Risikobeurteilung bis zur Bemessung leitet. Dieses Vorgehen basiert auf der Schweizer Publikation Lignatec 37/2024 zu robusten Tragwerken im Holzbau [5].

2.1 Risikobasierte Klassifizierung von Gebäuden

Die Grundlage für die Robustheitsplanung bildet die risikobasierte Klassifizierung des Bauwerks. Bei dieser Risikobewertung sollten die Eintrittswahrscheinlichkeit eines gefährlichen Ereignisses und die entsprechenden Schadensfolgen berücksichtigt werden. Das Ziel der Risikobewertung ist es, die Höhe der Robustheitsanforderungen abzuleiten.

Da eine quantitative Risikobewertung sehr aufwendig ist, wird sie typischerweise nur für besonders bedeutende Bauwerke durchgeführt. Für alle übrigen Gebäude ist in den meisten Fällen eine vereinfachte tabellarische Klassifizierung ausreichend.

In den europäischen Normen erfolgt die Klassifizierung typischerweise vereinfacht über fünf Versagensfolgeklassen (CC0–CC4) [1]. Bei dieser Vorgehensweise werden anstatt des Risikos nur die Versagensfolgen beurteilt, die Eintrittshäufigkeit der Gefährdung wird somit vernachlässigt. Gebäude mit hoher gesellschaftlicher oder wirtschaftlicher Bedeutung werden in höhere Klassen eingeordnet, was mit strengeren Anforderungen an Zuverlässigkeit, Robustheit und Nachweismethoden einhergeht. Beispiele für die Zuordnung typischer Gebäude in die für den Holzbau relevanten Versagensfolgeklassen für interne Explosionen in Gebäuden sind in EN 1991-1-7:2025 [6] (Ziffer 4.2(1)) enthalten und in Tab. 1 wiedergegeben. Diese Einstufung wird auf nationaler Ebene festgelegt, sodass verschiedene Länder unterschiedliche Einstufungen oder sogar zusätzliche Klassen haben können. EN 1991-1-7:2025 [6] schlägt eine zusätzliche Unterteilung der breit gefassten Versagensfolgeklasse CC2 aus EN 1990-1:2023+A1:2026 [1] in CC2a und CC2b vor. Diese ermöglicht eine differenziertere Betrachtung der Robustheitsanforderungen für interne Explosionen in Gebäuden.

Die Zuordnung in eine Versagensfolgeklasse bestimmt die Robustheitsanforderungen in den weiteren Planungsschritten. Gebäude in Versagensfolgeklasse CC1 haben keine besonderen Robustheitsanforderungen. Ab der Versagensfolgeklasse CC2 müssen jedoch zusätzliche Überlegungen hinsichtlich Robustheit erfolgen, entsprechend der in den folgenden Kapiteln vorgestellten Vorgehensweise.

Tab. 1: Beispiele für Versagensfolgeklassen (CC) für interne Explosionen in Gebäuden nach EN 1990-1-7:2025 [6] (Tabelle 4.1).

Versagensfolgeklasse	Beispiele nach Gebäudetyp und -nutzung
CC1	- Einfamilienhäuser mit bis zu 4 Stockwerken. - Landwirtschaftliche Gebäude. - Gebäude, die selten von Personen betreten werden, wenn der Abstand zu anderen Gebäuden oder Flächen mit häufiger Nutzung durch Personen mindestens das 1.5-fache der Gebäudehöhe beträgt.
CC2a Gruppe mit geringerem Risiko	- Wohngebäude, Hotels und Bürogebäude mit bis zu 4 Stockwerken. - Einzelhandelsgeschäfte (bis 1000 m² Geschossfläche je Geschoss) und Industriebauten mit bis zu 3 Stockwerken. - Einstöckige Schulgebäude.
CC2b Gruppe mit erhöhtem Risiko	- Wohngebäude, Hotels, Einzelhandelsgeschäfte und Bürogebäude mit mehr als 4 und maximal 15 Stockwerken. - Einzelhandelsgeschäfte mit mehr als 3 und maximal 15 Stockwerken. - Schulhäuser mit mehr als 1 Stockwerk, jedoch maximal 15 Stockwerken. - Krankenhäuser mit maximal 3 Stockwerken.
CC3	- alle Gebäude, welche die Stockwerkszahl und Flächengrenzen der Klasse CC2b übersteigen - alle Gebäude mit starkem Publikumsverkehr - Stadien mit mehr als 5000 Zuschauern - Gebäude mit lagernden Gefahrgütern oder gefährlichen Verfahren

2.2 Gefährdungsszenarien

Der nächste Schritt ist die Identifikation von Gefährdungsszenarien. Diese stellen in der Regel außergewöhnliche Bemessungssituationen dar und lassen sich in zwei Kategorien unterteilen:

- Gefahrenspezifische Szenarien, bei denen definierte außergewöhnliche Einwirkungen betrachtet werden (z. B. Brand, Anprall, Feuchteinwirkung).
- Gefahrenunabhängige Szenarien, bei denen unabhängig von der Ursache ein fiktiver lokaler Schaden angenommen wird, beispielsweise der Ausfall einer Stütze.

Eine Gefährdung ist ein Zustand, der den Tragwiderstand beeinträchtigen oder einen Schaden hervorrufen kann. Die projektspezifische Auswahl der Gefährdungsszenarien sollte insbesondere den Standort

und die Nutzung des Gebäudes berücksichtigen. Beispielszenarien sind in Abb. 2 dargestellt. Eine Risikomatrix kann hilfreich sein, um einen Überblick über das Projektrisiko zu erhalten sowie die projektspezifischen Risikobereitschaft mit der Auftraggeber:in abzustimmen.

Gefahrenunabhängige Szenarien werden typischerweise in Versagensfolgeklassen CC2 und CC3 eingesetzt [1], zum Beispiel in Form des rechnerischen Entfernens jeweils eines kritischen Haupttraglelements. Haupttraglelemente sind solche Bauteile, deren Ausfall zu einem inakzeptablen Schaden führen würde [1]. Diese fiktiven Schadensszenarien sollen eine systematische Untersuchung der Robustheit für den Fall unvorhergesehener Gefährdungen und Schäden ermöglichen. Der Umfang der berücksichtigten gefahrenunabhängigen Szenarien sollte mit den Projektbeteiligten in Abhängigkeit der projektspezifischen Risiken abgestimmt werden.

Alternativ wird häufig eine Ersatzlast zur gefahrenunabhängigen Überdimensionierung von Haupttraglelementen herangezogen, wie zum Beispiel die außergewöhnliche Bemessungseinwirkung $A_d = 34 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ in der Anmerkung zur Ziffer A.5(1) der EN 1991-1-7:2025 [6]. Die Belastung von $34 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ wurde ermittelt als der Druck der Gasexplosion in der Küche im Gebäude *Ronan Point* (Abb. 1) [3]. Mangels besserer Ansätze wurde diese Belastung im Anschluss an den Einsturz des Gebäudes als einfach anzuwendendes Bemessungsziel festgelegt [7], wird jedoch zunehmend in Frage gestellt. Da diese Ersatzlasten keine wissenschaftliche Grundlage haben und bis auf eine Überbemessung keine Auswirkungen auf die Robustheit haben, sollte die Anwendung von Ersatzlasten vermieden werden und stattdessen fiktive Schadensszenarien wie beispielsweise ein Stützensausfall angewendet werden (Abb. 3).

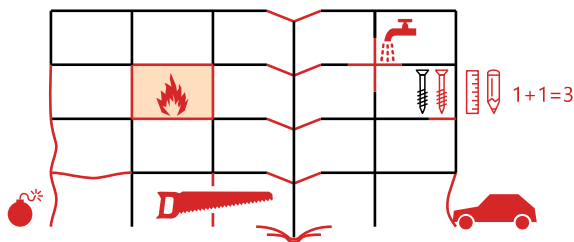


Abb. 2: Mögliche gefahrenspezifische Szenarien.

2.3 Spezifikation von Schutz- und Leistungszielen

Auf Basis der Klassifizierung werden Schutz- und Leistungsziele definiert. Die Schutzziele priorisieren die Folgen eines Gebäudeschadens in Bezug auf Menschenleben oder der Verletzung von Personen, berücksichtigen jedoch auch wirtschaftliche, soziale und umweltbeeinträchtigende Folgen [1].

Leistungsziele konkretisieren die Anforderungen, die das Gebäude nach einer Gefährdung erfüllen soll, und definieren beispielsweise in Bezug auf direkte Schäden:

- maximal zulässige Schadensausbreitung (zum Beispiel als eingestürzte Fläche),
- Akzeptanz des Versagens eines begrenzten Bereichs des Bauwerks, solange kritische Haupttraglelemente nicht versagen.

Die Norm EN 1990-1:2023+A1:2026 [1] gibt als Beispiel für eine zulässige Grenze für Bauschäden für zwei benachbarte Stockwerke jeweils das Minimum aus 15% der Geschossfläche oder 100 m^2 an.

Leistungsziele bezüglich indirekter Schäden können auch wirtschaftliche Schäden durch Ausfallzeiten, Schäden an der umgebenden Infrastruktur (z.B. Straßen oder Schienen), oder Umweltschäden adressieren. Die Leistungsziele sind durch die Auftraggeber:in oder Behörden festzulegen.

2.4 Entwurfsstrategien

Die Entwurfsstrategie ergibt sich aus einer Abwägung der Verhältnismäßigkeit zwischen der Versagensfolgeklasse des Gebäudes, den identifizierten Gefährdungsszenarien und den festgestellten Leistungszielen.

Bereits in der frühen Projektierungsphase sollte die Wahl des Tragsystems sowie der Baustoffe auf ihre Robustheit hin bewertet werden, insbesondere mit Blick auf die Anfälligkeit für lokale Schäden sowie die Schadensausbreitung infolge eines lokalen Schadens.

Die Entwurfsstrategien zur Vermeidung eines progressiven Versagens werden in zwei Kategorien unterteilt (Abb. 3):

- Vorbeugung lokaler Schäden
- Begrenzung der Schadensausbreitung.

Maßnahmen der ersten Kategorie dienen der Reduzierung der Gefährdung und Verletzbarkeit des Tragwerks, während Maßnahmen der zweiten Kategorie die Schadensausbreitung nach einem lokalen Schaden verringern.

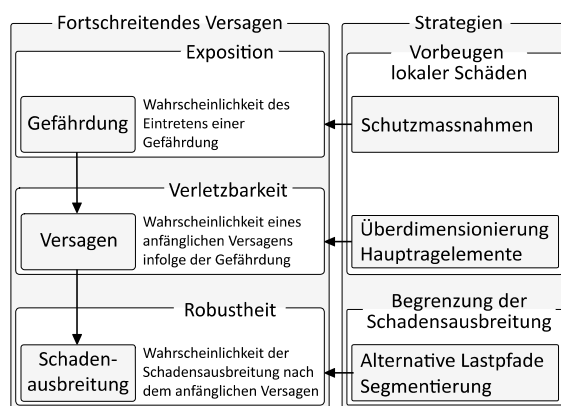


Abb. 3: Strategien zur Vermeidung eines progressiven Versagens.

In der Norm EN 1990-1:2023+A1:2026 [1] wird die Überdimensionierung der Haupttragelemente mit Redundanz (alternative Lastpfade) und Segmentierung als gleichwertig betrachtet, was jedoch irreführend ist. Die Überdimensionierung von Haupttragelementen reduziert zwar die Wahrscheinlichkeit eines anfänglichen lokalen Versagens für die berücksichtigten Szenarien, bedeutet jedoch nicht automatisch eine Reduzierung der Wahrscheinlichkeit einer Schadensausbreitung (d.h. eine erhöhte Robustheit).

Vorbeugung lokaler Schäden

Mögliche Maßnahmen zur Vorbeugung lokaler Schäden sind Schutzmaßnahmen wie beispielsweise Anprallbarrieren, Überwachungssysteme, Sprinkler oder Maßnahmen des Holzschutzes. Diese Maßnahmen wirken präventiv und tragen primär zur Reduktion der Gefährdung bei. Um die Verletzbarkeit einzelner Tragelemente zu verringern, kann der Tragwiderstand durch Überdimensionierung oder

Bemessung für außergewöhnliche Einwirkungen erhöht werden. Maßnahmen zur Vorbeugung lokaler Schäden adressieren primär gefahrenspezifische Szenarien und sind gegen gefahrenunabhängige oder unvorhergesehene Szenarien oft nicht wirksam. Zudem verhindern sie keine Schadensausbreitung, sollte ein lokaler Schaden dennoch eintreten. Somit sind diese Strategien zwar einfach umzusetzen, tragen jedoch nicht zwingend zur Verbesserung der Systemrobustheit bei.

Begrenzung der Schadensausbreitung

Maßnahmen zur Begrenzung der Schadensausbreitung bilden den Kern robuster Tragwerkskonzepte. Dabei wird ein fiktiver lokaler Schaden angenommen und die Schadensausbreitung im Rahmen der Leistungsziele begrenzt. Zentrale Ansätze sind:

- Alternative Lastpfade: Umlagerung der Kräfte über verbleibende Tragwerksteile (Beispiele in Abb. 4)
- Segmentierung (Abschnittsbildung): Begrenzung des Schadens auf Teilbereiche (Beispiele in Abb. 5)

Beide Strategien können auch kombiniert werden. Für die Versagensfolgeklassen CC3 und je nach Anforderungen auch CC2b sollte die Tragwerksantwort auf das Entfernen einzelner kritischer Haupttragelemente untersucht werden und verhältnismäßige Maßnahmen durch alternative Lastpfade oder Segmentierung geprüft werden.

Alternative Lastpfade können horizontal oder vertikal verlaufen und bewirken eine Lastumlagerung, die das Überbrücken des beschädigten Teils des Tragwerks ermöglicht. Dies kann zum Beispiel durch Einhängen des Balken- oder Deckensystems auf axiale Zugkräfte oder durch vertikale Aufhängung umgesetzt werden. Anhang A der EN 1991-1-7:2025 [6] schreibt Einwirkungen für horizontale und vertikale Zuganker und Haupttragelemente vor. Bei Anwendung auf Holzbauten ist Vorsicht geboten, da die vorgeschriebenen Zugkräfte hohe Verformungen voraussetzen, die in der Norm nicht explizit erwähnt werden. Wenn das Tragwerk diese Verformungen nicht erreichen kann, kann sich auch der angenommene alternative Lastpfad über Zugverankerungen

nicht ausbilden. Für Holztragwerke ergibt sich ein Fokus auf die Ausbildung duktiler Verbindungen, das Vermeiden spröder Versagensmechanismen sowie das Verstärken kritischer Bereiche, um die Rotationskapazität zu erhöhen.

Bei systematischen Schadensursachen (z.B. Bemessungs- oder Ausführungsfehler bei repetitiven Bauteilen) kann ein Verbund der Bauteile zu einem progressiven Versagen führen [4]. Die Bad Reichenhall-Arena ist ein Beispiel für ein Tragwerkssystem, bei dem der steife Verbund der Hauptbinder ohne Warnung durch große Verformungen zur Ausbreitung des lokalen Versagens beigetragen hat, bis das gesamte Dach eingestürzt ist. In diesen Fällen ist Segmentierung die geeignetere Strategie, um das Ausmaß des Versagens zu begrenzen [8].

Die EN 1990-1:2023+A1:2026 [1] stellt in Anhang E die Überdimensionierung von Haupttragelementen auf Ersatzlasten auf eine Stufe mit alternativen Lastpfaden und Segmentierung im Hinblick auf Strategien zur Begrenzung des Schadensausmaßes. Wie oben dargelegt wurde, gewährleistet eine Überdimensionierung mit Ersatzlasten jedoch keine Robustheit und sollte nur als letztes Mittel eingesetzt werden.

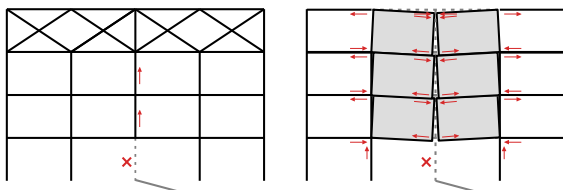


Abb. 4: Alternative Lastpfade durch Fachwerkkonstruktion und auf Zug ausgelegte Stützenverbindungen (links) oder wandartige Träger (rechts).



Abb. 5: Segmentierung durch geplante Versagensauslösung in den Verbindungen (links) oder physische Trennung und Elementverdopplung (rechts).

Qualitätssicherung und Unterhalt

Qualitätssicherung und Wartung sind entscheidende Voraussetzungen für die langfristige Robustheit eines Tragwerks. Menschliche Fehler sind die häufigste Ursache für Bauwerkseinstürze. Insbesondere systematische Fehler in Planung und Ausführung sowie Schäden infolge Nutzung können ohne geeignete Maßnahmen die Robustheit erheblich beeinträchtigen. Bei Holzbauten muss besonderer Fokus auf das Risiko von Brand und Feuchteschäden gelegt werden. Besondere Maßnahmen bezüglich Qualitätssicherung und Unterhalt sollten die Robustheitsplanung vor allem in Gebäuden höherer Versagensfolgeklasse begleiten.

2.5 Nachweismethoden

In Abhängigkeit der Leistungsziele und Entwurfsstrategien werden verschiedenen Nachweise erforderlich. Für Nachweise hinsichtlich der Strategien zur Vorbeugung lokaler Schäden infolge gefahrenspezifischer Szenarien reichen in den meisten Fällen die klassischen Bemessungskonzepte in den Eurocodes aus. Für Maßnahmen gegen Schadensausbreitung nach der fiktiven Entfernung eines Bauteils müssen fallabhängig mehrere Nachweise geführt werden:

- Bauteilverlustanalyse: Bemessung des verbleibenden Tragwerks nach Entfernung eines Bauteils mit dem Ziel, das Schadensausmaß zu bestimmen und alternative Lastpfade zu bemessen. Hierbei können entweder Überfestigkeiten vorgesehen werden (kleine Verformungen), oder die Bauteile und Verbindungen auf hohe Duktilität ausgelegt werden (Ausbildung plastischer Gelenke bei größeren Verformungen). Maßgebende dynamische Einwirkungen sollten in einer dynamischen Analyse als solche untersucht oder alternativ in einer vereinfachten statischen Analyse mithilfe von Erhöhungsfaktoren berücksichtigt werden.
- Aufprallanalyse: Bemessung des verbleibenden Tragwerks für den Aufprall der versagenden Bauteile.
- Analyse des verbleibenden Tragwerks: Statische Bemessung des verbleibenden Tragwerks für die Zeit nach dem Bauteilverversagen bis zum ersten sichernden Eingriff.

Die Nachweismethoden sind primär numerischer Natur, es können jedoch auch experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden. In Versagensfolgeklasse CC2 sind in den meisten Fällen vereinfachte statische Analysen, mit dynamischen Erhöhungsfaktoren für einen plötzlichen Stützenausfall und gegebenenfalls nichtlinearen Modellen, ausreichend. Für Gebäude in Versagensfolgeklasse CC3 sollten je nach Anforderungen genauere Analysen anhand von nichtlinearen und dynamischen Modellen durchgeführt werden. Die Methodik wird jedoch auf nationaler Ebene geregelt.

Die Norm EN 1995-1-1:2025 [9] enthält Leitlinien für die Bemessung alternativer Lastpfade. Die vorgeschlagene Methode basiert auf den Annahmen, dass das Bauwerk linear-elastisch bleibt und dass dynamische Einwirkungen durch statische Lasten erhöht mit einem Erhöhungsfaktor von 2.0 (theoretische Höchstgrenze für elastische, ungedämpfte Systeme) berücksichtigt werden können [10]. Die dynamischen Effekte werden derzeit noch untersucht und in Zukunft könnten niedrigere Werte für die dynamische Erhöhung festgelegt werden.

Zusätzlich enthält EN 1995-1-1:2025 [9] Richtlinien zur Bemessung von schwachen Trennelementen (Sollbruchstellen) zur Segmentierung. Angesichts der großen Streuung der mechanischen Eigenschaften von Holz sollten die Sollbruchstellen in Form von Verbindungen ausgeführt werden (Abb. 5). Der obere Bemessungswert (95%-Quantil) der Tragfähigkeit einer Sollbruchstelle sollte kleiner sein als die Bemessungswerte der Einwirkung, die das Element im Falle eines Einsturzes aufnehmen würde [10]. Bei Hallentragwerken können beispielsweise die Verbindungen zwischen Neben- und Hauptträgern als Sollbruchstellen ausgelegt werden [4].

3 Gebaute Beispiele

3.1 Hochhaus H1, Zwhatt Areal, Regensburg

Das 75 m hohe Hochhaus H1 wurde 2025 fertiggestellt und gehört der Versagensfolgeklasse CC3 an, sodass einige zusätzliche Robustheitsmaßnahmen getroffen wurden [11]. Die Robustheitsstrategie basiert auf der Kombination von alternativen Lastpfaden

und erhöhter lokaler Tragfähigkeit zur Vermeidung lokaler Schäden. Ein Stützenausfall wurde untersucht und horizontale alternative Lastpfade über biegesteif verbundene Deckenelemente und eine Zugverbindung der Rippen implementiert (Abb. 6). Zusätzlich wurde horizontale Zugverankerung durch Rückbiegebewehrung im Überbeton im Stützenbereich umgesetzt. Die Verbindungen zwischen den Stützen wurden durch eingeklebte Gewindestangen und Kammnägeln für vertikale Zugverankerung ausgelegt. Besondere Maßnahmen zur Qualitätssicherung wurden sowohl in der Planungs- als auch Bauphase getroffen: internes 4-/6-Augen-Prinzip, externe Begleitung, Laborversuche an maßgebenden innovativen Details, Vorfertigung im Werk, erhöhte Qualitätssicherung und -kontrolle in der Produktion und auf der Baustelle und Messung von Imperfektionen, Rissbreiten und der Holzfeuchte.

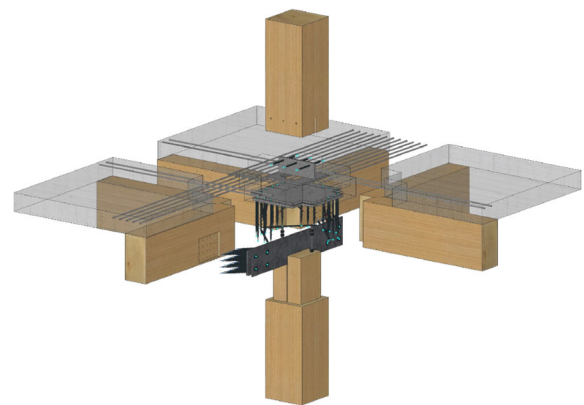


Abb. 6: Explosionszeichnung des Stützen-Deckenknotens [11].

3.2 HoHo, Wien

Auch das HoHo in Wien ist der Versagensfolgeklasse CC3 zuzuordnen und auch für dieses Gebäude wurde eine Kombination aus Maßnahmen zur Prävention lokaler Schäden sowie zur Begrenzung der Schadensausbreitung infolge lokaler Schäden angewendet [12]. Zur Kontrolle der Holzfeuchte wurden in hoch belasteten Stützen eine Temperaturmessung und Heizleitung im Auflagersockel integriert. Horizontale Zugverankerung (Abb. 7) wurde in den Betondecken integriert und vertikale Zugverankerung wurde durch eingeklebte Bewehrungsseisen in den Holzstützen umgesetzt. Zusätzlich wurde für den Fall eines Stützenausfalls der Deckenrandträger als Durchlaufträger

ger dimensioniert. Erhöhte Qualitätskontrollen wurden beispielsweise bezüglich der Vergussarbeiten im Bereich der Holzstützen und der Betonzusammensetzung durchgeführt. Zusätzlich wurden Imperfektionen im gebauten Zustand vermessen, um einen Vergleich mit der rechnerischen Prognose zu ermöglichen.

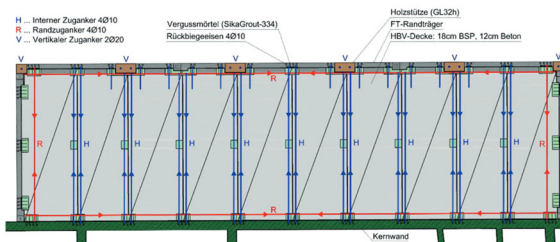


Abb. 7: Zuganker in einem Deckenbereich im HoHo Wien (Aufsicht) [12].

4 Aktuelle Forschung

Robustheit in Holztragwerken ist ein relativ neues Forschungsthema, das noch viele offene Fragen aufwirft, wie zum Beispiel: Welche alternativen Lastpfade können typische Holzbauweisen ausbilden? Welche Verformungen und Rotationen sind dazu nötig? In welchen Fällen sollte ein Stützenausfall untersucht werden, wie hoch sind dabei die dynamischen Effekte und wann sollten sie berücksichtigt werden? Wie kann Segmentierung sinnvoll eingesetzt werden?

Die Robustheit von Holztragwerken wurde zunächst im Kontext des Einsturzes von Hallentragwerken untersucht. Bei diesen oft repetitiven und in die Breite gehenden Tragwerken ist Segmentierung ein wichtiges Thema [4]. In den letzten Jahren hat sich der Blick auf hohe Holzgebäude gerichtet, bei denen alternative Lastpfade an Bedeutung gewinnen. Die Forschung in diesem Bereich hat deswegen bisher einen starken Fokus auf alternative Lastpfade und Stützenausfall gesetzt. Ergebnisse zeigen, dass in Holztragwerken die Kontinuität und Duktilität der Verbindungen entscheidend sind für die Ausbildung alternativer Lastpfade [13][14]. Korrekt konstruiert, können Verbindungen im Holzbau hohe Verformungen, Lastumlagerung und duktile Versagensmechanismen ermöglichen.

Erforscht wird aktuell vor allem die Lastumlagerung innerhalb eines Geschosses nach dem Ausfall einer internen Stütze. Innerhalb eines Geschosses wird bei niedriger vertikaler Belastung die ursprüngliche Schubbelastung zunächst auf Biegung umgelagert [15]. Wenn das umliegende Gebäude über genügend horizontale Steifigkeit verfügt und die Tragelemente um die entfernte Stütze somit zu einem gewissen Grad horizontal eingespannt sind, bildet sich parallel zum Biegemoment zunächst ein Druckbogen im Deckensystem aus (Abb. 8). Angesichts der relativ großen Höhe von Holzdecken könnten Druckbogen-Effekte eine größere Rolle spielen als bei Beton- und Stahlkonstruktionen. Laufende Großversuche und numerische Simulationen, die derzeit an der Empa und der ETH Zürich durchgeführt werden und noch nicht veröffentlicht wurden, deuten in diese Richtung.

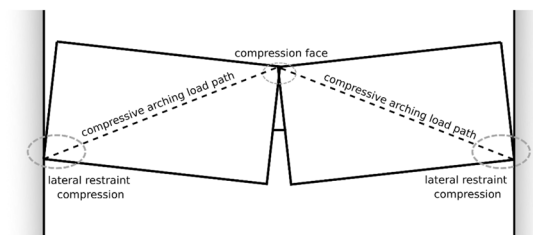


Abb. 8: Alternativer Lastpfad über Ausbildung eines Druckbogens bei horizontaler Einspannung [16].

Bei höherer Belastung oder sehr hohen vertikalen Verschiebungen werden die vertikalen Lasten primär über horizontale Zugkräfte und ein Einhängen des Systems auf Zug abgetragen [15].

Im Hintergrund der in den Normen geforderten horizontalen Zugverankerungen [6], wurden verschiedene Verbindungstypen und Systeme auf ihre Fähigkeit hin untersucht, nach einem Stützenausfall eine Umlagerung vertikaler Lasten auf horizontale Zugkräfte zu ermöglichen [13][14][16][17]. In Versuchen an einachsigen Systemen mit Stützen und Balken oder Deckenelementen erreichten durchgehende duktile Verbindungen zwischen Balken und Stütze oft hohe Zugkräfte, allerdings erst bei sehr hohen Verformungen und Rotationen (Abb. 9) [17]. Der Rotationsbedarf ist dabei stark abhängig von der horizontalen Steifigkeit des umliegenden Tragwerks, kann

jedoch um die $0.2 \text{ rad} \approx 11^\circ$ betragen. Für ein Robustheitskonzept basierend auf einer Umlagerung auf Zugkräfte muss also sichergestellt werden, dass das Gesamtsystem diese hohen Verformungen ohne vorzeitiges Versagen erreichen kann. In Stabdübelverbindungen kann beispielsweise Verstärkung durch Vollgewindeschrauben dazu beitragen, ein frühzeitiges sprödes Versagen zu verhindern und die duktile Lastumlagerung bei hohen Verformungen zu ermöglichen (Abb. 10, Abb. 11). Eine Bemessung auf die normativen Kräfte für Zugverankerungen ohne Überprüfung der notwendigen Verformungen ist nicht zu empfehlen. Im Holzbau sind derzeit noch vertikale alternative Lastpfade oder horizontale Lastpfade über Biegung und Druckbögen, die sich bei niedrigeren Rotationen und Verformungen ausbilden, realistischer.

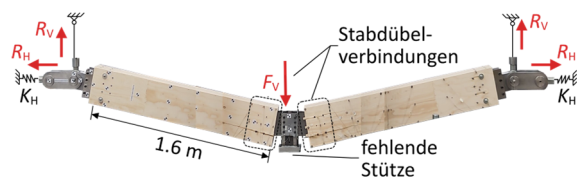


Abb. 9: Stabdübelverbindungen in den Balken anliegend an einen Stützensausfall entwickeln alternativen Lastpfad durch Einhängung und axiale Zugkräfte in Versuchen an der Empa.

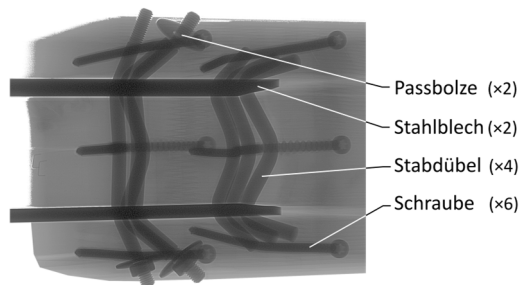


Abb. 10: Röntgenbild einer verstärkten Stabdübelverbindung in GL24h nach dem Versagen beim Versuch gemäss Abb. 9.

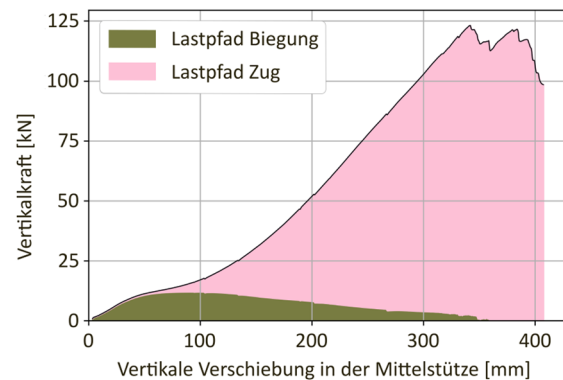


Abb. 11: Experimentelle Last-Verformungskurve für das System in Abb. 9 mit Balken aus GL24h und verstärkten Stabdübelverbindungen. Der Anteil der alternativen Lastpfade Biegung und Zugeinhängung am vertikalen Lastabtrag ist jeweils farblich dargestellt. Der Prüfaufbau erlaubte keine Ausbildung eines Druckbogens.

Auch die dynamischen Effekte eines plötzlichen Stützensausfalls sind ein aktuelles Forschungsthema. Bei plötzlichem Verlust der Stütze treten im Tragwerk zunächst höhere Maximalverformungen auf, bevor es sich in einem neuen Gleichgewichtszustand einpendelt, falls kein Versagen auftritt. Die maximale dynamische Tragwerksantwort liegt typischerweise zwischen der quasi-statischen Antwort und dem doppelten Wert, kann jedoch auch höher ausfallen. Die Höhe der dynamischen Effekte wird beeinflusst durch das Lastniveau sowie Plastifizierung oder Duktilität in den Verbindungen. Die wenigen bisher durchgeführten Versuchskampagnen deuten darauf hin, dass duktile Verbindungen, Verstärkung gegen spröde Versagensmechanismen, und die Ausbildung von Druckbögen dabei helfen, die maximale dynamische Tragwerksantwort zu reduzieren [18]. Wenn große Verformungen auftreten und horizontale Zugkräfte durch Einhängen erreicht werden, führt jedoch die steifere axiale Lastübertragung zu einem dynamischen Erhöhungsfaktor über 2.0 [19].

5 Schlussfolgerungen

Die Robustheit mehrgeschossiger Holzgebäude stellt eine neue und komplexe Herausforderung im modernen Ingenieurholzbau dar. Die vorgestellte Vorgehensweise leitet Ingenieur:innen durch die Robustheitsplanung anhand von fünf Schritten:

- risikobasierte Klassifizierung des Gebäudes, um die erforderlichen Robustheitsmaßnahmen an die Art des Gebäudes anzupassen,
- Identifizieren von Gefährdungsszenarien,
- Spezifikation von Schutz- und Leistungszielen,
- Auswahl von Entwurfsstrategien,
- Nachweise.

Wesentliche Erkenntnisse sind:

- Robustheit muss frühzeitig im Tragwerkskonzept berücksichtigt werden.
- Leistungsziele und Maßnahmen hängen primär von der Versagensfolgeklasse des Gebäudes ab.
- Zur Begrenzung der Schadensausbreitung sollte idealerweise eine Kombination aus alternativen Lastpfaden und Segmentierung umgesetzt werden.
- Verbindungen spielen eine Schlüsselrolle für Duktilität und Lastumlagerung.

Derzeit laufen weitere Forschungsarbeiten, um das komplexe Systemverhalten zu verstehen und numerische Modelle sowie vereinfachte normative Ansätze experimentell zu validieren.

Die Weiterentwicklung der Normung wird künftig einen wichtigen Beitrag zur systematischen Berücksichtigung der Robustheit im Holzbau leisten.

6 Literaturverzeichnis

- [1] EN 1990-1:2023+A1:2026. Eurocode - Basis of structural and geotechnical design Part 1: New structures. European Committee for Standardization (CEN).
- [2] Derek Voller. (1968) Foto veröffentlicht unter CC BY-SA 2.0 DEED. <https://www.geograph.org.uk/photo/2540477>.
- [3] Pearson C, Delatte N. (2005) Ronan Point apartment tower collapse and its effect on building codes. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 19(2).
- [4] Munch-Andersen J, Dietsch P. (2011) Robustness of large-span timber roof structures – Two examples. *Engineering Structures* 33:3113–3117.
- [5] Binck C, Palma P, Proske D, Ratsch G, Sroka K. (2024) Lignatec 37/2024. Robuste Tragwerke im Holzbau. Grundlagen. Lignum – Holzwirtschaft Schweiz.
- [6] EN 1991-1-7:2025. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: Accidental actions. European Committee for Standardization (CEN).
- [7] Menzies JB, Moore FA. (1985) The Structure of Ronan Point and other Taylor Woodrow-Anglian Buildings. Building Research Establishment Report.
- [8] Dietsch P. (2011) Robustness of large-span timber roof structures—Structural aspects. *Engineering Structures* 33(11):3106–3112.
- [9] EN 1995-1-1:2025. Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN).
- [10] Palma P, Munch-Andersen J, Dietsch P. (2023) Updating Eurocode 5 – Design guidance for increasing the robustness of timber structures. World Conference on Timber Engineering.
- [11] Brühwiler I. (2022) Holzhochhaus in Zürich Regensdorf: Tragwerksentwurf, Variantenstudium, Robustheit. 20. VGQ Holzbau-Forum.
- [12] Woschitz R, Zotter J. (2017) Holzhochhaus HoHo Wien – Das Tragwerkskonzept. *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift*, 162(1–12).
- [13] Lyu CH, Gilbert BP, Guan H, Underhill ID, Gunalan S, Karampour H, and Masaeli M. (2020) Experimental Collapse Response of Post-and-Beam Mass Timber Frames under a Quasi-Static Column Removal Scenario. *Engineering Structures* 213:110562.
- [14] Mpidi Bitu H, Tannert T. (2020) Experimental Study of Disproportionate Collapse Prevention Mechanisms for Mass-Timber Floor Systems. *Journal of Structural Engineering* 146(2):04019199.
- [15] Stylianidis PM, Nethercot DA, Izzuddin BA, Elghazouli AY. (2016) Study of the mechanics of progressive collapse with simplified beam models. *Engineering Structures* 117:287–304.
- [16] Przystup A. (2023) Experimental Investigations of Connections for Robustness of Mass Timber Buildings. PhD Thesis, University of Edinburgh.
- [17] Sroka K, Frangi A, Palma P. (2026) Robustheit – Lastumlagerung in Stabdübelverbindungen bei Stützensausfall. S-WIN Tagung 2026 „Von der Forschung in die Praxis“. Zürich, Schweiz.
- [18] Cheng X, Gilbert BP, Guan H, Underhill ID, Karampour H. (2021) Experimental Dynamic Collapse Response of Post-and-Beam Mass Timber Frames under a Sudden Column Removal Scenario. *Engineering Structures* 233:111918.
- [19] Cao AS, Palma P, Frangi A. (2025) Dynamic amplification factors in instantaneously loaded structures. *Engineering Structures* 345:121464.

Autor:innen

Katharina Sroka

Empa – Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology
Abteilung Ingenieur-Strukturen
Ueberlandstrasse 129
CH-8600 Dübendorf
Schweiz

ETH Zürich
Institute of Structural Engineering – Timber Structures

Kontakt:
katharina.sroka@empa.ch

Pedro Palma

Empa – Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology
Abteilung Ingenieur-Strukturen
Ueberlandstrasse 129
CH-8600 Dübendorf
Schweiz

Kontakt:
pedro.palma@empa.ch

Feuchteschutz während der Bauphase – Erfahrungen, Messungen und Empfehlungen

Mike Sieder, Tomma Grensemann, Daniel Kehl

Zusammenfassung

Mit der zunehmenden Verbreitung mehrgeschossiger Holz- und Holz-Hybridbauten gewinnt der Feuchteschutz während der Bauphase zunehmend an Bedeutung. Verlängerte Bauzeiten, komplexe Montageabläufe und häufiger auftretende Starkregenereignisse erhöhen das Risiko unzuträglicher Feuchteeinwirkungen und damit verbundener Qualitätseinbußen, Bauzeitverzögerungen sowie kostenintensiver Sanierungsmaßnahmen. Ein wirksamer Feuchteschutz erfordert daher eine frühzeitige Berücksichtigung konstruktiver, organisatorischer und ausführungstechnischer Maßnahmen bereits in der Planungsphase. Im Forschungsprojekt HolzQS wurde hierzu ein ganzheitliches Qualitätssicherungskonzept entwickelt. Dieses umfasst eine systematische Methodik zur Bewertung des Feuchterisikos verschiedener Holz- und Holz-Hybridkonstruktionen, die Ableitung objektspezifischer Schutzbedarfe sowie die Entwicklung geeigneter konstruktiver Detailausbildungen und Witterungsschutzmaßnahmen. Ergänzend wurden das Wasseraufnahme- und Rücktrocknungsverhalten von Brettspertholzwänden sowie die Wirksamkeit technischer Trocknungsverfahren experimentell untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass Wasser überwiegend über freiliegende Hirnholzflächen aufgenommen wird und eine gezielte Konvektionstrocknung mit wirksamer Luftführung die Rücktrocknung deutlich beschleunigt. Aus den Untersuchungen werden praxisnahe Empfehlungen für Planung, Bauausführung, Feuchtemonitoring und Qualitätssicherung im modernen Holzbau abgeleitet.

Abstract

With the increasing popularity of multi-storey timber and timber-hybrid buildings, moisture protection during the construction phase is becoming increasingly important. Extended construction times, complex assembly processes and more frequent extreme rainfall events increase the risk of adverse moisture effects and the associated quality issues, construction delays and costly remedial work. Effective moisture protection therefore requires the early consideration of structural, organisational and technical measures right from the planning phase. In the research project HolzQS, a holistic quality assurance concept was developed for this purpose. This comprises a systematic methodology for assessing the moisture risk of various timber and timber-hybrid structures, determining project-specific protection requirements, and developing suitable structural details and weather protection measures. In addition, the water absorption and re-drying behaviour of cross-laminated timber walls, as well as the effectiveness of technical drying methods, were investigated experimentally. The results show that water is predominantly absorbed via exposed end-grain surfaces and that targeted convection drying with effective air circulation significantly accelerates the re-drying process. Practical recommendations for design, construction, moisture monitoring and quality assurance in modern timber construction have been derived from these investigations.

Stichworte: Holzbau, Feuchtemonitoring, Witterungsschutz, Risikomanagement, Qualitätssicherung, Technische Trocknung

Keywords: Timber construction, Moisture monitoring, Weather protection, Risk management, Quality assurance, Technical drying

1 Einleitung

Die Anzahl großvolumiger Holzbauwerke, Aufstokkungen im Zuge der Nachverdichtung sowie mehrgeschossiger Holzgebäude nimmt seit Jahren kontinuierlich zu. Wesentliche Treiber dieser Entwicklung sind sowohl die baurechtlichen Erleichterungen für den Holzbau, insbesondere durch die Muster-Holzbaurichtlinie und die Anpassungen der Landesbauordnungen, als auch die steigende Bedeutung von Nachhaltigkeit und Klimaschutz im Bauwesen. Mit zunehmender Größe der Bauwerke verlängert sich auch die Bauzeit, die häufig mehrere Wochen bis Monate umfassen kann. Während dieses Zeitraums sind die Bauteile in den unterschiedlichen Montagezuständen unvermeidbar Witterungseinflüssen ausgesetzt. Daher müssen sich alle am Bau Beteiligten – insbesondere Planende, Holzbaubetriebe und nachfolgende Gewerke – darauf einstellen, dass während der Bauphase Niederschläge und bauzeitbedingte Feuchteeinwirkungen auftreten können. Dem Witterungsschutz kommt im Holzbau deshalb eine zentrale Bedeutung zu. Wird dieser nicht frühzeitig geplant und konsequent umgesetzt, sind erhöhte Holzfeuchten, Durchfeuchtungen feuchteempfindlicher Bauteile sowie ein erhöhter Trocknungs- oder sogar Sanierungsbedarf zu erwarten. Daraus können erhebliche Bauzeitverzögerungen und zusätzliche Kosten resultieren. Insbesondere bei großvolumigen Holzbauprojekten können einzelne Bauteile während der Montage über Zeiträume von zwei bis vier Wochen der Witterung ausgesetzt sein; bei Bauablaufstörungen auch deutlich länger. Regenereignisse können beispielsweise dazu führen, dass sich Wasser auf horizontalen Bauteilen oder am Fußpunkt von Wandstützen ansammelt und über das Hirnholz kapillar in die Konstruktion eindringt. Messungen auf Baustellen zeigen, dass der Feuchtegehalt in Brettsperrholz(BSP)-Wänden insbesondere im Bereich wasserbeanspruchter Hirnholzflächen bis in Höhen von etwa 10 bis 30 cm auf Werte von über 20 M.-% ansteigen kann (Erfahrungen der Autoren sowie [1], [2]). Unter ungünstigen Randbedingungen können diese erhöhten Feuchtegehalte über mehrere Monate bestehen bleiben [1].

Laboruntersuchungen aus [3] belegen, dass Wasser bei einer siebentägigen Beaufschlagung von BSP-Wänden bis zu etwa 6 cm kapillar in das Bauteil aufsteigen kann. Während einer anschließenden natürlichen Trocknung unter Außenklimabedingungen über einen Zeitraum von 14 Tagen zeigen insbesondere die mittleren und oberen feuchtebeanspruchten Schichten nur eine geringe beziehungsweise keine nennenswerte Rücktrocknung. Eigene Untersuchungen und praktische Erfahrungen bestätigen zudem, dass die derzeit häufig eingesetzte Raumtrocknung mittels Kondensationstrocknern für die Trocknung solcher lokal durchfeuchteten Bereiche nur eine geringe Wirksamkeit aufweist.

Im Rahmen des anwendungsorientierten Verbund-Forschungsvorhabens „HolzQS“ [4] (03/2023-08/2026), in dem Planende, Ausführende, Sachverständige und universitäre Forschung zusammenkamen, wurde ein Qualitätssicherungssystem für den modernen mehrgeschossigen Holz- und Holz-Hybridbau entwickelt, das für einen wirkungsvollen und verlässlichen organisatorisch-konstruktiven Holzschutz vor eindringender Feuchte während der Fertigungs-, Bau- und Nutzungsphase sorgt. Adressiert werden mit diesem Forschungsprojekt Gebäude in Holz-Massivbauweise mit Wänden und Decken aus Brettsperrholz sowie Holz-Hybridgebäude mit Holz-Beton Verbunddecken. Konkret wurde ein mehrstufiges Feuchteschutzkonzept erarbeitet, das sich von der Planung über die Fertigung und Montage bis hin zur Nutzungsphase erstreckt. So wird erreicht, dass bei Investoren, wie z. B. Wohnungsbauunternehmen, Planenden und ausführenden Holzbaubetrieben frühzeitig ein Bewusstsein für den Feuchteschutz geschaffen wird. Demzufolge können auf Basis der Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens mehrgeschossige Holzbauten erstellt werden, die in der gesamten Entstehung des Gebäudes vor Feuchte geschützt sind und bei denen Schäden und in der Folge hohe Sanierungskosten vermieden werden können. Das Bauen mit Holz gestaltet sich damit prozesssicherer und risikoärmer. Das Schutzkonzept baut auf Montagestrategien, für die organisatorische wie konstruktive Maßnahmen im Zuge der Objektplanung einschließlich konstruktiver Detailplanung zu entwickeln und zu beschreiben sind, sowie auf die Integration technischer Monitoringsysteme, mit denen sich in die Bauphase und/oder der Nutzungsphase das

Bauwerk feuchtetechnisch überwachen lässt. Darüber hinaus wurden praxisgerechte und baustellen-taugliche Trocknungsmethoden für den Holz- und Holz-Hybridbau untersucht, um bei ungewollten Feuchteschäden geeignete Sanierungsverfahren bereitzustellen. Vor diesem Hintergrund wurde im Forschungsprojekt auch systematisch das Wasser-aufnahme- und Trocknungsverhalten von BSP-Wänden untersucht.

2 Feuchteschutz

Ein wirksamer Feuchteschutz während der Bauphase stellt eine wesentliche Voraussetzung für die Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Qualität von Holzbauwerken dar. Bereits in der Planungsphase sind geeignete bauliche und organisatorische Maßnahmen festzulegen, um unzuträgliche Feuchteeinwirkungen während Transport, Lagerung und Montage zu vermeiden. Dies gilt insbesondere für großvolumige Holzbauwerke mit langen Bauzeiten und großen, zeitweise ungeschützten Bauteiloberflächen.

Die Anforderungen an den Feuchteschutz werden in verschiedenen technischen Regelwerken beschrieben. Nach DIN 68800-1 [5] sind Schutzmaßnahmen frühzeitig und objektspezifisch zu planen. DIN 68800-2 [6] fordert, dass Holz, Holzwerkstoffe und Holzbau-teile während Transport, Lagerung und Montage so geschützt werden, dass ihre Holzfeuchte durch Bodenfeuchte, Niederschläge, Baufeuchte oder angrenzende feuchte Bauteile nicht unzuträglich erhöht wird. Darüber hinaus ist sicherzustellen, dass während der Bauphase keine erhöhten Raumluftfeuchten entstehen, die zu einer Feuchteaufnahme der Holzkonstruktion führen. Erforderlichenfalls sind geeignete Lüftungs-, Beheizungs- oder technische Trocknungsmaßnahmen vorzusehen.

Da Art und Umfang der erforderlichen Schutzmaßnahmen in hohem Maße von Gebäudegröße, Konstruktion, Bauablauf sowie den örtlichen Witterungsbedingungen abhängen, handelt es sich beim Feuchteschutz während der Bauphase um eine objektspezifische Planungsaufgabe. Pauschale Vorgaben können den unterschiedlichen Randbedingungen nur eingeschränkt gerecht werden. Vielmehr ist

für jedes Bauvorhaben ein auf die jeweilige Konstruktion und den Bauablauf abgestimmtes Feuchteschutzkonzept zu entwickeln.

Diese Anforderung wird durch den Entwurf der zukünftigen europäischen Ausführungsnorm DIN EN 1995-3 (Eurocode 5, Teil 3) [7] weiter konkretisiert. Dort wird gefordert, dass abhängig von Gebäudetyp und Bauwerksgröße ein Plan zur Feuchtigkeitskontrolle erstellt wird. Ziel dieses Konzeptes ist es, Feuchteschäden infolge wechselnder Feuchtebeanspruchungen während der Ausführung sowie der anschließenden Austrocknung des Bauwerks zu vermeiden.

Ein solches Feuchteschutzkonzept sollte insbesondere folgende Aspekte berücksichtigen:

- Maßnahmen zur Vermeidung unzuträglicher Feuchteaufnahmen sowie daraus resultierenden Quell-, Schwind- und Verformungserscheinungen,
- Maßnahmen zur Vermeidung holzerstörender Pilze, Schimmelbildung sowie einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit,
- Schutzmaßnahmen während Transport, Lagerung und Montage,
- Anforderungen an eine trockene und vom Untergrund entkoppelte Lagerung der Bauteile,
- Bewertung des Risikos von Niederschlägen, Starkregenereignissen und Wassereinschlüssen während der Bauphase,
- Schutz besonders feuchteempfindlicher Bereiche, beispielsweise von Hirnholzflächen, horizontalen Bauteiloberseiten sowie Anschlüssen und Fugen,
- Festlegung geeigneter temporärer Witterungsschutzmaßnahmen, wie Einhausungen, Abdeckungen oder abschnittsweise Montage-konzepte,
- Berücksichtigung der Bauzeit, der Jahreszeit sowie regionaler Witterungsbedingungen im Bauablauf,
- Festlegung von Kontroll- und Dokumentationsmaßnahmen, insbesondere zur Überwachung der Holzfeuchte vor dem Verschließen von Konstruktionen oder dem Einbau feuchteempfindlicher Ausbaugewerke,

- Vorgehensweise bei außergewöhnlichen Witterungsereignissen sowie Festlegung geeigneter Trocknungs- und Sanierungsmaßnahmen.

Der Entwurf der DIN EN 1995-3 [7] weist ausdrücklich darauf hin, dass Maßnahmen zum Schutz der Holzkonstruktion vor plötzlichen Starkregenereignissen insbesondere bei großvolumigen Holzbauwerken von besonderer Bedeutung sind. Mit zunehmender Gebäudegröße steigen sowohl die exponierten Bauteilflächen als auch die Anzahl konstruktiver Anschlüsse und Details, wodurch sich das Risiko einer Durchfeuchtung während der Bauphase deutlich erhöht.

Neben den planerischen Anforderungen ergeben sich auch aus dem Werkvertragsrecht entsprechende Verpflichtungen. Nach DIN ATV 18299 [8] hat jeder Auftragnehmer sein eigenes Gewerk bis zur Abnahme vor Beschädigungen zu schützen. Für Holzbauarbeiten werden diese Anforderungen in DIN ATV 18334 [9] konkretisiert. Daraus ergibt sich, dass geeignete Feuchteschutzmaßnahmen sowohl im Verantwortungsbereich der Planung als auch der ausführenden Unternehmen liegen und im Rahmen einer abgestimmten Bauablaufplanung umzusetzen sind.

Ein frühzeitig entwickeltes und konsequent umgesetztes Feuchteschutzkonzept trägt wesentlich dazu bei, unzuträgliche Holzfeuchten, Feuchteschäden, Schimmelbildung und nachfolgende Sanierungsmaßnahmen zu vermeiden. Gleichzeitig werden Bauzeitverzögerungen, Nutzungseinschränkungen sowie erhebliche Mehrkosten reduziert und eine dauerhaft funktionsfähige Holzkonstruktion sichergestellt. Inhalt und Detaillierungsgrad eines Feuchteschutzkonzeptes richten sich nach den zu erwartenden Feuchtebeanspruchungen, der Gebäude- und Ausführungsplanung, dem vorgesehenen Bauablauf sowie der Feuchteempfindlichkeit der eingesetzten Baustoffe und Bauprodukte. Die festzulegenden Schutzmaßnahmen und Qualitätssicherungsmaßnahmen können dabei je nach Komplexität des Bauvorhabens von allgemeinen Handlungsempfehlungen bis hin zu objektspezifischen Detailvorgaben reichen. Ein Feuchteschutzkonzept kann beispielsweise Arbeits- und Verfahrensanweisungen, Ausführungs- und Montagepläne, Vorgaben für Transport und Lagerung sowie Festlegungen zu Kontroll- und Doku-

mentationsmaßnahmen während der Bauausführung umfassen. Ausführliche Informationen hierzu finden sich u.a. im Merkblatt „Feuchteschutz von Holzmassiv- und Skelettbauten in der Bauphase“ [10].

3 Risikobewertung verschiedener Holzbauweisen

Die Wahl einer Holz- oder Holz-Hybridkonstruktion wird durch eine Vielzahl technischer, funktionaler und wirtschaftlicher Randbedingungen bestimmt. Maßgebende Einflussgrößen sind insbesondere der architektonische Entwurf, die vorgesehene Nutzung, die Gebäudehöhe beziehungsweise Anzahl der Geschosse sowie Anforderungen an Wirtschaftlichkeit, Nachhaltigkeit und Ressourceneffizienz. Hieraus ergeben sich unterschiedliche Konstruktionssysteme, Detaillösungen und Montageabläufe, die jeweils ein spezifisches Risiko für Feuchteeinwirkungen während der Bauphase aufweisen.

Um Feuchteschäden und daraus resultierende Qualitätsmängel zu vermeiden, ist es erforderlich, diese Risiken bereits in einer frühen Planungsphase systematisch zu identifizieren und zu bewerten. Nur auf dieser Grundlage können objektspezifische Schutzmaßnahmen entwickelt und rechtzeitig in die Ausführungs- und Bauablaufplanung integriert werden. Eine frühzeitige Planung des Feuchteschutzes trägt entscheidend dazu bei, das Risiko einer Durchfeuchtung der Konstruktion zu minimieren und einen störungsfreien Bauablauf sicherzustellen.

Dazu bietet sich den Planenden ein dreistufiger Bewertungsprozess an:

1. Ermittlung des Schutzbedarfs der geplanten Konstruktion gegenüber Durchfeuchtung in der Bauphase
2. Klärung von Schutzmaßnahmen und Detailfragen (Bewertung baulicher und organisatorischer Aspekte)
3. Bewertung von Schutzbedarf & Schutzaufwand und daraufhin ggf. Änderung der geplanten Konstruktion zur Reduzierung des Risikos einer Durchfeuchtung

Bereits in frühen Planungsphasen ermöglicht diese Vorgehensweise eine erste Bewertung unterschiedlicher Konstruktionsvarianten hinsichtlich ihres Feuchterisikos. Durch eine iterative Weiterentwicklung und den kontinuierlichen Abgleich mit den Anforderungen anderer Planungsdisziplinen, insbesondere der Tragwerksplanung, kann die Konstruktion schrittweise hinsichtlich Ausführung, Montage und Feuchteschutz optimiert werden. Ziel ist es, das Risiko einer Durchfeuchtung infolge von Niederschlägen während der Bauphase möglichst gering zu halten. Dieses Vorgehen entspricht den Anforderungen der DIN 68800-1 [5] und DIN 68800-2 [6], wonach Schutzmaßnahmen frühzeitig und sorgfältig zu planen sind. Gleichzeitig eröffnet eine frühzeitige Berücksichtigung des Feuchteschutzes die Möglichkeit, konstruktive und montage technische Lösungen so aufeinander abzustimmen, dass der Bedarf an temporären Witterungsschutzmaßnahmen reduziert oder in einzelnen Bereichen sogar vollständig vermieden werden kann. Dies führt nicht nur zu einer höheren Ausführungssicherheit, sondern kann auch einen wirtschaftlicheren Bauablauf ermöglichen.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens HolzQS [4] wurde eine Methodik zur systematischen Analyse und Bewertung des Feuchterisikos während der Bauphase entwickelt. Aufgrund der Vielzahl möglicher Konstruktionssysteme, Detailausbildungen, Montageabläufe und projektspezifischer Randbedingungen können jedoch nicht sämtliche Anwendungsfälle abgebildet werden. Nachfolgend werden daher die grundlegende Methodik sowie das prinzipielle Vorgehen vorgestellt.

Schritt 1: Ermittlung des Schutzbedarfs

Für die Bewertung der individuellen Schutzbedürftigkeit von Holzbau- und Holz-Hybridkonstruktionen in der Bauphase ist die Betrachtung der folgenden Kriterien von zentraler Bedeutung:

- die Grundmaterialität der Deckenplatte
- die Materialdifferenzierung der Deckenplatte
- die Materialdifferenzierung des Unterzugs
- der Zeitpunkt des schlagregendichten Verschlusses der Fassade

- der Primärwerkstoff der vertikalen Bauelemente (Stützen, Innenwände)
- die Sichtbarkeit des Holzes in der Nutzungsphase
- die Bauart des Außenwand- und Fassadensystems

Die Einstufung des Schutzbedarfs erfolgt zunächst unabhängig von den später vorgesehenen Witterungsschutzmaßnahmen. Ziel ist es, das bauwerks- und konstruktionsbedingte Feuchterisiko zunächst ohne den Einfluss möglicher Schutzmaßnahmen zu bewerten. Hierbei werden unter anderem die zu erwartenden Schadensfolgen berücksichtigt. Dazu zählen beispielsweise die zu erwartende Schadenstiefe – von rein optischen Beeinträchtigungen wie Wasserfärbungen bis hin zu holzerstörenden Pilzschäden –, die Kosten einer Schadensbeseitigung, der erforderliche Wiederherstellungsaufwand sowie mögliche Auswirkungen auf den Bauablauf und die Gebrauchstauglichkeit.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens HolzQS [4] wurden auf dieser Grundlage vier Schutzbedarfsgruppen (SBG) definiert, die von SBG I – geringer Schutzbedarf bis SBG IV – maximaler Schutzbedarf reichen. Mit steigender Schutzbedarfsgruppe nehmen sowohl die Empfindlichkeit der Konstruktion gegenüber Feuchteeinwirkungen als auch die potenziellen Schadensfolgen zu. Den Schutzbedarfsgruppen III und IV werden Konstruktionen zugeordnet, bei denen während der gesamten Bauphase ein umfassender Schutz vor Feuchteeinwirkungen erforderlich ist. Dies betrifft insbesondere Bauweisen mit feuchteempfindlichen Holzprodukten, beispielsweise Furnierschichtholz aus Buche (LVL) oder Hohlkastenelementen. Ein erhöhter Schutzbedarf kann darüber hinaus entstehen, wenn konstruktive Randbedingungen ein erhöhtes Bewitterungsrisiko verursachen, etwa wenn die Gebäudehülle während der Montage nicht geschossweise regensicher geschlossen werden kann oder Bauteile über einen längeren Zeitraum unmittelfar der Witterung ausgesetzt sind.

Die Einordnung der verschiedenen Konstruktionen in die Schutzbedarfsgruppen ist in der nachfolgenden Tab. 1 dargestellt.

Tab. 1: Einteilung in Schutzbedarfsgruppen

Schutzbedarfsgruppe	Beschreibung
SBG I Geringer Schutzbedarf	Die Konstruktion hat eine hohe Robustheit gegenüber Feuchte. Sie besteht aus Bauteilen, die entweder nicht aus Holz sind oder aus Holzbauteilen mit einem geringen oder geschützten Hirnholzanteil bestehen. Staunässe kann nicht entstehen und evtl. in Auflagerpunkte eindringendes Wasser kann rasch und selbständig ablaufen. Das Risiko einer Durchfeuchtung kann i.d.R. mit einfachen Schutzmaßnahmen reduziert werden.
SBG II Mittlerer Schutzbedarf	Die Konstruktion hat eine mittlere Robustheit gegenüber Feuchte. Sie besteht beispielsweise aus in der Ebene leicht zu schützenden Deckenelementen (BSP) bei geschossbegleitend montierten Außenwänden und/oder resilienten vorgefertigten vertikalen Bauelementen.
SBG III Hoher Schutzbedarf	Die Konstruktion hat eine geringe Robustheit gegenüber Feuchte. Es ist ein umfassender Schutz gegen Feuchtigkeit während der gesamten Bauphase notwendig. Beispiel: Empfindliche Elemente, die bspw. aus Buche bestehen, Gebäudehülle nicht geschossbegleitend regensicher, d.h. bspw. ohne wasserführende Schicht oder ohne Fenster montiert.
SBG IV Maximaler Schutzbedarf	Die Konstruktion ist sehr empfindlich gegenüber Feuchte. Es ist ein umfassender Schutz gegen Feuchtigkeit in jedem Montagezustand und während der gesamten Bauphase notwendig. Beispiel: in der Fläche empfindliche Holzbauteile wie Hohlkastendecken oder Decken mit vielen Vertiefungen oder feuchtempfindliche Knotenpunkte mit z.B. Buche, während die Gebäudehülle nicht geschossbegleitend regensicher geschlossen wird. Pauschal fallen in diese Schutzbedarfsgruppe auch Raummodule, wenn sie hochgradig vorgefertigt oder sogar werksseitig betriebsfertig (u.U. einschl. Möbel) ausgerüstet auf die Baustelle geliefert werden.

Schritt 2: Klärung der Schutzmaßnahmen und Detailfragen

Auf Grundlage des ermittelten Schutzbedarfs ist im nächsten Planungsschritt das geeignete Feuchteschutzkonzept festzulegen. Dabei ist grundsätzlich zu entscheiden, ob ein temporärer Witterungsschutz für das gesamte Bauwerk vorgesehen wird (Bauwerkschutz) oder ob der Feuchteschutz durch gezielte Maßnahmen an einzelnen Bauteilen erfolgt (Bauteilschutz). Die Wahl des Schutzkonzeptes richtet sich insbesondere nach der Gebäudegeometrie, dem Bauablauf sowie den technischen und wirtschaftlichen Randbedingungen des Projekts.

Wird ein Bauwerkschutz vorgesehen, ist davon auszugehen, dass Feuchteeinwirkungen infolge von Niederschlägen während der Bauphase durch geeignete Schutzmaßnahmen weitgehend vermieden werden. Das verbleibende Feuchterisiko kann dadurch auf ein geringes und beherrschbares Maß reduziert werden. Unter diesen Voraussetzungen ist grundsätzlich auch die Ausführung besonders feuchteempfindlicher Holzkonstruktionen und Holzwerkstoffe möglich.

Wird ein Bauteilschutzkonzept gewählt, sind im weiteren Planungsverlauf die konstruktiven, montage-technischen und organisatorischen Randbedingungen detailliert zu betrachten. Ziel ist es, potenzielle Feuchtepfade zu identifizieren und durch aufeinander abgestimmte Maßnahmen zuverlässig zu unterbinden. Dabei sind insbesondere folgende Fragestellungen zu berücksichtigen:

Konstruktive und planerische Details, beispielsweise:

- Können sich Niederschlagswasser oder Feuchtigkeit in Fugen, Auflagerbereichen, Anschlüssen oder Folienverklebungen ansammeln?
- Sind kritische Details so ausgebildet, dass Wasser sicher abgeführt wird und keine Feuchteinschlüsse entstehen?

Montage- und Bauablaufplanung, beispielsweise:

- Können parallel ausgeführte Arbeiten anderer Gewerke den vorhandenen Witterungsschutz beeinträchtigen oder beschädigen?

- Ist die Reihenfolge der Montage so gewählt, dass exponierte Bauteile möglichst kurz der Witterung ausgesetzt sind?

Organisatorische Maßnahmen, beispielsweise:

- Sind regelmäßige Baustellenkontrollen zur Überprüfung und Instandhaltung des Witterungsschutzes vorgesehen?
- Sind Verantwortlichkeiten für Kontrolle, Wartung und gegebenenfalls notwendige Nachbesserungen eindeutig festgelegt?

Temporäre Entwässerung, beispielsweise:

- Ist für jedes Bauzustandsstadium eine funktionsfähige und eigenständige Entwässerung der Geschossdecken vorgesehen?
- Können Niederschlagswasser und Schmelzwasser sicher abgeführt werden, ohne dass sich Wasser auf horizontalen Bauteilen oder an Anschlüssen ansammelt?

Ergänzende Schutzmaßnahmen, beispielsweise:

- Sind temporäre Abdeckungen, Randabschlüsse, Fugenabdichtungen und Schutzmaßnahmen für Durchdringungen vollständig aufeinander abgestimmt?
- Sind besonders feuchteempfindliche Bereiche, wie Hirnholzflächen oder offene Bauteilkanten, zusätzlich geschützt?

Der Bauteilschutz kann seine Schutzwirkung nur entfalten, wenn sämtliche Einzelmaßnahmen gewerke- und bauteilübergreifend als aufeinander abgestimmtes Gesamtsystem geplant und ausgeführt werden. Einzelne Maßnahmen allein sind hierfür in der Regel nicht ausreichend. So bietet beispielsweise eine werkseitig aufgebrachte Witterungsschutzbahn auf Deckenelementen keinen ausreichenden Schutz, wenn Elementfugen, Durchdringungen und Randanschlüsse nicht gleichzeitig dauerhaft gegen eindringendes Niederschlagswasser gesichert und eine funktionsfähige temporäre Entwässerung vorgesehen werden. Erst das koordinierte Zusammenwirken aller Maßnahmen gewährleistet einen wirksamen Feuchteschutz während der Bauphase.

Schritt 3: Risikobewertung

Die Ergebnisse der Schutzbedarfsanalyse sowie die Beantwortung der Fragestellungen aus Schritt 2 bilden die Grundlage für die Bewertung des Feuchterisikos. Auf dieser Basis erfolgt die Einordnung des Bauvorhabens in eine von vier Risikoklassen (RK), die im Rahmen des Forschungsvorhabens HolzQS [4] entwickelt wurden (siehe Tab. 2).

Tab. 2: Beschreibung der Risikoklassen und entsprechende Hinweise

Risikoklasse	Hinweise
RK I Geringes Schadensrisiko: Wenig schutzbedürftige Konstruktion bzw. umfangreich und sicher geplante Schutzmaßnahmen. Ferner alle mit einem durchgehend vorhandenen Bauwerksschutz geplanten Konstruktionen.	Beim Bauteilschutz muss ein besonderes Augenmerk auf Auflager- und Knotenpunkte, Montagefugen sowie An- und Abschlüsse hinsichtlich Wasserdichtheit insbesondere bei Schlagregen gelegt werden. Das gilt besonders für Konstruktionen, die aus einer höheren Schutzbedarfsgruppe kommen.
RK II Mäßiges Schadensrisiko: Schutzbedürftige Konstruktion mit ausreichend geplanten Schutzmaßnahmen.	Beim Bauteilschutz muss ein besonderes Augenmerk auf Auflager- und Knotenpunkte, Montagefugen sowie An- und Abschlüsse hinsichtlich Wasserdichtheit insbesondere bei Schlagregen gelegt werden. Das gilt besonders für Konstruktionen, die aus einer höheren Schutzbedarfsgruppe kommen.

RK III Erhöhtes Schadensrisiko:	Die Überprüfung der Eignung der Konstruktionsart und der dazu passenden Schutzmaßnahmen sollte nochmals überprüft werden. Eine Umplanung, sofern möglich, ist angeraten. Sonst wie zuvor, jedoch zusätzlich besonderes Augenmerk auf die handwerklich gute Ausführung des Witterungsschutzes in allen Montagezuständen, auch für den Fall des Schlagregens. Geplantes Vorhalten von Arbeitskraft, Material und Geräten für Noteinsatz bei Wassereintritt unerlässlich. Prüfung für Einsatz eines Bauwerksschutzes empfohlen.
Stark schutzbedürftige Konstruktion. Dies liegt an der Konstruktionsart oder unzureichend geplante Schutzmaßnahmen.	Die Überprüfung der Eignung der Konstruktionsart und der dazu passenden Schutzmaßnahmen wird dringend empfohlen. Eine Umplanung, sofern möglich, ist dringendst angeraten. Sonst wie zuvor, jedoch zusätzlich höchste Aufmerksamkeit für die handwerklich gute Ausführung des Witterungsschutzes in allen Montagezuständen, auch für den Fall des Schlagregens sowie engmaschige Überprüfung der Maßnahmen. Ständiges Vorhalten von Arbeitskraft, Material und Geräten für Noteinsatz bei Wassereintritt unerlässlich. Einsatz eines Bauwerksschutzes dringendst empfohlen.

Mit der Zuordnung einer Konstruktion zu einer Risikoklasse ist die Bewertung des Feuchterisikos zunächst abgeschlossen. Ergibt sich hierbei eine hohe Risikoeinstufung (RK III oder RK IV), sollte die Planung überprüft und angepasst werden. Je nach Ursache können sowohl die gewählte Konstruktionsart und der daraus resultierende Schutzbedarf als auch die vorgesehenen Schutzmaßnahmen optimiert werden. Ziel dieses iterativen Planungsprozesses ist es, das

verbleibende Feuchterisiko schrittweise zu reduzieren und eine möglichst niedrige Risikoklasse zu erreichen.

Das im Forschungsvorhaben HolzQS [4] entwickelte Risikomanagement-Tool (RM-Tool) unterstützt insbesondere die frühen Planungsphasen bei der Bewertung unterschiedlicher Konstruktions- und Montagekonzepte sowie bei der Auswahl geeigneter Feuchteschutzmaßnahmen. Dabei sind der konstruktionsbedingte Schutzbedarf und der erforderliche Umfang temporärer Witterungsschutzmaßnahmen gemeinsam zu betrachten und gegeneinander abzuwägen. Ein wesentliches Ziel besteht darin, Konstruktionen und Montageabläufe so zu gestalten, dass die Dauer der Bewitterung minimiert und möglichst früh Bauzustände erreicht werden, in denen die Konstruktion dauerhaft vor Niederschlägen geschützt ist. Dadurch kann der Umfang temporärer Witterungsschutzmaßnahmen reduziert oder teilweise vermieden werden. Dies verbessert nicht nur die Wirtschaftlichkeit der Bauausführung, sondern erhöht zugleich die Robustheit des Bauablaufs gegenüber Witterungseinflüssen, reduziert das Risiko feuchtebedingter Schäden und trägt zu einer höheren Termin- und Kostensicherheit des Gesamtprojekts bei.

Weiterführende Informationen zum entwickelten Risikomanagement-Tool (RM-Tool) finden sich in [4] und [11].

4 Einteilung Konstruktionsprinzipien

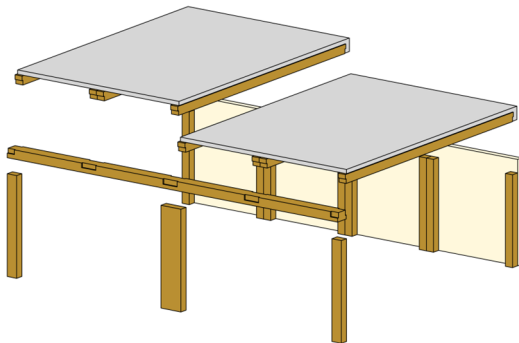
Der Holzbau im deutschsprachigen Raum zeichnet sich durch eine große Vielfalt an Konstruktionssystemen sowie eine hohe Variabilität hinsichtlich Bauteilaufbau, Detaillösungen und Montagekonzepten aus. Im Rahmen des Forschungsvorhabens HolzQS [4] wurden zahlreiche Holz- und Holz-Hybridkonstruktionen hinsichtlich ihrer wesentlichen Merkmale analysiert und zu 4 typischen Konstruktionsprinzipien zusammengefasst. Die Konstruktionsprinzipien unterscheiden sich insbesondere hinsichtlich ihres Tragwerkssystems, der eingesetzten Materialien, des Vorfertigungsgrades sowie der daraus resultierenden Montage- und Bauabläufe. Diese Merkmale beeinflussen maßgeblich das Feuchterisiko während der

Bauphase und bilden daher die Grundlage für die Bewertung des Schutzbedarfs.

Anhand der vier Konstruktionsprinzipien wird nachfolgend beispielhaft dargestellt, wie der Schutzbedarf systematisch ermittelt und durch geeignete bauliche, organisatorische und montage Technische Maßnahmen das Risiko einer Durchfeuchtung während der Bauphase reduziert werden kann. Hierzu werden ausgewählte Bewertungskriterien exemplarisch erläutert. Eine umfassende Beschreibung der Methodik und aller Bewertungskriterien ist im Forschungsbericht HolzQS [4] enthalten.

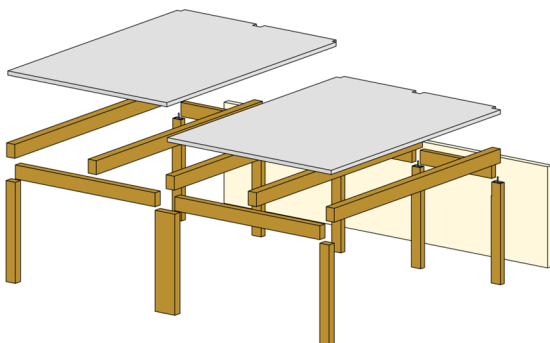
Tab. 3: Darstellung der typischen Konstruktionsprinzipien

Konstruktionsprinzip I:
Skelettbau mit hohem Vorfertigungsgrad



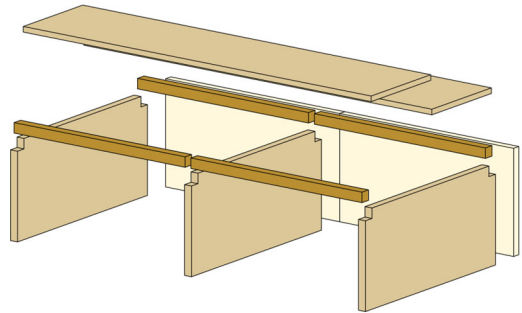
- Holzbetonrippendecke vollständig vorgefertigt
- Innenstützen / Unterzüge aus Holz
- nichttragende Außenwandelemente, werksseitig an tragende Holzstützen montiert

Konstruktionsprinzip II:
Skelettbau mit niedrigem Vorfertigungsgrad



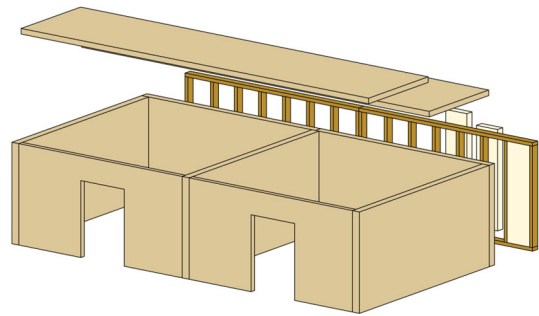
- Holzbetonrippendecke - Verbund von Deckenplatte mit Rippen auf der Baustelle (z.B. FT-Verbinder)
- einzelne Holzrippen, Holzstützen, Holzunterzüge
- nichttragende, vorelementierte Außenwandelemente (z.B. Holztafelbau)

Konstruktionsprinzip III:
Massivholzbau in Schottenbauweise



- Deckenscheiben aus BSP
- Innenwände (BSP) in Schottenbauweise
- Stützen und Träger aus BSH oder LVL
- nichttragende Außenwandelemente separat

Konstruktionsprinzip IV:
Massivholzbauweise (BSP)



- Wand- und Deckenscheiben aus BSP
- Dämmung, Außenwandbekleidungen etc. separate Montage auf der Baustelle

Konstruktionsprinzip I: Skelettbau mit hohem Vorfertigungsgrad

Konstruktionsprinzip I besteht aus einem Skelettbau mit vollvorgefertigter HBV-Rippendecke und nichttragenden Holztafelbau-Außenwandelementen, die bereits werksseitig mit den tragenden Außenstützen verschraubt sind. Durch die vorgefertigten Decken und die hochgradig vorgefertigten Außenwandelemente einschließlich Fenstern wird der Rohbau im Montageablauf direkt geschlossen. Das Prinzip „geschlossener Rohbau“ gewährleistet einen zügigen abschnittswisen Witterungsschutz.

Konstruktionsprinzip II: Skelettbau mit geringem Vorfertigungsgrad

Das zweite Konstruktionsprinzip ist vom Tragsystem her nahezu identisch mit dem ersten. Jedoch weisen die Bauteile einen geringeren Vorfertigungsgrad auf. Das Tragwerk besteht aus einzelnen Skelettbau-teilen, auf die eine Deckenscheibe aus Betonfertigteilen aufgelegt und verschraubt wird. Die nichttragende Außenwand in Holztafelbauweise wird nachfolgend an die tragenden Stützen montiert. Die Vielzahl der einzelnen Montagevorgänge verlängert die Montagezeit erheblich. Dies und die höhere Anzahl von Anschlüssen und Fügungen bedingt eine stärkere Gefährdung bzw. ein höheres Schadensrisiko.

Konstruktionsprinzip III: Massivholzbau in Schottenbauweise

Im mehrgeschossigen Holzbau kommt häufig auch die Schottenbauweise mit Massivholz zum Einsatz. Die Schotten bestehen häufig aus doppelten oder einfachen BSP-Wänden, letztere mit akustisch wirk-samen Vorsatzschalen. Welche der beiden Varianten gewählt wird, ist immer eine Abwägung hinsichtlich des angestrebten Grades der Vorfertigung, Schall- und Brandschutzanforderung und der Risikobewer-tung hinsichtlich des Witterungsschutzes. Darüber hinaus werden bei Hybridbau-Projekten aus unter-schiedlichen Gründen, wie Brand- und/oder Schall-schutz, oder aus tragwerksrelevanten Aspekten, Schotten verein-zelt in mineralischer Massivbau-weise gebaut. Kombiniert wird das Tragsystem mit Unter-zügen bzw. bei partiell größeren Spannweiten mit Skelettbau-teilen. Die Deckenelemente bestehen häufig aus BSP-Elementen, die Außenwände aus vor-gefertigten Holztafelbau-elementen einschließlich Fenster und Fassadenbauteilen.

Konstruktionsprinzip IV: Massivholzbauweise (BSP)

Das Konstruktionsprinzip „Massivholzbauweise (BSP)“ besteht aus tragenden BSP-Innen- und Außen-wänden sowie BSP-Decken. Die BSP-Elemente kom-men derzeit überwiegend direkt aus dem BSP-Her-stellerwerk auf die Baustelle und weisen einen nur geringen Ausbaugrad auf. Das bedeutet, dass die Au-ßenwände vor Ort um Dämmschichten, Außen-

wandbekleidung und Fenster ergänzt werden müs-sen.

Der Vorfertigungsgrad stellt einen wesentlichen Ein-flussfaktor für den Bauablauf dar, da er die Art und Dauer der Montage auf der Baustelle maßgeblich be-stimmt. Hierdurch verändert sich gleichzeitig die Dauer der Bewitterung einzelner Bauteile und somit deren Feuchtebeanspruchung während der Bau-phase. Die Konstruktionsprinzipien I und II unter-scheiden sich im Wesentlichen hinsichtlich ihres Vor-fertigungsgrades und eignen sich daher besonders, um den Zusammenhang zwischen Montagekonzept, Bewitterungsdauer, Schutzbedarf und Feuchterisiko exemplarisch darzustellen.

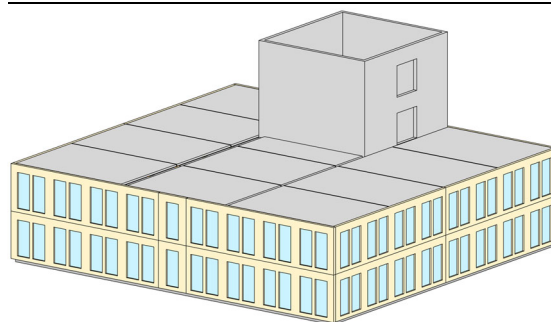
Tab. 4: Beschreibung der Montagefolge Konstruktionsprinzip I

Konstruktionsprinzip I:

Skelettbau mit hohem Vorfertigungsgrad

1. Aufstellen der inneren Tragstruktur aus Stützen und Unterzügen aus Holz/ Stahlbeton/ Stahl
2. Stellen der Außenwandelemente als Kombination aus tragenden Stützen und werksseitig vorgehängten, nichttragenden Holztafelbauelementen in hohem Vor-fertigungsgrad
3. Verlegen der vollvorgefertigten HBV-Rippendecken
4. Bewehrungsarbeiten mit anschließendem Verguss der Deckenelementfugen, herstellen der witterungsfesten Anschlüsse an aufgehende Bauteile wie z.B. Treppen-hauskern und schützen der Außenwandköpfe.

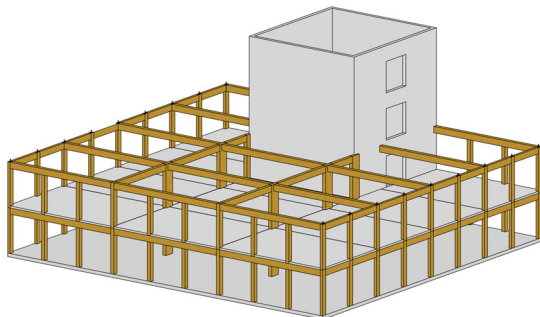
Die Reihenfolge der Montage erfolgt in Bauabschnitten, wodurch in kürzester Zeit ein vollständiger Witterungs-schutz sicher-gestellt werden kann. Die Kopplung der tra-genden Stützen mit den nicht tragenden Außen-wandele-menten, das Versetzen des kombinierten Bauteils sowie die Verwendung vollständig vor-gefertigten HBV-Rippen-decken verkürzt die Montagezeit erheblich.



Tab. 5: Beschreibung der Montagefolge Konstruktionsprinzip II**Konstruktionsprinzip II:****Skelettbau mit niedrigem Vorfertigungsgrad**

1. Aufstellen des Holzskeletts aus einzelnen Stützen und Unterzügen in der Regel für das komplette Geschoss
2. Verlegen der massiven Stahlbeton-Platten und Herstellung der HBV-Rippendecke als Hybridbauteil durch Verschraubung mit den Unterzügen (Verbindung z.B. über Fertigteil-Verbinder)
3. Statische Kopplung der Deckenelemente (Spannschlösser oder dergleichen) mit anschließendem Verguss der Deckenelementfugen und Herstellen der witterungsfesten Anschlüsse an aufgehende Bauteile wie z.B. Treppenhaukern
4. Zeitversetzte Montage der nichttragenden Außenwandelemente in Holz-tafelbauweise inklusive vollständigem Verschluss der Gebäudehülle und Schutz der Außenwandköpfe in den unteren Geschossen.

Die Montage der einzelnen Bauteile der Skelettbaukonstruktion verursacht durch mehr Kranhübe längere Bauzeiten, in denen die Holzbauteile der direkten Witterung ausgesetzt sind. Hinzu kommt, dass durch das spätere Stellen der Außenwände, das Bauwerk seitlich bewittert werden kann. Es können kaum Teilabschnitte gebildet werden, die einen frühen Witterungsschutz gewährleisten.



Anhand der beiden Konstruktionsprinzipien I und II wird beispielhaft erläutert, wie der Schutzbedarf ermittelt, die notwendigen Schutzmaßnahmen beschrieben und das Risiko von Durchfeuchtungen bewertet wird (Tab. 6 und Tab. 7).

Tab. 6: Ermittlung des Schutzbedarfs Konstruktionsprinzip I - Skelettbau mit hohem Vorfertigungsgrad

Werkstoff Decken	Holzbetonverbunddecke (HBV)
<u>Materialspezifizierung Decke</u>	<u>Vollvorgefertigte Rippendecke, unten offen, alle Produkte</u>
Werkstoff Unterzug	LVL Buche
Schließen der seitlichen Gebäudehülle	Geschossbegleitende Außenwandmontage

Wesentlicher Werkstoff Stützen u. In-	Holz
Materialspezifizierung Stützen u. In-	BSH / KVH Fichte
Holz später im Raum	sichtbar
...	
Außenwand enthält Holz- / gipshaltige	Ja
Schutzbedarfsgruppe III*	

* Wechselt man beim Unterzug von dem empfindlichen „LVL Buche“ auf das weniger empfindliche „BSH Fichte“, erreicht man beim KP I Schutzbedarfsgruppe II.

Tab. 7: Ermittlung des Schutzbedarfs Konstruktionsprinzip II - Skelettbau mit niedrigem Vorfertigungsgrad

Werkstoff Decken	Holzbetonverbunddecke (HBV)
<u>Materialspezifizierung Decke</u>	<u>Ortbeton- / teilvorgefertigte Rippendecke, unten offen, alle Produkte</u>
Werkstoff Unterzug	LVL Buche
Schließen der seitlichen Gebäudehülle	Geschossbegleitende Außenwandmontage
Wesentlicher Werkstoff Stützen u. In-	Holz
Materialspezifizierung Stützen u. In-	BSH / KVH Fichte
Holz später im Raum	sichtbar
...	
Außenwand enthält Holz- / gipshaltige	Ja
Schutzbedarfsgruppe IV	

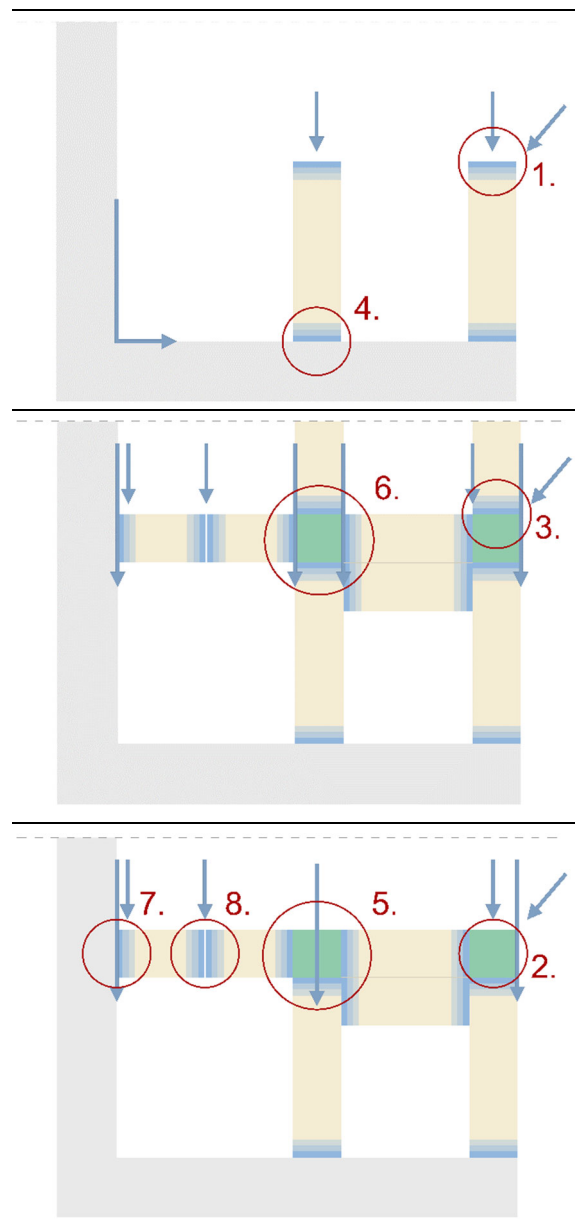
Bei der Bewertung des Schutzbedarfs wird bewusst mit der Decke begonnen. Einerseits ist sie aufgrund der Witterungseinflüsse besonders hohen Beanspruchungen ausgesetzt, andererseits ist ein regensicherer Verschluss der Decke entscheidend, um die angeschlossenen beziehungsweise darunterliegenden Bauteile vor Feuchtigkeit zu schützen. Der wesentliche Unterschied zwischen den Konstruktionsprinzipien I und II besteht in der Ausführung der Decke. Beim Konstruktionsprinzip I wird eine vollständig vorgefertigte HBV-Decke eingesetzt, die sich zügig montieren lässt. Im Gegensatz dazu setzt sich die Decke beim Konstruktionsprinzip II aus einzelnen Bauteilen – Holzbalken und Betonfertigplatten – zusammen. Dadurch sind mehr Kranhübe erforderlich. Die Holzbalken müssen einzeln montiert werden, während

die Betonfertigplatten beispielsweise mithilfe von Fertigteilverbindern (FT) auf den Balken verschraubt werden. Aufgrund der längeren Montagezeit erhöht sich der Schutzbedarf allein infolge der Konstruktionsart der Decke von SBG III auf SBG IV.

Unter den „Planerischen Details“ ist unter anderem zu prüfen, ob die gewählte Konstruktion empfindliche Bauteilaufleger aufweist. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn Wasser in das Auflager eindringen und sich dort ansammeln kann. In diesem Fall besteht ein erhöhtes Schadensrisiko. Ist das Auflager hingegen drainiert, sodass eingedrungenes Wasser abfließen kann, und sind die Schmalseiten der Deckenelemente zusätzlich mit einer Beschichtung oder einer diffusionsoffenen Witterungsschutzbahn versehen, wird das Risiko einer Schädigung deutlich reduziert. Für Wände und Stützen ist zu bewerten, ob empfindliche Bauteile vorhanden sind. Besteht beispielsweise ein direkter Kontakt zur Decke, kann eine Stütze bei Regenereignissen über ihre Stirnseite beziehungsweise den Stützenkopf Wasser aufnehmen, was als ungünstig einzustufen ist. Wird der Stützenfuß hingegen durch eine diffusionsoffene oder leicht diffusionsbremsende Folie geschützt, verringert sich das Risiko einer Auffeuchtung.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens HolzQS [4] wurden für eine Reihe typischer Anschlusssituationen entsprechende Leitdetails entwickelt. Sind Holzbauteile ungeschützt und Anschlüsse nicht ausreichend gegen Wassereintritt gesichert, können Konstruktionen bei Regenereignissen erheblich auffeuchten. Im Rahmen der Bauphase wurden die in Abb. 1 dargestellten kritischen Fügepunkte und Anschlüsse identifiziert. Besonders gefährdet sind sämtliche ungeschützten Schmalseiten von Holzbauteilen, da diese aufgrund ihrer Hirnholzanteile beziehungsweise der Schmalseiten von Holzwerkstoffbeplanungen eine erhöhte Wasseraufnahme aufweisen. Dies betrifft beispielsweise die Mittellamellen von Brettsperrholzelementen. Abhängig vom jeweiligen Montagefortschritt ergeben sich unterschiedliche gefährdete Bereiche. Häufig sind Fugen zwischen den Bauteilen betroffen. Dabei kann Wasser entweder über die Fugen in die Konstruktion eindringen, beispielsweise an den Anschlüssen zwischen Treppenhausewand und Decke (7.) oder an Stoßfugen zwischen den Elementen (8.), oder Holzbauteile nehmen

stehendes beziehungsweise ablaufendes Wasser auf, wie beispielsweise Holzbauwände, die im Wasser stehen (4.).



Regen-/ Wasserbeanspruchung

1. Stützen- bzw. Wandköpfe
2. Geschossstoß
3. Geschossstoß
4. Stützen- bzw. Wandfuß
5. Durchdringung Deckenaufleger
6. Fugen Deckenaufleger
7. Anschluss Decke Wand
8. Fuge zwischen zwei Deckenelementen

■ Platzhalter druckfestes Bauteil

Abb. 1: Typische Fügepunkte und Anschlüsse, an denen es im jeweiligen Montageschritt durch Niederschläge zu Auffeuchtungen kommen kann

5 Witterungsschutzmaßnahmen

5.1 Bauwerksschutz

Unter Bauwerksschutz werden Schutzmaßnahmen verstanden, die während der Bauphase das gesamte Gebäude oder wesentliche Teile davon vor Witterungseinflüssen schützen. Sofern ihre Umsetzung aus wirtschaftlicher und baulicher Sicht sinnvoll möglich ist, stellen sie den wirksamsten Schutz gegen Regereignisse dar.

Vorteile des Bauwerksschutzes:

- Das gesamte Bauwerk befindet sich idealerweise einschließlich der Baustelleneinrichtung unter einer Überdachung. Dadurch kann die Montage auch bei ungünstigen Witterungsverhältnissen ohne Unterbrechung fortgesetzt werden, wodurch sich Terminpläne zuverlässiger einhalten lassen.
- Die ausführenden Arbeitskräfte sind vor Witterungseinflüssen geschützt. Dies kann zu einer geringeren Anzahl witterungsbedingter Krankheits-tage sowie zu einer höheren Ausführungsqualität beitragen.
- Die handwerklichen Arbeiten können effizienter durchgeführt werden, da die Arbeitsbedingungen günstiger sind. Darüber hinaus entfallen viele wiederkehrende und zeitaufwendige Rüst- und Räumarbeiten.
- Arbeits- und zeitintensive Maßnahmen infolge von Wassereintritten, Baustillständen sowie Rückbau- und Sanierungsarbeiten können vermieden werden. Ebenso entfällt das Risiko einer verminderten Bauqualität infolge erforderlicher Sanierungsmaßnahmen.
- Öffentlich-rechtlich oder vertraglich geforderte Eigenschaften werksseitig vorgefertigter Bauteile, beispielsweise im Hinblick auf den Brandschutz, können ohne das Risiko einer durchfeuchtungsbedingten Schädigung und anschließenden Instandsetzung erhalten bleiben.
- Das Kostenrisiko infolge einer Durchfeuchtung und der daraus resultierenden Maßnahmen wird deutlich reduziert beziehungsweise entfällt.

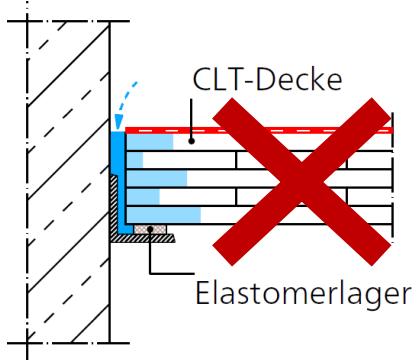
- Der Bauwerksschutz trägt zu einer höheren Nachhaltigkeit bei, da auf den Einsatz zusätzlicher Verbundmaterialien, die beim Bauteilschutz erforderlich sein können, verzichtet werden kann. Zudem sind viele Bauwerksschutzsysteme wiederverwendbar, wodurch das Abfallaufkommen reduziert wird.
- Je nach Art des Bauwerksschutzes ergeben sich Einsparpotenziale bei der Baustelleneinrichtung, beispielsweise hinsichtlich der Kran- oder Gerüstkosten.

Zu berücksichtigen ist jedoch, dass einzelne Varianten des Bauwerksschutzes die Nutzung konventioneller Hochbaukrane einschränken und die Anlieferung von Bauelementen erschweren können. Darüber hinaus ist ihr Einsatz aufgrund der jeweiligen Baustellensituation nicht immer möglich, da diese Systeme häufig zusätzlichen Platz im Umfeld des Gebäudes erfordern.

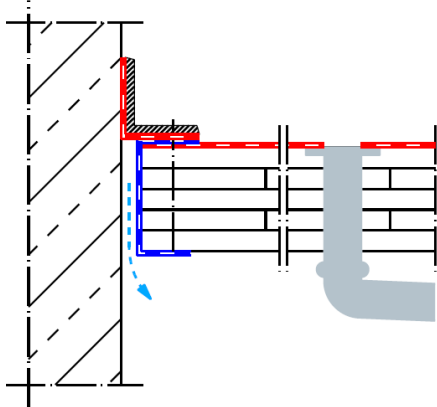
5.2 Bauteilschutz

Unter Bauteilschutz werden Schutzkonzepte verstanden, die einzelne Bauteile während der Bauphase vor Niederschlägen schützen. Die Bauteile werden im Zuge der Montage so zusammengefügt und ihre Anschlüsse so verschlossen, dass auf Deckenebene ein durchgehender Schutz der darunterliegenden Geschosse entsteht, vergleichbar mit dem eines Bauwerksschutzes. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Bauteile während der Bauphase Niederschlägen ausgesetzt sind. Für die Flächen von Deckenelementen ist ein wirksamer Schutz erfahrungsgemäß gut umsetzbar. Die besondere Herausforderung besteht jedoch darin, Fugen und Anschlüsse auch bei anhaltenden Niederschlagsereignissen zuverlässig abdichten. Ziel des Bauteilschutzes ist es, die Bauteile möglichst trocken zu halten, Niederschlagswasser kontrolliert abzuleiten und empfindliche Bauteilanschlüsse, beispielsweise Deckenaufleger, vor Feuchtigkeit zu schützen. Da insbesondere Konstruktionsdetails wie Anschlüsse, Fügungen und Durchdringungen für die Wirksamkeit des Bauteilschutzes von entscheidender Bedeutung sind, müssen diese frühzeitig geplant und aufeinander abgestimmt werden. In diesem Punkt unterscheidet sich die Planung des Bauteilschutzes grundlegend von der Planung eines Bauwerksschutzes. Die Planung von

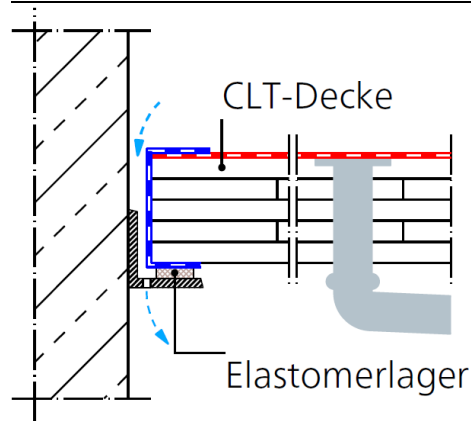
Witterungsschutzmaßnahmen sollte sich insbesondere an der Dauer orientieren, über die das jeweilige Bauteil den Witterungseinflüssen ausgesetzt ist. Darüber hinaus sind Zeiträume zu berücksichtigen, in denen die Baustelle nicht betrieben wird, beispielsweise während Ferienzeiten oder über Weihnachten. Je länger ein Bauteil ohne regelmäßige Kontrolle der Witterung ausgesetzt ist, desto sorgfältiger muss der Bauteilschutz ausgeführt werden, da in solchen Zeiträumen keine tägliche Überwachung der Baustelle erfolgt und kurzfristige Reaktionen auf Witterungseinflüsse nicht möglich sind.



a) risikobehafteter Anschluss: Das Wasser kann sich aufstauen und das Holzelement (hier z.B. BSP) an der Schmalseite befeuchten.



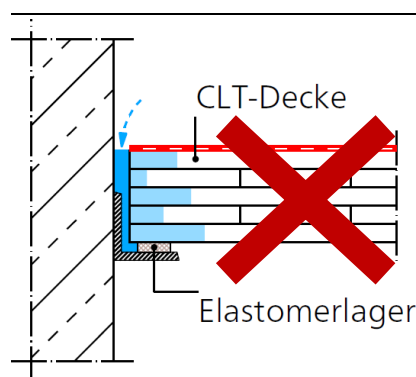
b) verbesserter Anschluss*: Das Wasser kann am Anschluss nicht eindringen bzw. ungehindert ablaufen. Das Wasser muss durch einglassene Notabläufe gezielt abgeführt werden.



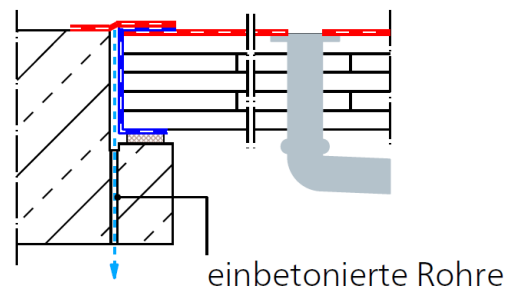
c) verbesserter Anschluss: Das Wasser kann am Anschluss durch Löcher im Stahlwinkel (Abstand ca. 2 m) ungehindert ablaufen.

* Das Wasser ist durch einglassene Notabläufe (grau eingezeichnete Rohre) gezielt abzuführen. Bei guter Ausführung der Witterungsschutzbahnen, des Wasserablaufs und der Anschlüsse kann auf den Schmalseitenschutz ggf. verzichtet werden.

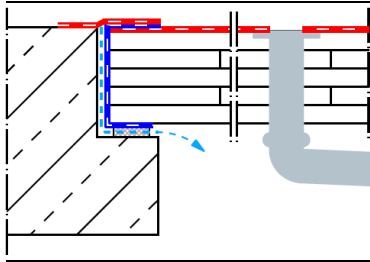
Abb. 2: Gegenüberstellung einer risikobehafteten (a) und zweier verbesserter Ausführungen (b+c) des Witterungsschutzes bei einer Decke an ein aufgehendes Betonbauteil (z.B. Treppenhauskern aus Beton) (Prinzipdarstellung)



a) risikobehafteter Anschluss: Das Wasser kann sich aufstauen und das Holzelement (hier z.B. BSP) an der Schmalseite befeuchten.



b) verbesserte Ausführung*: Das Wasser kann am Anschluss nicht eindringen bzw. durch einbetonierte Rohre (Abstand ca. 2 m) ungehindert ablaufen.



c) verbesserte Ausführung*: Das Wasser kann am Anschluss nicht eindringen bzw. durch Unterbrechungen im Elastomerlager (Abstand ca. 2 m) ungehindert ablaufen. Abstimmung mit Schall- und Brandschutz erforderlich.

* Das Wasser ist durch eingelassene Notabläufe (grau eingezeichnete Rohre) gezielt abzuführen. Bei guter Ausführung der Witterungsschutzbahnen, des Wasserablaufs und der Anschlüsse kann auf den Schmalseitenschutz ggf. verzichtet werden.

Abb. 3: Gegenüberstellung einer risikobehafteten (a) und zweier guter Ausführungen (b+c) des Witterungsschutzes bei einer Decke auf betoniertem Deckenaufleger (Prinzipdarstellung)

Der Bauteilschutz setzt voraus, dass bereits in der Vor- und Ausführungsplanung geeignete Konstruktionsdetails, Montageabläufe und organisatorische Maßnahmen aufeinander abgestimmt werden. Ziel ist es, Feuchteeintritte bereits durch die konstruktive Gestaltung und eine geeignete Bauablaufplanung zu minimieren. In erfahrenen Holzbau-Planungsbüros und Holzbauunternehmen sind entsprechende Detailausbildungen und Montagekonzepte häufig bereits etabliert und werden frühzeitig in die Planung integriert.

Ein typisches Beispiel stellen vorelementierte Holz-Beton-Verbunddecken (HBV-Decken) dar. Nach dem Verlegen der Deckenelemente müssen diese untereinander sowie in der Regel mit dem aussteifenden Stahlbetonkern verbunden werden. Anschließend erfolgen das Einlegen der Bewehrung und das Vergießen beziehungsweise Ausbetonieren der Fugen und Vertiefungen. Während dieses Bauzustands besteht die Gefahr, dass Niederschlagswasser über offene Elementfugen in die Konstruktion eindringt. Daher sollte die Zeitspanne zwischen der Montage der Elemente und dem dauerhaften Verschluss der Fugen möglichst kurz gehalten werden. Hierzu können beispielsweise Montagehilfen wie Spannschlösser eingesetzt werden, um die Elemente frühzeitig zusammenzuführen und den Fugenverschluss zeitnah herstellen zu können. Eine alternative, objektspezifische Ausführungsstrategie kann darin bestehen, die

vorgefertigten Holzdeckenelemente zunächst ohne Ort beton zu montieren, kurzfristig gegen Witterungseinflüsse zu schützen und den Beton erst nach Herstellung eines ausreichenden Witterungsschutzes einzubauen. Dieses Vorgehen kann zwar das Risiko eines Niederschlagseintrags während der Montage reduzieren, führt jedoch gleichzeitig zu zusätzlichen Feuchteeinträgen infolge der Ortbetonage. Zudem bleibt während des Einbaus der Bewehrung und bis zum Abschluss der Betonage ein Bauzustand bestehen, in dem die Deckenelemente, ihre Fugen sowie angrenzende Anschlüsse weiterhin wirksam vor Feuchteeinwirkungen geschützt werden müssen.

Welches Vorgehen im Einzelfall vorzuziehen ist, hängt von den objektspezifischen Randbedingungen, dem Bauablauf sowie den geplanten Schutzmaßnahmen ab. Die jeweiligen Vor- und Nachteile sind daher im Rahmen des Feuchteschutzkonzeptes gegeneinander abzuwägen. Bei der Ausführung eines Gebäudes mit Bauteilschutz sind in der Regel mehrere Gewerke an der Herstellung der temporär und dauerhaft witterungsdichten Gebäudehülle beteiligt. Der Feuchteschutz kann daher nur gewährleistet werden, wenn die einzelnen Arbeitsabläufe und Schnittstellen sorgfältig aufeinander abgestimmt werden. Dies setzt eine frühzeitige Koordination, eindeutig definierte Verantwortlichkeiten sowie klare Arbeitsanweisungen voraus. Ebenso sind eine kontinuierliche Kommunikation zwischen den Beteiligten und regelmäßige Kontrollen auf der Baustelle erforderlich, um die Wirksamkeit der vorgesehenen Schutzmaßnahmen während aller Bauzustände sicherzustellen.

Die Entscheidung zwischen einem Bauteilschutz- und einem Bauwerkschutzkonzept sollte stets auf Grundlage einer objektspezifischen Bewertung erfolgen. Dabei sind neben den Investitionskosten insbesondere die angestrebte Bauqualität – beispielsweise bei dauerhaft sichtbaren Holzoberflächen –, die Empfindlichkeit der eingesetzten Bauprodukte, der Umfang der erforderlichen Schutzmaßnahmen, mögliche Auswirkungen auf den Bauablauf sowie die Risiken und Folgekosten feuchtebedingter Schäden zu berücksichtigen. Hierzu zählen unter anderem zusätzlicher Trocknungsaufwand, Bauzeitverzögerungen, Nacharbeiten oder im ungünstigsten Fall der Rückbau und Ersatz geschädigter Bauteile. Ziel ist es,

unter Berücksichtigung technischer, wirtschaftlicher und organisatorischer Randbedingungen die für das jeweilige Bauvorhaben geeignete Schutzstrategie festzulegen.

Weiterführende Informationen finden sich in [4] und [11].

6 Holzfeuchte während der Bauphase

Die Überwachung der Holzfeuchte während der Bauphase stellt einen wesentlichen Bestandteil der Qualitätssicherung im Holzbau dar. Ziel der Messungen ist es, kritische Feuchtezustände frühzeitig zu erkennen, den Erfolg von Witterungsschutzmaßnahmen zu überprüfen und sicherzustellen, dass Konstruktionen vor dem Verschließen oder vor dem Einbau feuchteempfindlicher Ausbaugewerke ausreichend abgetrocknet sind. Eine systematische Feuchtemessung dient damit sowohl der Vermeidung von Feuchteschäden als auch der Dokumentation eines ordnungsgemäßen Bauablaufs.

Herangehensweise

Die Messung der Holzfeuchte sollte grundsätzlich nach einem abgestuften Vorgehen erfolgen. Dabei empfiehlt es sich, zunächst die Bereiche einer Konstruktion zu identifizieren, bei denen aufgrund der Bauweise, des Bauablaufs oder der Witterungseinwirkung ein erhöhtes Risiko einer Durchfeuchtung besteht. Hierzu zählen insbesondere Bauteile, die über längere Zeit der Bewitterung ausgesetzt waren oder konstruktionsbedingt Wasser aufnehmen bzw. zurückhalten können. Im ersten Schritt erfolgt eine orientierende Begehung der Baustelle mit einer visuellen Begutachtung. Dabei werden Feuchteindikatoren wie Wasseransammlungen, Verfärbungen, Schmutzfahnen, Schimmelbildung oder unzureichend geschützte Anschlüsse dokumentiert. Anschließend werden die relevanten Messbereiche festgelegt.

Die Feuchtemessungen sollten nicht ausschließlich stichprobenartig erfolgen, sondern risikoorientiert geplant werden. Umfang und Häufigkeit der Messungen richten sich insbesondere nach

- dem Schutzbedarf der Konstruktion,
- der Dauer der Bewitterung,
- den aufgetretenen Niederschlagsereignissen,
- der Feuchteempfindlichkeit der verwendeten Bauprodukte sowie
- dem geplanten Baufortschritt (z. B. Verschließen der Konstruktion).

Besondere Bedeutung kommt der Dokumentation der Messergebnisse zu. Neben den gemessenen Holzfeuchten sollten auch Datum, Messposition, Messverfahren, Bauteiltemperatur sowie die klimatischen Randbedingungen erfasst werden. Dadurch können spätere Veränderungen des Feuchtezustandes nachvollzogen und der Trocknungsverlauf bewertet werden.

Geeignete Messpositionen

Die Auswahl geeigneter Messpositionen ist entscheidend für eine aussagekräftige Beurteilung des Feuchtezustandes. Messungen ausschließlich auf frei zugänglichen, gut belüfteten Holzoberflächen führen häufig zu einer Unterschätzung der tatsächlich vorhandenen Holzfeuchte. Messungen sollten daher bevorzugt an Bereichen durchgeführt werden, in denen erfahrungsgemäß erhöhte Feuchtebeanspruchungen auftreten. Hierzu zählen insbesondere:

Hirnholzflächen von Stützen, Wänden und Trägern,

- Auflagerbereiche,
- Elementfugen,
- Anschlüsse zwischen Wand- und Deckenelementen,
- Durchdringungen,
- Randbereiche von Decken,
- Bereiche unter temporären Abdeckungen,
- konstruktive Vertiefungen mit möglicher Wasseransammlung,
- Anschlüsse an Stahlbauteile oder Betonbauteile sowie
- Bereiche mit eingeschränkter Luftzirkulation.

Besonders bei Brettsper Holz- und Holztafelkonstruktionen empfiehlt sich zusätzlich eine Feuchteprofilmessung über die Bauteildicke. Dadurch kann beurteilt werden, ob lediglich eine oberflächliche Auffeuchtung vorliegt oder ob Feuchtigkeit bereits in tiefere Holzschichten eingedrungen ist. Diese Information ist insbesondere für die Beurteilung des Trocknungsverhaltens und des Risikos mikrobieller Schädigungen von Bedeutung. Darüber hinaus sollten Messpunkte dauerhaft gekennzeichnet werden, um wiederholte Messungen an identischen Positionen durchführen und den zeitlichen Verlauf der Rücktrocknung dokumentieren zu können.

Messverfahren

Für die Bestimmung der Holzfeuchte stehen unterschiedliche Messverfahren zur Verfügung, deren Einsatz sich nach der erforderlichen Genauigkeit, der Zugänglichkeit der Konstruktion sowie dem Untersuchungsziel richtet.

Elektrischer Widerstand

Das auf Baustellen am häufigsten eingesetzte Verfahren ist die elektrische Widerstandsmessung. Hierbei wird der elektrische Widerstand zwischen zwei Elektroden bestimmt, der mit zunehmender Holzfeuchte abnimmt.

Vorteile sind

- hohe Messgeschwindigkeit,
- einfache Handhabung,
- zerstörungsarme Messung,
- gute Eignung für Kontroll- und Vergleichsmessungen.

Zu beachten ist jedoch, dass das Verfahren temperaturabhängig ist und für unterschiedliche Holzarten teilweise Korrekturfaktoren erforderlich sind. Ebenso wird lediglich der Feuchtezustand entlang der Strombahn zwischen den Elektroden erfasst. Durch ausreichend lange Einschlagssonden kann jedoch gezielt die Holzfeuchte in unterschiedlichen Tiefen bestimmt werden.

Kapazitive Messverfahren

Kapazitive Messgeräte bestimmen die Holzfeuchte über Veränderungen der elektrischen Feldkonstante des Materials. Der wesentliche Vorteil liegt in der zerstörungsfreien und sehr schnellen Messung großer Flächen. Allerdings liefern diese Geräte überwiegend qualitative Aussagen und reagieren empfindlich auf Schichtaufbauten, Dichteänderungen sowie metallische Einbauteile. Sie eignen sich daher insbesondere zur Lokalisierung feuchter Bereiche, weniger jedoch zur exakten Bestimmung der Holzfeuchte.

Darrverfahren

Das Darrverfahren stellt das Referenzverfahren zur Bestimmung der Holzfeuchte dar. Hierbei wird die Masse einer entnommenen Holzprobe vor und nach der Trocknung bei $103 \pm 2^\circ\text{C}$ bestimmt. Das Verfahren liefert die höchste Genauigkeit und dient häufig zur Kalibrierung anderer Messverfahren. Aufgrund der notwendigen Probenentnahme und des hohen Zeitaufwandes eignet es sich jedoch nur eingeschränkt für die laufende Baustellenüberwachung.

Messstrategie und Bewertung der Holzfeuchte

Die Überwachung der Holzfeuchte sollte nicht ereignisbezogen oder ausschließlich stichprobenartig erfolgen, sondern Bestandteil eines systematischen Qualitätssicherungskonzeptes während der Bauphase sein. Ziel ist es, kritische Feuchtezustände frühzeitig zu erkennen, den Erfolg der vorgesehenen Witterungsschutzmaßnahmen zu überprüfen und den Trocknungsverlauf der Konstruktion nachvollziehbar zu dokumentieren. Bereits in der Planungsphase empfiehlt sich die Festlegung einer objektspezifischen Messstrategie. Diese sollte unter Berücksichtigung des Schutzbedarfs der Konstruktion, der verwendeten Bauprodukte, des Montageablaufs sowie der zu erwartenden Witterungsbeanspruchung die Anzahl und Lage der Messstellen, die Messzeitpunkte, die anzuwendenden Messverfahren sowie die Dokumentation der Ergebnisse definieren. Die Festlegung geeigneter Messzeitpunkte orientiert sich am Bauablauf. Empfehlenswert sind Messungen unmittelbar nach der Anlieferung feuchteempfindlicher Bauteile, nach außergewöhnlichen Niederschlags-

oder Starkregenereignissen, nach längeren Bewitterungsphasen, vor dem Verschließen von Konstruktionen oder dem Einbau feuchteempfindlicher Ausbauwerke, nach Abschluss technischer Trocknungsmaßnahmen sowie im Rahmen der Abnahme besonders feuchtekritischer Bauabschnitte. Einzelmessungen erlauben häufig nur eine Momentaufnahme des Feuchtezustandes. Für die Beurteilung einer Konstruktion sind daher stets mehrere Messpunkte sowie deren zeitlicher Verlauf heranzuziehen. Erst die Kombination aus Messwerten, Feuchteprofilen, Bauwerksbegehung und Kenntnis des Bauablaufs ermöglicht eine belastbare Einschätzung der tatsächlichen Feuchtebeanspruchung und des Trocknungsfortschritts. Insbesondere nach Starkregenereignissen oder längeren Bewitterungsphasen sollten Kontrollmessungen in regelmäßigen Abständen durchgeführt werden. Dadurch lässt sich nicht nur eine unzulässige Auffeuchtung erkennen, sondern auch nachweisen, ob eine ausreichende Rücktrocknung der Konstruktion erfolgt oder zusätzliche Trocknungs- beziehungsweise Schutzmaßnahmen erforderlich sind.

Für eine nachvollziehbare Qualitätssicherung empfiehlt sich eine standardisierte Dokumentation aller Messungen. Diese sollte mindestens Angaben zu Messdatum, Messgerät, Messverfahren, Messposition, Messtiefe, Holzart beziehungsweise Bauprodukt, Bauteiltemperatur sowie den zum Messzeitpunkt vorherrschenden Umgebungsbedingungen enthalten. Ergänzend können Fotografien der Messstellen sowie deren eindeutige Kennzeichnung auf Plänen die spätere Nachvollziehbarkeit wesentlich verbessern.

Bei der Bewertung der Messergebnisse ist zu berücksichtigen, dass nicht allein der gemessene Feuchtewert maßgebend ist. Ebenso entscheidend sind die Dauer der Feuchtebeanspruchung, die Geschwindigkeit der Rücktrocknung sowie die Möglichkeit einer weiteren Austrocknung unter den vorhandenen Randbedingungen. Eine kurzfristige Überschreitung üblicher Holzfeuchten kann unter günstigen Trocknungsbedingungen bauphysikalisch unkritisch sein, während lokal begrenzte, langfristig erhöhte Holzfeuchten insbesondere in schlecht belüfteten Bereichen oder an Anschlüssen ein erhebliches Schadenspotenzial darstellen können. Die Bewertung der

Holzfeuchte sollte daher stets im Zusammenhang mit dem gesamten Feuchtezustand der Konstruktion erfolgen und nicht ausschließlich anhand einzelner Grenzwerte.

7 Feuchtigkeitsaufnahme und technische Trocknung von Wänden aus Brettsperrholz

7.1 Einleitung

Im Rahmen des Forschungsprojektes HolzQS [4] wurden deshalb die Wasseraufnahme und das Rücktrocknungsverhalten von BSP-Wänden nach einer definierten Wasserbeanspruchung experimentell untersucht. Neben der natürlichen Rücktrocknung wurden zwei technische Trocknungsverfahren – eine Konvektionstrocknung mittels erwärmter Luftführung sowie eine Diffusionstrocknung mittels Heizmatten – miteinander verglichen. Ziel der Untersuchungen war es, den Einfluss der Trocknungsmethode sowie konstruktiver Randbedingungen auf die Rücktrocknung feuchtebeanspruchter BSP-Wände zu bewerten und daraus Empfehlungen für den Witterungsschutz und die Qualitätssicherung während der Bauphase abzuleiten.

7.2 Material und Methoden

Versuchsaufbau

Zur Untersuchung der Wasseraufnahme und des Rücktrocknungsverhaltens wurden zwei Versuchsreihen mit fünfschichtigen Brettsperrholzwänden aus Fichte/Tanne durchgeführt. Die Prüfkörper wiesen eine Dicke von 160 mm (Schichtaufbau 40/20/40/20/40 mm) sowie Abmessungen von 2,15 × 0,60 m bzw. 1,05 × 0,60 m auf. Beide Versuchsreihen wurden in einer unbeheizten Halle unter Außenklimabedingungen durchgeführt. Die Prüfkörper waren dabei vor direkter Sonneneinstrahlung und Niederschlag geschützt, unterlagen jedoch den natürlichen Temperatur- und Feuchteschwankungen. Zur Simulation einer länger andauernden Feuchtebeanspruchung wurden die Stirnseiten der Wände 21 Tage lang 10 mm tief in Wasser eingetaucht. Dadurch standen sowohl die Decklagen als auch die Mittellage über das Hirnholz in direktem

Kontakt mit freiem Wasser. Nach Abschluss der Wasserlagerung wurden die Prüfkörper auf horizontal liegenden BSP-Decken positioniert und unterschiedlichen Trocknungsverfahren zugeordnet. Zur Untersuchung des Einflusses konstruktiver Randbedingungen wurden zwei Auflagerungsvarianten betrachtet. In der ersten Versuchsreihe wurden die Wände direkt auf der BSP-Decke abgestellt, wodurch ein schmaler Luftspalt entlang der Stirnseite erhalten blieb. In der zweiten Versuchsreihe wurde zusätzlich eine Schaumgummiunterlage zwischen Wand und Decke eingebaut, um eine praxisnahe elastische Lagerung nachzubilden und gleichzeitig die Luftströmung im Anschlussbereich weitgehend zu unterbinden.

Tab. 8: Angaben zu den Prüfkörpern und den Prüfbedingungen der Testreihen 1 und 2. Die Unterschiede sind fett hervorgehoben.

Versuchsreihe 1	
Schichtaufbau	Fünflagiges BSP, 16 cm Schichtdicke: 4 2 4 2 4 cm
Abmessungen	2 Proben: 215 x 60 x 16 cm; 1 Probe: 105 x 60 x 16 cm
Feuchtigkeitsgehalt zu Beginn	≈ 11,5 Gew.-% (10,7 bis 13,1 Gew.-%)
Zeitraum	November – Februar
Klima	≈ 4 °C ± 10 °C und 82 % r.LF. ± 15 %
Absorption	21 Tage, 1 cm tief in Wasser eingetaucht
Untergrund	Direkt auf BSP montiert (siehe Abb. 4, oben)
Trocknung	2 x technische Trocknung: Konvektionstrocknung mit Luftkanal (S1.1 + S1.2) Diffusionstrocknung mit Heizpanel (S2.1 + S2.2) natürliche Trocknung (Referenz) (S3.1)
Versuchsreihe 2	
Schichtaufbau	Fünflagiges BSP, 16 cm Schichtdicke: 4 2 4 2 4 cm
Abmessungen	1 Probe: 215 x 60 x 16 cm; 1 Probe: 105 x 60 x 16 cm
Feuchtigkeitsgehalt zu Beginn	≈ 10 Gew.-% (8,3 bis 12,8 Gew.-%)
Zeitraum	Juni – Oktober
Klima	≈ 18 °C ± 10 °C und 66 % r.LF. ± 20 %

Absorption	21 Tage, 1 cm tief in Wasser eingetaucht
Untergrund	Montage auf BSP mit einer Zwischenschicht aus Schaumgummi (siehe Abb. 4, unten)
Trocknung	1 x technische Trocknung: Konvektionstrocknung mit Luftkanal (S1.1 + S1.2) natürliche Trocknung (Referenz) (S3.1)



Abb. 4: Serie 1: schmaler Spalt zwischen Wand und Decke; Serie 2: Eine Schaumgummischicht zwischen Wand und Decke verhindert Zugluft

Messtechnik

Es wurden Messgeräte installiert, um das Klima (Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit) sowie den Holzfeuchtegehalt zu messen und aufzuzeichnen. Insgesamt wurden 150 Messpunkte eingerichtet (siehe Tab. 9). Die Anordnung der Messgeräte ist in Abb. 5 (Wände der Serie 2) dargestellt. Folgende Klimabedingungen werden erfasst: das Außenklima in der Halle, im Inneren der Prüfkörper, während der Konvektionstrocknung im Kanal und während der Diffusionstrocknung an der Oberfläche des Prüfkörpers. Der Holzfeuchtegehalt wird mit zwei Methoden (gravimetrische Messung und elektrischer Widerstand) in der oberen und mittleren Schicht in unterschiedlichen Höhen gemessen. Für die gravimetrische Messung wurden zylindrische Kerne aus Fichte (Ø 15 mm) in die Mittelschicht eingesetzt und mit passgenauen Stopfen verschlossen. Zunächst wurde das Trockengewicht der Kerne bestimmt, damit der Feuchtigkeitsgehalt später durch Entnahme und Wiegen der Kerne ermittelt werden konnte. Zwei Wochen vor Beginn der Befeuchtungsphase wurden die Kerne in die Wände eingesetzt. Zu Beginn des Versuchs lag der Feuchtigkeitsgehalt in Serie 1 zwischen

12,4 und 13,6 Gew.-% und in Serie 2 zwischen 8,6 und 12,7 Gew.-%

Tab. 9: Messtechnik in den Serien 1 und 2

Holzfeuchte (MC)	
gravimetrische Messung	in unregelmäßigen Abständen Mittelschicht in Höhen von: 3, 6, 9, 12, 15 cm
Messung über den elektrischen Widerstand	kontinuierlich Ober- und Mittelschicht in Höhen von: 3, 6, 9, 12, 15, 25 cm
Klima	
Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit	Halle, im Inneren der Prüfkörper, Konvektionstrocknung: Luftkanal, Diffusionstrocknung: Oberfläche des Prüfkörpers

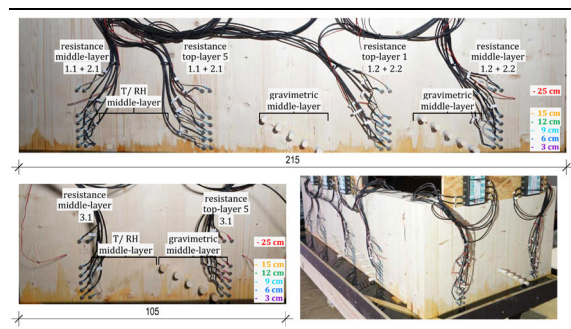


Abb. 5: Prüfkörper mit integrierter Messtechnik: elektrischer Widerstand in der mittleren und oberen Schicht; Klima T/RH (mittlere Schicht) und gravimetrische Messung mit Kernproben

Trocknungsverfahren

Zur Bewertung technischer Trocknungsmöglichkeiten wurden zwei unterschiedliche Verfahren mit einer natürlichen Rücktrocknung unter Außenklimabedingungen verglichen. Bei der Konvektionstrocknung wird konditionierte Luft über einen Luftkanal über die Verbindung des feuchten Bauteils geleitet (Abb. 6). Ein Radialventilator (1950 m³/h, 600 W) erzeugt einen kontinuierlichen Volumenstrom und eine Luftgeschwindigkeit von mindestens 3,5 m/s. Die Luft wird durch einen elektrischen Heizer (206 m³/h, 3 kW) erwärmt. Das Heizelement wird über die Temperatur im Luftkanal durch einen Thermostat geregelt. Zu Beginn des Trocknungsprozesses wird die Temperatur im Luftkanal über mehrere Tage hinweg schrittweise auf 50/60 °C (± 5 °C) erhöht. Mit steigender

Temperatur sinkt die relative Luftfeuchtigkeit im Luftkanal. Die Praxis zeigt, dass die Konvektionstrocknung erfolgreich ist, jedoch einen hohen Überwachungsaufwand erfordert. Bei der Diffusionstrocknung werden zwei vorgefertigte Heizsysteme (50 × 105 cm) direkt vor der Wand platziert (Abb. 7). Sie bestehen aus Heizpanelen, die in einem isolierten Aluminiumrahmen eingebaut sind. Die Temperatur wird über ein Steuergerät auf Werte zwischen 40 °C und 90 °C eingestellt.

Als Referenz diente die natürliche Rücktrocknung der Prüfkörper unter den klimatischen Bedingungen der unbeheizten Versuchshalle.

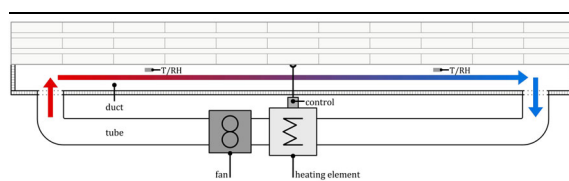


Abb. 6: Konvektionstrocknung über einen Kanal, durch den erwärmte Luft geleitet wird.

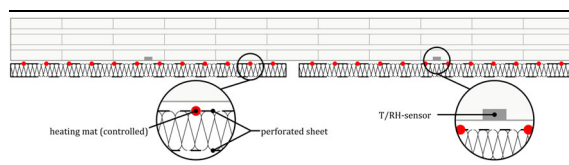


Abb. 7: Diffusionstrocknung unter Verwendung von Heizmatten, die in einem isolierten

7.3 Ergebnisse

Wasseraufnahme

Die Wasseraufnahme der Brettsperrholzwände erfolgte nahezu ausschließlich über die freiliegenden Hirnholzflächen der Deck- und Mittellagen. Bereits während der 21-tägigen Wasserlagerung stieg die Holzfeuchte im unteren Wandbereich deutlich an. Die höchsten Feuchtezunahmen wurden innerhalb der ersten 60 mm oberhalb der Wasseroberfläche gemessen. Oberhalb dieses Bereichs nahm der Feuchteanstieg deutlich ab; in Höhen ab etwa 90 mm war lediglich eine geringe Wasseraufnahme nachweisbar. Sowohl die Widerstandsmessungen als auch die gravimetrischen Untersuchungen bestätigen diese ausgeprägte vertikale Feuchteverteilung. Während in den unteren Messhöhen der Mittellage lokal

Holzfeuchten deutlich oberhalb der Fasersättigung erreicht wurden, verblieben die darüberliegenden Bereiche überwiegend im hygroskopischen Feuchtebereich. Damit zeigt sich, dass die kapillare Wasseraufnahme trotz direkter Beaufschlagung des Hirnholzes räumlich begrenzt bleibt und sich überwiegend auf den unteren Wandbereich konzentriert. Zwischen den beiden Versuchsreihen traten Unterschiede in der Geschwindigkeit und im Ausmaß der Wasseraufnahme auf. Während unter winterlichen Randbedingungen insbesondere die Decklagen rascher durchfeuchtet wurden, fiel die Wasseraufnahme im Sommer aufgrund der gleichzeitig stattfindenden Oberflächenverdunstung geringer aus. Unabhängig von den klimatischen Randbedingungen zeigte sich jedoch in beiden Versuchsreihen ein vergleichbares Feuchteprofil mit einer ausgeprägten Konzentration der Wasseraufnahme im unteren Bereich der Wand.

Die gravimetrischen Messungen belegten darüber hinaus eine erhebliche Streuung der lokalen Holzfeuchten. Diese ist auf die natürliche Variabilität des Holzes sowie auf material- und produktionsbedingte Einflüsse, wie unterschiedliche Jahrringstrukturen, Kern- und Splintholzanteile, Äste oder lokal variierende Klebstoffverteilungen, zurückzuführen. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass einzelne Messpunkte den Feuchtezustand eines Brettsperrholzbauteils nur eingeschränkt repräsentieren können. Für eine belastbare Bewertung sind daher mehrere Messpositionen sowie eine Betrachtung der räumlichen Feuchteverteilung erforderlich.

Insgesamt zeigen die Untersuchungen, dass bereits eine vergleichsweise geringe Wasserbeaufschlagung des Hirnholzes zu lokal sehr hohen Holzfeuchten führen kann. Da diese Bereiche gleichzeitig die höchsten Feuchtegehalte und die längsten Rücktrocknungszeiten aufweisen, stellen sie den maßgebenden Ausgangspunkt für die Bewertung des Feuchterisikos sowie für die Planung geeigneter Schutz- und Trocknungsmaßnahmen dar.

Rücktrocknungsverhalten und Wirksamkeit der Trocknungsverfahren

Nach Abschluss der Wasserlagerung wurde das Rücktrocknungsverhalten der BSP-Wände unter natürlicher Trocknung sowie unter Anwendung zweier technischer Trocknungsverfahren untersucht. Die Ergebnisse zeigen deutliche Unterschiede hinsichtlich der Trocknungsgeschwindigkeit sowie der Feuchteverteilung innerhalb des Querschnitts.

Natürliche Rücktrocknung

Die natürliche Rücktrocknung unter den klimatischen Bedingungen der unbeheizten Versuchshalle erwies sich als unzureichend, um die eingedrungene Feuchtigkeit innerhalb eines praxisrelevanten Zeitraums aus dem Bauteil zu entfernen. Während die Holzfeuchte in den oberflächennahen Bereichen langsam abnahm, verblieben in der Mittelschicht über den gesamten Beobachtungszeitraum deutlich erhöhte Holzfeuchten. Teilweise wurde selbst nach mehreren Monaten keine nennenswerte Rücktrocknung festgestellt. Dieses Verhalten verdeutlicht, dass die Verdunstung an den freien Oberflächen allein nicht ausreicht, um die im Inneren des Brettsperrholzes gespeicherte Feuchtigkeit wirksam abzuführen. Insbesondere entlang der Hirnholzbereiche kann dadurch über längere Zeit ein kritischer Feuchtezustand bestehen bleiben.

Konvektionstrocknung

Die Konvektionstrocknung erwies sich als das mit Abstand wirksamste der untersuchten Verfahren. Bereits wenige Tage nach Inbetriebnahme der Anlage setzte eine deutliche Reduzierung der Holzfeuchte in den feuchtebeanspruchten Bereichen ein. Voraussetzung für diesen Trocknungserfolg war jedoch eine ungehinderte Luftführung entlang der Stirnseite des Bauteils. War zwischen Wand und Auflager ein schmaler Luftspalt vorhanden, konnte die erwärmte Luft unmittelbar an den feuchten Hirnholzflächen vorbeiströmen. Dadurch wurde kontinuierlich Wasserdampf abgeführt und ein wirksamer Feuchte-transport aus dem Holzinneren ermöglicht. Unter diesen Randbedingungen sank die Holzfeuchte innerhalb kurzer Zeit auf Werte unterhalb von 20 M.-%.

Wurde die Luftströmung hingegen durch eine elastische Schaumstoffunterlage unterbunden, verringerte sich die Trocknungsgeschwindigkeit deutlich. Während die oberflächennahen Schichten vergleichsweise rasch trockneten, verblieben erhöhte Holzfeuchten in der Mittelschicht über einen wesentlich längeren Zeitraum. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die Wirksamkeit einer Konvektionstrocknung maßgeblich durch die konstruktive Ausbildung des Anschlussdetails bestimmt wird.

Diffusionstrocknung

Im Gegensatz zur Konvektionstrocknung konnte mit der untersuchten Diffusionstrocknung keine nennenswerte Beschleunigung der Rücktrocknung erreicht werden. Zwar führte die Erwärmung der Bauteiloberfläche zu erhöhten Oberflächentemperaturen und einer Verringerung der relativen Luftfeuchte unmittelbar an der Wandoberfläche, ein wirksamer Feuchteabtransport aus den inneren Holzschichten konnte jedoch nicht nachgewiesen werden. Insbesondere in der Mittelschicht verblieben die Holzfeuchten während des gesamten Untersuchungszeitraums auf einem hohen Niveau. Im Vergleich zur natürlichen Rücktrocknung ergaben sich daher unter den gewählten Versuchsrandbedingungen keine wesentlichen Vorteile hinsichtlich der Entfeuchtung des Bauteils.

Vergleich der Trocknungsverfahren

Der Vergleich aller Untersuchungen zeigt, dass die Wirksamkeit technischer Trocknungsverfahren nicht allein von der eingesetzten Wärmeeinbringung, sondern maßgeblich vom Mechanismus des Feuchte-transportes bestimmt wird. Während die Konvektionstrocknung einen kontinuierlichen Abtransport der verdunstenden Feuchtigkeit ermöglicht, beschränkt sich die Diffusionstrocknung im Wesentlichen auf eine Erwärmung der Bauteiloberfläche und führt unter den untersuchten Randbedingungen nicht zu einer ausreichenden Entfeuchtung der inneren Holzschichten.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass bei feuchtebeanspruchten Brettsperrholzwänden insbesondere eine

gezielte Luftführung entlang der feuchten Hirnholz-bereiche entscheidend für eine wirksame technische Rücktrocknung ist.

7.4 Diskussion

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass die Feuchtebeanspruchung von Brettsperrholzwänden während der Bauphase maßgeblich durch die Wasseraufnahme über freiliegende Hirnholzflächen bestimmt wird. Trotz einer vergleichsweise geringen Eintauchtiefe von lediglich 10 mm führte die kapillare Wasseraufnahme zu lokal sehr hohen Holzfeuchten im unteren Wandbereich. Gleichzeitig beschränkte sich die Durchfeuchtung weitgehend auf die unteren Zentimeter der Konstruktion, sodass ein ausgeprägtes vertikales Feuchteprofil entstand. Diese Ergebnisse stimmen mit früheren experimentellen Untersuchungen überein und bestätigen die besondere Bedeutung des Hirnholzes als maßgeblicher Feuchte-eintrittspfad bei BSP-Konstruktionen. Besonders kritisch erwies sich das Rücktrocknungsverhalten der inneren Brettlagen. Während oberflächennahe Bereiche infolge der Verdunstung vergleichsweise rasch Feuchtigkeit abgaben, verblieben in den Mittelschichten über einen langen Zeitraum deutlich erhöhte Holzfeuchten. Ursache hierfür ist der begrenzte Feuchtetransport innerhalb des massiven Holzquerschnitts. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass eine oberflächliche Abtrocknung nicht zwangsläufig mit einer ausreichenden Entfeuchtung des gesamten Querschnitts gleichzusetzen ist. Für die Beurteilung des Feuchtezustandes sind daher Messungen in unterschiedlichen Tiefen sowie eine zeitliche Beobachtung des Trocknungsverlaufs erforderlich.

Der Vergleich der untersuchten Trocknungsverfahren zeigt, dass der Erfolg einer technischen Rücktrocknung wesentlich vom Mechanismus des Feuchtetransports abhängt. Die Konvektionstrocknung ermöglichte einen kontinuierlichen Abtransport der verdunstenden Feuchtigkeit und führte bei vorhandener Luftführung entlang der Stirnseite zu einer deutlich beschleunigten Rücktrocknung. Wurde diese Luftströmung konstruktiv behindert, reduzierte sich die Wirksamkeit des Verfahrens erheblich. Daraus wird deutlich, dass nicht allein die zugeführte Wärmemenge, sondern insbesondere die Möglichkeit eines kontinuierlichen Feuchteabtransports für

den Trocknungserfolg entscheidend ist. Demgegenüber konnte mit der untersuchten Diffusionstrocknung keine signifikante Beschleunigung der Rücktrocknung erreicht werden. Obwohl die Erwärmung der Bauteiloberfläche die klimatischen Randbedingungen lokal verbesserte, blieb die Feuchtigkeit in den inneren Holzschichten weitgehend erhalten. Unter den untersuchten Versuchsbedingungen stellt dieses Verfahren daher keine geeignete Alternative zur Konvektionstrocknung dar.

Aus baupraktischer Sicht unterstreichen die Ergebnisse die hohe Bedeutung präventiver Feuchteschutzmaßnahmen während der Bauphase. Der wirksamste Schutz besteht darin, das Eindringen von Wasser in die Hirnholzbereiche durch geeignete konstruktive und organisatorische Maßnahmen von vornherein zu vermeiden. Ist eine Durchfeuchtung dennoch eingetreten, sollte frühzeitig eine technische Rücktrocknung eingeleitet werden, bevor feuchteempfindliche Ausbaugewerke ausgeführt oder Konstruktionen dauerhaft verschlossen werden. Gleichzeitig zeigen die Untersuchungen, dass die konstruktive Ausbildung von Anschlussdetails – beispielsweise im Bereich des Wand-Decken-Anschlusses – einen erheblichen Einfluss auf den Trocknungserfolg besitzen kann und deshalb bereits in der Planungsphase berücksichtigt werden sollte.

Die vorliegenden Untersuchungen bilden definierte Versuchsrandbedingungen ab und erlauben einen systematischen Vergleich unterschiedlicher Trocknungsverfahren. Gleichwohl können baupraktische Randbedingungen, wie wechselnde Witterungseinflüsse, unterschiedliche Geometrien, Materialeigenschaften oder komplexe Anschlussdetails, das Feuchte- und Trocknungsverhalten zusätzlich beeinflussen. Weitere Untersuchungen sollten daher insbesondere den Einfluss unterschiedlicher Bauteilaufbauten, Feuchtebeanspruchungen und realer Baustellenbedingungen auf die Wirksamkeit technischer Trocknungsmaßnahmen analysieren.

7.5 Schlussfolgerungen

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass die Feuchteaufnahme von Brettsperrholzwänden während der Bauphase maßgeblich durch die Wasseraufnahme über freiliegende Hirnholzflächen bestimmt

wird. Bereits eine zeitlich begrenzte Wasserbeaufschlagung führt im unteren Wandbereich zu lokal hohen Holzfeuchten, während sich die Durchfeuchtung auf wenige Zentimeter oberhalb der Wasserbeanspruchung konzentriert. Trotz dieser räumlich begrenzten Feuchteaufnahme können insbesondere in den inneren Brettlagen langfristig kritische Feuchtezustände bestehen bleiben.

Die natürliche Rücktrocknung erwies sich unter den untersuchten Randbedingungen als unzureichend, um die eingedrungene Feuchtigkeit innerhalb eines praxisrelevanten Zeitraums aus den inneren Holzschichten abzuführen. Damit bestätigt sich, dass oberflächlich trockene Bauteile nicht zwangsläufig einen unkritischen Feuchtezustand über den gesamten Querschnitt aufweisen. Für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit ist daher eine differenzierte Betrachtung der Feuchteverteilung innerhalb des Bauteils erforderlich.

Von den untersuchten technischen Trocknungsverfahren zeigte ausschließlich die Konvektionstrocknung eine deutliche Beschleunigung der Rücktrocknung. Voraussetzung hierfür war jedoch eine ungehinderte Luftführung entlang der feuchtebeanspruchten Hirnholzbereiche. Wurde diese Luftströmung konstruktiv eingeschränkt, reduzierte sich die Wirksamkeit der technischen Trocknung erheblich. Die untersuchte Diffusionstrocknung führte dagegen unter den gewählten Randbedingungen zu keiner signifikanten Verbesserung gegenüber der natürlichen Rücktrocknung.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass der Erfolg technischer Trocknungsmaßnahmen weniger von der eingebrachten Wärmemenge als vielmehr von einem wirksamen Feuchteabtransport abhängt. Daraus ergibt sich, dass konstruktive Details, welche die Luftzirkulation im Bereich feuchtebeanspruchter Anschlüsse ermöglichen oder behindern, einen wesentlichen Einfluss auf den Trocknungserfolg besitzen und bereits in der Planung berücksichtigt werden sollten.

Für die Baupraxis lässt sich daraus ableiten, dass präventive Maßnahmen zum Schutz freiliegender Hirnholzflächen weiterhin die höchste Priorität besitzen.

Ist eine Durchfeuchtung dennoch eingetreten, sollten technische Trocknungsmaßnahmen frühzeitig eingeleitet und durch ein systematisches Feuchtemonitoring begleitet werden. Hierdurch kann das Risiko mikrobieller Schädigungen reduziert sowie die Voraussetzung für einen sicheren Baufortschritt und den Einbau feuchteempfindlicher Ausbaugewerke geschaffen werden.

Die Ergebnisse des Forschungsprojekts liefern eine experimentelle Grundlage für die Bewertung technischer Trocknungsmaßnahmen bei feuchtebeanspruchten Brettspertholzkonstruktionen. Weitere Untersuchungen unter realen Baustellenbedingungen sowie an unterschiedlichen Bauteilgeometrien und Anschlussdetails sind erforderlich, um die gewonnenen Erkenntnisse zu verallgemeinern und in zukünftige Empfehlungen für den Witterungsschutz und die Qualitätssicherung im modernen Holzbau zu überführen.

8 Literaturverzeichnis

- [1] Kalbe, K.; Kalamees, T.; Kuk, V.; Ruus, A.; Annuk, A.: Benetzungsbedingungen, zu erwartender Feuchtigkeitsgehalt und Trocknungsverhalten von CLT-Hirnholzkanten auf der Grundlage von Feldmessungen und Laboranalysen, Building and Environment 221 (2022), DOI: 10.1016/j.buildenv.2022.109245
- [2] Liisma, E.; Kuus, B. L.; Kuk, V.; Kalamees, T.: Eine Fallstudie zum Bau eines CLT-Gebäudes ohne vorläufiges Dach, Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering, Bd. 2, Nr. 25 (2019): S. 53–62, DOI: 10.5755/j01.sace.25.2.22263
- [3] Kalbe, K.; Annuk, A.; Ruus, A.; Kalamees, T.: Experimentelle Analyse der Feuchtigkeitsaufnahme und -abgabe bei CLT-Holz mit freiliegender Stirnseite, das freiem Wasser ausgesetzt ist, 8. Internationale Konferenz für Bauphysik (IBPC 2021), DOI:10.1088/1742-6596/2069/1/012050
- [4] Qualitätssicherung im modernen mehrgeschossigen Holz- und Holz-Hybridbau - Entwicklung von Schutzkonzepten und Monitoringsystemen zum Schutz der Holzkonstruktion vor unzuträglicher Feuchte während der Fertigungs-, Bau- und Nutzungsphase Akronym: HolzQS (Forschungspartner: Brüninghoff Holz GmbH & Co. KG; TU Braunschweig – IBHolz; Heinicke - Büro für Architektur, Energie und Bauphysik; Sachverständigenbüro Mohrmann holz4; Büro für holz[bau]physik), Laufzeit 03-2023 bis 08-2026, Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e.V. FNR, FKZ 2221HV072
- [5] DIN 68800-1: Holzschutz: Allgemeines, Beuth-Verlag, Berlin 2019
- [6] DIN 68800-2: Holzschutz – Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau, Beuth-Verlag, Berlin 2022
- [7] DIN EN 1995-3:2025: Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 3: Ausführung
- [8] VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Allgemeine Regelungen für Bauarbeiten jeder Art
- [9] VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Zimmer- und Holzbauarbeiten
- [10] IngenieurHolzbau.de | Eine Initiative der Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.: Merkblatt: Feuchteschutz von Holzmassiv- und Skelettbauten in der Bauphase, 1. Auflage, August 2025
- [11] Informationsdienst Holz: holzbau handbuch | Reihe 5: Holzschutz | Teil 1: Grundlagen | Folge 1: Feuchtemanagement – Witterungsschutz in der Bauphase, XX 2026

Autoren

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder

Technische Universität Braunschweig
IBHolz | Institut für Baukonstruktion und Holzbau
Schleinitzstr. 21a
38106 Braunschweig

Kontakt:
m.sieder@tu-braunschweig.de

Tomma Grensemann, M.Eng

Technische Universität Braunschweig
IBHolz | Institut für Baukonstruktion und Holzbau
Schleinitzstr. 21a
38106 Braunschweig

Kontakt:
tomma.grensemann@tu-braunschweig.de

Dipl.-Ing. (FH) Daniel Kehl

Büro für Holzbau und Bauphysik
Nixenweg 14
04277 Leipzig

Kontakt:
kehl@holzbauphysik.de

KARLA – Innovatives Holz-Hybrid-Hochhaus in Karlsruhe

Florian Markert, SBP SE

Zusammenfassung

Das Verwaltungs- und Bildungszentrum KARLA ist ein wegweisendes Holz-Hybrid-Gebäude in Karlsruhe. Mit über 1.000 BauBuche-Holzstützen und Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken setzt es auf nachhaltige Tragwerkslösungen. Das Deckensystem vereint die materialspezifischen Vorteile von Holz, Beton und Stahl und ermöglicht so einen Holzskelettbau mit 90 m Bauwerkshöhe in Deutschland. KARLA beweist, dass Holz auch für komplexe und anspruchsvolle Hochbauten geeignet ist – ökologisch, wirtschaftlich und zukunftsfähig. Ein Vorbild für modernen Holzbau!

Abstract

The KARLA administration and education centre is a pioneering hybrid timber building in Karlsruhe. With over 1,000 BauBuche timber columns and cross-laminated timber-concrete composite slabs, it relies on sustainable structural solutions. The slab system combines timber, concrete and steel with their material-specific advantages to create a skeleton structure with a height of 90 metres in Germany. KARLA proves that wood is also suitable for complex and demanding high-rise buildings – ecologically, economically and sustainably. A model for modern timber construction!

Stichworte: Holzhochhaus, Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke, deckengleicher Stahl-Beton-Verbundunterzug

Keywords: Timber high-rise building, CLT-concrete composite slab, ceiling-level steel-concrete composite joist

1 Projektbeschreibung

Der Landkreis Karlsruhe baut in zentraler Innenstadt-lage am Ettlinger Tor auf dem früheren Landratsamt-Areal einen neuen und zukunftsweisenden Gebäudekomplex. Schon in der Wettbewerbs-Auslobung wurde besonderen Wert auf eine nachhaltige Konstruktion gelegt, so dass gemeinsam mit Wittfoht Architekten aus Stuttgart eine Holz-Hybrid-Tragstruktur entwickelt und realisiert wurde.

Grundsteinlegung für das Verwaltungs- und Bildungszentrum KARLA erfolgte im April 2024. Im ersten Bauabschnitt wurde bis Frühjahr 2026 der Rohbau des Flachbaus mit einer Gebäudehöhe von 20m realisiert. Bis 2027 wird aufgrund des länger andauernden Rückbaus der Bestandsgebäude der Rohbau des Hochhauses mit 90m Höhe und 23 Etagen fertiggestellt sein.

1.1 Nutzungen

Das Bauwerk ist insbesondere im Flachbau durch verschiedene Nutzungen gekennzeichnet. Neben hauptsächlich benötigten neuen Büroflächen soll das Gebäude auch für Bildungseinrichtungen mit Seminar- und Konferenzflächen, Betriebsrestaurant, Kindertagesstätte und ärztlicher Praxis genutzt werden. Dabei stehen eine Bruttogeschossfläche von 49.000 m² in den Obergeschossen sowie 14.000 m² in den Untergeschossen zur Verfügung. Die Fläche soll von ca. 2.300 Personen mit ca. 1.250 Arbeitsplätzen genutzt werden.

Bebauungsplan (Nutzungen)

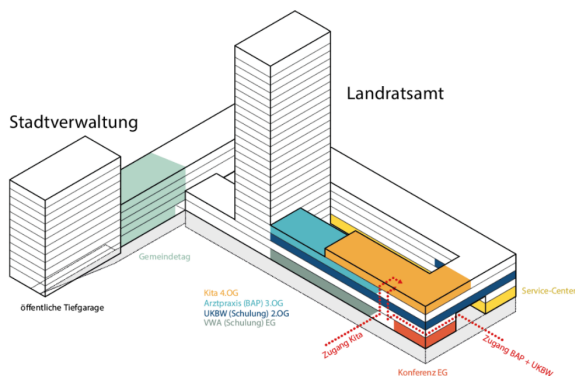


Abb. 1: Gebäudenutzungen © Stadt Karlsruhe, Städtisches Amt

1.2 Gebäudestruktur

Das Gebäude-Achsraster basiert auf einer 1,35m-Rasterung und ist für verschiedene Nutzungskonzepte der Arbeitswelten bis zur Tiefgarage bestens geeignet. Somit wurde nach umfangreichem Variantenstudium ein Skelettbau für das Tragraster von 5,40 x 8,10m entwickelt. Des Weiteren wurde aufgrund der Nutzungsflexibilität, einer erforderlichen Raumhöhe, aber gleichzeitig minimierten Geschosshöhe eine flache Deckenuntersicht mit deckengleichen Unterzügen favorisiert.

Deckensystem

Für den Skelettbau in den Obergeschossen wurde ein gerichtetes Tragsystem aus Holzstützen, Stahl-Beton-Verbundunterzügen und Brettsperrholz-Beton-Decken gemeinsam im Planerteam entwickelt und bewertet.

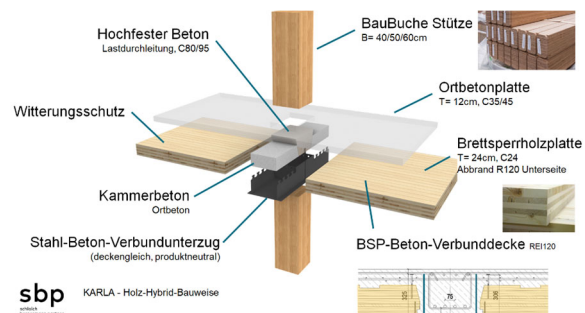


Abb. 2: Deckensystem KARLA

Je nach Beanspruchung und Knicklänge variiert die Holzstützenhöhe; die Breite ist mit 40/50/60cm auf die Stahl-Beton-Verbundunterzüge abgestimmt. Aufgrund der hohen Druckfestigkeit des Holzes wurde im Bereich der Stützenkraftdurchleitung ein Beton C80/95 eingesetzt. Die Stahlkästen der Unterzüge lagern direkt auf den Stützenköpfen. Auf den Bodenblechen der Unterzüge liegen wiederum die Brettsperrholzplatten auf. Zusammen mit der Brand- und Deckenscheibenbewehrung wurden die Unterzüge und Brettsperrholzplatten mit einem Ortbeton C35/45 monolithisch auf der Baustelle verbunden. Somit wirkt nach Fertigstellung ein Stahl-Beton-Verbundunterzug mit Beton als Betondruckgurt und orthogonal dazu eine Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit 8,1m Spannweite.

Gebäudeaussteifung

Die Gebäudeaussteifung erfolgt über sieben Stahlbetontreppenhauskerne sowie die vorhandenen Brandwände im Flachbau. Im Hochhaus befinden sich zwei Aussteifungskerne aus Ortbeton mit je einem Fluchttreppenhaus und Aufzügen vom U02 bis in E23.

Untergeschosse

Das Gebäude hat zwei Untergeschosse, welche komplett in Ortbeton-Bauweise erstellt wurden. Infolge des tragfähigen Baugrunds konnte im Flachbau sowie im Hochhaus eine wirtschaftliche Flachgründung realisiert werden. Das Grundwasser steht bis ins U01 an, folglich wurde der Kellerkasten als WU-Konstruktion ausgeführt. Die Grundwasserhaltung wurde so lange betrieben, bis der Nachweis des Gebäudeauftriebs aus Eigengewicht der Obergeschosse sichergestellt war. Aufgrund der Bauwerksabdichtung, den Setzungsdifferenzen und Horizontalverformungen in den eventuellen Bauwerksfugen, wurde ein komplett monolithisches Gebäude geplant.

Die Untergeschosse werden als Lager, Technikflächen, Parkgarage, Anlieferung etc. genutzt. Über der PKW-Fahrgasse U01 befinden sich Unterzüge. Die Anlieferungsfläche im U02 ist für Sattelzüge ausgelegt, somit wurden große Abfangträger als Stahlfachwerk oder Spannbeton im Untergeschoss erforderlich.

1.3 Bauen mit Bestand

Der Neubau des Landratsamts erfolgt in zwei Bauabschnitten, da zeitgleich zum Neubau das baufällige ehemalige Landratsamt-Hochhaus mit 70m Höhe abgerissen werden musste. Der erste Bauabschnitt begann mit den Untergeschossen des Flachbaus im Juni 2024.



Abb. 3: Baustelle Juni 2024

Die Baugrube wurde zur Erstellung in drei wasser-dichte Bereiche mit Spundwänden unterteilt. Der Rückbau, Abtrag und Abtransport der Obergeschosse des alten Hochhauses erfolgte bis Dezember 2024 parallel zum Neubau der Untergeschosse.



Abb. 4: Baustelle Sept/Okt 2024



Abb. 5: Baustelle Dez 2024

Im März 2025 startete der Rohbau mit den Obergeschossen. Parallel wurde das alte Hochhausfundament zurückgebaut und die Baugrube für den zweiten Bauabschnitt hergestellt. Der Rohbau der Untergeschosse des zweiten Bauabschnitts konnte gut ein Jahr nach dem ersten Bauabschnitt im August 2025 beginnen. In diesem Bau Feld befindet sich auch das neue Hochhaus, leicht versetzt zum Standort des vorherigen.



Abb. 6: Baustelle Juni 2025

1.4 Brandschutz

Bei diesem Gebäude, in welchem das Hochhaus zu großen Teilen aus einem Holz-Tragwerk besteht, wurde dem Brandschutz besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Bauordnungsrechtlich wurde das Bauvorhaben der Gebäudeklasse 5 als Hochhaus und Sonderbau eingestuft. Somit mussten die tragenden Bauteile des Flachbaus feuerbeständig und die des Hochhauses hochfeuerbeständig ausgeführt werden. Die Holzstützen sind auf Abbrand, die Stahl-Verbund-Unterzüge mit einem Heißnachweis und die Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken auf unterseitigen Abbrand bemessen. Deckenoberseitig schützt die monolithische Ortbetonplatte und bildet auch den Raumabschluss (E) und die Isolierung (I). Alle Treppenhäuser und alle Brandwände (bis auf eine Ausnahme) mussten komplett aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Über dem Landratsamt-Eingang konnten die wandartigen Brettsperrholzträger als bekleidete Brandwand ausgeführt werden.

Ein robustes Tragwerk konnte u.a. durch folgende konstruktive Eigenschaften erzielt werden:

- zwei Aussteifungskerne im Hochhaus
- eine durchgehende, monolithische und bewehrte Ortbetondeckenscheibe
- Mögliches HBV-Mehrfelddeckensystem
- Aufgrund der BSP-Querlagen ist die Tragfähigkeit für R90 bzw. R120 der HBV-Decke identisch
- die statische Ausbildung eines Mehrfeldunterzugssystem im Brandfall
- aufgrund der Querschnittsbemessung unter Normaltemperatur haben die Holzstützen in den unteren Geschossen erhöhte Tragfähigkeitsreserven im Brandfall

2 Planung

Aufgrund der vielfältigen tragwerksplanerischen und genehmigungsrechtlichen Herausforderungen hinsichtlich äußerer Randbedingungen, Bauweisen, Spannweiten, Material-Vielfalt, Bauphasen und Bauhilfsmaßnahmen ist eine durchgängige Planung und ingenieurtechnische Kontrolle bei der Umsetzung auf der Baustelle unerlässlich.

Nachfolgend werden ausgewählte Themen der Tragwerksplanung näher erläutert.

2.1 Globales Bauwerk

Windkanal

Zur Ermittlung der genaueren globalen Gebäudewindlasten, windinduzierten Horizontalbeschleunigung in den oberen Geschossen unter Komfortaspekten sowie der lokalen Fassadenwindlasten wurde ein Windkanaltest von Wacker Ingenieure durchgeführt. Die globalen Gebäudewindlasten konnten somit im Verhältnis zu den normativen Angaben merklich reduziert werden.

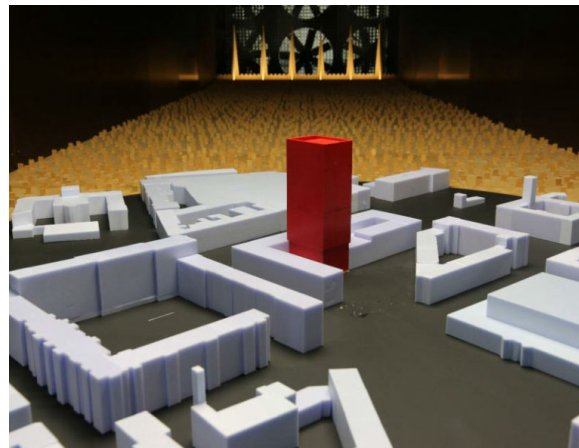


Abb. 7: Windkanal Wacker Ingenieure

Erdbeben

Für die Rheinebene in Karlsruhe ist gemäß den technischen Baubestimmungen [8] in Baden-Württemberg weiterhin die DIN 4149 [1] zu berücksichtigen. Aufgrund der Bedeutung des Bauwerks wurde aber der aktuelle Eurocode DIN EN 1998 [2] angewendet, da dieser eine deutlich höhere Erdbebeneinwirkung vorgibt. Somit wurden mit dem Antwortspektrum-Verfahren die Erdbebenkräfte ermittelt und Soft-Story, Weak-Story, TH2-Check sowie ein Story Drift-Check durchgeführt. Unter anderem wegen der reduzierten Bauwerksmasse war die horizontale Beanspruchung aus Erdbeben kleiner als aus dem Wind.

Kriechen vertikaler Bauteile

Die Baustoffe Holz und Beton kriechen über die Dauer und im Betrag unterschiedlich. Demzufolge wurde für die Lastverteilung bzw. -umlagerung der

Stahl-Beton-Verbundunterzüge

Für dieses Bauvorhaben wurden deckengleiche Slim-Floor Verbundunterzüge verwendet, welche auf den Holzstützen liegen. Die glatte Deckenunterseite bieten für ein Gebäude mit verschiedensten Nutzungen wesentliche Vorteile. Ein weiteres Kriterium war die ausreichende Biegesteifigkeit gegen personeninduzierte Schwingungen bei einer Bauhöhe von 360mm.



Abb. 11: Deckenmontage

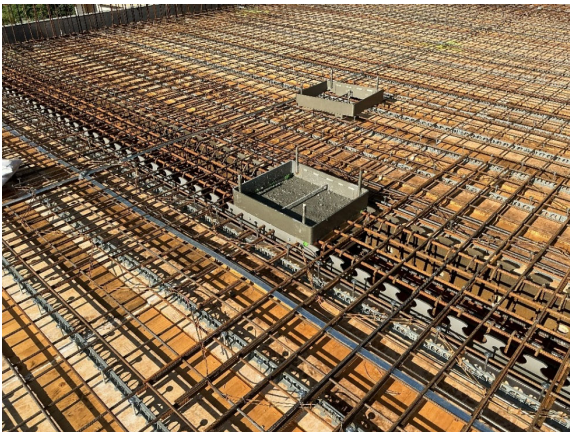


Abb. 12: Verbundunterzug mit Bewehrung

Für die Bemessung wurden zahlreiche Veröffentlichungen zum Verbundbau, die Zulassung der Verbund-Dübelreihe in Klothoidenform [5] und u.a. der Anhang I des Eurocode 4 [6] genutzt. Die Verbundträgergeometrie sowie die passende Detailierung wurde so gewählt, dass diese zu den Projektanforderungen passen, u. a. konnte so die Stützenkraftdurchleitung gelöst werden.

Die folgenden Anforderungen konnten somit auch berücksichtigt werden:

- Produktneutrale Ausschreibung
- Toleranzausgleich zu angrenzenden Bauteilen
- einfache Bewehrungsführung im Ortbeton
- reduzierter Stahlverbrauch (Druck im Beton, Zug im Stahl)
- Umsetzung der Knoten Detailausbildung unter Normaltemperatur und im Brandfall

Unter Normaltemperatur wirken die Unterzüge als Einfeldträger, im Brandfall wirkt die innenliegende Brandbewehrung als Mehrfeldsystem. Die unterseitig sichtbaren Verbund-Unterzüge wurden für eine Beflammung von der Unterseite heiß bemessen. Der Tragwiderstand unter der Einwirkung der Einheits-Temperatur-Kurve wurde dazu je Trägertyp ermittelt, die nachfolgende Abbildung 13 zeigt hierbei den Temperaturverlauf im Querschnitt nach 120min Brandeinwirkung.

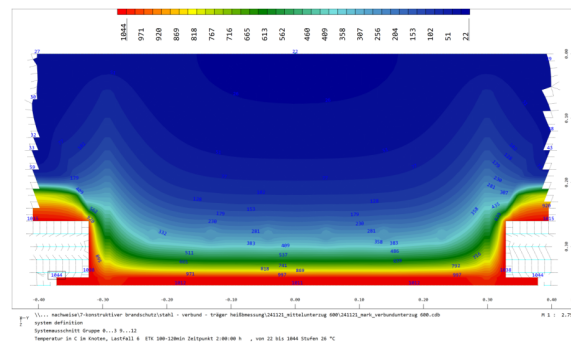


Abb. 13: Isothermen - Verlauf 120min Brandeinwirkung

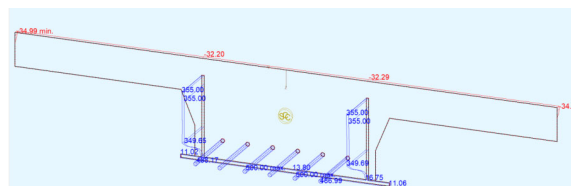


Abb. 14: Spannungsverteilung im Brandfall im Verbundquerschnitt

Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken

Die einachsig spannenden Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken lagern auf den Verbundunterzügen und an Betonwänden auf. Brettsperrholz mit 240mm Dicke wird dabei über Schubkerven mit der 120mm starken Ortbetonplatte aus C35/45 verbunden. Eine flächige Bewehrung verbindet dabei die einzelnen Brettsperrholzplatten sowie die Verbundunterzüge, wobei die Flächenbewehrung im Wesentlichen durch die Verbundfuge der Betonabschnitte und baupraktischen Themen bestimmt wird. Das Verbundbauteil bedarf formal und baurechtlich einer vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung, da die Bemessungsnorm DIN CEN/TS 19103 [7] nicht in die VwV TB [8] von BaWü aufgenommen ist. Die oberseitige Ortbetonplatte übernimmt dabei z.B. folgende Aufgaben:

- Deckendruckzone
- Horizontale Aussteifungsscheibe
- Bauteilmasse für den Schallschutz
- Oberseitigen Brandschutz REI 120
- Bauzeitliche Abdichtung gegen Niederschlag

An der Deckenunterseite erfolgt der Brandschutz mittels Holzabbrand für R90 bzw. R120. Für die HBV-Decke wurden Schallschutzversuche zur Verifizierung des Luft- und Trittschalls mit einem Hohlbodensystem durchgeführt.

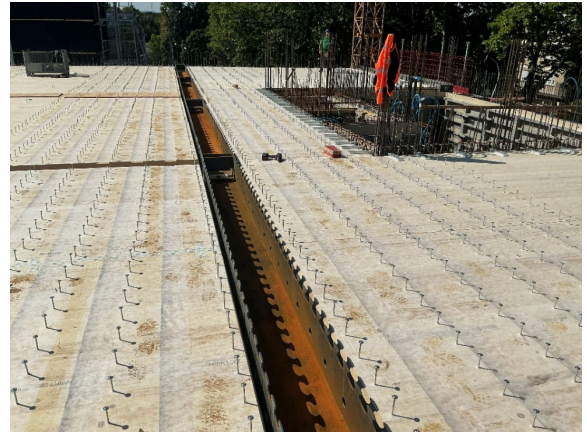


Abb. 16: BSP-Deckenfläche



Abb. 17: Bewehrte HBV-Decke



Abb. 15: BSP-Montage

Wandartige Träger aus Brettspertholz

Vier Geschosse mit einer Grundfläche von 16,20x16,20m befinden sich über dem Landratsamt Hauptzugang am Ettlinger Tor. Zur Abfangung der entfallenen mittleren Stützenreihe erlaubt die Flächennutzung keine Tragelemente im Raum, somit transportieren drei wandartige Träger aus 200mm dickem Brettspertholz die Deckenlasten in die Fassadenebenen, wo diese durch Fachwerke in die Stützenachsen eingeleitet werden.

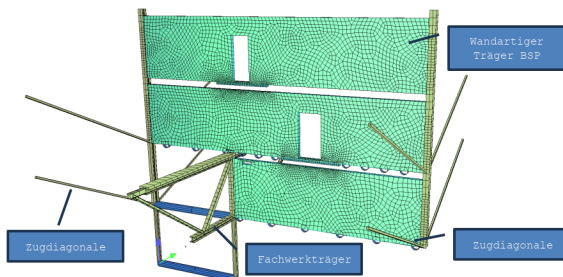
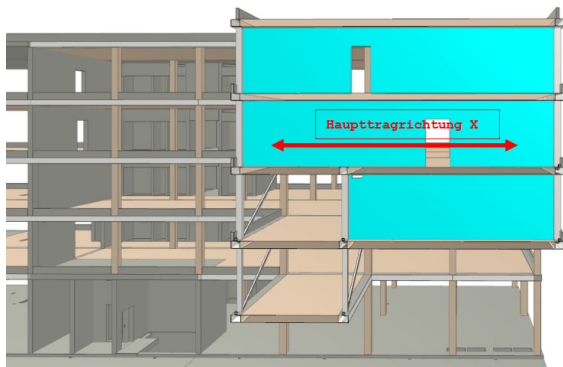


Abb. 18: Wandartige Träger Brettspertholz

Die Wandscheiben werden vorwiegend auf Scheibenkräfte beansprucht. Aufgrund der erforderlichen Türöffnungen und den damit verbundenen Spannungsspitzen in den Brandwänden wurden einzelne Bereiche der Brettlagen durch höherfeste Furnierschichtholzplatten im BSP ersetzt.

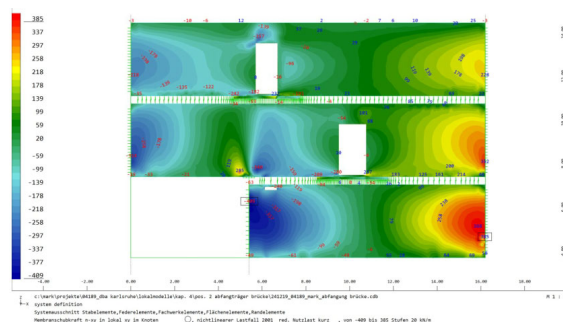


Abb. 19: Scheibenschubverteilung WAT-Brettspertholz



Abb. 20: Brücke LRA-Eingang

2.3 BIM Planung

Für das Bauwerk wurden von den jeweiligen Fachplanern BIM-Modelle erstellt, gepflegt, aktualisiert und regelmäßig ausgetauscht. Aufgrund der Gebäu- degröße ist ein 3D-Gebäudemodell in der Planung von wesentlichem Vorteil. Auch wurde mit Hilfe der BIM-Modelle die komplette Schlitz- und Durchbruchsplanung für die tragenden Bauteile koordiniert und erstellt. Aufgrund der Vielzahl und Abhängigkeiten der Durchbrüche hat sich die Koordination im 3D-Modell bewährt.

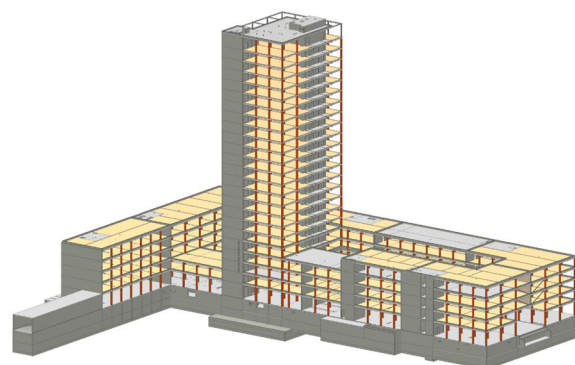


Abb. 21: IFC-Modell (Holzstützen und HBV-Decken)

Aus dem BIM-Modell wurden ca. 260 Schal-, Takt- und Übersichtspläne abgeleitet. Des Weiteren wurden zusätzlich ca. 25 Konstruktions-Leitdetail-Pläne und ca. 500 Bewehrungspläne erstellt.

3 Ausführung

3.1 Untergeschosse

Die Untergeschosse wurden zu großen Teilen in Ort-betonbauweise ausgeführt. Die geplanten Fertigteilunterzüge hat die Baufirma trotz hoher Rüsttürme und längerer Bauzeit mit Ortbeton umgesetzt. Die flächigen Bodenplatten wurden mit einer mehrlagigen Bewehrung hergestellt. Unter dem Hochhaus befindet sich ein Kammerfundament mit einem 80cm Boden und Deckel, die Gesamtfundamentdicke beträgt 3,30m. Damit wurden Betonmasse und Zwangsbewehrung eingespart.



Abb. 22: Kammerfundament Hochhaus zweiter Bauabschnitt

3.2 Konstruktionsbetone

Ein positives Resümee zeigt der Einsatz von CEM III. Dieser wurde wenn möglich immer verwendet, auch bei Sichtbeton. Dabei war die Prüffestigkeit von 56 Tagen für den Bauablauf keine Beeinträchtigung, da die 3, 7 und 14 Tage-Werte eine für den Baubetrieb ausreichende Betonfestigkeit aufweisen. Neben dem Nachhaltigkeitsaspekt neigt der CEM III zu einer geringeren Rissbildung aus Hydratation. Dies war besonders vorteilhaft bei dem großen WU-Kellerkasten ohne Bauwerksfugen sowie bei den Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken und den Stahl-Beton-Verbundträgern mit vollem Zwang aufgrund der Schub-Verbindungs-mittel.

Hochfeste Betone wie ein C80/95 sind für eine Betonwerk nicht alltäglich. Eignungsprüfungen zur Betonrezeptur sind in Abstimmung mit dem Betonlabor im Vorhinein zielführend.

3.3 Bauablauf Obergeschosse

Bei diesem Projekt wurde ein konventioneller Bauablauf für den Holz-Hybridbau gewählt. Im wiederkehrenden Zyklus und in nachfolgender Reihenfolge wurden Wände, Stützen, Unterzüge, Brettsperrholz-Decken und Ortbetondecken hergestellt.

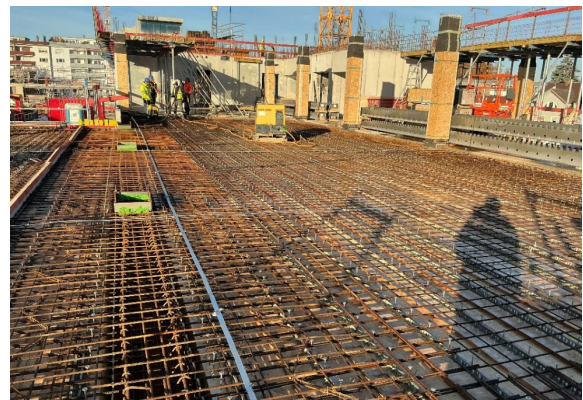


Abb. 23: HBV-Deckenmontage

Aufgrund der Bauwerksgröße konnten die Bau-schritte in den Takten zeitversetzt ausgeführt werden. Infolge der sieben Flachbaukerne, den zwei Hochhauskernen, den zahlreichen Brandwänden aus Beton und den zwei Bauabschnitten wurde gegen eine vorausseilende Betonbauweise entschieden, da dies u.a. zu erheblichen Toleranzproblemen an der Schnittstelle zum Stahl- und Holzbau geführt hätte.



Abb. 24: Baustelle Dez 2025



Abb. 25: Baustelle März 2026



Abb. 26: Baustelle Juni 2026

4 Erkenntnisse und Erfahrungen

Das gewählte Tragsystem aus Holzstützen, Stahl-Beton-Verbundunterzügen und Brettsper Holz-Beton-Verbunddecken hat sich in der Planung, Genehmi-

gung sowie in der Bauausführung bewährt. Insbesondere in der Planung ist eine Detailierungstiefe schon in frühen Planungsphasen für das Tragwerk erforderlich. Bei der Bauausführung ist der Materialfluss und der Koordinationsaufwand aufgrund der drei Baustoffe Beton, Stahl und Holz anspruchsvoller, durch die Teilvorfertigung erhöht sich aber auch die Bausegeschwindigkeit.

Im Laufe des Projekts traten auch unerwartete Herausforderungen für alle Projektbeteiligten auf. Dabei haben beispielhaft folgende Themen für die Zukunft Verbesserungs-, Entwicklungs- bzw. Forschungsbedarf im Bauwesen:

- Gleitende Deckenanschlüsse nicht tragender Wände mit brandschutztechnischen Anforderungen an Decken (Reduzierung der Biegesteifigkeit von Holzdecken im Brandfall aus Abbrand)
- HBV-Verbundkernen als Stirnversatz (Arbeitssicherheit, reduzierter Kernenabstand)
- Reduzierung der HBV-Schubverbundsicherungsschraubenanzahl bei Kernenverbindungen (Wirtschaftlichkeit, Arbeitssicherheit)
- Produktneutrale Ausschreibungen von Holzbauten für öffentliche Auftraggeber

5 Planungsbeteiligte

Bauherr:	Landratsamt Karlsruhe
Architekt:	Wittfoht Architekten, Stuttgart
Tragwerk:	schlaich bergemann partner, Stuttgart
Brandschutz:	bauart Ingenieure, Darmstadt
HLS-Planung:	Pfeil und Koch Ingenieure, Stuttgart
Elektro:	Müller & Bleher, Filderstadt
Prüfstatik:	Mathias Gerold, Karlsruhe

6 Literaturverzeichnis

- [1] DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
- [2] DIN EN 1998-1:2010-12 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [3] DIN EN 1995-1-1:2010-12 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [4] WCTE 2018 - DEFORMATION BEHAVIOUR OF HIGHLY LOADED ELEMENTS IN HIGH-RISE TIMBER BUILDINGS
- [5] aBG Z-26.4-56 - Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform
- [6] DIN EN 1994-1-1:2024-03 Eurocode 4 –Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [7] DIN CEN/TS 19103:2022-02: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung CEN/TS 19103:2021
- [8] Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen – VwV TB Baden-Württemberg vom 10. Dezember 2025

Autor

Dipl.-Ing. (FH) Holz & Ausbau, M.Sc. Bauingenieur
Florian Markert

SBP SE
Schwabstraße 43
70197 Stuttgart

Kontakt:
f.markert@sbp.de

Zirkuläres Bauen als Entwurfsprinzip

Prof. Tobias Götz, PIRMIN JUNG Deutschland GmbH

Zusammenfassung

Wie lassen sich Gebäude so entwerfen, dass sie am Ende ihres Lebenszyklus nicht enden, sondern einen neuen Anfang ermöglichen? Das Collegium Academicum und das Wohn- und Gewerbegebäude «LysP8» sind zwei realisierte Antworten auf diese Frage. Sie machen Rückbaubarkeit zum zentralen Entwurfsprinzip. Das Studierendenwohnheim Collegium Academicum ist ein mehrgeschossiger Holzbau, bei dem auf metallische Verbindungsmittel verzichtet wurde. Tragwerk und Ausbau basieren auf reinen Holz-Holz-Verbindungen, sind flexibel anpassbar und in hohem Maß rückbaubar. Alle Materialien wurden gezielt für Wiederverwendung und sortenreine Trennung ausgewählt. «LysP8» folgt dem Re-Use- und Design-for-Disassembly-Prinzip. Auf einem minimalen Betonsockel steht eine demontierbare Holzkonstruktion aus vorgefertigten Elementen. Zahlreiche wiederverwendete Bauteile – vom Tragwerk über die Decken bis hin zur Fassade – ermöglichen eine Anpassungsfähigkeit über den gesamten Lebenszyklus hinweg.

Abstract

How can buildings be designed so that they do not come to an end at the end of their life cycle, but rather enable a new beginning? The Collegium Academicum and the residential and commercial building “LysP8” are two realized answers to this question. They make dismantlability a central design principle. The Collegium Academicum student residence is a multi-story wooden structure that does not use any metal fasteners. The supporting structure and interior fittings are based on pure wood-to-wood connections, are flexibly adaptable, and are highly demountable. All materials were specifically selected for reuse and single-type separation. “LysP8” follows the principles of reuse and design for disassembly. A demountable wooden structure made of prefabricated elements stands on a minimal concrete base. Numerous reused components—from the supporting structure to the ceilings and facade—enable adaptability throughout the entire life cycle.

Stichworte: zirkuläres Bauen, Rückbaubarkeit, Wiederverwendbarkeit, Design-for-Disassembly

Keywords: circular construction, dismantlability, reusability, design for disassembly

1 Einleitung

1.1 Herausforderungen

Der Bausektor hat einen erheblichen Einfluss auf unsere Umwelt und trägt zur Klimaveränderung bei. In Deutschland wie in der Schweiz sind der Bau und Betrieb von Gebäuden und Infrastrukturen für rund einen Drittel der nationalen CO₂-Emissionen sowie für etwa die Hälfte des gesamten Rohstoffbedarfs verantwortlich. Mit einem Anteil von rund 80 Prozent am Abfallaufkommen stellen Bauabfälle die größte Kategorie dar. Diese Zahlen verdeutlichen die hohe Relevanz des Sektors im Hinblick auf den Ressourcenverbrauch und unterstreichen den dringenden Handlungsbedarf zur Förderung nachhaltigerer Bauweisen und zur Etablierung einer Kreislaufwirtschaft.

Das im Jahr 2015 verabschiedete Pariser Klimaabkommen verpflichtet die Unterzeichnerstaaten zur Reduktion der Treibhausgasemissionen mit dem Ziel, die globale Erwärmung zu begrenzen. Der Bund ist verpflichtet, bei Bauvorhaben und Beschaffungen eine Vorbildfunktion einzunehmen und umweltschonende sowie ressourceneffiziente Lösungen gezielt zu fördern. Prognosen des Bundesamts für Statistik gehen davon aus, dass die ständige Wohnbevölkerung in Deutschland wie in der Schweiz in den kommenden Jahren weiter ansteigen wird. Der damit verbundene zunehmende Bedarf an Wohnraum, Energie und Baumaterialien führt zu einer zusätzlichen Belastung der natürlichen Ressourcen und verschärft die bestehenden ökologischen Herausforderungen.

Der moderne Holzbau gilt als nachhaltige und klimaschonende Bauweise. Die Holzbauweise kann zentrale Anforderungen des Bauwesens – etwa in den Bereichen Brand-, Schall-, Wärme- und Feuchteschutz sowie Erdbebensicherheit und Ökologie – erfüllen. Durch die Nutzung eines nachwachsenden, kohlenstoffbindenden Rohstoffs trägt der Holzbau im Vergleich zu mineralischen Bauweisen zu einer Verringerung des ökologischen Fußabdrucks bei. Darüber hinaus ermöglicht die effiziente, witterungs-unabhängige Vorfertigung eine kurze Bauzeit und damit potenzielle ökonomische Vorteile. Das geringe Eigengewicht und die gute Bearbeitbarkeit fördern zudem den Einsatz von Holz in ergänzenden Strukturen im

Bestand. Die Nachfrage nach dem biogenen Rohstoff Holz hat in den letzten Jahren deutlich zugenommen. Dessen Nutzung ist sowohl aus ökologischer als auch aus ökonomischer Perspektive zu befürworten, sofern sie auf einer nachhaltigen Produktion basiert und in regionalen Wertschöpfungsketten erfolgt.

Der Wald übernimmt eine zentrale Funktion als Kohlenstoffsенке. Um diese Funktion aufrechtzuerhalten, müssen die drei Klimaleistungen – die CO₂-Einlagerung im Wald, die Speicherung von Kohlenstoff in Holzprodukten sowie die stofflich-energetische Substitution von klimaschädlicheren Materialien durch Holz – langfristig gesichert werden.

Vor dem Hintergrund des Klimawandels, des Bevölkerungswachstums und des steigenden Material- und Energiebedarfs wird deutlich, dass auch der Holzbau von einer linearen zu einer zirkulären Bauweise überführt werden muss. Holz soll zunächst als Bau- und Konstruktionsmaterial genutzt und anschließend in der sogenannten Kaskadennutzung mehrfach weiterverwendet werden, bevor es schließlich energetisch zum Einsatz kommt. Durch diese Mehrfachnutzung kann die Speicherung von Kohlenstoff verlängert und der Substitutionseffekt mehrfach realisiert werden.

Im Bausektor ist das Potenzial der Kreislaufwirtschaft bislang nur in geringem Umfang ausgeschöpft. Gebäude, die das Ende ihrer Nutzungsdauer erreichen, werden in der Regel rückgebaut, wobei die anfallenden Materialien recycelt, thermisch verwertet oder deponiert werden. Eine systematische Wiederverwendung von Bauteilen ist bisher kaum etabliert. Um den Prinzipien der Kreislaufwirtschaft gerecht zu werden, müssen Gebäude so konzipiert und errichtet werden, dass Baustoffe sortenrein getrennt und wiederverwendet werden können. Dies ermöglicht eine effizientere Rückführung in den Materialkreislauf, trägt zur Ressourcenschonung bei und leistet einen Beitrag zur Reduktion der Treibhausgasemissionen. Für nachwachsende Rohstoffe wie Holz ist zudem die langfristige Speicherung von Kohlenstoff von zentraler Bedeutung.

Vor diesem Hintergrund stellt sich die Frage, wie Holzbauten geplant und ausgeführt werden können, um das Potenzial der Kaskadennutzung bestmöglich

auszuschöpfen. Die bisher zögerliche Umsetzung von Re-Use-Projekten im Bauwesen ist nicht auf mangelndes Interesse, sondern auf vielfältige strukturelle, technische und organisatorische Herausforderungen zurückzuführen. Dazu zählen die Verfügbarkeit von Bauteilen und Materialien zum benötigten Zeitpunkt, die Bereitstellung von Qualitäts- und Bestandsdaten, rechtliche Unsicherheiten hinsichtlich Gewährleistung, fehlende Standardisierung und Kompatibilität, unzureichende Infrastruktur und Logistik, ein Mangel an Fachwissen und Akzeptanz sowie wirtschaftliche Unsicherheiten.

1.2 Zielsetzung

Auf den nachfolgenden Seiten wird anhand eines Beispiels eine Möglichkeit des kreislauffähigen Bauens im Holzbau abgebildet. Es sollen Hinweise gegeben werden, wie konstruiert werden sollte, um das Nutzungsende eines Gebäudes und dessen Bestandteile möglichst lange hinauszuzögern. Weiter soll aufgezeigt werden, wie die Materialien und Bauteilelemente gefügt werden können, um die Möglichkeit einer qualitativen Rückgewinnung zu erhöhen. Mit dem Ziel, diese anschließend für eine weitere Nutzung einsetzen zu können.

2 Collegium Academicum

2.1 Grundlagen

Das Collegium Academicum in Heidelberg ist ein Studierendenwohnheim, das bewusst in Holzbauweise errichtet wurde, um den Einsatz nachhaltiger und nachwachsender Rohstoffe zu fördern. Im Sinne des zirkulären Bauens verfolgt das Projekt zwei zentrale Ziele: Erstens sollte das Tragwerk ausschließlich mit Holz-Holz-Verbindungen realisiert werden, um eine einfache Demontage und Wiederverwendung der Bauteile zu ermöglichen. Zweitens sollte den Bewohnerinnen und Bewohnern ein möglichst hohes Maß an räumlicher Flexibilität geboten werden. Im Folgenden werden diese beiden Schwerpunkte näher dargestellt.

2.2 Bauteilelemente und Konstruktionen

Das Gebäude wurde als Skelettbauweise errichtet, wodurch ein klares Raster entstand und viele gleichartige Elemente («Gleichteiligkeit») verbaut werden konnten.



Abb. 1: Collegium Academicum (Quelle: DGJ Architektur GmbH)

Zur Aussteifung wurde die Decke als Scheibe ausgebildet; wo erforderlich, kamen aussteifende Innen- oder Außenwände aus Brettspertholz zum Einsatz. Die Außenwände wurden vorgefertigt auf die Baustelle geliefert und waren bereits mit Fenstern und Fassadenleisten ausgestattet. Für die Innenwände entwickelten die Studierenden gemeinsam mit den Architektinnen und Architekten verschiedene Wandsysteme. Ein Mock-Up ermöglichte es den Studierenden, den Schallschutz der unterschiedlichen Konstruktionen unmittelbar zu erleben. Die Wahl fiel auf flexible Schiebewände, die zwischen den tragenden Elementen eingeklemmt werden können. Für diese soziale Wohnform innerhalb einer Nutzungseinheit wurden keine schalltechnischen Anforderungen an die Schiebewände gestellt. Um die Schiebewände einzuklemmen, wurden im Raster des Tragwerks entsprechende Vorrichtungen integriert. Die daraus resultierende Flexibilität wird von den Bewohnenden positiv bewertet.

2.3 Verbindungsmittel

Für die Auswahl der passenden Verbindungsmittel wurde im Rahmen des Projektes eine umfassende historische Recherche zu traditionellen Holz-Holz-Verbindungen durchgeführt. Für den konkreten Anwendungsfall eines mehrgeschossigen Wohnbaus erwiesen sich zwei Holz-Holz-Verbindungen als besonders geeignet: die X-fix-Verbindung sowie die Verbindung mit Holzdübeln, teilweise in Kombination mit Holzlaschen oder Zapfen. Das Ziel, ein reines

Holztragwerk mit Holz-Holz-Verbindungen umzusetzen, wurde so weitgehend erreicht.



Abb. 2: Holz-Holz-Verbindungen - Holzdübel, Holzlasche und X-fix
(Quelle: DGJ Architektur GmbH)

Die Geschossübergänge von Stütze zu Stütze konnten vollständig metallfrei ausgeführt werden. Dazu wurden die Stützen entweder mit Ausfräsungen versehen, in welche Laschen aus Furnierschichtholz eingelegt wurden, oder am Stützenkopf wurden Zapfen ausgefräst, welche in die Zapfenlöcher am Unterzug eingeführt wurden. Anschließend wurden die Deckenplatten aus Brettspertholz aufgesetzt. Über Doppelschwalbenschwanzverbinder (X-fix) wurden die Platten über die gesamte Länge kraftschlüssig verbunden. Die Verbindung zwischen Deckenplatten und Unterzug zur Lagesicherung erfolgt über Buchenholzdübel, so dass eine einfache Demontage und Wiederverwendung ermöglicht wird.

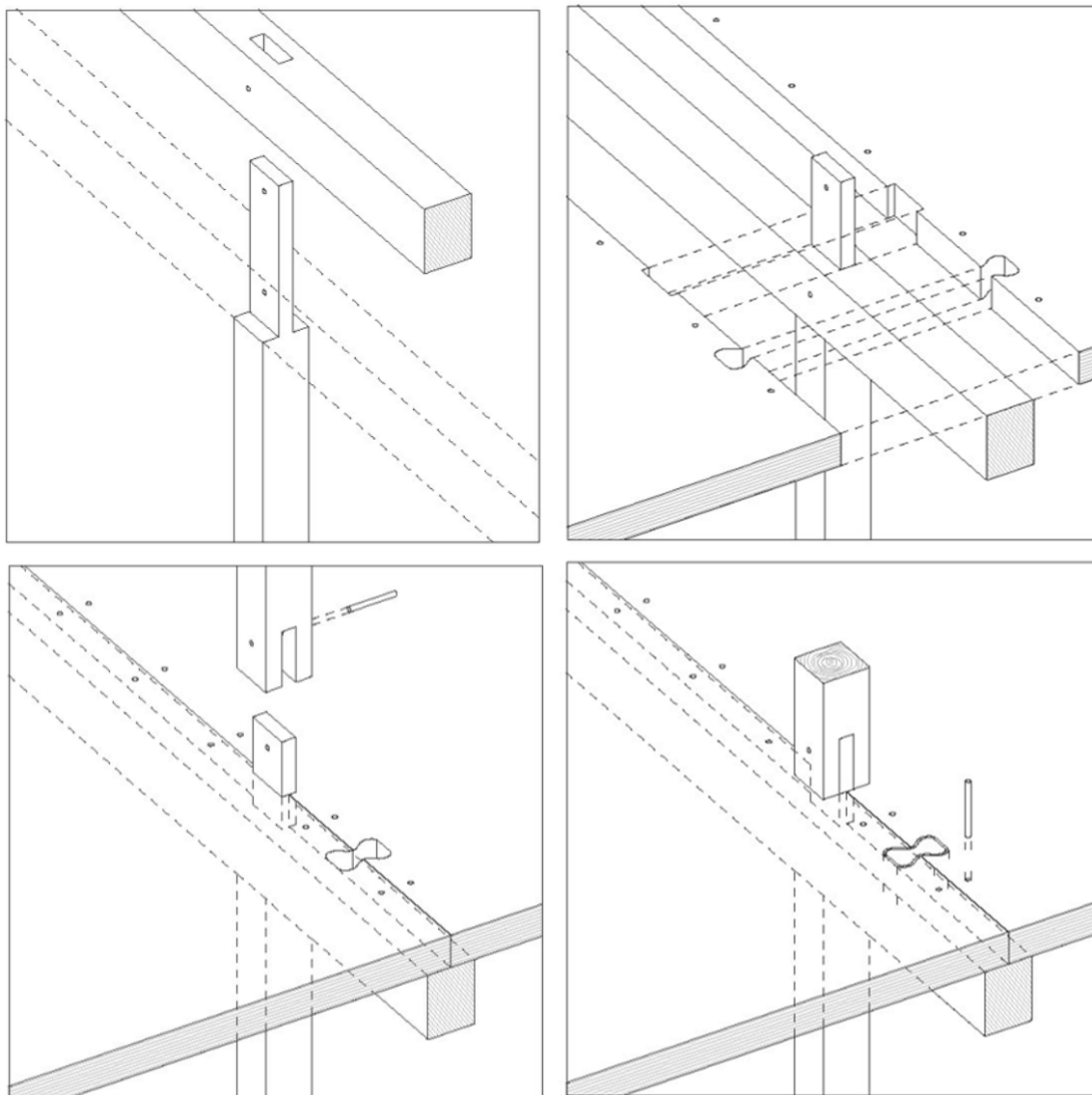


Abb. 3: Anschluss Schema Stützen, Unterzüge, Decken (Quelle: DGJ Architektur GmbH)

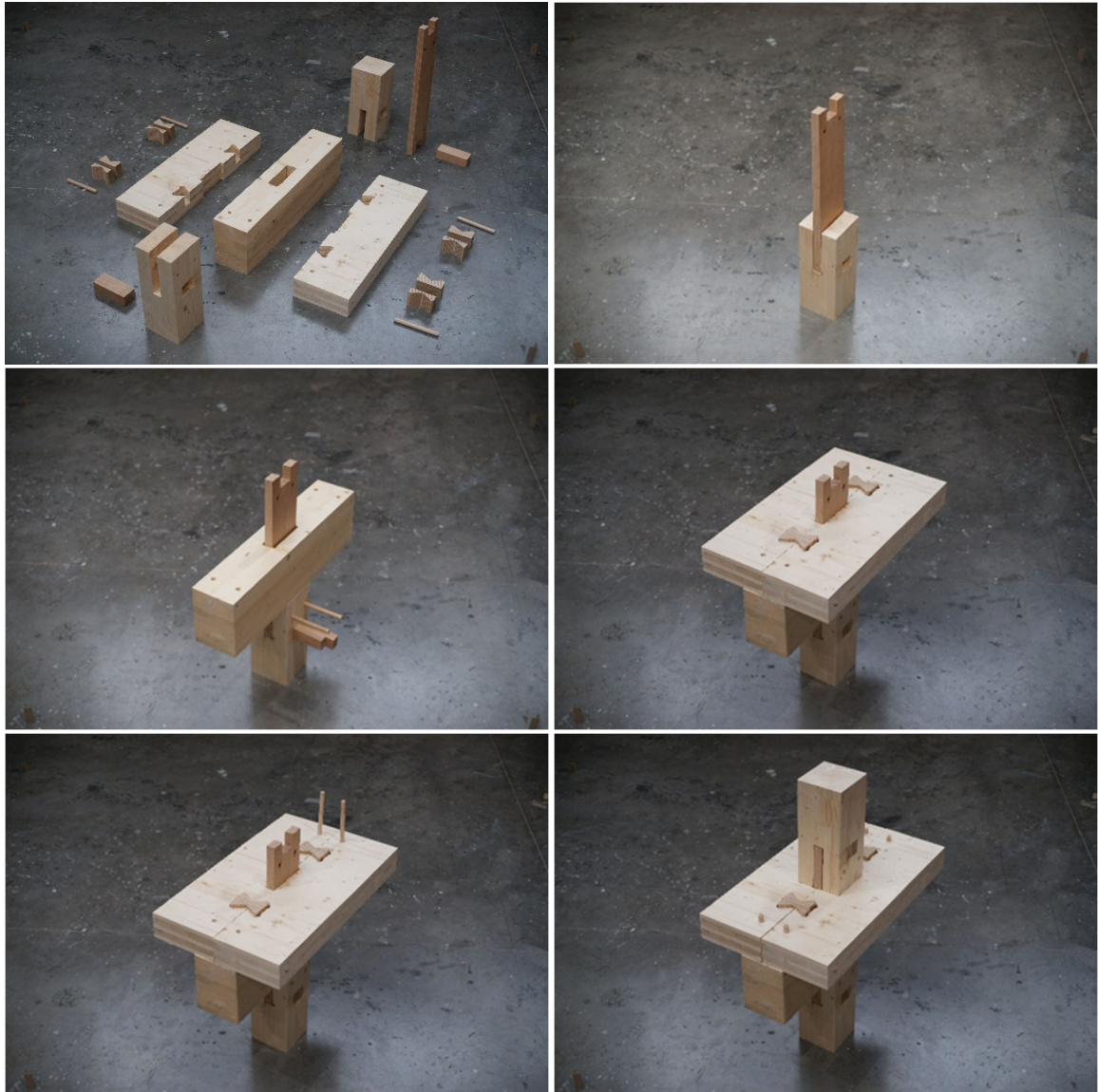


Abb. 4: Anschluss Modell Stützen, Unterzüge, Decken (Quelle: DGJ Architektur GmbH)

Für die Geschossübergänge der aussteifenden Wände aus Brettsperrholz wurde ein ähnliches System wie bei den Stützen entwickelt. Die Brettsperrholz-Platten der Wände wurden mittels X-fix kraftschlüssig mit den darüberliegenden Unterzügen verbunden. Die darauf aufliegenden Deckenplatten wurden – wie zuvor bereits schon erwähnt – ebenfalls durch Buchenholzdübel mit dem Unterzug befestigt, um die Aussteifungslasten in die aussteifende Wand zu übertragen.

Die Verbindungen erwiesen sich als praktikable und ausführungstaugliche Lösung. Dank sachgerechter Vorbereitung durch präzisen Abbund in der Zimmerei und sorgfältiger Ausführung traten keine nennenswerten Schwierigkeiten bei der Anwendung dieser Systeme auf. Die Einhaltung von Maßtoleranzen stellt hohe Anforderungen an die Genauigkeit, ist für erfahrene Holzbaubetriebe jedoch gut umsetzbar. Der größere Aufwand bei den Vorbereitungs- und Fräsarbeiten im Werk gleicht die verkürzte Montagezeit auf der Baustelle aus.

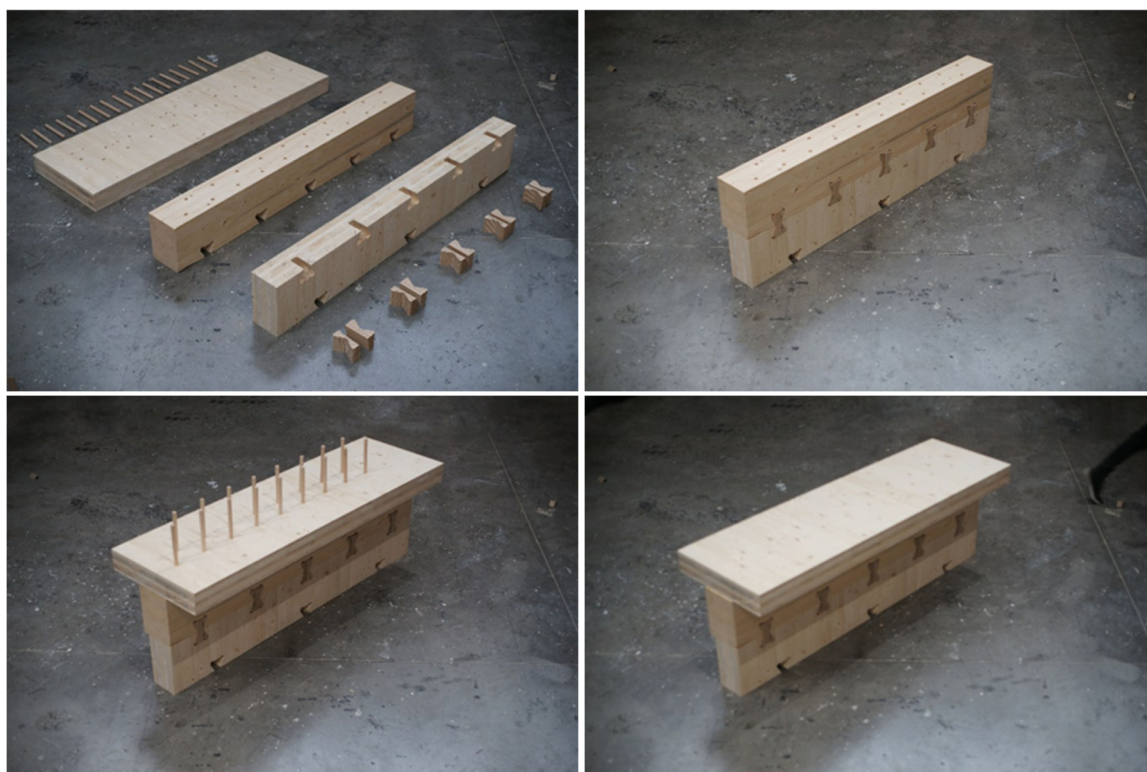


Abb. 5: Anschluss Modell Unterzüge, Decken (Quelle: DGJ Architektur)

3 Zusammenfassung

3.1 Grundlegendes

Das Collegium Academicum zeigt Prinzipien auf, mit denen der Holzbau von einer linearen zu einer zirkulären Bauweise weiterentwickelt und die Bauteilelemente sowie Materialien in die Kaskadennutzung überführt werden können. Als «roter Faden» erweisen sich die drei Kernprinzipien: Systemtrennung, Rückbaubarkeit und Gleichteiligkeit.

Die konsequente Entkoppelung des Tragwerks von Ausbau- und Techniksystemen erhöht die Anpassungsfähigkeit, reduziert Eingriffe bei Umbauten und sichert die Rückbaubarkeit am Ende eines Nutzungszyklus. Die reale Umsetzbarkeit wird durch Elementbauweisen mit hoher Vorfertigung und einem Stützen-Unterzug-System unterstützt, da wiederkehrende Knotenpunkte, standardisierte Raster und serielle Elemente die Möglichkeit der Wiederverwendung erhöhen.

Auf der Verbindungsebene entscheidet weniger der Werkstoff als die Reversibilität der Fügung über den

späteren Wert eines Gebäudes als «urbane Mine». Rückbaubare Schraub-, Steck- und Bolzenverbindungen sind stiftförmigen, nicht lösbaren Mitteln sowie Klebungen überlegen; Holz-Holz-Verbindungen punkten zusätzlich durch Sortenreinheit. Die Wahl der Verbindungsmittel muss deshalb bereits in frühen Phasen der Planung über die gesamte Nutzungsdauer mitgedacht werden.

In den Bauteilen mit hohem Ressourcen- und Emissionsanteil steckt das Einsparpotenzial mit der größten Hebelwirkung. Eine saubere Bauwerksdokumentation und digitale Methoden sind ein weiterer Schlüssel, um Rückbauprozesse in Zukunft effizient und verlustarm umzusetzen. Sie sichern die Auffindbarkeit, lokalisieren Demontagepunkte und informieren über Bauteilelement- und Materialwerte. Zudem verursachen sie im Holzbau kaum Mehraufwand, weil die Vorfertigung ohnehin detaillierte Produktions- und Montageunterlagen erfordert. Digitale Produktdaten und branchen-übergreifende Datenbanken schaffen zudem die Voraussetzung für skalierbare, projektübergreifende Synergien.

Das «Collegium Academicum» zeigt die Potenziale eines gerasterten Skelettbaus mit Holz-Holz-Verbindungen für die Demontage und eine räumliche Flexibilisierung. Das Fallbeispiel beruht auf der Verfügbarkeit detaillierter Informationen zu Planungsprozessen, Entscheidungsgrundlagen und Umsetzungsschritten. Weitere, vergleichbare Projekte und Ansätze existieren auch andernorts.

3.2 Implikationen für Planung, Ausführung und Betrieb

Die frühzeitige Festlegung von Zirkularität als übergeordnetes Projektziel und ein entsprechend interdisziplinäres Teamsetup in der Vorphase, sind zentrale Voraussetzungen für zirkuläres Bauen. Eine solche Zieldefinition prägt bereits zu Beginn die Systemwahl, die Rasterbildung, die konstruktiven Details sowie die Auswahl der Verbindungsmittel und steigert damit die spätere Wiederverwendbarkeit der Bauteilelemente. In der Umsetzung empfiehlt sich eine Priorisierung nach Hebelwirkung: Ressourcen- und emissionsintensive Bauteile sind als erstes auf Zirkularität zu optimieren. Wo erforderlich, können Verschleißschichten bewusst als «Opferholz» konzipiert werden, um die Wiederverwendung werthaltiger, tragender oder ausbaufähiger Elemente sicherzustellen. Ergänzend ist eine Hierarchie für Verbindungsmittel nach deren Lösbarkeit anzuwenden; wo technisch sinnvoll, sind Holz-Holz-Lösungen gegenüber materialfremden Kopplungen zu bevorzugen. Eine Bauwerksdokumentation im Sinne eines «Betriebssystems» mit eindeutiger Bauteilkennzeichnung ermöglicht verlässliche Entscheidungsgrundlagen für Umbau, Instandhaltung und den selektiven Rückbau.

3.3 Ausblick: Entwicklungsbedarfe und nächste Schritte

Standardisierungen würden die Skalierung von kreislauffähigen Holzbauten beschleunigen. Der Ausbau von Datenbanken, entsprechenden Schnittstellen und digitalen Produktpässen, die eine durchgängige Nachverfolgbarkeit von Bauteilen gewährleisten, sind von zentraler Bedeutung. Einheitliche Kennzeichnungen über den gesamten Nutzungszyklus bilden dabei die Voraussetzung, um Bauteile eindeutig zu identifizieren, dokumentieren und in neuen Kontexten wiederverwenden zu können.

Klare Anforderungen an Demontierbarkeit, Zugänglichkeit, Systemtrennung und Dokumentationsstiefe sind über Projekte hinweg zu definieren, regulieren und in den Leistungsbeschreibungen festzuhalten.

Die etablierte Praxis der detaillierten Produktions- und Montageplanung im Holzbau kann als methodischer Anker dienen, um diese Anforderungen in die projektspezifische Planung zu integrieren. Ergänzend sind herstellerübergreifende Komponenten- und Raster-Kataloge zu entwickeln, die wiederverwendbare Standardbauteile mit definierten Raster- und Anschlussgeometrien bereitstellen und geprüfte, lösbare Verbindungsdetails – insbesondere für Geschossdecken und Fassadenelemente – enthalten.

Technologisch rückt die Weiterentwicklung mechanischer Alternativen in den Fokus. Systeme wie Hakenbänder oder Steckverbindungen sind iterativ zu verbessern und anhand standardisierter Rückbaukataloge und Prüfverfahren systematisch zu bewerten. Gleiches gilt für Holz-Beton-Verbundelemente, die zu vorgefertigten, trennfreundlicheren Konstruktionen weiterzuentwickeln sind, um eine hochwertige Wiederverwendung zu erleichtern. Damit die Wiederverwendung prozessual greift, braucht es zudem regionale Logistik-, Prüf- und Wertschöpfungsketten für Holzbauteile sowie die verbindliche Übergabe aktueller Dokumentationen bei Eigentümerwechseln. BIM-basierte Bauteilregister können hierbei als Grundlage urbaner Minen dienen, indem sie Bauteilbestände lokalisieren, Zustände abbilden und Verfügbarkeiten aufzeigen.

Die Umsetzung erfordert einen gezielten Kompetenzaufbau und einen Kulturwandel in Planung, Ausführung und Bewirtschaftung. Fachakteurinnen und -akteure sind in rückbauorientierter Planung, Bauteilkennzeichnung und digitaler Dokumentation zu qualifizieren; zugleich sollten Ziele der Zirkularität bereits in Wettbewerben und Vergaben verankert werden. Erst das Zusammenspiel aus normativer Verbindlichkeit, technischer Standardisierung, datenbasierter Transparenz und organisatorischen Fähigkeiten ermöglicht es, Wiederverwendungen im Holzbau wirksam und skalenfähig zu etablieren.

Es zeigen sich vielversprechende Perspektiven durch unterstützende digitale Systeme, für die Verwendung und Verwertung von Bauteilelementen und Materialien. Sie können eine wichtige Rolle beim Erfassen von Materialflüssen und dem Optimieren von Wiederverwendungsprozessen übernehmen. Bereits jetzt zeigen sich Potenziale in verschiedenen Phasen. Sei es bei Aufnahmen im Bestand und bestehenden Fragmenten, im Planungsprozess beim Verwenden von Verschnitten sowie beim Fügen von vorhandenen Bauteilen oder bei der Ansteuerung von Maschinen für die Vorfabrikation. Der Holzbau weist hervorragende Grundvoraussetzungen auf, um mit individuellen Re-Use Bauteilen umgehen zu können.

Der hier dargestellte Text wurde in Teilen dem «Leitfaden kreislauffähiger Holzbau» von PIRMIN JUNG entnommen. Vollständige, umfassende Informationen können Sie dem nachfolgenden Link auf der Internetseite von PIRMIN JUNG entnehmen: [Leitfaden kreislauffähiger Holzbau](#).

Autor

Prof. Tobias Götz

PIRMIN JUNG Deutschland GmbH
Am Güterbahnhof 16
53424 Remagen

Kontakt:
info@pirminjung.de

Autorenverzeichnis

Elisabet Kuck

BE Ingenieure GmbH, An der Raumfabrik 33b, DE-76227 Karlsruhe

Sebastian Egner

Tragform Ingenieure GmbH, Niederlassung Schwarzwald, Ullerst 3, DE-77716 Hofstetten

Marion Kleiber

Harrer Ingenieure | Gesellschaft Beratender Ingenieure VBI mbH, Am Großmarkt 10, DE-76137 Karlsruhe

Judith Fuhrmann

Harrer Ingenieure | Gesellschaft Beratender Ingenieure VBI mbH, Am Großmarkt 10, DE-76137 Karlsruhe

Ulrich Hübner

Fachverband der Holzindustrie Österreichs, Schwarzenbergplatz 4, AT-1030 Wien

Pedro Palma

Empa – Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, Abteilung Ingenieur-Strukturen, Ueberlandstrasse 129, CH-8600 Dübendorf

Katharina Sroka

Empa – Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, Abteilung Ingenieur-Strukturen, Ueberlandstrasse 129, CH-8600 Dübendorf

Mike Sieder

Technische Universität Braunschweig, IBHolz | Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Schleinitzstr. 21a DE-38106 Braunschweig

Tomma Grensemann

Technische Universität Braunschweig, IBHolz | Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Schleinitzstr. 21a DE-38106 Braunschweig

Daniel Kehl

Büro für Holzbau und Bauphysik, Nixenweg 14, DE-04277 Leipzig

Florian Markert

SBP SE, Schwabstraße 43, DE-70197 Stuttgart

Tobias Götz

PIRMIN JUNG Deutschland GmbH, Am Güterbahnhof 16, DE-53424 Remagen

Tagungsprogramm

Donnerstag, 01.10.2026

KIT Campus Süd, NTI-Hörsaal

Ab 12:15 Uhr	<i>Anmeldung, Tagungsunterlagen, Erfrischungen</i>
13:00 Uhr bis 13:15 Uhr	Eröffnung und Begrüßung Philipp Dietsch (KIT)
13:15 Uhr bis 14:45 Uhr	Verbindungsmittelversagen in Holzverbindungen – Einfluss der Rohdichte auf Beanspruchung und Versagensart stiftförmiger Verbindungsmittel Elisabet Kuck (BE Ingenieure Karlsruhe)
	Rotationssteifigkeit von Verbindungen mit geneigt eingebrachten Schrauben Sebastian Egner (Tragform Ingenieure Hofstetten)
14:45 Uhr bis 15:30 Uhr	<i>Kaffeepause</i>
15:30 Uhr bis 17:00 Uhr	Erdbebenbemessung im Holzbau nach dem Eurocode 8 Marion Kleiber und Judith Fuhrmann (Harrer Ingenieure Karlsruhe)
	Bemessung von Verbindungen nach Eurocode 5 (2027): Neues und Unterschiede Ulrich Hübner (Fachverband der Holzbauindustrie Österreichs)
Ab 19:00 Uhr	<i>Einladung zum Erfahrungsaustausch im Südwerk, mit Buffet und Getränken.</i>

Freitag, 02.10.2026

KIT Campus Süd, NTI-Hörsaal

09:00 bis 10:30 Uhr	Robuste Tragwerke im Holzbau Katharina Sroka, Pedro Palma (Empa Dübendorf)
	Feuchteschutz während der Bauphase – Erfahrungen, Messungen und Empfehlungen Mike Sieder, Tomma Grensemann (TU Braunschweig), Daniel Kehl (Büro für Holzbau und Bauphysik)
10:30 Uhr bis 11:30 Uhr	<i>Kaffeepause</i>
11:30 Uhr bis 13:00 Uhr	KARLA – Innovatives Holz-Hybrid-Hochhaus in Karlsruhe Florian Markert (SBP SE Stuttgart)
	Zirkuläres Bauen als Entwurfsprinzip Tobias Götz (Pirmin Jung Deutschland GmbH Remagen)
Ab 13:00 Uhr	<i>Abschlussgespräche (mit Imbiss).</i>

